

*Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU*  
*Faculté de génie de la construction*  
*Département de génie civil*

# Mémoire de fin d'étude

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

## THEME

*Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation et commercial contreventé  
par voiles et portiques (Avec application du logiciel ETABS)*



**Proposé par :**

**CTC.**

**Dirigé par :**

**M<sup>elle</sup> : LARABI .**

**Etudié par :**

**M<sup>r</sup> : BERKANE BRAHIM.**

**M<sup>r</sup> : AZIZI SAID.**

*Année 2014/2015*



# *REMERCIEMENT*

Tous d'abord nous remercions ALLAH qui nous à aidé pour atteindre notre objectif.

Nous tenons à remercier notre promotrice M<sup>elle</sup> : LARABI pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.

Nous tenons à remercier tous les enseignants de GENIE CIVIL qui ont contribué à notre formation.

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

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

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

**Merci**

# SOMMAIRE

## **Introduction**

<b>Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage .....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge .....</b>	<b>9</b>
<b>Chapitre III : Calcul des éléments secondaires</b>	
• <b>III-1 : Acrotère .....</b>	<b>20</b>
• <b>III-2-1 : Balcon.....</b>	<b>27</b>
• <b>III -2-2 : Porte à faux.....</b>	<b>33</b>
• <b>III-3-Escaliers.....</b>	<b>41</b>
• <b>III-4 : Poutre palière.....</b>	<b>56</b>
• <b>III-5 : Planchers corps creux .....</b>	<b>62</b>
• <b>III-6 : dalle pleine de la salle Machine .....</b>	<b>79</b>
<b>Chapitre IV : étude de contreventement.....</b>	<b>86</b>
<b>Chapitre V Modélisation avec le logiciel ETABS et vérification RPA. ....</b>	<b>103</b>
<b>Chapitre VI : Efforts et ferrailage des éléments .....</b>	<b>122</b>
• <b>VI -A : Ferrailage des poteaux .....</b>	<b>125</b>
• <b>VI -B : Ferrailage des poutres.....</b>	<b>147</b>
• <b>VI -C : Ferrailage des voiles .....</b>	<b>142</b>
• <b>VI -D : Eude des linteaux.....</b>	<b>179</b>
<b>Chapitre VII : Etudes des fondations .....</b>	<b>192</b>
<b>Conclusion</b>	

### **INTRODUCTION :**

La gestion du risque sismique est un paramètre très essentiel pris en considération dans les zones où l'on observe une activité sismique importante, pour cause les effets ressentis par ce phénomène peuvent s'avérer extrêmement dévastateurs vu les endommagements qu'il peut générer sur les différentes structures de génie civil (habitations, ponts, routes.....).

Ce constat fait appel à l'importance de l'étude de génie civil ainsi que les différents règlements parasismiques qui l'accompagnent.

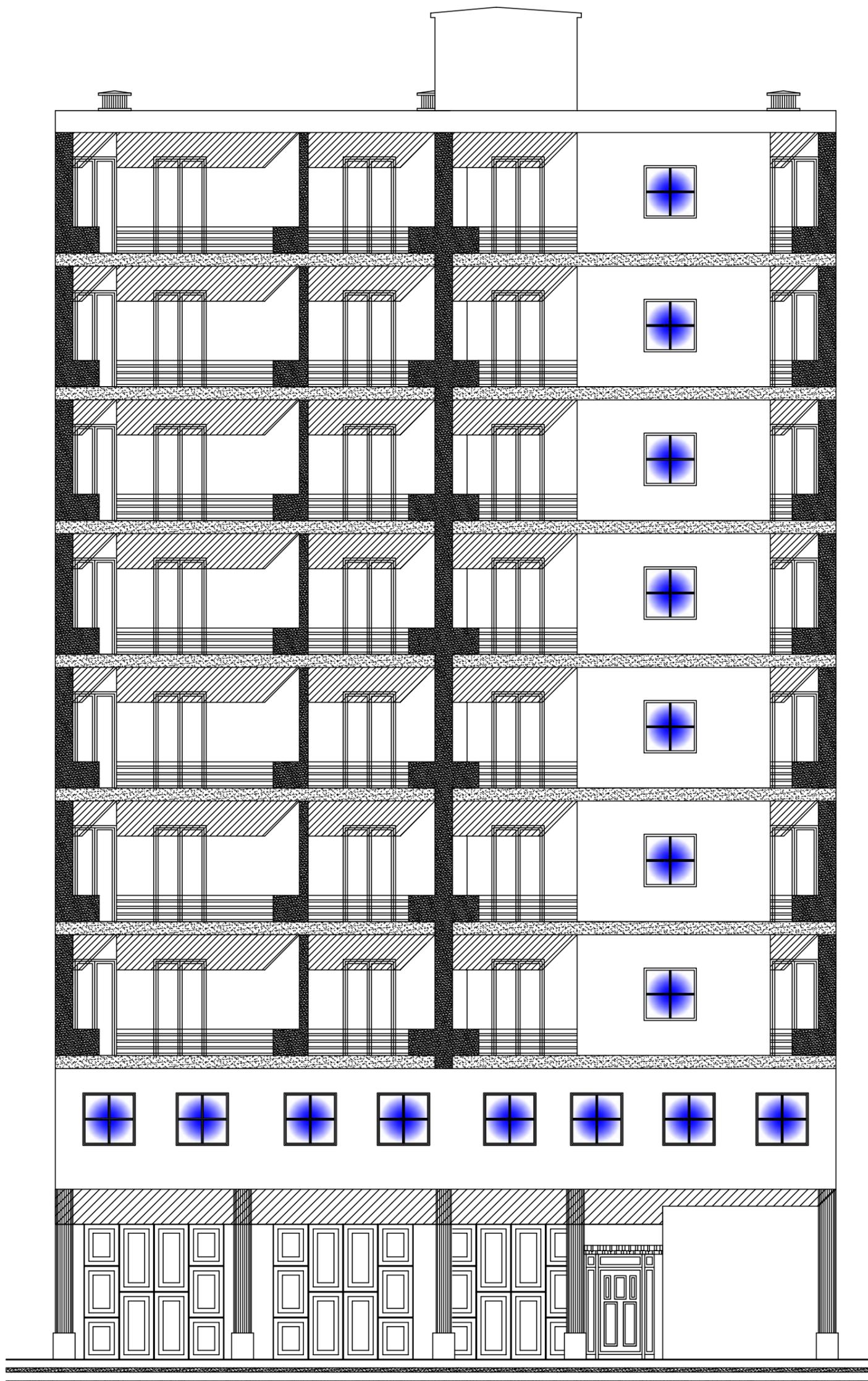
De ce fait le RPA 99/2003 est élaboré pour mieux gérer le secteur de constructions civiles en fixant les conditions d'exécution, les sections minimales (aciers, bétons), ainsi que le choix de la méthode de calcul.

Toute étude de génie civil doit se référer aux exigences citées dans ce DTR ainsi que celles du CBA 93 pour qu'elle soit conforme aux normes, ainsi qu'à la nature de l'ouvrage, la zone de son implantation, et recommandations liées à l'aspect fonctionnel.

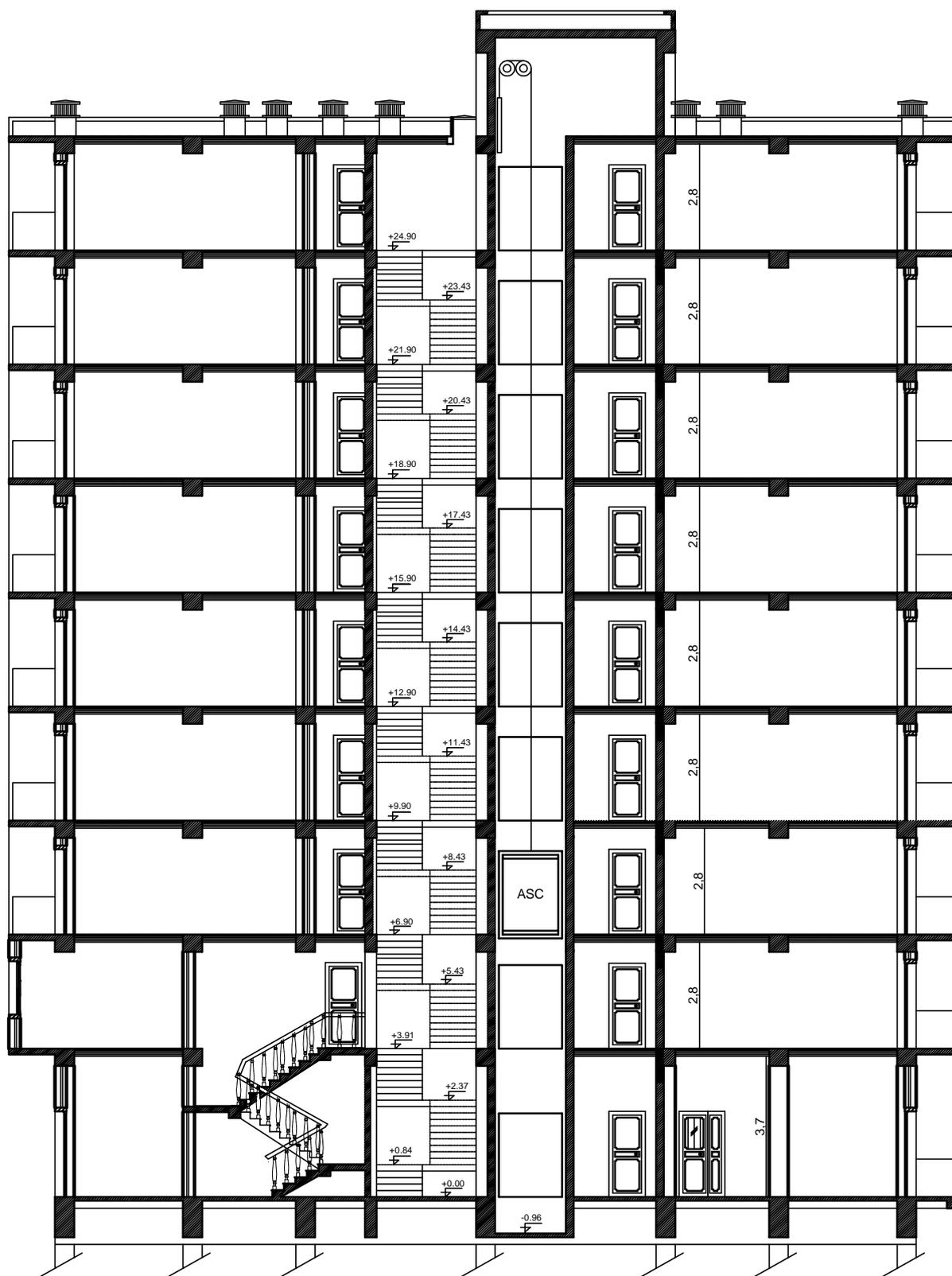
Le contrôle technique des constructions (**CTC**) est l'organisme qui garantit la conformité aux textes réglementaires des ouvrages à réaliser, en effectuant des visites d'inspection au niveau des chantiers d'exécution.

Notant que le génie civil a pour but de garantir deux aspects essentiels, d'une part le facteur rigidité, ce dernier est obtenu en optant pour des calculs justifiés et précis ; d'autre part ne pas se dispenser de l'aspect économique. Pour cela ; l'étude est faite tout en s'assurant de la présence de ces deux caractères.

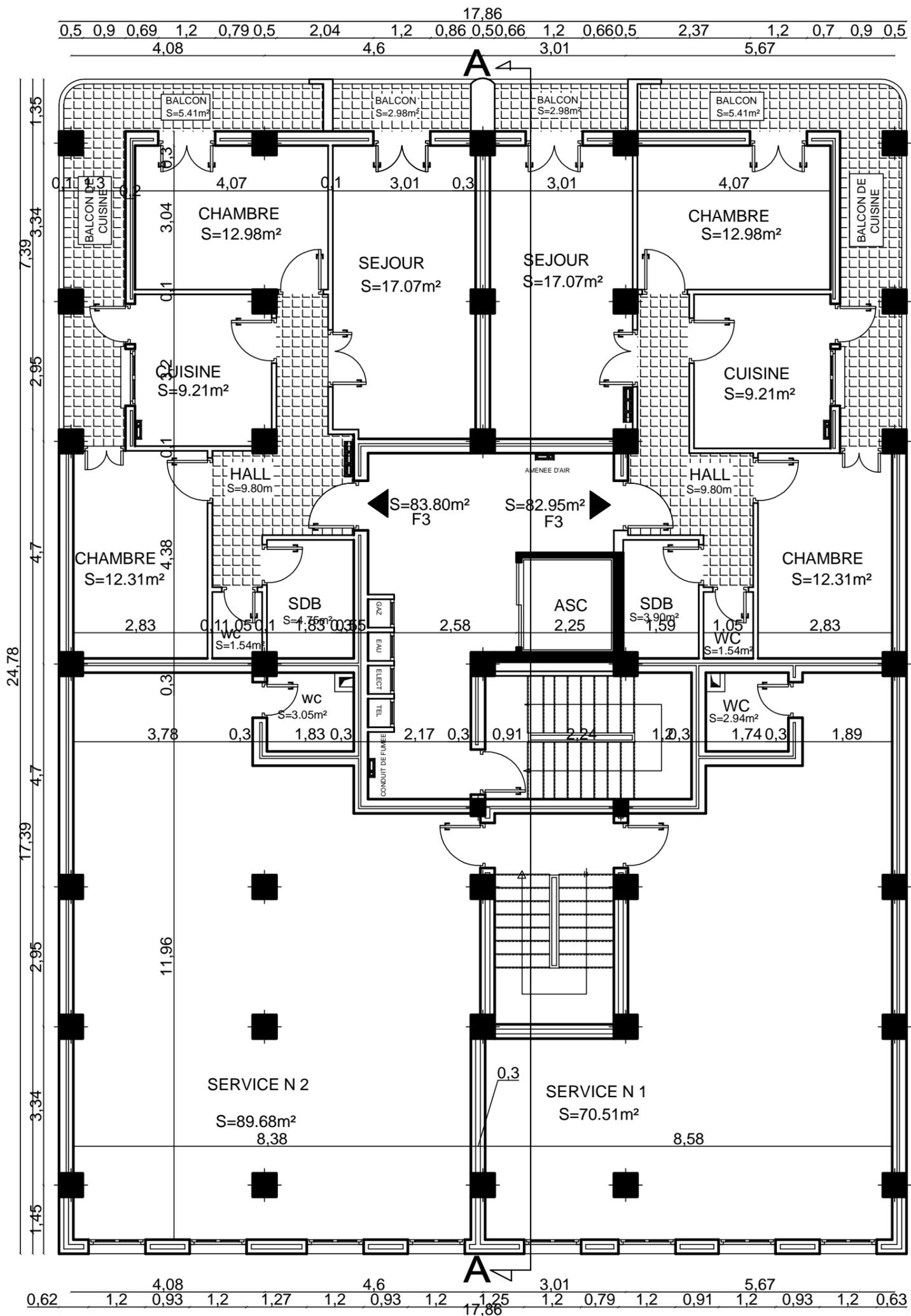
***PLANS D'ARCHITECTURES.***



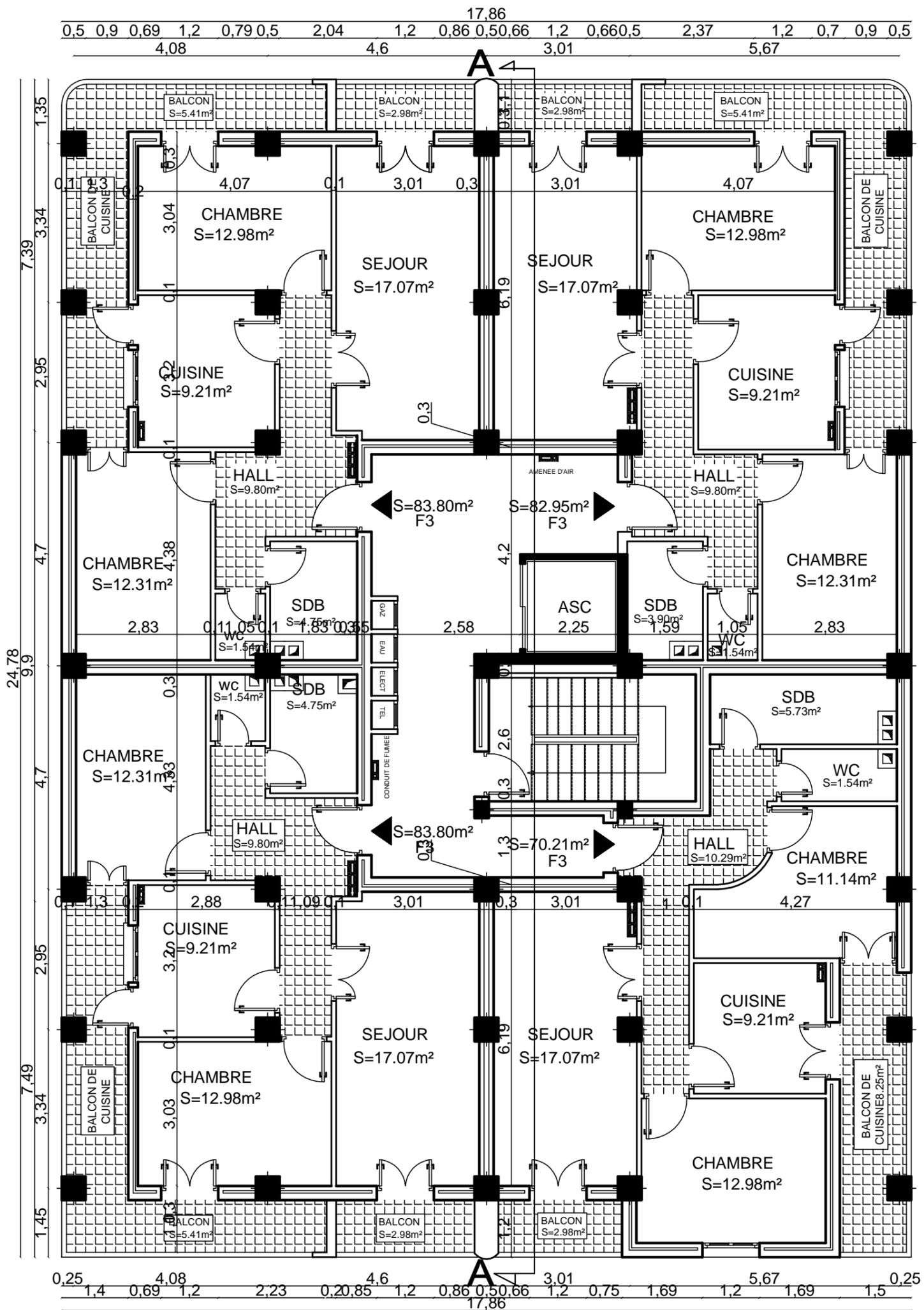
façade principale du  
bloc A/ ech: 1/50



**COUPE AA DU**  
**bloc A/ ech: 1/50**



plan de 1er étage du  
 bloc A / ech: 1/50



plan de l'étage courant  
du bloc A /ech: 1/50

# **CHAPITRE I**

*Présentation et description de l'ouvrage*

### I.1. Introduction :

La structure qui fait l'objet d'étude est en (R+8) à usage triple (usage d'habitation, usage bureau ou usage commercial), elle sera implantée à TIZI OUZOU, classée selon le (RPA99/2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (zone II-a), qui est soumise à une activité sismique relativement modérée.

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

- Le RDC à usage commercial
- Le 1<sup>ère</sup> étage à usage habitation et bureau .
- Les étages courants du 2<sup>ème</sup> jusqu'au 8<sup>ème</sup> étage à usage d'habitation.
- 01cage d'escalier pour accéder au bureau de 1ere étage.
- 01cage d'escaliers pour les étages à usage d'habitation
- 01cage d'ascenseur.
- Le plancher terrasse de l'ouvrage est inaccessible

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

- Hauteur totale : 31.20m
- Hauteur du RDC : 3.91m.
- Hauteur d'étage courant : 3.06m.
- Longueur totale : 24,78m
- Largeur totale : 17,85m

**I.4. Les éléments constituant l'ouvrage :** L'ouvrage en question est constitué à partir des éléments suivants :

➤ **L'ossature :**

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

➤ **Planchers :**

Les planchers sont réalisés en corps creux, ou bien en dalles pleines (dans le cas où les charges transmises sont trop importantes).Ils doivent assurer la fonction de diaphragme (élément infiniment rigide suivant son plan et conçu pour transmettre les efforts aux éléments de contreventement).

Les planchers assurent deux fonctions principales, une fonction de portance et une autre qui consiste à isoler l'étage thermiquement et acoustiquement :

- **Fonction de résistance mécanique et de portance:**

Les planchers doivent supporter leurs poids propres ainsi que les surcharges, et de les transmettre ensuite aux éléments porteurs de la structure.

### ▪ **Fonction d'isolation :**

Les planchers doivent isoler thermiquement et acoustiquement, ceci en limitant la transmission de la chaleur et du bruit d'un étage à l'autre. Dans certains cas ; l'utilisation d'un matériau isolant est recommandé.

- **Les Voiles :** Les voiles sont disposés d'une façon symétrique pour avoir une bonne répartition des rigidités, et limiter les effets de la torsion, Ils sont définis par leur longueur qui est supérieure à quatre fois l'épaisseur. Dans le cas contraire l'élément est considéré comme étant un poteau.
- **Remplissage :** Les remplissages ont pour rôle de définir l'espace intérieur de la structure, On distingue trois types :
  - **Les murs de façade** qui sont réalisés en double cloisons de briques creuses de 10 cm, séparées par une lame d'air de 10 cm.
  - **Les murs de séparation intérieurs** en simple cloisons de briques de 10 cm.
  - **Les murs de séparation entre deux logements :** sont en double cloisons de (30cm) d'épaisseur (en brique creuse de 10cm pour les cloisons extérieurs et intérieurs +une lame d'air de 10cm).
- **Revêtement :** Ils sont réalisés dans le but de garantir l'aspect fonctionnel de la structure, on distingue les revêtements suivants :
  - **Carrelage** pour les planchers et les escaliers.
  - **Céramique** pour les salles d'eau.
  - **Mortier de ciment** pour les murs de façades et les salles d'eau et cuisines.
  - **Plâtre** pour les cloisons intérieurs et les plafonds.
- **Les escaliers :** La structure présente un seul type d'escalier (deux volées) .Ils permettent d'accéder aux différents étages, ils sont constitués de paliers et de paillasses en béton armé coulé sur place.
- **Cage d'ascenseur :** vu que la structure comporte huit étages à partir du RDC , l'incorporation d'une cage d'ascenseur est nécessaire elle sera réalisée en mur en béton arme. Les équipements de la salle machine sont posés sur une dalle pleine.
- **Infrastructures :** Les fondations sont réalisées en tenant compte de la nature du sol sur lequel repose la structure en question, ainsi que l'intensité des charges transmises par celle-ci.
- **Système de coffrage :** Le système de coffrage utilisé est fonction de la nature et de la complexité géométrique de l'élément, ainsi on peut utiliser le système de coffrage traditionnel, ou bien le système de coffrage métallique.

### 1.5. Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble et par conséquent on a adopté :  $\sigma_{sol} = 1,75 \text{ bars}$  sur 1.5m de profondeur.

### 1.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

**1.6.1. Le béton :** Le béton est le matériau de base dans la construction civil, il doit remplir les conditions requises indiquées dans les règlements en vigueur à savoir : (RPA 99/2003,

CBA93). Du point de vue résistance, le béton présente une grande résistance à la compression comparée à celle de la traction qui est relativement faible. De ce fait ; l'introduction des armatures est indispensable pour atteindre la notion de béton armé.

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

A titre indicatif le dosage courant par  $1\text{m}^3$  est indiqué comme suit :

- Granulat (sable  $\Phi \leq 5\text{mm}$ , gravier  $5 \leq \Phi \leq 25\text{mm}$ ).
- Gravions : 800L
- Sable : 400L
- Ciment : 350Kg /  $1\text{m}^3$  de classe CPJ CEM II/ A 42,5
- Eau : 175L (E/C=0,5).

**Remarque :** Dans les cas courants ; le béton est dosé à  $350\text{ KG/m}^3$ . Le rapport E/C doit être égal à 0.5 dans le cas de l'absence d'adjuvants. Les granulats doivent être pris à sec.

Pour un rapport E/C > 0.5 ; le pourcentage d'eau est très élevé, il ya risque de ségrégation.

Pour un rapport E/C < 0.5 ,cela entrainera des difficultés dans la maniabilité du béton, et un mauvais remplissage dans les moules de coffrage

### 1- Principaux caractéristiques et avantages de béton:

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes**, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques**, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contre partie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

**2-Valeur caractéristique requise du béton à la compression : (art : A.2.1, 11 BAEL91)** Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté ( $f_{c28}$ ). Pour les sollicitations s'exerçant sur un béton d'âge inférieur à 28 jours, la résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{c_j} = \frac{J}{(4.76 + 0.83J)} f_{c_{28}} \quad \text{pour } f_{c_{28}} \leq 40\text{Mpa.}$$

$$f_{c_j} = \frac{J}{1.4+0.95J} f_{c_{28}} \quad \text{pour } f_{c_{28}} \geq 40 \text{ Mpa.}$$

Le béton confectionné pour les différents éléments de la structure doit avoir une valeur caractéristique requise minimale égale à 25MPA. Rappelant que les formules citées précédemment sont valables pour un béton non traité thermiquement.

### 3- Résistance caractéristique du béton à la traction : (art A.2.1, 12 BAEL 91) :

La résistance caractéristique du béton à j jour est conventionnellement calculée par la relation suivante :

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} \quad (f_{c_j} \text{ exprimé en MPA}).$$

$$\text{à } j=28j \rightarrow f_{t_{28}} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ Mpa.}$$

**Remarque :** Pour les bétons d'âge supérieur à 28 jours, on peut admettre une valeur de résistance à la compression au plus égale à 1,10  $f_{c_{28}}$ .

### 4- Module de déformation longitudinale :(art : 2.1, 2 BAEL 91) :

#### ▪ Module de déformation instantanée : (art : 2.1, 21 BAEL91) :

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

$$E_{ij} = 11000 (f_{c_j})^{1/3} \text{ Mpa} \quad \rightarrow \text{pour } f_{c_j} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa.}$$

#### ▪ Module de déformation différée : (art : 2.1, 22 BAEL91) :

Le module de déformation différé comprend les déformations résultant du fluage ainsi que celles du retrait du béton.

$$E_{vj} = 3700 (f_{c_j})^{1/3} \text{ Mpa} \quad \rightarrow \text{pour } f_{c_j} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vj} = 10818.87 \text{ Mpa.}$$

### 5- Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Avec : E : module de Young et  $\nu$  : coefficient de poisson.

**6-Coefficient de poisson :** Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale  $\Delta d/d$  et la déformation relative longitudinale  $\Delta l/l$  ;  $\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$ .

Ce coefficient est pris égal à l'une des valeurs suivantes :

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

$\nu=0.2$  à l'ELS, pour le calcul des déformations.

**7- Etats limites:** Ils correspondent aux conditions de sécurité et de comportement en service de la structure, on distinguera deux types :

▪ **état limite ultime de résistance: (art : A.4.3 BAEL).**

C'est la limite au-delà de laquelle la structure perd sa stabilité :

-stabilité de forme (flambement)

-résistance mécanique (rupture) et donc la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{avec : } \theta \cdot \gamma_b \text{ est un coefficient de sécurité pris égal à :}$$

1.15 en situation accidentelle

1.00 en situation courante

0.85 devient 0.8 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères :

$\theta$ : coefficient d'application des actions considérées, telle que :

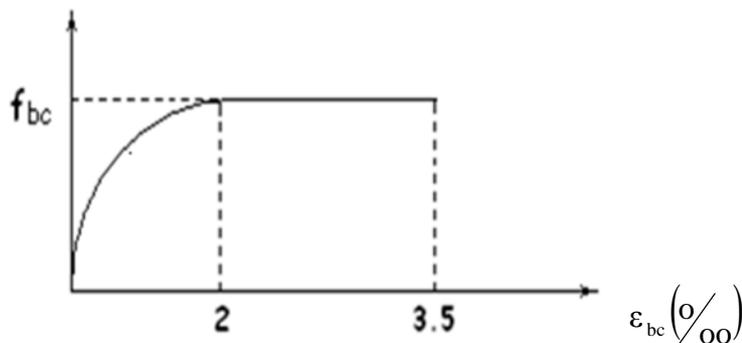
$\theta=1$  si la durée d'application des actions est supérieure à 24h

$\theta=0.9$  si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h

$\theta=0.85$  si la durée d'application des actions est inférieure à 1h

A 28j on a  $F_{bc}=14.2\text{MPa}$  en situation courante.

**Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU :(BAEL/A.4.3.4)**



**Figure I.2 : Diagramme contrainte- déformation (ELU)**

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰}$  compression pure

Avec : ( $\varepsilon_{bc}$  raccourcissement du béton).

$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$  compression avec flexion.

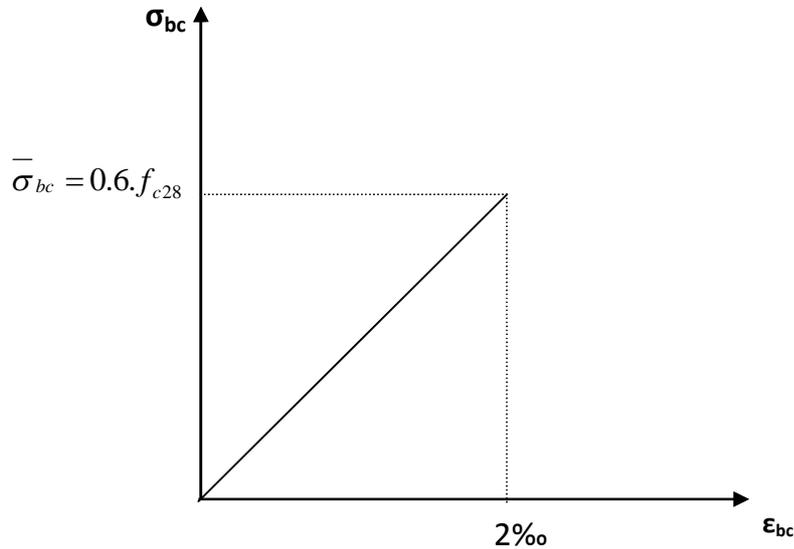
En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2%.

- **état limite de service** (BAEL/A .4.5.2) :

C'est la limite au-delà de laquelle les conditions normales de durabilité et d'exploitation ne seront plus satisfaites, il comprend l'état limites de fissuration et de déformation.

La contrainte limite ultime de service a la compression est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{Mpa (à 28j d'âge)}$$



### 8-contrainte limite de cisaillement à l'ELS :(BAEL 91 modifier en 99 ; ART5-1)

elle est donnée par :  $\tau = v_u / b \cdot d$

$v_u$  : effort tranchant

$b$  : largeur

$d$  : hauteur utile  $d = h - c$

$\tau_u \leq \min \{0.2f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{Mpa}\}$  si la fissuration est non préjudiciable

$\tau_u \leq \min \{0.15f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{Mpa}\}$  si la fissuration préjudiciable est très préjudiciable

### I.6.2. Acier :

#### a-généralité :

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

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondant à des limites d'élasticité garanties de 215Mpa 235Mpa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400Mpa et 500Mpa.
- Treillis soudés formés par assemblage des barres tréfilées soudées.

**b-module d'élasticité longitudinale  $E_s$**  : Il est pris égal à  $2.10^5$  Mpa

**c-contraintes limites  $\sigma_{st}$**  :

➤ **A L'ELU**

$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$  → telle que  $\gamma_s$  est un coefficient de sécurité pris égale à :

1.15 → situation courante

1.00 → situation accidentelle

➤ **A L'ELS**

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées ; en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

▪ **Fissuration peu nuisible : (A.4.5.32)**

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire  $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

▪ **Fissuration préjudiciable : (A.4.5.33)**

Cas des éléments exposés aux intempéries

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ MPa}$$

▪ **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.34)**

Cas des éléments exposés à un milieu agressif

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e, \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \text{ en MPa}$$

$\eta$  : coefficient de fissuration

$\eta = 1$  pour les ronds lisses

$\eta = 1.3$  pour les fils dont le diamètre  $< 6$  mm

$\eta = 1.6$  pour les hauts adhérences (HA)

**d- diagramme contrainte déformation (Art A.2.2.2/BAEL91)**

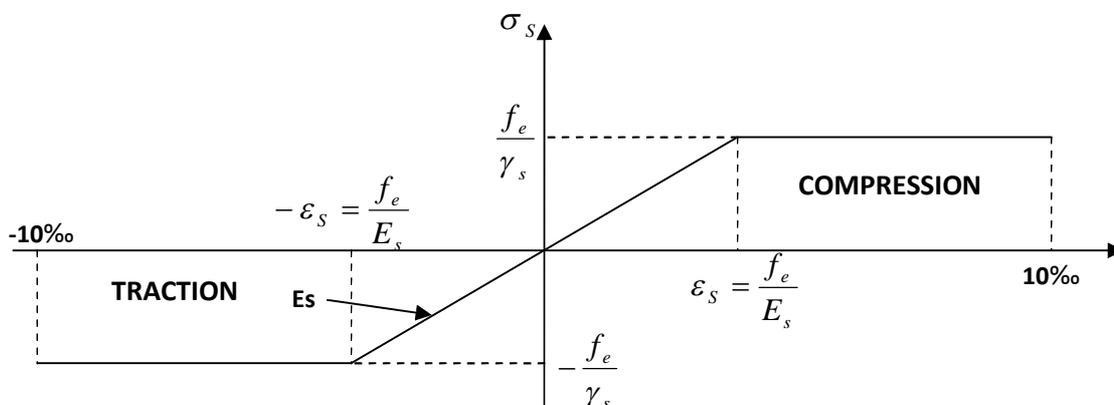


Figure I-4-diagramme contrainte déformation

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

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et d'agents agressifs, nous devons respecter les conditions d'enrobage suivantes :

- $C \geq 5\text{cm}$  ...pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou au brouillard salin.
- $C \geq 3\text{cm}$  ...pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1\text{cm}$  ...pour les parois situées dans les locales.

# **CHAPITRE II**

*Prédimensionnement et descente de charge*

### II.1. Pré dimensionnement et descente de charge :

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

#### II.1.1. Les planchers :

Le plancher est la partie horizontale de la construction séparant deux niveaux successifs, il a pour rôle la transmission des charges et surcharges verticales aux éléments porteurs, ainsi que la fonction de diaphragme qui consiste en l'acheminement des charges horizontales aux éléments de contreventement.

Il est constitué de corps creux qui servent de coffrage perdu et d'une dalle de compression de quatre centimètres d'épaisseur. L'ensemble est placé sur des poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite travée des planchers.

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

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :  $h_{tp}$  : hauteur totale du plancher

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

valeur de  $L_{max}$  est prise entre nus d'appuit, donc :  $L_{max} = 4,70 - 0,25 = 4,45m$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq \frac{445}{22,5} = 19,77 \text{ (cm)} \rightarrow \text{on opte pour un plancher de (16+4)}$$

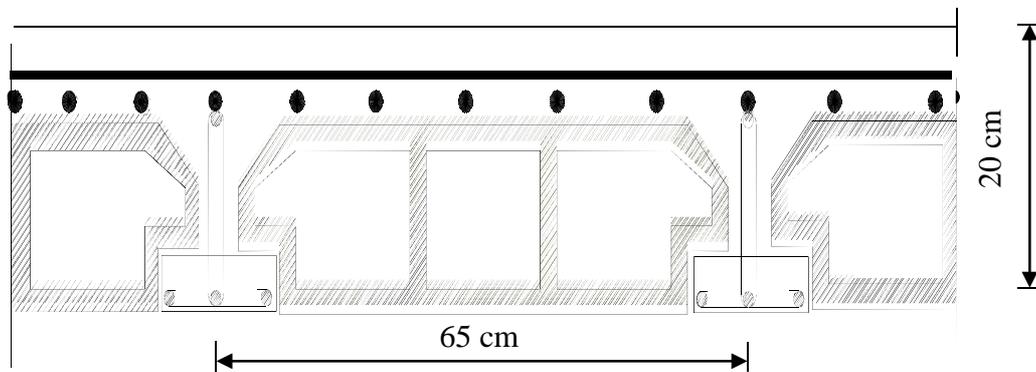


Figure II-1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

**II.1.2. pré dimensionnement des poutres :** Les poutres servent d'élément reliant l'ensemble des parties porteuses de la structure, leur dimensions transversales minimales sont données par les formules suivantes :

- $h_t$  : hauteur comprise entre  $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$ .
- $b$  : largeur comprise entre  $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$ .
- $L_{max}$  : portée libre entre nus d'appuis.

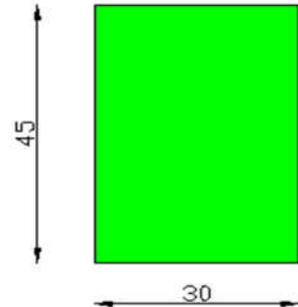
On distingue les poutres principales qui ont pour rôle de transmettre les charges du plancher aux éléments porteurs, ainsi que les poutres secondaires conçues pour liaisonner les portiques de la structure (appelées aussi poutres de chaînage).

**a) Les poutres principales :** Elles ont pré dimensionnées comme suit :

$$L_{\max} = 567 - 25 = 542 \text{ cm}$$

$$\frac{542}{15} \leq h \leq \frac{542}{10} \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq h \leq 54,2 \text{ cm} \quad \text{Soit } h = 45 \text{ cm}$$

$$0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm} \quad \text{Soit } b = 30 \text{ cm}$$



La section des poutres principales est de : (45×30) cm

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

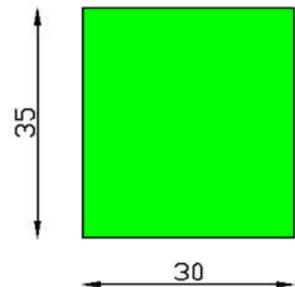
- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow$  condition Vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 45 \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow$  condition Vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} \leq 4 \dots\dots\dots \frac{45}{30} = 1,5 \leq 4 \quad \rightarrow$  condition Vérifiée.

**b) Les poutres secondaires :**

$$L_{\max} = 470 - 25 = 445 \text{ cm}$$

$$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10} \Rightarrow 29,66 \text{ cm} \leq h \leq 44,5 \text{ cm} \quad \text{Soit } h = 35 \text{ cm}$$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \quad \text{Soit } b = 30 \text{ cm}$$



La section des poutres secondaires est de : (35×30) cm

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

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 30 \geq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow$  condition Vérifiée.
- $h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30 \text{ cm} \quad \rightarrow$  condition Vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} \geq 4 \dots\dots\dots \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \quad \rightarrow$  condition Vérifiée.

**II .1.3.pré dimensionnement des poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux est établi à l'ELS en prenant le plus sollicité (poteau central) en considérant un effort de compression axial N, qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau est donnée par la relation suivante  $S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$

Avec :

$N$  : effort de compression revenant au poteau le plus sollicité.

$\sigma_{bc}$  : contrainte admissible du béton à la compression simple

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

**Remarque :**

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge, elle consiste à sommer toutes les charges et surcharges de tous les niveaux revenant au poteau le plus sollicité. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment

**Localisation du poteau le plus sollicité :** Le poteau le plus sollicité est celui se trouvant dans la file : B5.

**Calcul de La surface du plancher revenant au poteau B 5 :**

$S_{brute} = (2,175 + 0,25 + 2,045) \times (4,45 + 0,25) = 21 \text{ m}^2$

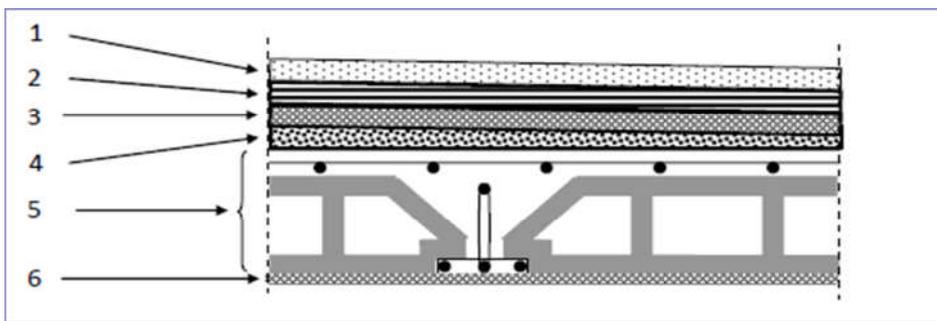
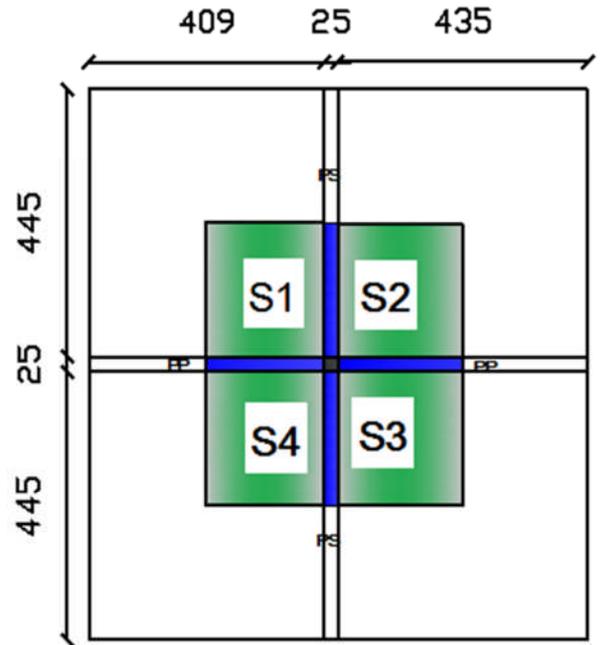
$S_{plancher} = S1 + S2 + S3 + S4 = (2,22 \times 2,04) + (2,175 \times 2,22) + (2,22 \times 2,04) + (2,175 \times 2,22) = 18,71 \text{ m}^2$

**II.1.3.1. Détermination des charges et surcharges :**

Les charges et surcharges seront sommées pour chaque étage de la structure (plancher terrasse, étage courant, RDC, et sous sol).

- **Charges permanentes :** Elles sont prises à partir du (DTR B.C.2.2).

**a-Plancher terrasse :** Il s'agit d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux.

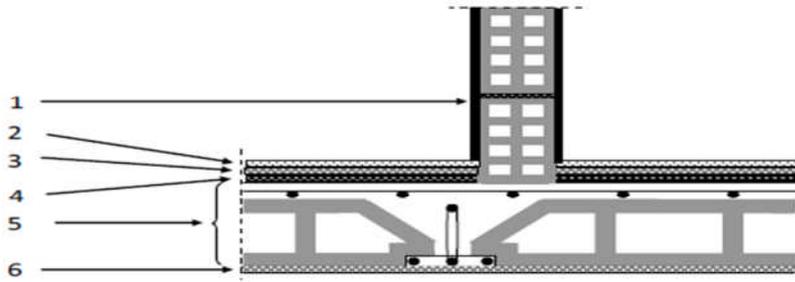


**Figure (I) : coupe transversale du plancher terrasse.**

- 1-Gravillon de protection roulé(ep = 5cm).....1,00 KN/m<sup>2</sup>
- 2- Etanchéité multiple (ep = 2cm).....0,19 KN/m<sup>2</sup>
- 3- Forme de pente (ep = 7cm).....1,55 KN/m<sup>2</sup>
- 4- Isolation thermique en liège (ep = 5cm).....0,20 KN/m<sup>2</sup>
- 5- Plancher corps creux (16+4cm).....2,85 KN/m<sup>2</sup>
- 6- Enduit de plâtre (ep= 2cm).....0,20 KN/m<sup>2</sup>

$G=6,00 \text{ KN/m}^2$

**b-Plancher courant :** Les planchers courants sont réalisés en corps creux.

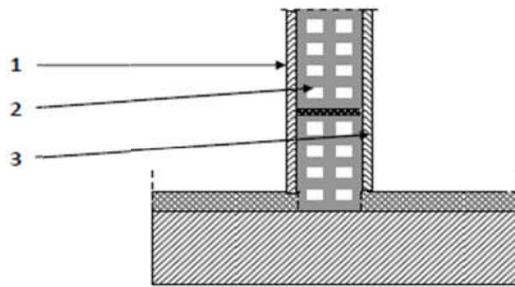


**Figure (II) : coupe transversale du plancher courant.**

- 1- Maçonnerie en brique creuse .....0,90 KN/m<sup>2</sup>
- 2- Revêtement en carrelage (ep = 2cm).....0,40 KN/m<sup>2</sup>
- 3- Mortier de pose ( ep = 3cm).....0,54 KN/m<sup>2</sup>
- 4- Couche de sable (ep = 3cm).....0,66 KN/m<sup>2</sup>
- 5- Plancher corps creux (16+4cm).....2,85 KN/m<sup>2</sup>
- 6- Enduit de plâtre (ep= 2cm).....0,20 KN/m<sup>2</sup>

$G=5,55 \text{ KN/m}^2$

**c-Mur intérieure :** Il représente le poids des cloisons intérieures ainsi que de leurs enduits.



**Figure (III) : coupe transversale du mur intérieur.**

- 1-Enduit en plâtre : (ep=2 cm).....0,20KN/m<sup>2</sup>.
- 2-Brique creuse : (ep=10 cm).....0,90KN/m<sup>2</sup>.
- 3-Enduit en plâtre : (ep=2 cm ).....0,20KN/m<sup>2</sup>.

$Gt=1,30 \text{ KN/m}^2$

**d-Murs extérieurs :** Il est réalisé en double cloisons avec une lame d'air pour des considérations d'isolation.

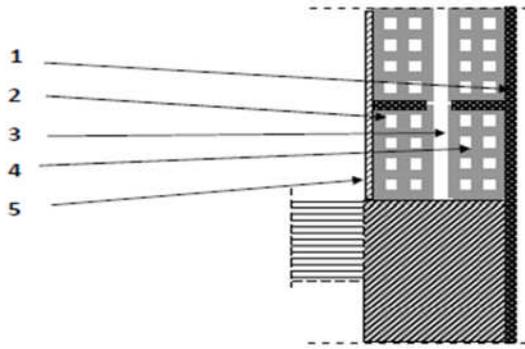


Figure (VI) : coupe transversale du mur extérieur.

1-Mortier de ciment : (ep=2cm).....	0,36 KN/m <sup>2</sup> .
2-Cloison en brique creuse : (ep=10 cm).....	0,9 KN/m <sup>2</sup> .
3-Lame d'air : (ep=10 cm).....	/
4-Cloison en brique creuse : (ep=10 cm).....	0,9 KN/m <sup>2</sup> .
5-Enduit en plâtre : (ep=2 cm).....	0,20KN/m <sup>2</sup> .

$$G_t = 2,36 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Surcharges d'exploitations** : Les surcharges d'exploitation sont relevées à partir du DTR en vigueur à savoir le DTR B.C.2.2 comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible →  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ .
- Plancher étage courant à usage d'habitation →  $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$ .
- Plancher à usage bureau →  $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$ .
- Balcons →  $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$ .
- Acrotère →  $Q = 1.00 \text{ KN/m}$ .
- Escalier →  $Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$ .

**II.1.3.2.Poids propre des éléments** : C'est le poids des éléments s'appuyant sur la surface d'influence délimitée précédemment.

**a- Plancher terrasse :**

$$G_t = 18,71 \times 6,00 = 112,26 \text{ KN}$$

**b- Plancher courant :**

$$G_c = 18,71 \times 5,55 = 103,84 \text{ KN}$$

**c- Poutres :**

**c-1-Poutres principales :**

$$G_{pp} = (0,45 \times 0,30) \times (2,175 + 2,04) \times 25 = 14,22 \text{ KN}$$

**c-2-Poutres secondaires :**

$$G_{ps} = (0,35 \times 0,30) \times (2,225 + 2,225) \times 25 = 11,68 \text{ KN}$$

$$G_{\text{total}}=14,22+11,68 =25,90\text{KN}$$

**d-Poteaux :**

$$G_{\text{RDC}}=0,25\times 0,25\times (h_{\text{RDC}})\times 25=(0,25\times 0,25)\times (3,91)\times 25 = 6,09\text{KN}$$

$$G_{\text{Etage}}=0,25\times 0,25\times (h_e)\times 25=(0,25\times 0,25)\times (3,06)\times 25= 4,78\text{KN}$$

**II.1.3.3- Surcharge d'exploitation :** Elles seront multipliées par la surface d'influence du plancher.

**a-Plancher RDCa usage double habitation et bureau**

$$Q_x = 2,5\times 21=52,5\text{KN}$$

**b-Etages courants**

$$Q_x S=1,5\times 21=31,50\text{KN}$$

**e-Plancher terrasse inaccessible**

$$Q_x S = 1\times 21=21\text{KN}$$

**II.1.3.3.Dégression vertical des surcharges d'exploitation :** Pour une structure comprenant un grand nombre d'étages, le BAEL exige l'application de la loi de la dégression des surcharges d'exploitation du fait que l'occupation des derniers niveaux peut être indépendante.

La loi de dégression s'écrit comme suit :  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$  pour  $n \geq 5$ .

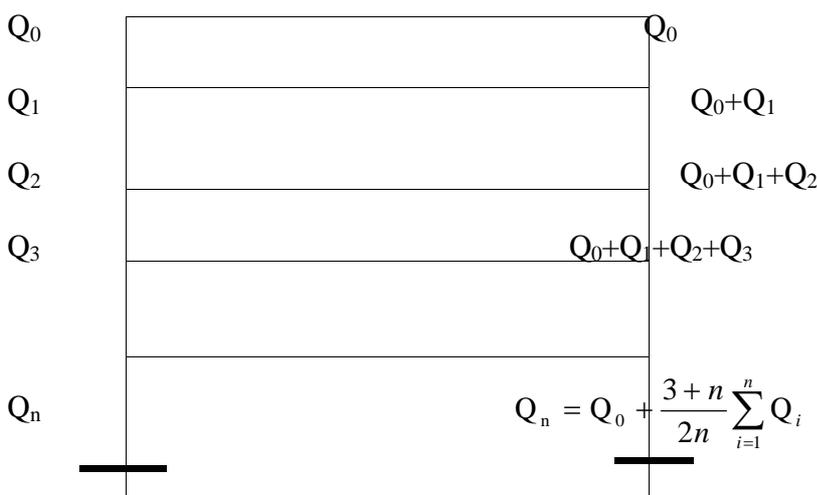
Avec :

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

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

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

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



**Figure II.2 : Dégression vertical des surcharges d'exploitation**

Niveau8.....	$Q_0$ .
Niveau7.....	$Q_0+Q_1$ .
Niveau6 .....	$Q_0+0,95 (Q_1+Q_2)$ .
Niveau5.....	$Q_0+0,90 (Q_1+Q_2+Q_3)$ .
Niveau4.....	$Q_0+0,85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ .
Niveau3.....	$Q_0+0,80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$ .
Niveau2.....	$Q_0+0,75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$ .
Niveau1.....	$Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$ .
RDC .....	$Q_0+0,69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$ .

**Remarque :** L'application de la dégression des surcharges donne des sections de poteaux très faibles par rapport aux valeurs minimales exigées par l'RPA.

**II.1.3.4. Tableau récapitulatif de la descente de charge :** La section des poteaux à adopter est fonction de la descente des charges, elle peut être réduite pour les étages des niveaux supérieurs.

NIVEAU	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	$G_{totale}$	$G_{cumulée}$	$Q_i$	$Q_c$		Section trouvée	Section adoptée
<b>8</b>	112,60	25,90	4,78	143,28	143,19	21	21	164,19	109.5	35× 35
<b>7</b>	103 ,84	25,90	4,78	134,43	277,62	31,50	52,5	330,12	220,08	35× 35
<b>6</b>	103 ,84	25,90	4,78	134,43	412,05	31,50	84	496,05	330,7	35×35
<b>5</b>	103 ,84	25,90	4,78	134,43	546,48	31,50	115,5	661,98	441,32	40×40
<b>4</b>	103 ,84	25,90	4,78	134,43	680,91	31,50	147	827,91	551,94	40×40
<b>3</b>	103 ,84	25,90	4,78	134,43	815,34	31,50	178,5	993,84	662,56	40×40
<b>2</b>	103 ,84	25,90	4,78	134,43	949,77	31,50	210	1159,77	772,6	45×45
<b>1</b>	103 ,84	25,90	4,78	134,43	1084,2	31,50	241,5	1325,7	883,8	45×45
<b>RDC</b>	103 ,84	25,90	4,78	135,83	1220,03	52,5	294	1514	1009.3	45×45

**Remarque 1:**

Le tableau ci-dessous résume les sections adoptées pour les poteaux sur les différents niveaux.

Le choix des sections des poteaux s'effectue en tenant compte :

- des valeurs trouvées dans le tableau II-1.
- pour des raisons pratiques et une bonne répartition des armatures.
- afin d'avoir des sections qui résistent à d'éventuelles efforts dynamiques.
- éviter la rotule plastique dans les poteaux.

➤ **sections adoptées suivant les étages :**

le RDC, le 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étage : S= (45× 45)

Pour le 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages : S= (40× 40)

Pour le 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étages : S=(35 ×35)

**Remarque 2 :**

Pour donner aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismique, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections de même dimensions à celles des poteaux centraux. Rappelant que les poteaux doivent être coulés une seule fois suivant toute leur longueur, les dés de calages sont interdits. (Art.7.4.1.RPA)

#### II.1.4.Vérification des conditions du RPA (article 7.4.1) :

a).  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  en zone IIa.

b).  $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

c).  $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

Avec :  $h_e$  hauteur libre du poteau.

#### Pour le RDC, le 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> étage:

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(45 \times 45) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$  Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} > \frac{h_{RDC}}{20} = \frac{300}{20} = 15,00 \text{ cm}$  Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 45 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{255}{20} = 12,75 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{45}{45} = 1 < 4$  Condition vérifiée.  $\rightarrow$

#### Pour les 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(40 \times 40) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$  Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{255}{20} = 12,75 \text{ cm}$  Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{40} = 1 < 4$  Condition vérifiée.

#### Pour les 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étages:

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(35 \times 35) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$  Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 35 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{255}{20} = 12,75 \text{ cm}$  Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{35}{35} = 1 < 4$  Condition vérifiée.

#### Conclusion:

Les sections transversales des poteaux sont conformes aux exigences minimales données par le RPA99/2003. Ces valeurs peuvent faire l'objet de modifications dans le cas où la section des poteaux n'est pas vérifiée.



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

### II.1.5. Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. La vérification consiste à calculer l'élanement  $\lambda$  qui doit satisfaire la condition suivante :  $\lambda \leq 50$

Avec :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} : \text{L'élanement du poteau}$$

$l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0,7l_0$ )

$l_0$  : Hauteur libre du poteau.

$$i : \text{Rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad . I = \frac{ab^3}{12}$$

$B = a \times b$  : Section transversale du poteau. Avec  $I$  : (moment d'inertie)

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12ab}}}$$

- **Poteaux du RDC**

(45×45),  $l_0 = 3,45\text{m}$ ,  $\lambda = 18,59 < 50$  Condition vérifiée →

- **, le 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup> et étages :**

(45×45),  $l_0 = 2,55\text{m}$ ,  $\lambda = 13,74 < 50$  Condition vérifiée →

- **Poteaux du 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étages :**

(40×40),  $l_0 = 2,55\text{m} \Rightarrow \lambda = 15,45 < 50$  Condition vérifiée →

- **Poteaux des 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> étages :**

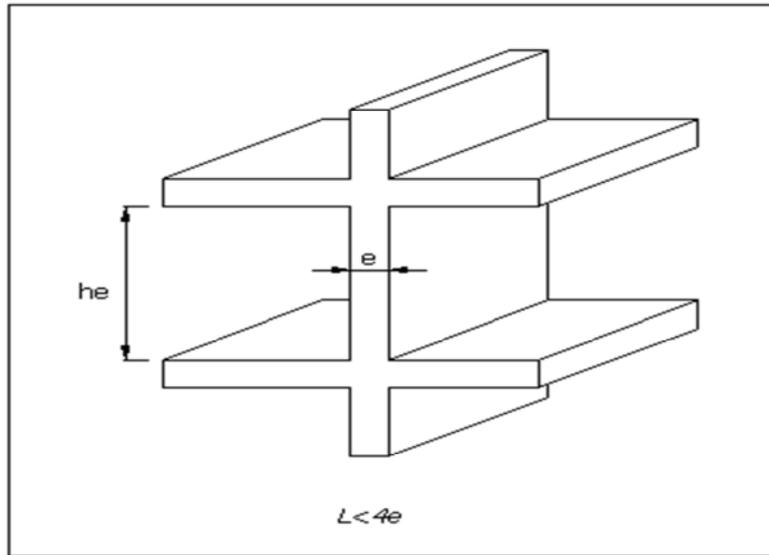
(35×35),  $l_0 = 2,55 \Rightarrow \lambda = 17,66 < 50$  Condition vérifiée. →

### Conclusion :

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

### II.1.6- Pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 du RPA99) :

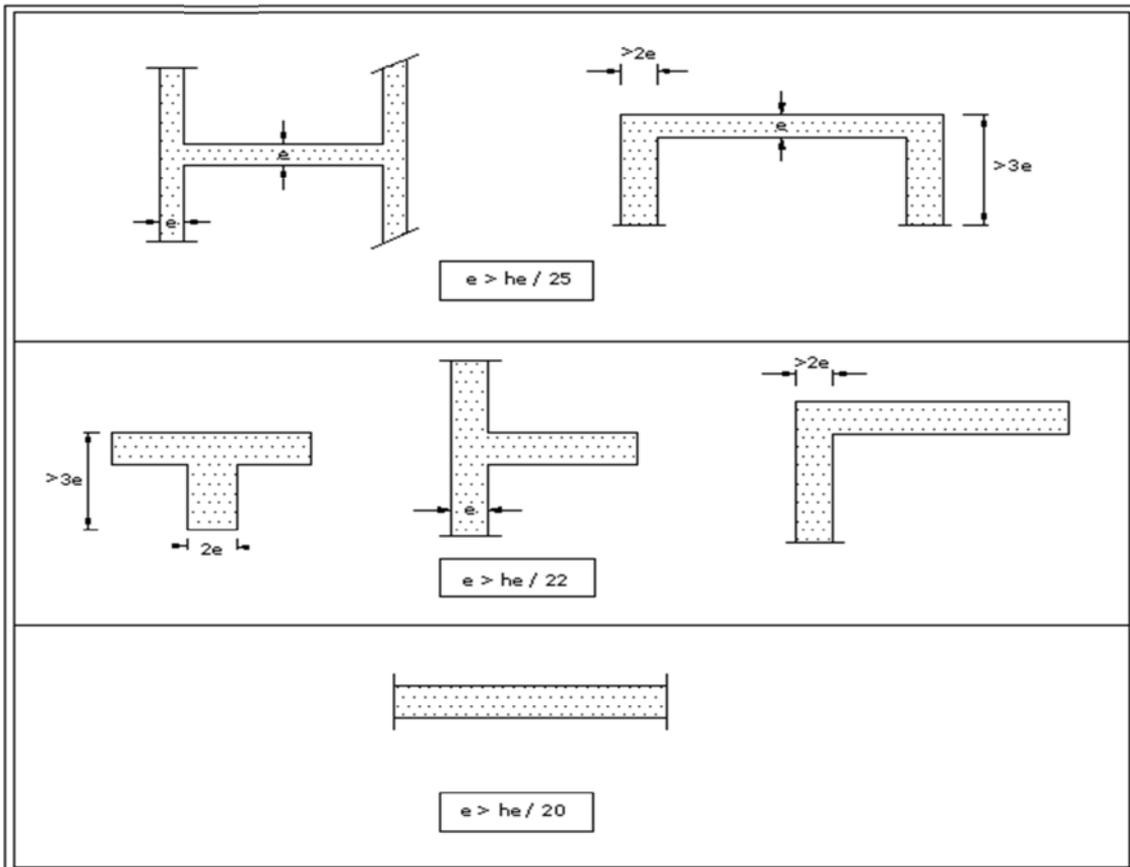
Du point de vue fonctionnel ; les voiles sont conçus pour reprendre une partie des charges verticales pour assurer leur stabilité et pour reprendre une partie ou la majorité et même la totalité des charges sismiques dans certains cas de contreventement. Ils sont dotés d'une rigidité élevée suivant leur plan.



D'après le : RPA 99/ 2003 le pré dimensionnement des voiles doit satisfaire les conditions suivantes :

**L'épaisseur du voile :**

L'épaisseur des voiles est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage «  $h_e$  » et des conditions de rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale exigée par le règlement en vigueur est égale à 15 cm.



Les différents types de voiles.

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

**a) Pour le RDC :**

$$h_e = 3,90 - 0,45 = 3,45 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{345}{20} = 17,25 \text{ cm}$$

**b) L étages courants : (du 1<sup>er</sup> au 8<sup>eme</sup> étage)**

$$h_e = 3,06 - 0,45 = 2,61 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{261}{20} = 12,75 \text{ cm}$$

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

Pour qu'un élément de contreventement puisse être considéré comme étant un voile, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur :  $L_{\min} = 4 \times a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$ . Pour des valeurs inférieures à 80 cm l'élément est considéré comme étant un poteau.

# **CHAPITRE III**

## *Calcul des éléments secondaire*

## Chapitre III Calcul des éléments

**Introduction :**

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

**III-1-Calcul de l'acrotère :****I-Introduction**

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

Le ferrailage sera déterminé en flexion composée.

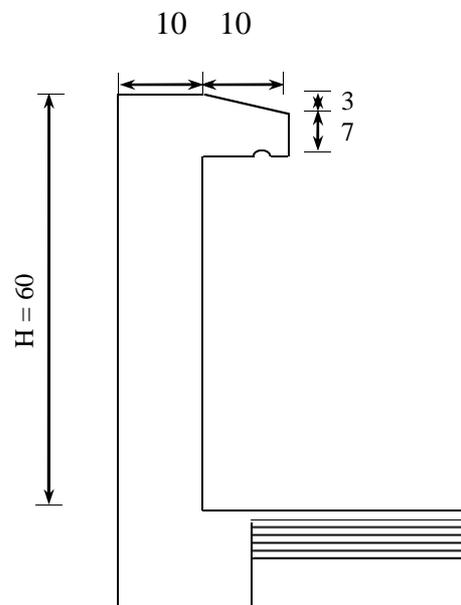


Figure III-1-1: Coupe transversale de l'acrotère

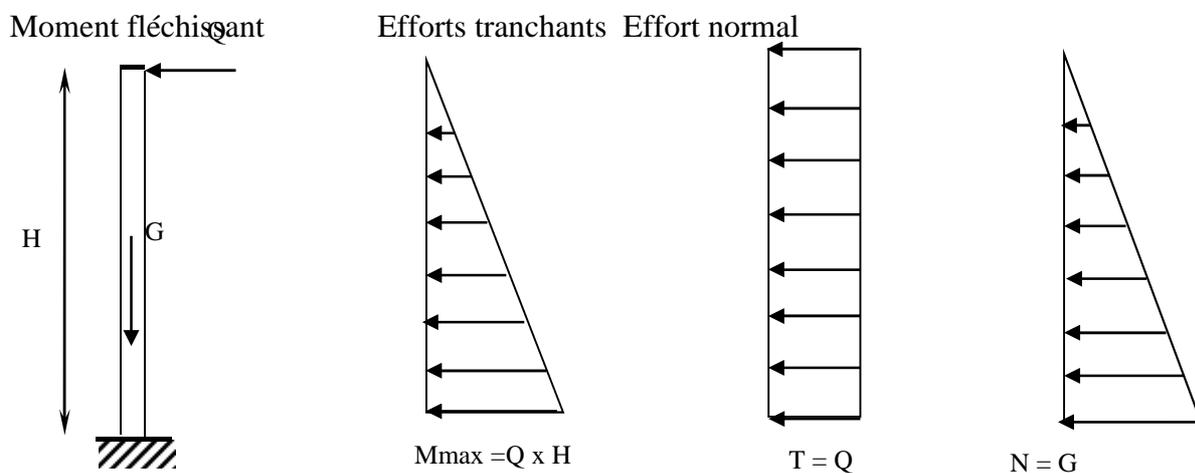


Figure III-1-2 : Schéma statique de l'acrotère

**II. Calcul des sollicitations :** L'acrotère est soumis à trois types de sollicitations, elles sont :

**II.1. Effort normal de compression dû au poids propre :** Il est appliqué verticalement suivant le plan de la section de l'acrotère. L'effort normal est calculé comme suit :

$$N = \rho \times S \times 1\text{m}$$

$\rho$  : Masse volumique du béton.

S : section transversale de l'acrotère.

$$N = 25[(0.03 \times 0.1/2) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6)] = 1.71 \text{KN/ml.}$$

**II.2. Moment de renversement M dû à l'effort horizontal Q=1.00kN/ml :** Il est dû à main courante.

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

**II.3. Effort tranchant :** il est appliqué suivant la section transversale de l'acrotère.

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

**III. Combinaison des charges :**

**a. A L'ELU :**

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

Effort normal dû à G :

$$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.71 = 2.30 \text{KN/ml} \quad \Longrightarrow \quad N_u = 2.30 \text{KN/ml.}$$

Moment de flexion dû à Q :

$$M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{KN.m} \quad \Longrightarrow \quad M_u = 0.90 \text{KN.m}$$

**b. A L'ELS:**

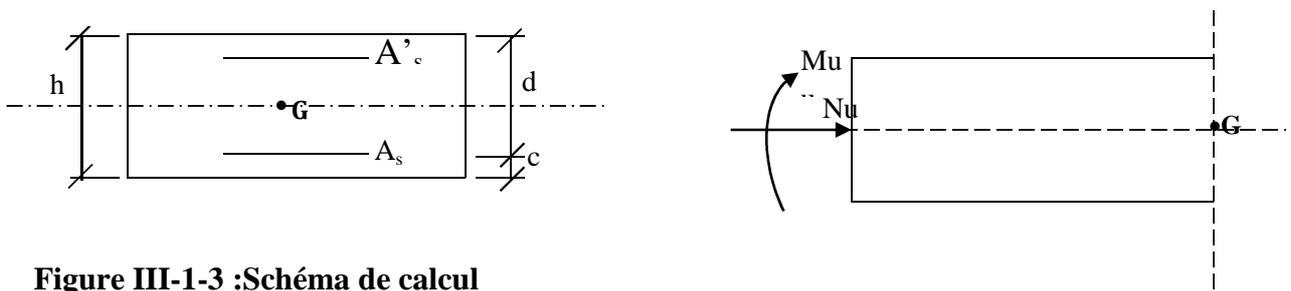
La combinaison de charge est : **G + Q**

Effort normal dû à G : **Ns=1.71KN/ml**

Moment de flexion dû à Q : **Ms=0.6KN.m**

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

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



**Figure III-1-3 :Schéma de calcul**

$h$ : (épaisseur de la section)= 10 cm.

$b$  :(largeur de la section)= 100 cm.

$c$  et  $c'$  (enrobage)= 3cm.

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

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

Ce paramètre permet de déterminer la nature de la section.

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.90}{2.30} = 0.39\text{m} = 39\text{cm.}$$

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

$$e_u > [(h/2) - c]$$

d'où le centre de pression (point d'application de l'effort normal) est à l'extérieur de la section délimitée par les armatures. L'effort normal «  $N_u$  » est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

**Remarque :** L'acrotère est calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif «  $M_{fu}$  ».

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

##### ❖ Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u(h/2 - c) = 0.90 + 2.30(0.1/2 - 0.03) = 0.946\text{kN.m}$$

##### ❖ Moment réduit :

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

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

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

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

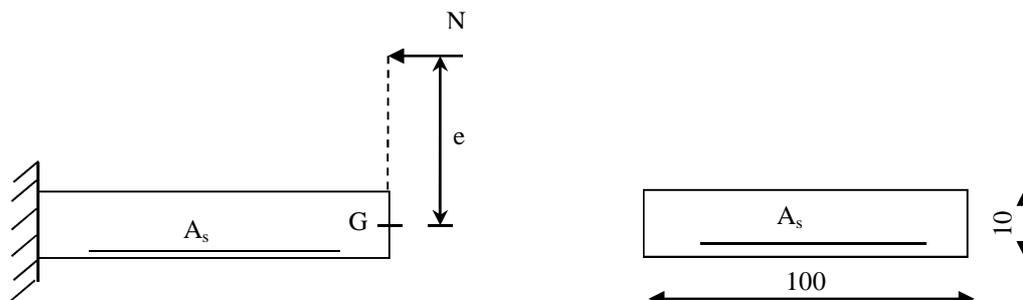


Figure III-1-4 :section transversale de l'acrotère.

❖ **Armatures fictives :**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Donc on adopte une section plus importante.

$$\text{Soit : } \mathbf{4HA8} ; A_s = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}} \text{ avec un espacement } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

❖ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ Soit : } \mathbf{4 HA8} \Rightarrow A_r = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}}, \text{ avec un espacement}$$

$$S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

❖ **Vérification de l'écartement dans les barres :**✓ **Armatures verticales :**

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

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

Soit **S<sub>t</sub> = 25cm**

✓ **Armatures de répartition :**

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

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

❖ **vérification au cisaillement : (BAEL 91 art 5.1.1)**

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

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

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

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

❖ **Vérification de l'adhérence des barres**

Il est nécessaire de connaître le comportement de l'interface aciers bétons, Pour cela, il faut vérifier que :

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

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

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

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

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

**Conclusion** : il n'y a pas de risque d'entraînement des barres d'acier à l'intérieur du béton.

❖ **Ancrage des barres verticales :**

Pour assurer un bon ancrage droit des armatures de l'acrotère, il faut définir un ancrage qui est caractérisé par sa longueur de scellement droit ( $L_s$ ). Elle est calculée comme suit :

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

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

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

**IV.5. Vérification des contraintes à L'ELS :** Le mode de fissuration est pris en compte comme étant préjudiciable vu que l'acrotère est exposé aux intempéries.

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

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

On a des aciers  $\left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 8mm \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 204.99 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 204.99 \text{ MPa}$$

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

Valeur de  $\beta_1$ :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.29. \quad \text{Tableau } \left( \beta_1 = 0.914 \right)$$

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

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

#### ❖ Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\alpha_u = \frac{y}{d} \left\langle \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right. \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \Rightarrow \gamma = \frac{0.90}{0.60} = 1.5$$

$$\mu_u = 0.0107 \quad \text{Tableau } \left( \alpha_u = 0.493 \right)$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.5 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.25 + 0.25 = 0.50 > 0.495 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

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

A : coefficient de force horizontal pour les éléments secondaires (zone IIa) .  $A = 0.15$

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

$W_p$  : poids de l'acrotère  $W_p = 1.46 \text{ KN/ml}$

D'où  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 1.46 = 0.263 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition est vérifiée.}$

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

#### Résumé :

Le Ferrailage adopté :

Armatures principales : **4HA8/ml = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec : st = **25 cm**.

Armatures de répartition : **4 HA8/ml = 2.08 cm<sup>2</sup>** avec : st = **15 cm**.

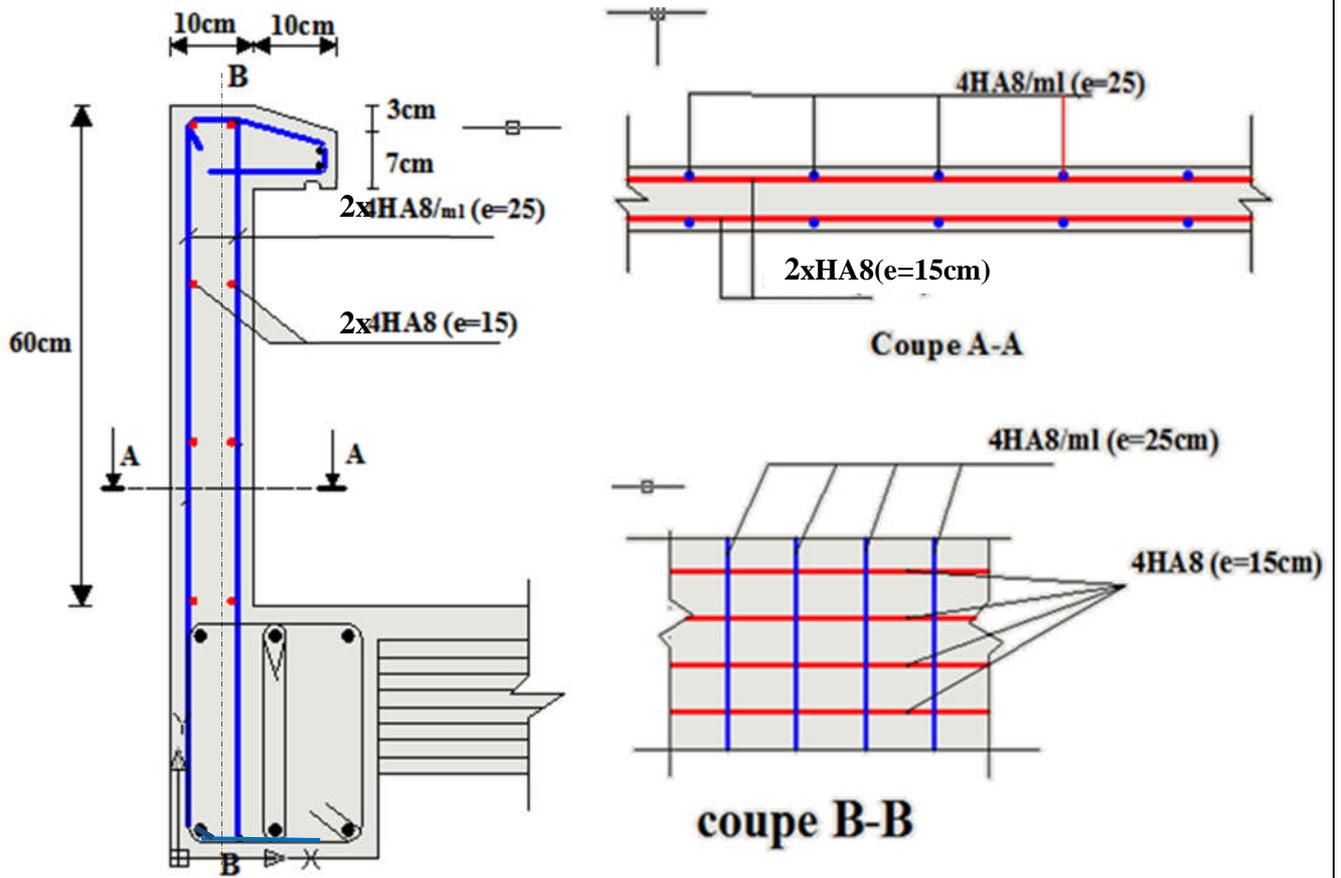


Figure III-1-5 : plan de ferrailage de l'acrotère.

## III-2-CALCUL DES CONSOLES en dalle pleine

### III-2-1-Le balcons

**I. Introduction :** Le balcon est un élément secondaire de la structure réalisé en dalle pleine, considéré comme étant une console encastrée au niveau de la poutre de rive ; il est soumis à des charges permanentes qui sont dues à son poids propre (G), au poids propre du garde corps et à une charge d'exploitation (Q) verticale, et une autre horizontale, celle-ci est due à la main courante qui provoque un moment (M) dans la section d'encastrement.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m dont la section est soumise à la flexion simple.

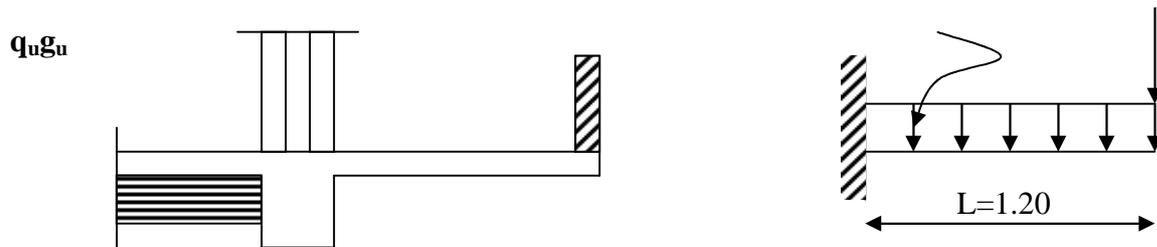


Figure III-2-1-1 : Schéma statique du balcon

- **Pré dimensionnement de l'épaisseur de la dalle :** Il est donné par la formule suivante :  $e \geq \frac{L}{10} \rightarrow e \geq \frac{120}{10} \rightarrow e \geq 12\text{cm}$

Prendre:  $e=15\text{cm}$ .

**II. Détermination des sollicitations agissant sur l'élément :** Elles sont données comme suit :

**II.1. Charges permanentes :** Elles sont provoquées par le poids propre et les revêtements.

- ❖ Poids propre de la dalle pleine :  $25 \times 0.15 \times 1\text{m} = 3.75\text{KN/ml}$ .
- ❖ Couche de sable ( $e=2\text{cm}$ ) :  $\rightarrow 18 \times 0.02 = 0.36\text{ KN/ml}$ .
- ❖ Mortier de pose ( $e=2\text{cm}$ ) :  $\rightarrow 0.22 \times 2 = 0.44\text{ KN/ml}$ .
- ❖ Revêtement en carrelage ( $e=2\text{cm}$ ) :  $0.22 \times 2 = 0.44\text{ KN/ml}$ .
- ❖ Enduit de ciment ( $e=2\text{cm}$ ) :  $\rightarrow 0.18 \times 2 = 0.36\text{ KN/ml}$ .

$$\rightarrow G_1 = 5.35\text{ KN/ml}$$

**II.2. charge concentrée :** elle est provoquée par le poids du garde-corps.

- Mur en brique creuse ( $e=10\text{cm}$ ) :  $0.9\text{KN/ml}$
- Enduit en mortier ( $e=2 \times 2\text{cm}$ ) :  $0,36 \times 2 = 0.72\text{KN/ml}$

$$G_2 = 1,62\text{KN/ml}$$

**II.3. charges d'exploitation:**

- ❖  $Q_1 = 3.5\text{ KN/ml}$
- ❖  $Q_2 = 1\text{ KN/ml}$
- ❖ Surcharge due à la main courante =  $1\text{KN/ml}$

**Remarque :** Le ferrailage sera calculé à l'ELU, et les vérifications à l'ELS. Le moment provoqué par la main courante est relativement faible, donc il sera négligé.

### III. Calcul du ferrailage à l'ELU :

Le balcon est calculé en flexion simple.

#### III.1. Combinaison des charges :

##### a. A L'ELU :

$$\text{Dalle : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.47 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } g_u = 1.35 \times 1.62 \times 1 = 2.187 \text{ KN}$$

##### b. A L'ELS :

$$\text{Dalle : } q_s = G + Q = 5.35 + 3.5 = 8.85 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } g_s = 1 \times 1.62 = 1.62 \text{ KN}$$

#### III.2. Calcul du moment d'encastrement :

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera avec le moment obtenu dans cette section. Le ferrailage sera généralisé pour tout l'élément.

##### a. A L'ELU :

- **Moment provoqué par la charge «  $q_{u1}$  »** (charge uniformément répartie).

$$M_{q_u} = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{12.47 \times 1.20^2}{2} = 8.97 \text{ KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge «  $q_{u2}$  »** (charge concentré).

$$M_{g_u} = g_u \times L = 2.187 \times 1.20 = 2.62 \text{ KN.m}$$

- **Le moment total**

$$M_u = M_{q_u} + M_{g_u} = 8.97 + 2.62 = 11.59 \text{ KN.m}$$

##### b.a. L'ELS :

- **Moment provoqué par la charge «  $q_s$  »** (charge uniformément répartie).

$$M_{q_s} = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{8.85 \times 1.20^2}{2} = 6.372 \text{ KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge «  $g_s$  »** (charge concentrée).

$$M_{g_s} = g_s \times L = 1.62 \times 1.20 = 1.944 \text{ KN.m}$$

- **Le moment total à L'ELS :**

$$M_s = M_{q_s} + M_{g_s} = 6.372 + 1.944 = 8.32 \text{ KN.m}$$

#### III.3. Calcul des armatures à L'ELU :(prendre une bonde de 1m linéaire).

$$M_u = 11,59 \text{ KN.m} \quad ; \quad b = 100\text{cm} \quad ; \quad d = 12\text{cm}$$

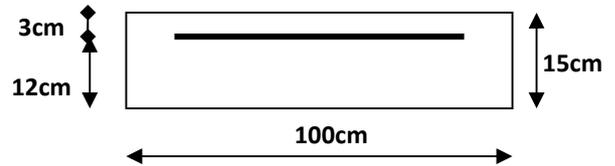
$$f_{bu} = 0.25 \frac{f_{c28}}{\gamma} = 0.25 \times \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

a) Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11,59 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.056$$

$\mu = 0.056 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$  **Figure III-2-1-2 : Schéma géométrique de balcon**



$$\mu = 0.056 \Rightarrow \beta = 0.971$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11,59 \times 10^5}{0.971 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 2,85 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,85 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10/ml** → **3,9 cm<sup>2</sup>/ml** avec  $S_t = 20\text{cm}$

b) Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,9}{4} = 0,975 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA8/ml** → **2,5 cm<sup>2</sup>/ml** ;  $S_t = 20\text{cm}$

#### IV. Vérification à l'ELU :

##### IV.1. Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :

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

$A_s = 3,9 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \rightarrow$  condition vérifiée

##### IV.2. Vérification au cisaillement (BAEL 91) :

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

- calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_u \cdot x_l + g_u = 12.47 \times 1.20 + 2.187 = 17.15 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{17.15 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.142 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) \rightarrow \text{fissuration préjudiciable (BAEL : artA.5.1.2.1.1).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4\text{MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.142\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa}$  → Condition vérifiée → Pas de risque de cisaillement. Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### IV.3. Vérification de l'adhérence :

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  avec :  $\sum U_i = n\pi\Phi$

Avec :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à une armature.

$\Psi_s = 1.5$  pour haute adhérence.

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence à l'ELU.

$\bar{\tau}_{se}$  : Contrainte limite d'adhérence à l'ELU.

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

$\Phi$  : Diamètre d'une barre.

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\Phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 157\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.15 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 157} = 1.01\text{MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$  Condition vérifiée  $\Rightarrow$  pas de risque d'entraînement des barres.

#### IV.4. espacement des barres (BAEL91-Art-6.1.235) :

Armature principale :  $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > St = 20\text{cm} \rightarrow$  condition vérifiée.

Armature de répartition :  $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > St = 20\text{cm} \rightarrow$  condition vérifiée.

#### IV.5. calcul de la longueur d'ancrage :

$$\tau_{se} = 0.6\Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32\text{cm}$$

Soit  $L_s = 45\text{cm}$

$$L_{cr} = 0.4L_S = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm} \rightarrow \text{prendre } L_{cr} = 20 \text{ cm}$$

### V. Vérification des contraintes à L'ELS :

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

#### V.1. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

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

$$\text{Caractéristiques des aciers } \begin{cases} HA \geq 6 \text{ mm} \\ FeE400 \end{cases} \Rightarrow \eta = 1.6 (\eta : \text{coefficient de fissuration}).$$

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

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

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

Valeur de  $\beta_1$ :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.9}{100 \times 12} = 0.325$$

$$\rho = 0.325 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0.911$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{8.32 \times 10^6}{0.911 \times 120 \times 3.9 \times 10^2} = 195.145 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

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

#### V.2. Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier l'état limite de compression dans le béton (**Art A.4.5,2 du BAEL91**), Pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ), acier FeE 400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier la contrainte dans le béton .

$$\alpha = \frac{y}{d} \left\langle \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right\rangle \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11.59}{8.32} = 1.39$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.446 \rangle \frac{y}{d} = 0.1158 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :** la section est justifiée vis-à-vis de la compression dans le béton.

#### V.3. Vérification de la flèche :

D'après le BAEL91, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.111 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0.111 > \frac{8.32}{10(11.59)} = 0.071 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.9}{12 \times 100} = 0.0032 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Conclusion :

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

### Résumé :

Le Ferrailage adopté :

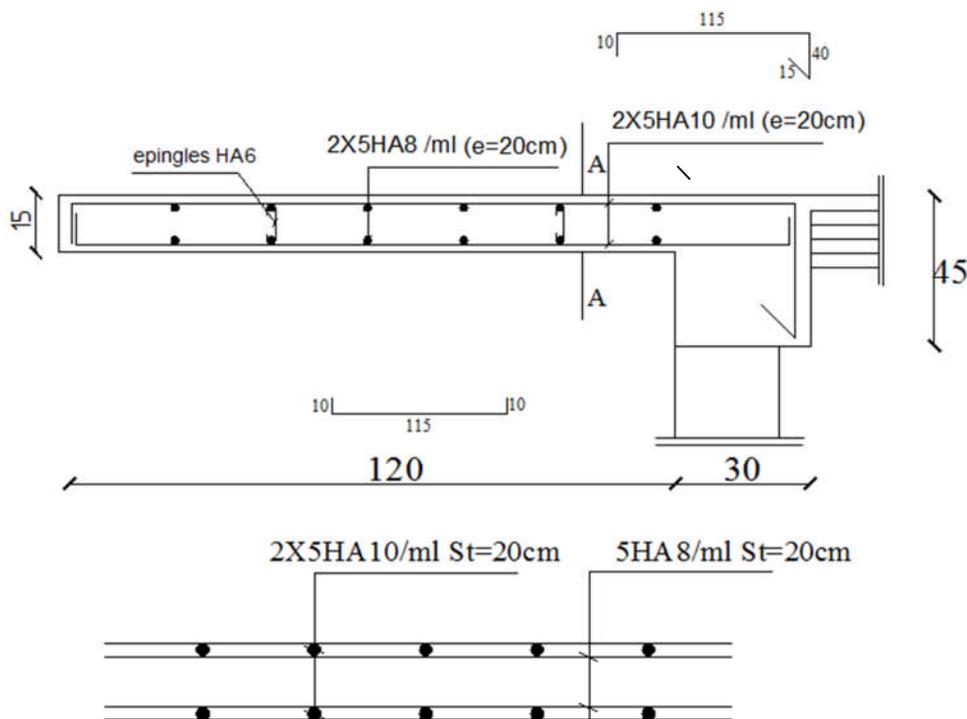
#### ❖ Armatures principales :

**5HA10/ml = 3.90cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **20cm**.

#### ❖ Armatures de répartition :

**5HA8/ml = 2.51cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **20cm**

#### ❖ Ferrailage de balcon



## COUPE A-A

### III-2-1-3-Plan de ferrailage de balcon

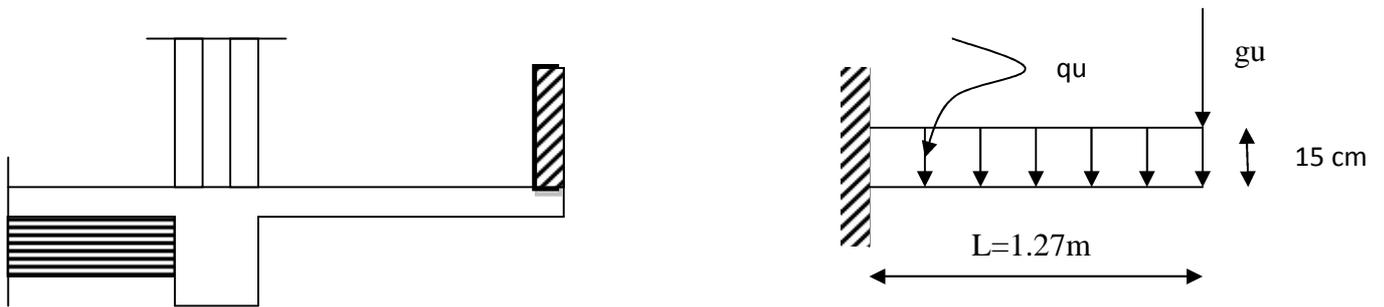
**III-2-2- Le porte à faux**

Figure III.2-2-1 : Schéma statique du porte à faux

- suivante :  $e \geq \frac{L}{10} \rightarrow e \geq \frac{127}{10} \rightarrow e \geq 12,7$

-Prendre:  $e=15\text{cm}$ .

**II. Détermination des sollicitations agissant sur l'élément :** Elles sont données comme suit :

**II.1. Charges permanentes :** Elles sont provoquées par le poids propre et les revêtements.

- ❖ Poids propre de la dalle pleine :  $25 \times 0,15 \times 1\text{m} = 3,75\text{KN/m}^2$
- ❖ Couche de sable ( $e=2\text{cm}$ ) :  $\rightarrow 18 \times 0,02 = 0,36\text{KN/m}^2$
- ❖ Mortier de pose ( $e=2\text{cm}$ ) :  $\rightarrow 0,22 \times 2 = 0,44\text{KN/m}^2$
- ❖ Revêtement en carrelage ( $e=2\text{cm}$ ) :  $0,22 \times 2 = 0,44\text{KN/m}^2$
- ❖ Enduit de ciment ( $e=2\text{cm}$ ) :  $\rightarrow 0,18 \times 2 = 0,36\text{KN/m}^2$

$$\rightarrow G_1 = 5,35\text{KN/m}^2$$

**II.2. charge concentrée :** elle est provoquée par le poids du garde corps.

- Mur en brique creuse ( $e=2 \times 10\text{cm}$ ) :  $0,9 \times 2 = 1,80\text{KN/m}^2$
- Enduit en mortier ( $e=2 \times 2\text{cm}$ ) :  $0,36 \times 2 = 0,72\text{KN/m}^2$

$$G_2 = 2,52\text{KN/m}^2$$

Poids propre du cloison par ( $2,91\text{m} \times 1\text{m}$ ):  $G_m = 2,76 \times 2,52 = 6,95\text{KN}$

**II.3. charges d'exploitation:**

- ❖  $Q_1 = 3,5\text{KN/m}^2$
- ❖  $Q_2 = 1\text{KN/m}^2$

**Remarque :** Le ferrailage sera calculé à l'ELU, et les vérifications à l'ELS.

Le moment provoqué par la main courante est relativement faible, donc il sera négligé.

**III. Calcul du ferrailage à l'ELU :**

Le balcon est calculé en flexion simple.

**III.1. Combinaison des charges :**

**a. A L'ELU :**

$$\text{Dalle : } q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = [(1.35 \times 5.35) + 1.5 (3.5)] \times 1 = 12.47 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } g_u = 1.35 \times 6.95 = 9.38 \text{ KN}$$

**b. A L'ELS :**

$$\text{Dalle : } q_s = G + Q = [5.35 + 3.5] \times 1 = 8.85 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde de corps : } g_s = 1 \times 6.95 = 6.95 \text{ KN}$$

**III.2. Calcul du moment d'encastrement :**

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera avec le moment obtenu dans cette section. Le ferrailage sera généralisé pour tout l'élément.

**a. A L'ELU :**

- **Moment provoqué par la charge «  $q_u$  »** (charge uniformément répartie).

$$M_{q_u} = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{12.47 \times 1.27^2}{2} = 10.05 \text{ KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge «  $g_u$  »** (charge concentrée).

$$M = g_u \times L = 9.38 \times 1.27 = 11.91 \text{ KN.m}$$

- **Le moment total**

$$M_u = M_{q_u} + M_{g_u} = 10.05 + 11.91 = 21.96 \text{ kN.m}$$

**b.a. L'ELS :**

- **Moment provoqué par la charge «  $q_s$  »** (charge uniformément répartie).

$$M_{q_s} = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{8.85 \times 1.45^2}{2} = 7.137 \text{ KN.m}$$

- **Moment provoqué par la charge «  $g_s$  »** (charge concentrée).

$$M_{g_s} = g_s \times L = 6.95 \times 1.27 = 8.83 \text{ KN.m}$$

- **Le moment total à L'ELS :**

$$M_s = M_{q_s} + M_{g_s} = 7.14 + 8.83 = 15.96 \text{ kN.m}$$

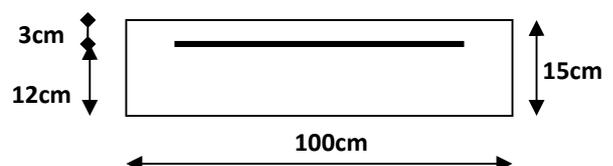
**III.3. Calcul des armatures à L'ELU :** (prendre une bonde de 1m linéaire).

$$M_u = 21.96 \text{ KN.m} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 12 \text{ cm}$$

**a) Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{21.96 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.107$$

$$\mu = 0.107 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$



**Figure III-2-1-2 : Schéma géométrique de balcon**

$$\mu = 0.107 \Rightarrow \beta = 0.944$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21.96 \times 10^5}{0.944 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 5,57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}12/\text{ml} \rightarrow 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

#### b) Armatures de répartition

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

$$\text{Soit : } 5\text{HA}10/\text{ml} \rightarrow 3.90 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{4} = 20 \text{ cm}$$

### IV. Vérification à l'ELU :

#### IV.1. Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :

$$A_{\min} = \left( 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.10 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### IV.2. Vérification au cisaillement (BAEL 91) :

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

- calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_u \cdot l + g_u = 12.47 \times 1.27 + 9.38 = 25.22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{25.22 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.210 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \rightarrow \text{fissuration préjudiciable (BAEL : artA.5.1.2.1.1).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.210 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée  $\rightarrow$  Pas de risque de cisaillement. Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### IV.3. Vérification de l'adhérence :

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$  avec :  $\sum U_i = n \pi \Phi$

Avec :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à une armature.

$\Psi_s = 1.5$  pour haute adhérence.

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence à l'ELU.

$\bar{\tau}_{se}$  : Contrainte limite d'adhérence à l'ELU.

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

$\Phi$  : Diamètre d'une barre.

$$\bar{\tau}_{se} u = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\Phi = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25.22 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 376.8} = 0.619 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{pas de risque d'entraînement des barres.}$$

#### IV.4. espacement des barres (BAEL91-Art-6.1.235) :

Armature principale :  $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > St = 20\text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$

Armature de répartition :  $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > St = 20\text{cm} \rightarrow \text{Vérifiée.}$

#### IV.5. calcul de la longueur d'ancrage :

$$\tau_{se} = 0.6\Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Soit  $L_s = 45 \text{ cm}$

La longueur des crochets

$$L_{cr} = 0.4L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm} \rightarrow \text{prendre } L_{cr} = 18 \text{ cm}$$

#### V. Vérification des contraintes à l'ELS :

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

##### V.1. Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

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

$$\text{Caractéristiques des aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA \geq 6\text{mm} \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6 (\eta : \text{coefficient de fissuration}).$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 204.99 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 204.99 \text{ MPa}$$

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

Valeur de  $\beta_1$ :

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.10}{100 \times 12} = 0.43$$

$$\rho = 0.43 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0.900$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{15.96 \times 10^6}{0.900 \times 120 \times 5.10 \times 10^2} = 289.76 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s > \bar{\sigma}_s \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on doit calculer les armatures à l'ELS :

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times \bar{\sigma}_s} = \frac{15.96 \times 10^3}{0.900 \times 120 \times 201.63} = 7.32 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{st} = 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

### V.2. Vérification des contraintes dans le béton :

Il faut vérifier l'état limite de compression dans le béton (**Art A.4.5,2 du BAEL91**) , Pour une section rectangulaire ( $b \times h$ ), acier FeE 400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier la contrainte dans le béton .

$$\alpha = \frac{y}{d} \left( \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \right) \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{21.96}{15.96} = 1.375 \quad \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.375 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.437 > 0.114 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion** : la section est justifiée vis-à-vis de la compression dans le béton.

### V.3. Vérification de la flèche :

D'après le BAEL91, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{127} = 0.118 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{127} = 0.103 > \frac{15.96}{10(21.96)} = 0.07 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.7}{12 \times 100} = 0.0064 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

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

**Résumé 1:**

Le Ferrailage adopté :

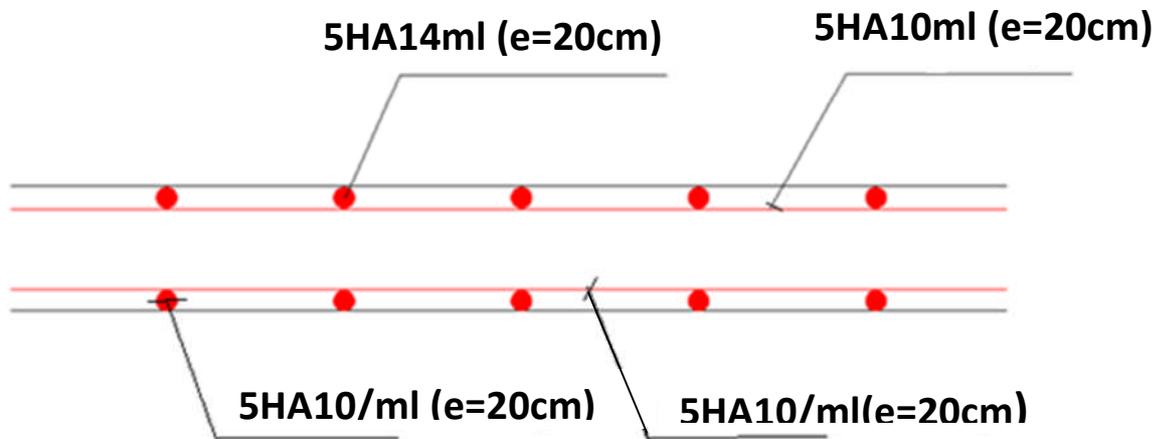
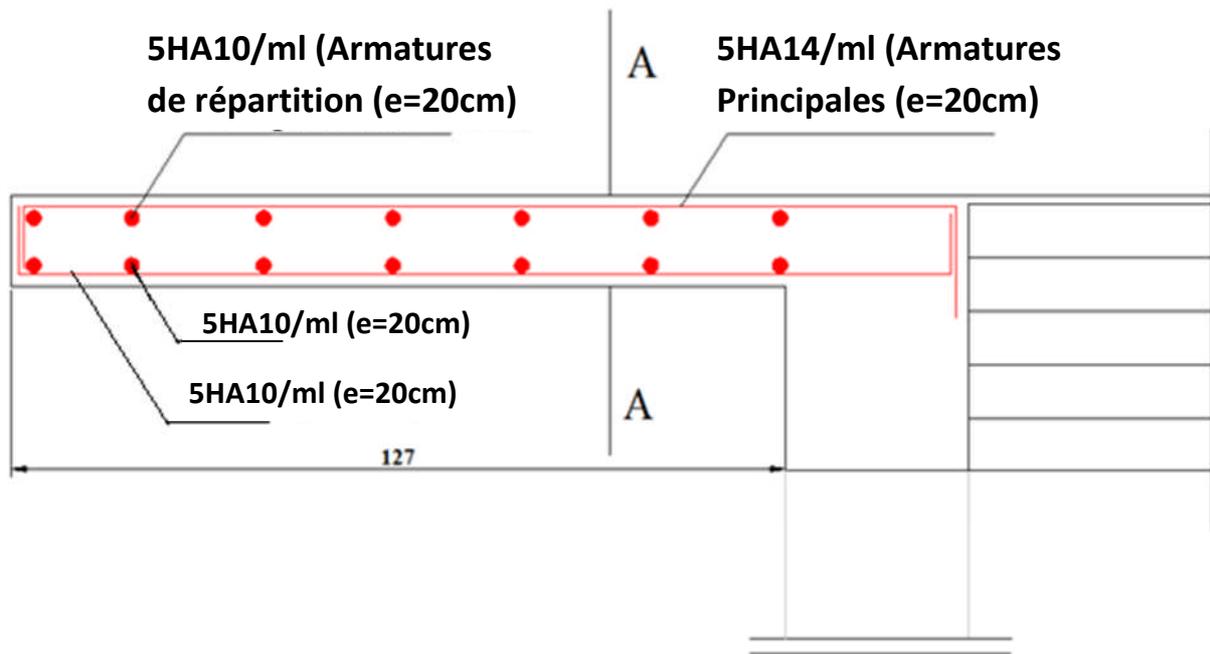
**❖ Armatures principales :**

**5HA14/ml = 7.7cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **20cm**.

**❖ Armatures de répartition :**

**5HA10/ml = 3.90cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **20cm**

❖ *Ferraillage de porte à faux*

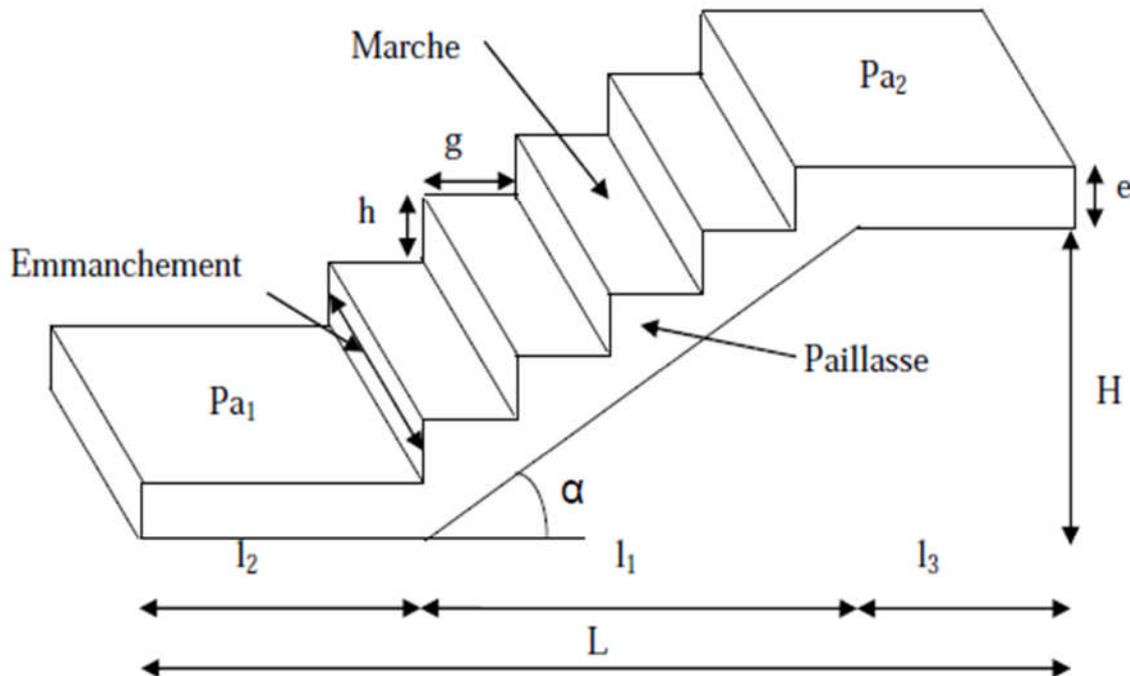


**Coup A-A**

Figure III-2-2-3: Ferraillage porte à faux

**III-3-calcul des escaliers :**

L'escalier est l'élément de la structure permettant le passage d'un niveau à un autre en s'appuyant sur un ensemble de marches. La structure faisant l'objet d'étude comporte un seul type d'escalier à deux volées et un palier de paliers intermédiaires coulé sur place en béton armé.



- $g$  : Largeur de la marche.
- $h$  : Hauteur de la contre marche.
- $e$  : épaisseur de la paillasse et de palier.
- $H$  : hauteur de la volée.
- $L_0$ : portée de la paillasse avec les deux paliers.
- $l_2$  : largeur du palier de départ
- $l_3$  : largeur du palier de repos
- $l_1$  : longueur de la paillasse projetée.
- $L$  : longueur linéaire de la paillasse et celle des deux paliers

**III-3-1-Pré dimensionnement de l'escalier :**

Les escaliers seront pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** en tenant compte des dimensions données sur le plan. Cette relation permet de dimensionner des marches et contremarches tout en gardant l'aspect pratique des escaliers.

**a)Marches et contremarches :** Elles sont déterminées avec la formule suivante :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad [\text{cm}]$$

Avec  $h$  : la hauteur de la contre marche  $14 \leq h \leq 18$  [cm].

$g$  : le giron  $22 \leq g \leq 33$  [cm].

On adopte :  $h=16\text{cm}$ .

**b) Le nombre de contremarches (n) est donné par :**

$$n = H/h.$$

Pour la hauteur de la volée  $H = 1.50\text{m}$ .

$$\text{Alors : } n = 1.50/0.17 = 9$$

- **Le nombre de contremarches :  $n=9$**
- **Le nombre de marches :  $m = n - 1=9-1=8$**

**c) Calcul du giron :**

Le giron « g » est donné par la formule suivante :  $g = L_1/n-1$ .

$$\text{Avec: } L_1=2.24\text{m}, \quad L_2=1.20\text{m}, \quad L_3=1.50$$

$$L_1= 2.24\text{m} \Rightarrow g = 224/8 = 27\text{cm} \Rightarrow \text{prendre : } g = 27\text{cm}.$$

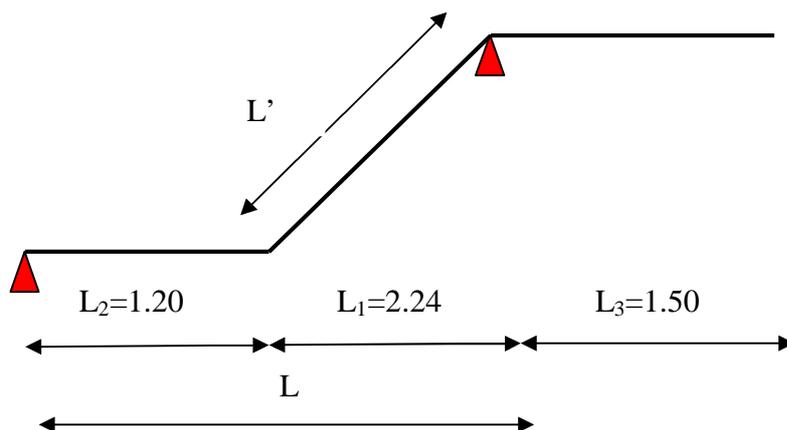
- **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad [\text{cm}]$$

$$2h + g = (2 \times 17) + 28 = 62\text{cm}$$

Donc la Condition de la relation de Blondel est vérifiée. .

**d) Pré dimensionnement de la paillasse :**



**Figure III-3-2-shema statique d'escalier**

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur, ils prennent appuis sur la poutre palière :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}.$$

$L$  : longueur projetée du palier et de la paillasse ;  $L=L'+L_2$

$$\text{Calcul de } \alpha : \text{tg}\alpha = \frac{h}{g}$$

$$\text{tg}\alpha = \frac{17}{28} = 0.61 \Rightarrow \alpha = 31.38^\circ$$

$$\text{Cos}\alpha = \frac{L_1}{L'} = 0.853 \Rightarrow L' = 262\text{cm}$$

**Calcul de  $e_p$**

$$L=L'+L_2=262+120=383$$

$$383/30 \leq e_p \leq 383/20 \Rightarrow 13 \leq e_p \leq 19.15$$

Soit  $e_p = 15\text{cm}$ .

### III-3-2-Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée aux endroits des deux paliers.

➤ **charge permanente** : Elles sont récapitulées dans les tableaux suivants :

#### Paillasse :

Eléments	Poids propre [KN/m <sup>2</sup> ]
Paillasse	$25 \times \frac{0.15}{\cos \alpha} = 4.39$
Marches	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125$
Revêtement :	
Poids propre du garde corps	0.9
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit de ciment (2cm)	$18 \times 0.02 = 0.36$
<b>G<sub>ps</sub> = 8.975 KN/m<sup>2</sup></b>	

#### Palier :

Eléments	Poids propre [KN/m <sup>2</sup> ]
Palier	$25 \times 0.15 = 3.75$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit de ciment (2cm)	$18 \times 0.02 = 0.36$
<b>G<sub>pl</sub> = 5.31 KN/m<sup>2</sup></b>	

#### Mur :

Double Cloison en brique creuse : 2x (ep=10 cm).....  $0,9 \times 2 = 1.8 \text{ KN/m}^2$ .  
 -Enduit en plâtre : 2x(ep=2 cm).....  $2 \times 0,20 = 0.40 \text{ KN/m}^2$ .

$$G_m = 2,20 \text{ KN/m}^2$$

$$P = (3,06 - 0,15) \times 2,20 \times 1\text{m} = 6,27 \text{ KN}$$

❖ **Charges d'exploitation** : Selon le (DTR.C 2-2) pour une construction à usage d'habitation.

✓ Palier :  $Q_{pl} = 2,5 \text{ KN/ml}$

✓ Paillasse :  $Q_{ps} = 2,5 \text{ KN/ml}$

### III-3-3- Calcul des sollicitations :

#### a) Combinaisons des charges :

ELU :

✓ paillasse  $q_{ps} = [1,35 \times 8,97] \times 1 + [1,5 \times 2,5] = 15,85 \text{ KN/ml}$

✓ palier  $q_{pl} = [1,35 \times 5,31] \times 1 + 1,5 \times 2,5 = 10,91 \text{ KN/ml}$

✓ Mur  $q_{mr} = 1,35 \times 6,27 = 8,46 \text{ KN}$

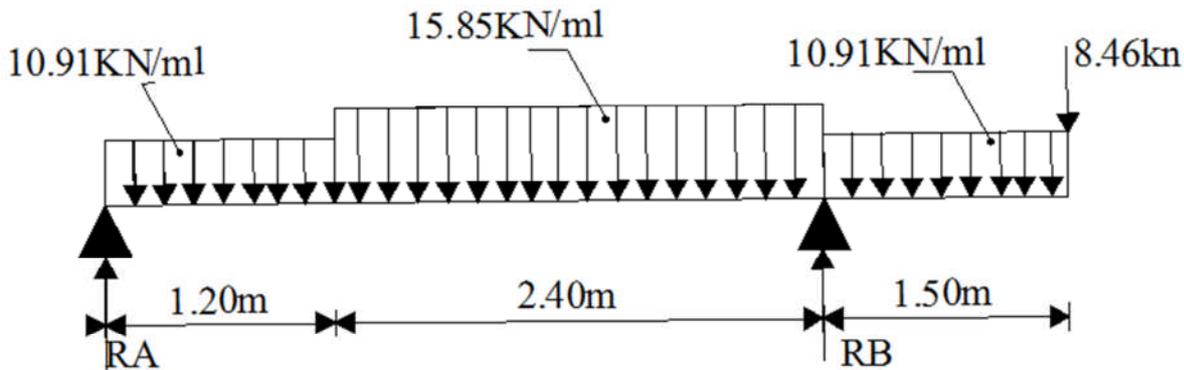


Figure III.3-3 : Schéma de chargement à l'ELU.

#### b) Calcul des réactions d'appuis

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = (10,91 \times 1,20 + 15,85 \times 2,24 + 10,91 \times 1,50 + 8,46)$$

$$R_A + R_B = 73,42 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$3,44 R_B = 10,91 \times 1,20 \times \left(\frac{1,20}{2}\right) + 15,85 \times 2,24 \times \left(1,20 + \frac{2,24}{2}\right) + 10,91 \times 1,50 \times \left(3,44 + \frac{1,50}{2}\right) + 8,46 \times 4,94$$

$$\Rightarrow \mathbf{R_B = 58,30 \text{ KN}}$$
 ce qui donne  $\mathbf{R_A = 15,12 \text{ KN}}$

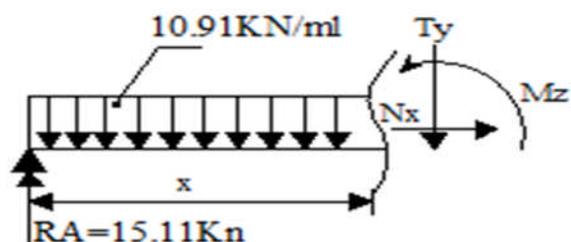
#### c) Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants l'ELU :

1<sup>ère</sup> tronçon  $0 \leq x \leq 1,20\text{m}$

$$T_y = 15,12 - 10,91x$$

$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 15,12 \text{ KN}$$

$$X = 1,20\text{m} \rightarrow T_y = 15,12 - 10,91 \times 1,20 =$$



$$M_Z(x) = -10.91 \frac{x^2}{2} + 15.12x$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = 0$$

$$X = 1.20\text{m} \rightarrow M_Z = 10.28 \text{ KN.m}$$

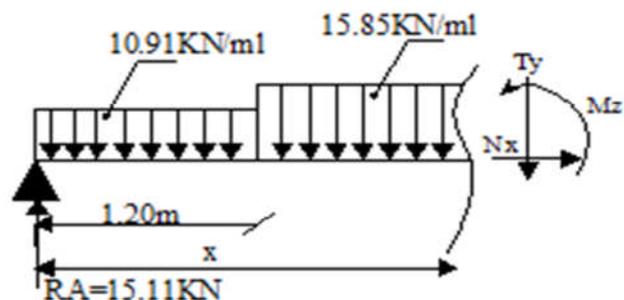
**2<sup>ème</sup> tronçon**  $1.20 < x < 3.44$

$$T_y = 15.12 - 10.91 \times 1.20 - 15.85x(x - 1.20)$$

$$T_y = -15.85x + 20.03$$

$$X = 1.20 \rightarrow T_y = 1.01 \text{ KN}$$

$$X = 3.44 \rightarrow T_y = -34.49 \text{ KN}$$



$$M_Z(x) = 15.12x - (10.91 \times 1.2) \times (x - \frac{1.2}{2}) - 15.85 \times \frac{(x-1.20)^2}{2}$$

$$X = 1.20 \rightarrow M_Z = 10.28$$

$$X = 3.44 \rightarrow M_Z = -24.93 \text{ KN.m}$$

**3<sup>ème</sup> tronçon**  $0 < x' < 1.50$

$$T_y = 8.46 + 10.91 x'$$

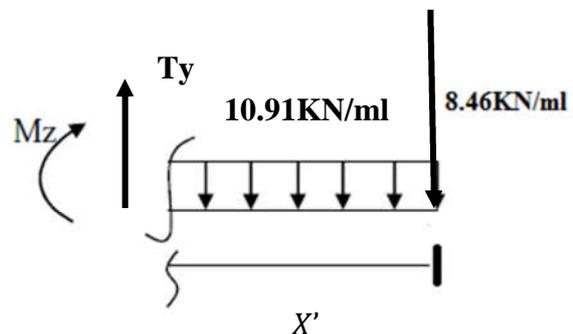
$$X = 0 \rightarrow T_y = 8.46$$

$$X = 1.50\text{m} \rightarrow T_y = 8.46 + 10.91 \times 1.50 = 24.82 \text{ KN}$$

$$M_Z(x) = -8.46x' - 10.91 \frac{x'^2}{2}$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = 0$$

$$X = 1.50 \rightarrow M_Z = -24.96 \text{ KN.m}$$



• **Calcul de  $M_{\max}$ :**

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \rightarrow T_y = 0 \rightarrow 15.12 - 10.91x = 0 \rightarrow x = 1.38\text{m}$$

Le moment  $M_Z(x)$  est maximal pour la valeur de  $x = 1.38\text{m}$  d'où

$$M_Z^{\max}(1.38) = 15.12(1.38) - 10.91 \left( \frac{1.38^2}{2} \right) = 10.47 \text{ KNm}$$

$$M_Z^{\max}(1.38) = 10.47 \text{ KNm}$$

Dans notre cas  $M_{BZ}^{\max} = 24.96 \text{ KN.m}$

➤ **Les diagrammes des efforts internes :**

à l'ELU:

**Remarque :** pour tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on affectera le moment max par des coefficients de valeur égales à :

- A l'appui A :  $M^A_a = -0.3 \times M_Z^{\max} = -3.141 \text{ KNm}$
- En travée :  $M_t = 0.85 \times M_Z^{\max} = 8.89 \text{ KNm}$
- A l'appui B :  $M^B_a = -0.3 \times M_{BZ}^{\max} = -0.3 \times 24.96 = -7.48 \text{ KNm}$
- Au console :  $M^c_c = 0.85 \times M^c_z = 0.85 \times 24.96 = 21.21 \text{ KNm}$

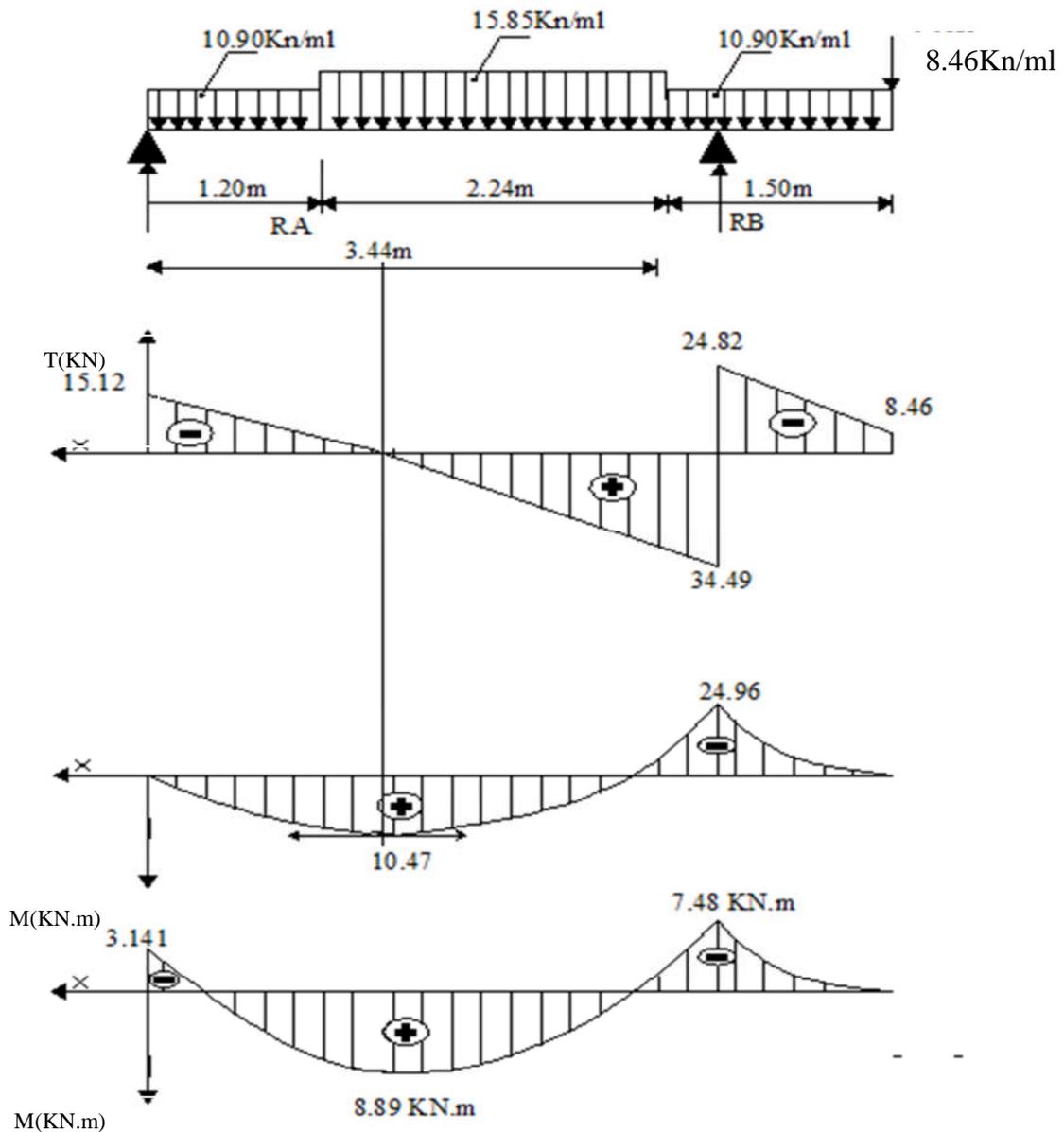


Figure III.3-4 : Diagrammes des efforts tranchant et des moment fléchissant a l'ELU

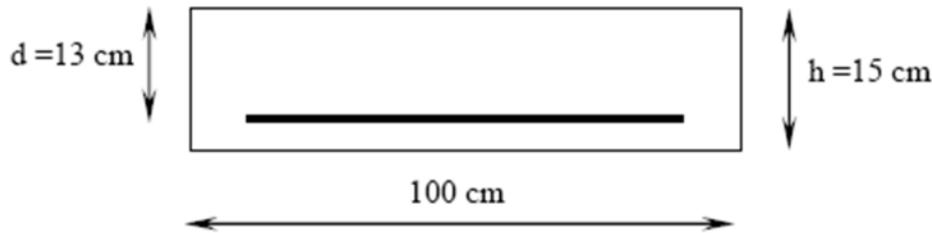
III-3-4: Calcul des armatures:

1. Armatures principales :

$$f_{bu} = 0.25 \frac{f_{c28}}{\gamma} = 0.25 \times \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

b = 100 cm; h = 18 cm; c = 2 cm; d = 16 cm.



a) En travée

$$M_t = 8.89 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.89 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.037 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.032 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9.89 \times 10^6}{0.982 \times 130 \times 348} = 2.22 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>/ml Avec (St = 20cm).**

a) Aux appuis

• Appui A

$$M_a = -3.14 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3.14 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.013 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.013 \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_a = \frac{3.14 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.70 \text{ cm}^2$$

soit **5HA10 = 3.90 cm<sup>2</sup>/ml. Avec (St = 20cm).**

• Appui B

$$M_b = -7.48 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_b}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7.48 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.031 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.088 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_b = \frac{7.48 \times 10^6}{0.954 \times 130 \times 348} = 1.73 \text{ cm}^2$$

soit **5HA10 = 3.90 cm<sup>2</sup>/ml. Avec (St = 20cm).**

2. Armatures de répartition:

a) En travée :  $A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$  soit **5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>/ml.**

b) **Aux appuis:** Appui A :  $A_{rA} = \frac{Aa}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2$  soit **5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>/ml.**

Appui B :  $A_{rB} = \frac{Ab}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2$  soit **5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>/ml.**

Avec un espacement de 20cm

### III-3-5- Vérifications à l'ELU :

a) **condition de non fragilité : Art.4.2,1 BAEL91.**

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

- **En travée :**  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.
- **Aux appuis A et B :**  $A_a = A_b = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

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

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

- **Armatures principales :**  $e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$

Travée :  $e = 20 \text{ cm}$

Appui A et B :  $e = 20 \text{ cm}$

$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 20 \text{ cm} \\ \text{Appui A et B : } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} < 33\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

- **Armatures de répartition:**  $e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}.$

Travée :  $e = 20 \text{ cm}$

$< 45\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

Appuis A et B :  $e = 20 \text{ cm}$

c) **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}.$$

Il faut vérifier la section la plus sollicitée par l'effort tranchant maximal.

Dans notre cas  $V_u^{\max}(x) = 31.15 \text{ KN}.$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{34.48 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.265 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) **Vérification de la condition d'adhérence : (Art .A.6.13 / BAEL 91).**

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 5 \times \pi \times 12$$

$$\tau_{se} = \frac{34.48 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 5 \times 3.14 \times 12} = 1.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement relatif à une armature.

$\Psi_s = 1.5$  pour haute adhérence.

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence à l'ELU.

$\bar{\tau}_{se}$  : Contrainte limite d'adhérence à l'ELU.

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

$\Phi$  : Diamètre d'une barre

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

#### e) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- **Influence sur le béton** : On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9 b d}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2500 \times 0.9 \times 13 \times 100}{1.5} = 780 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 34.48 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures** : On doit vérifier que :

$$A_b \geq \left[ \frac{1.15}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } M_a = -3.14 \text{ KN.m}$$

$$A_b \geq \left[ \frac{1.15 \times 10}{400} \left( 34.48 - \frac{7.48 \times 10^2}{0.9 \times 13} \right) \right] = -0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_b = 2.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### f) Ancrage des barres :

Longueur de scellement droit (**BAEL 91 / Art A.6.1.2.2**).

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm.} \quad \rightarrow \text{soit } L_s = 50 \text{ cm.}$$

**III-3-6-Calcul à l'ELS :**

**1. Combinaison de charges :**

$$q'_{ps} = G_{ps} + Q_{ps} = 8.97 + 2.5 = 11.47 \text{ KN/ml}$$

$$q'_{pl} = G_{pl} + Q_{pl} = 5.31 + 2.5 = 7.81 \text{ KN/ml}$$

$$q_{mr} = 6.27 \text{ KN}$$

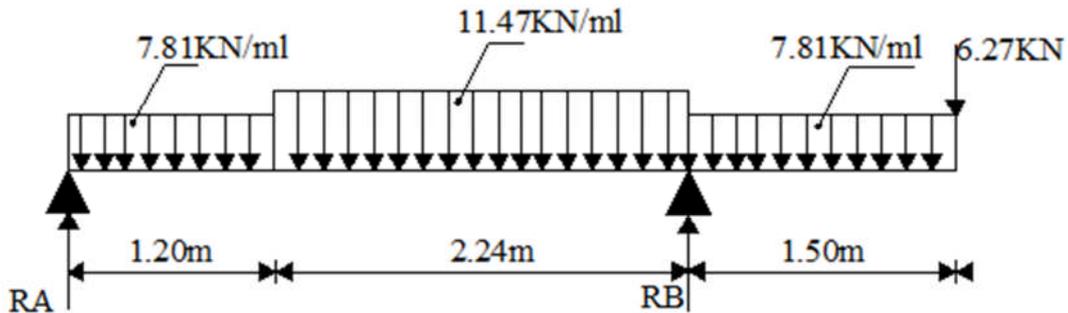


Figure III-3-5- : Schéma statique de calcul à l'ELS.

**2. Réaction d'appuis :**

$$\sum F_x = 0$$

$$\sum F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 7.81 \times 1.20 + 11.47 \times 2.24 + 7.81 \times 1.50 + 6.27 = 53.05$$

$$R_A + R_B = 53.05 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$\Rightarrow 3.44 R_B = 7.81 \times 1.20 \times 0.6 + 11.47 \times 2.24 \times 2.32 + 7.81 \times 1.5 \times 4.19 + 6.27 \times 4.94$$

$$\Rightarrow R_B = 42.25 \text{ KN} \text{ ce qui donne } R_A = 10.80 \text{ KN}$$

**3. Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :**

**1<sup>ère</sup> tronçon  $0 \leq x \leq 1.20\text{m}$**

$$T_y = 10.80 - 7.81x$$

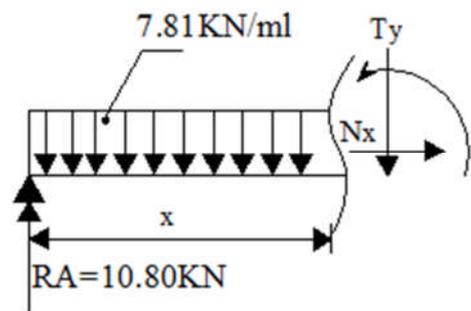
$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 10.80 \text{ KN}$$

$$X = 1.20\text{m} \rightarrow T_y = 10.80 - 7.81 \times 1.20 = 1.428 \text{ KN}$$

$$M_z(x) = -7.81 \frac{x^2}{2} + 10.80x$$

$$X = 0 \rightarrow M_z = 0$$

$$X = 1.20\text{m} \rightarrow M_z = 7.33 \text{ KN.m}$$

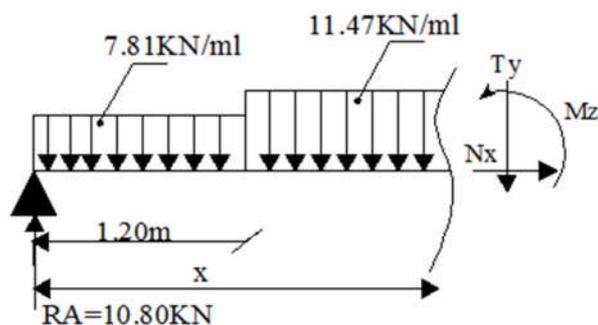


**2<sup>ème</sup> tronçon  $1.20 < x < 3.44$**

$$T_y = 10.80 - 7.81 \times 1.20 - 11.47x(x - 1.20)$$

$$T_y = -11.47x + 15.19$$

$$X = 1.20 \rightarrow T_y = 1.43 \text{ KN}$$



$$X = 3.44 \rightarrow Ty = -24.26 \text{KN}$$

$$M_Z(x) = 10.80x - (7.81 \times 1.2) \times \left(x - \frac{1.2}{2}\right) - 11.47 \times \frac{(x-1.20)^2}{2}$$

$$X = 1.20 \rightarrow M_Z = 7.33$$

$$X = 3.44 \rightarrow M_Z = -18.24 \text{KN.m}$$

**3<sup>ème</sup> tronçon**  $0 < x' < 1.50$

$$Ty = 6.27 + 7.81 x'$$

$$X = 0 \rightarrow Ty = 6.27$$

$$X = 1.50 \text{m} \rightarrow Ty = 6.27 + 7.81 \times 1.50 = 17.98 \text{KN}$$

$$M_Z(x) = -6.27x' - 7.81 \frac{x'^2}{2}$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = 0$$

$$X = 1.50 \rightarrow M_Z = -18.20 \text{KN.m}$$

• **Calcul de  $M_{\max}$ :**

$$\frac{dMu(x)}{dx} = 0 \rightarrow Ty = 0 \rightarrow 10.80 - 7.81x = 0 \rightarrow x = 1.38 \text{m}$$

Le moment  $M_Z(x)$  est maximal pour la valeur de  $x = 1.38 \text{m}$  d'où

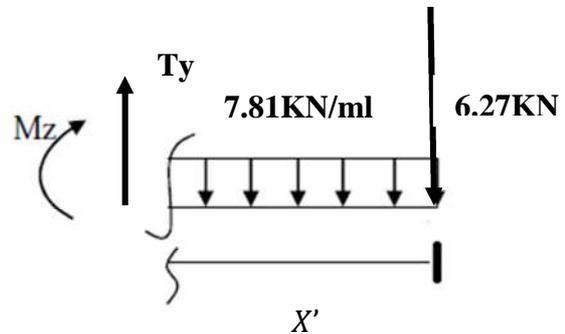
$$M_Z^{\max}(1.38) = 10.80(1.38) - 7.81 \left(\frac{1.38^2}{2}\right) = 7.46 \text{KNm}$$

$$M_Z^{\max}(1.38) = 7.46 \text{KNm}$$

Dans notre cas  $M_{BZ}^{\max} = -18.24 \text{KN.m}$

**Remarque :** pour tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on affectera le moment max par des coefficients de valeur égales à :

- Aux appuis :  $M_a = -0.3 \times M_Z^{\max} = -2.24 \text{KNm}$
- En travée :  $M_t = 0.85 \times M_Z^{\max} = 3.36 \text{KNm}$
- A l'appui B :  $M_B^a = -0.3 \times M_{BZ}^{\max} = -0.3 \times 18.24 = -5.47 \text{KNm}$



## 4. Diagramme des efforts :

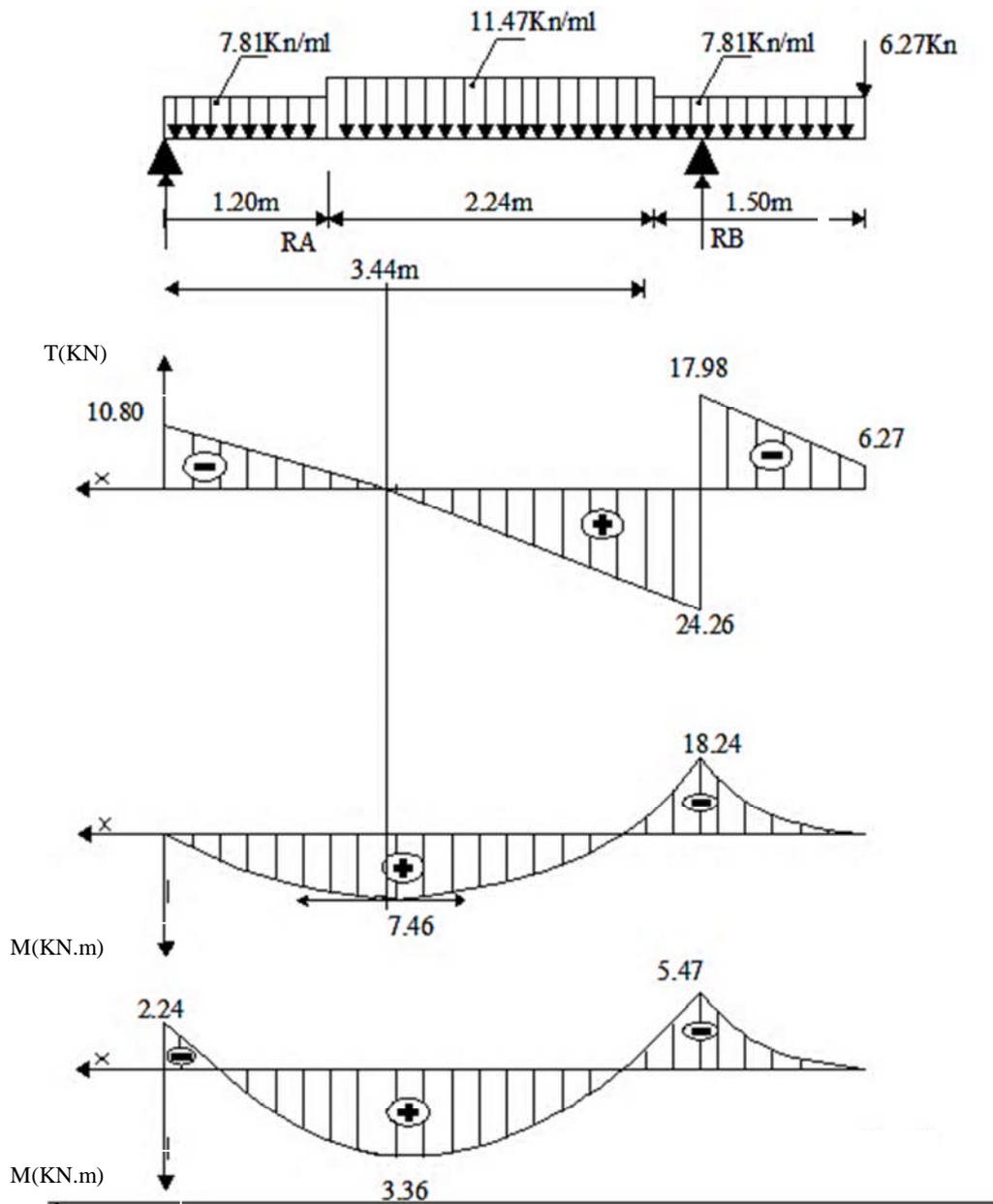


Figure III.3-6 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissants à l'ELS

## 5. Vérification à l'ELS:

## 5-1-Etat limite d'ouvertures des fissures :

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis à vis des ouvertures des fissures.

## 5-2-Etat limite de compression dans le béton :

on doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ .

- Aux appuis :

## 1) Appui A :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.933 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.201 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.0167$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{2.24 \times 10^6}{0.933 \times 130 \times 251} = 73.57 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0167 \times 73.57 = 1.23 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## 2) Appui B :

$$\rho_1 = \frac{100A_b}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.929 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.213 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.0180$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sb}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5.47 \times 10^6}{0.929 \times 130 \times 251} = 180.44 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0180 \times 180.44 = 3.24 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.36}{100 \times 13} = 0.258$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.920 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.240 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.021$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{3.36 \times 10^6}{0.920 \times 130 \times 565} = 49.72 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.021 \times 49.72 = 1.04 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## 5-3-Etat limite de déformation : [BAEL 91 Art B.6.5.3]

## ➤ paillasse

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{344} = 0.0427 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{344} = 0.0427 > \frac{3.36}{10(8.89)} = 0.037 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La 1<sup>ère</sup> et la 2<sup>ème</sup> conditions ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

**Remarque :** La flèche développée doit être inférieure à la flèche admissible, ceci pour ne pas nuire à l'aspect fonctionnel des escaliers.

**Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :  $q_s = \max(q'_{ps} ; q'_{pl}) = \max(11.47; 7.81) = 10.70 \text{ KN/mL}$

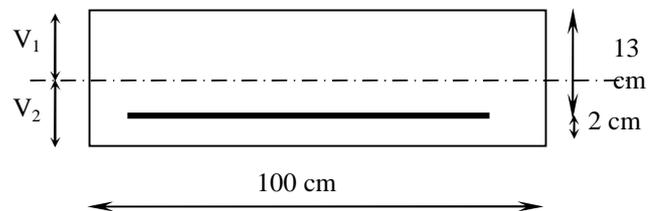
$E_v$  : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 1081886 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

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

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$



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

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

figure III-3-7-la section de la paille

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 13) = 12351.75 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 5.65) = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.79 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 15 - 7.79 = 7.21 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times (7.79)^3 + (7.21)^3 + 15 \times 5.65 \times (7.21 - 2)^2$$

$$I = 41551.61 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.47 \times 10^3 \times (3.44)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 41551.61 \times 10^{-8}} = 0.103 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{494}{500} = 0.988 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**Remarque :** On remarque que toutes les conditions précédentes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### Résumé .

Le Ferrailage adopté :

#### ❖ Armatures principales :

En travée :  $5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65\text{cm}^2$  avec :  $st = 20\text{cm}$ .

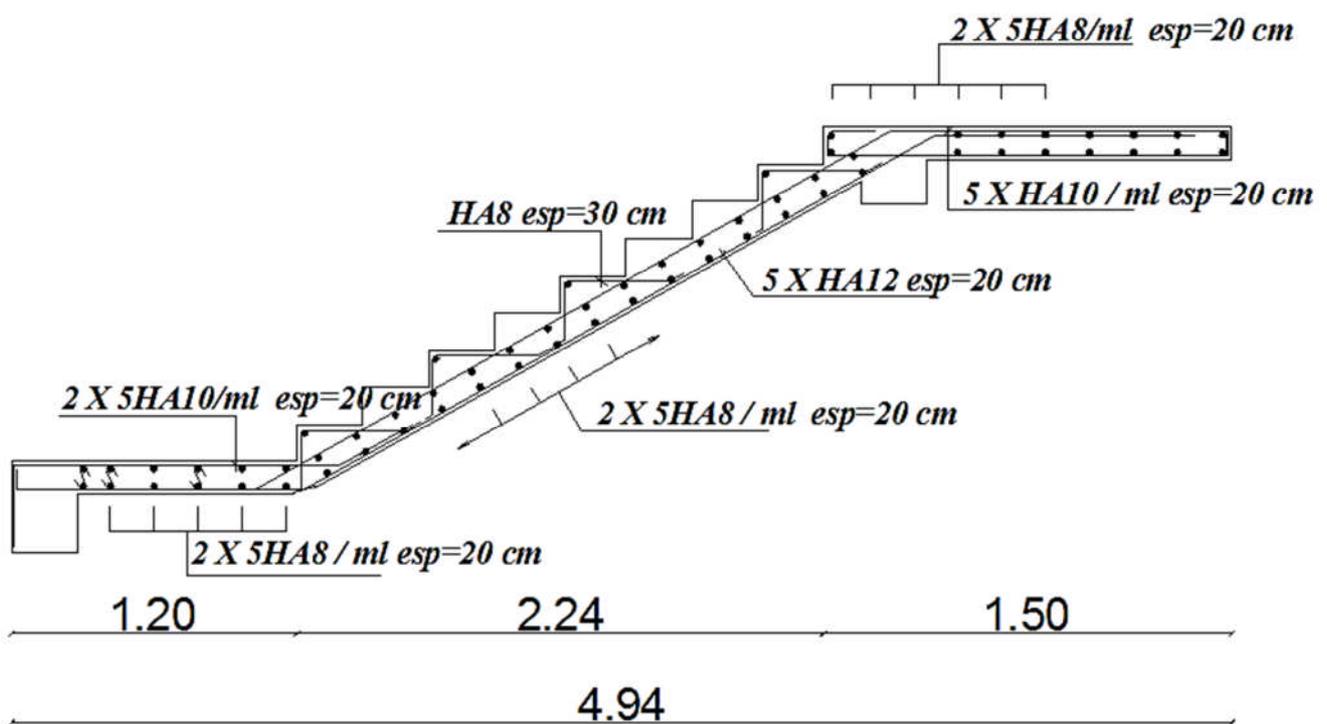
Aux appuis :  $5\text{HA}10/\text{ml} = 3.90\text{cm}^2$  avec :  $st = 20\text{cm}$ .

#### ❖ Armatures de répartition :

En travée :  $5\text{HA}8/\text{ml} = 2.51\text{cm}^2$  avec :  $st = 20\text{cm}$ .

Aux appuis :  $5\text{HA}8/\text{ml} = 2.51\text{cm}^2$  avec :  $st = 20\text{cm}$ .

## ferrailage des escaliers



### III-4- Etude de la poutre palière

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à reprendre son poids propre, et la réaction de la paillasse, elle est considérée semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée maximale est de 3.03m.

#### III-4-1-pré dimensionnement :

- **Hauteur de la poutre :**

$$L=3.03-0.35=2.68\text{m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{268}{15} \leq h_t \leq \frac{268}{10} \Rightarrow 17.87\text{cm} \leq h_t \leq 26.8\text{cm}.$$

On opte pour  $h_t = 30\text{cm}$  → **art :7.5.1 (RPA) :  $h \geq 30\text{ cm}$**

- **La largeur :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}.$$

Selon le RPA 2003,  $b \geq 25\text{cm}$  et  $\frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4$

Donc la poutre aura pour dimension  $b \times h = 25 \times 30\text{cm}^2$

#### III-4-2-Charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre :  $G_p = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.875\text{KN/ml}$

$G_p = 1.875\text{KN/ml}$ .

L'effort tranchant a l'appui B :

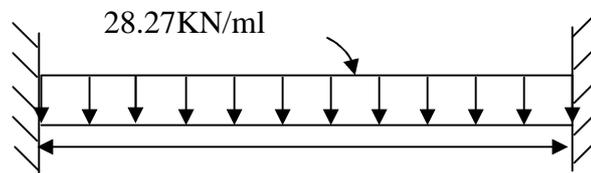
ELU :  $T_u = 34.49\text{KN}$  :  $T_s = 24.26\text{KN}$

#### III-4-3-Calcul à L'ELU :

##### 1) Calcul du moment et de l'effort tranchant :

le calcul se fera pour 1ml de longueur.

$$Q_u = 1.35G + \frac{2T_u}{L} = 1.35 \times 1.875 + \frac{2 \times 34.49}{2.68\text{ ml}} = 28.27\text{KN/ml}.$$



2.68m

**Figure III-4-1-: Schéma statique de la poutre palière**

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{28.27 \times 2.68^2}{8} = 25.38\text{KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u^{\max} = \frac{q_u L}{2} = \frac{28.27 \times 2.68}{2} = 37.88\text{KN}.$$

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte  $M_0$  par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes :

$$M_a = (-0.3) M_0 = -7.61 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85) M_0 = 21.57 \text{ KN.m}$$

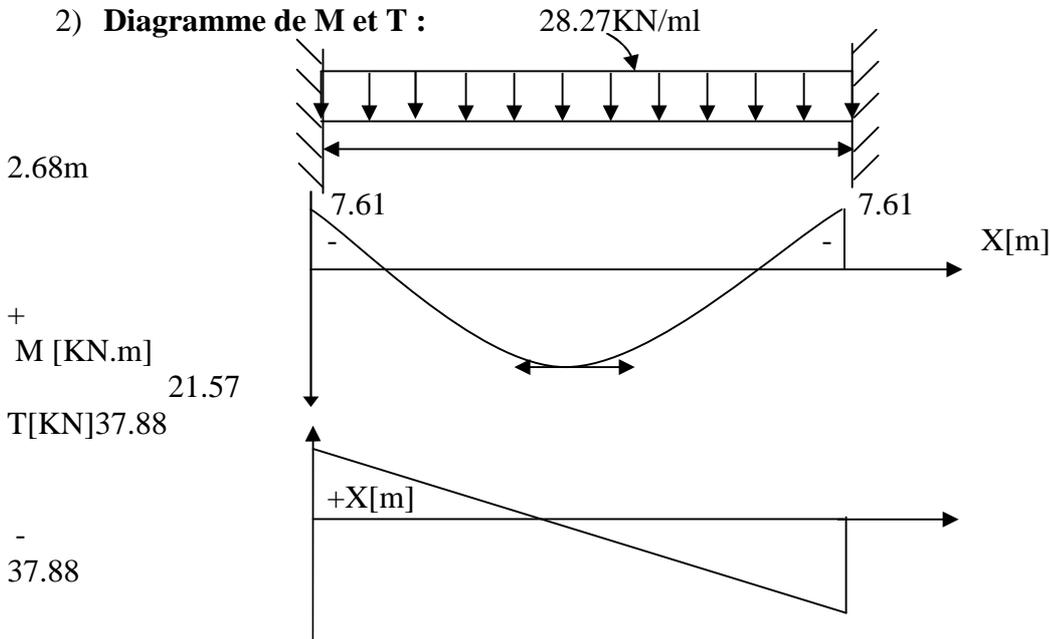


Figure III-4-2-Diagramme des efforts internes

3) Ferrailage :

- En travée :

$M_t = 21.57 \text{ KN.m}$

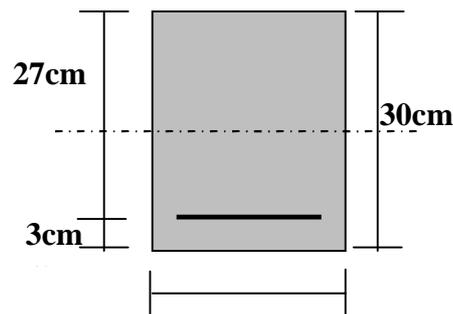
$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{21.57 \times 10^6}{250 \times (270)^2 \times 14.2} = 0.083$$

$u_b < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$

$u_b = 0.083 \Rightarrow \beta = 0.957$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{21.57 \times 10^3}{0.957 \times 27 \times 348} = 2.39 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$



- Aux appuis : **25cm**

$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.61 \times 10^6}{250 \times (270)^2 \times 14.2} = 0.029$$

$u_b = 0.029 < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$

$u_b = 0.029 \Rightarrow \beta = 0.985$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.61 \times 10^3}{0.985 \times 27 \times 348} = 0.82 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 3HA10 = 2.35\text{cm}^2$

#### 4) Vérifications :

##### a-Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.81\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.39\text{cm}^2 > 0.53\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 2.34 > 2.35\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

##### b-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = \min \{ 3.33\text{MPa}, 5\text{MPa} \} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{37.88 \times 10^3}{250 \times 270} = 0.56\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

##### c-Vérification de l'adhérence aux appuis :

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n\pi\Phi = 3.14(3 \times 12) = 113.04\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37.88 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 113.04} = 1.37\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

##### d-Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6\psi^2 f_{t28} = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.28\text{mm} = 42.328\text{cm.}$$

$\Rightarrow$  Soit  $L_s = 50\text{cm}$ .

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le

**BAEL91 (art : a.6.1, 253)** ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est :

$$\rightarrow 0.4L_s = 0.4 \times 50 = 20\text{cm}$$

Soit un crochet de **20cm**.

#### 5) les armatures transversales :

$$\varphi_t = \frac{\varphi}{3} = \frac{12}{3} = 4\text{mm} \quad \text{On prend } \varphi_t = 8\text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8.

##### a- Vérification du diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \leq \min \left( \varphi_i, \frac{b}{10}, \frac{h}{35} \right) = \min(1.4; 2.5; 0.857)\text{cm}$$

$$\varphi_t = 8\text{mm} < 8.57\text{mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

##### b- Espacement des armatures transversales :

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

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30\right) = \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 12, 30\right) = 7.5\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 7\text{cm}$

- **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm}, \text{ Soit : } S_t = 10\text{cm}.$$

### III-4-4-Etat limite de service L'ELS :

#### 1- Calcul des moments et de l'effort tranchant

$$Q_s = G + \frac{T_s}{L} = 7.62 + \frac{24.26}{2.68\text{ ml}} = 16.67\text{KN/ml}$$

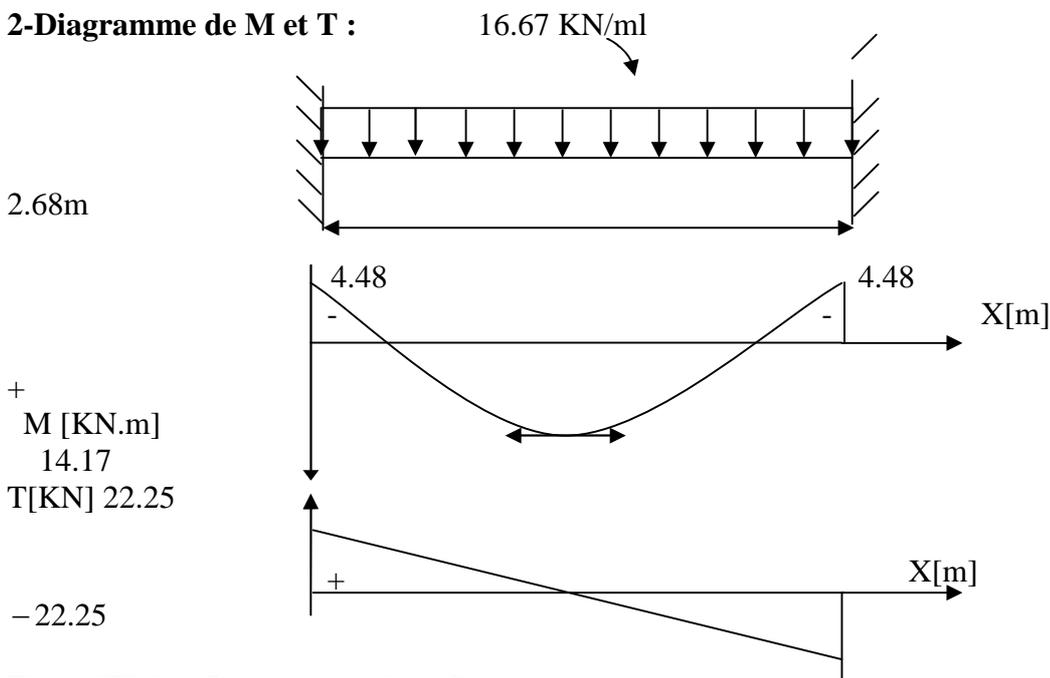
$$\text{Moment isostatique : } M_{os} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{16.67 \times (2.68)^2}{8} = 14.96\text{KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_s^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{16.67 \times 2.67}{2} = 22.25\text{KN}$$

Tenant compte du semi encastrement on aura :

$$M_{sa} = (-0.3) \times M_{os} = -4.48\text{KN.m} \quad M_{St} = (0.85) \times M_{os} = 14.17\text{KN.m}$$

#### 2-Diagramme de M et T :



FigureIII-4-4- Diagramme des efforts internes

#### 3-Vérification des contraintes:

##### 3-1-Etat limite de compression dans le béton :

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

➤ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.34}{25 \times 27} = 0.346 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 39.65 \\ \beta_1 = 0.909 \end{cases}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4.48 \times 10^6}{0.909 \times 270 \times 2.34 \times 10^2} = 78\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.025 \times 78 = 1.95 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 31.73 \\ \beta_1 = 0.893 \end{cases}$$

• **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{14.17 \times 10^3}{0.880 \times 27 \times 3.39} = 175.92\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.037 \times 175.92 = 6.50 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### 4-Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{268} = 0.111 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{30}{265} = 0.113 > \frac{14.17}{10(21.57)} = 0.065 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{25 \times 27} = 0.0050 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

#### Résumé

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

• **Armatures longitudinales**

En travées : **3 HA12** = 3.39cm<sup>2</sup>

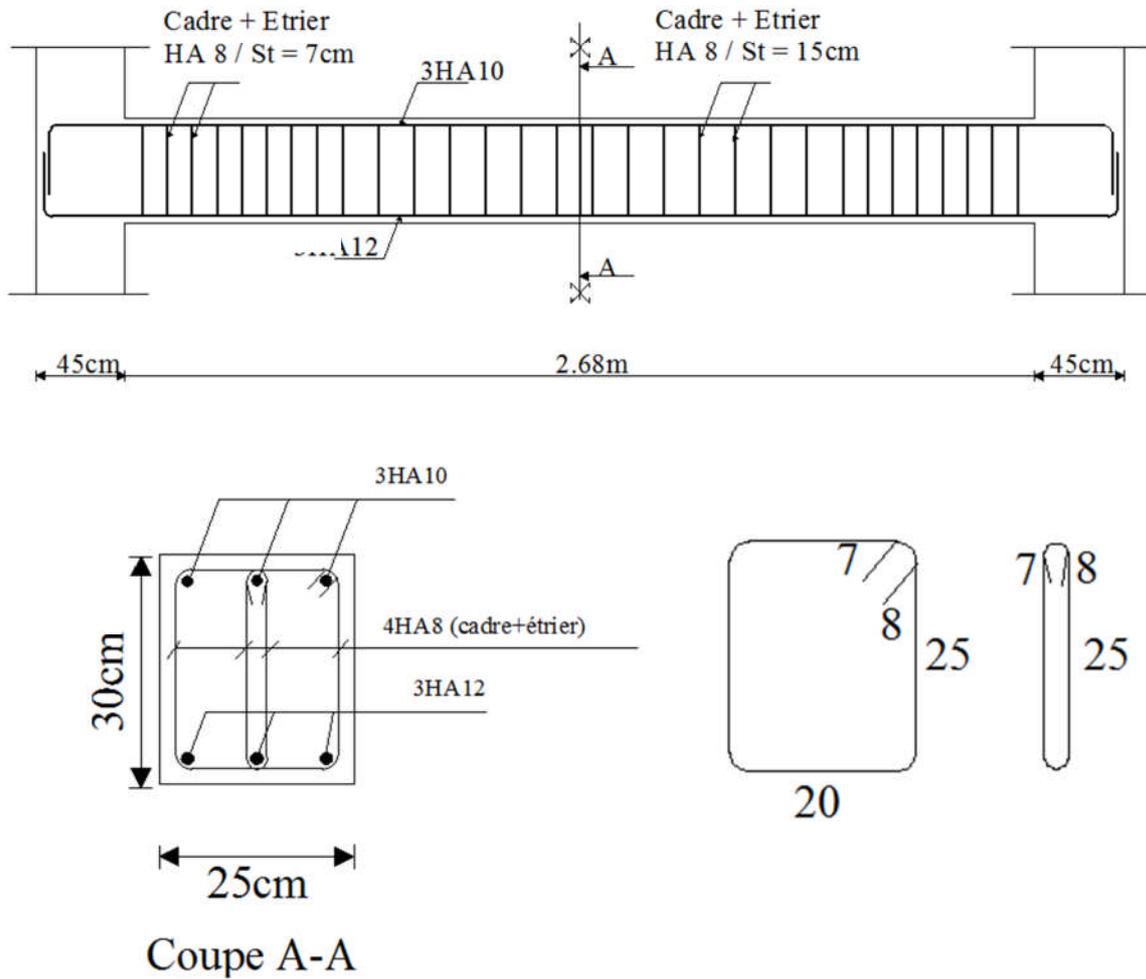
En appuis : **3 HA10** = 2.34cm<sup>2</sup>

• **Armatures transversales :**

En travée : **HA8(cadre + étrier)** pour chaque espacement de 15 cm.

En appuis : **HA 8(cadre+étrier)** pour chaque espacement de 7 cm.

❖ *Plan de ferrailage de la poutre palière*



FigureIII-4-5 - Plan de ferrailage de la poutre palière

**III-5-Planchers :**

La structure comporte des planchers en corps creux, d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal (le sens de la petite portée) et sur lesquelles repose le corps creux.

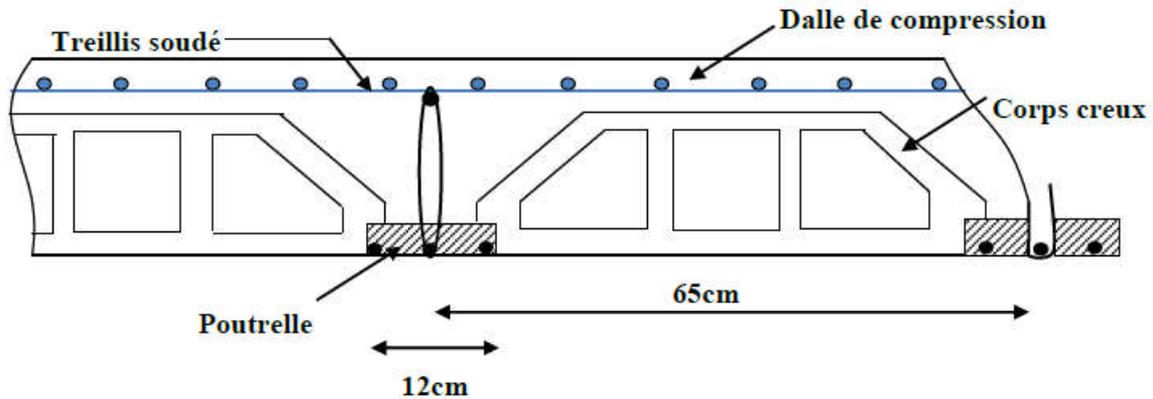


Figure III-5-1: planche corps creux

-Les poutrelles sont de sections en T, distantes de 65 cm entre axes, elles possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

-Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu, sa dimension est de 16 cm

**III.5.1 : 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,  $\Phi < 6\text{mm}$ ) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (Art B.6.8.423)**.

✓ **33 cm** pour les barres // aux poutrelles.

✓ **20 cm** pour les barres  $\perp$  aux poutrelles.

**A) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

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

L : distance entre axe des poutrelles ( $50 \text{ cm} < L < 80 \text{ cm}$ ).

Soit :  $A_{\perp} = 5\text{TS}4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{mL}$  ;  $e = 20 \text{ cm}$

**B) Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{//} = 5\text{TS}4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $e = 20 \text{ cm}$

**On optera pour un treillis soudé TLE 520**

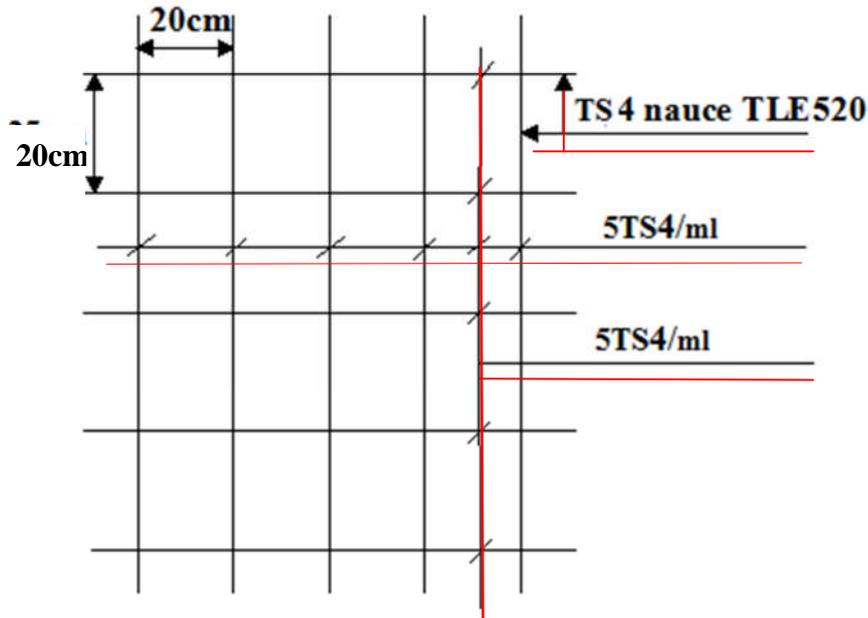


Figure III-5-2: Treillis soudé TLE 520

### III-5-2) 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.

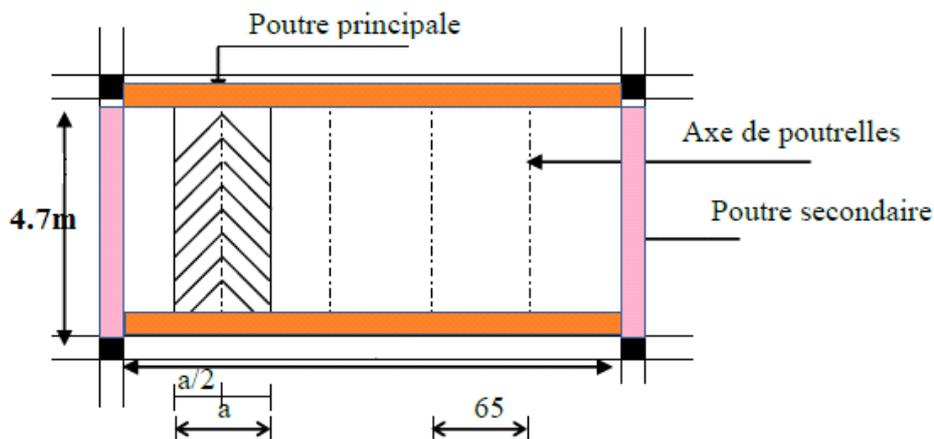


Figure III-5-3: disposition des poutrelles

**A) Avant le coulage de la dalle de compression (section rectangulaire) :** avant le coulage les poutrelles sont considérées simplement appuyées aux deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle :  $25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux :  $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- surcharge  $Q$  due au poids propre de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

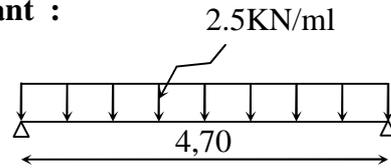
**A.1. combinaison d'actions :**

A l'ELU :  $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,12+0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

**A.2. calcul du moment isostatique et de l'effort tranchant :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,70^2}{8} = 6,90 \text{ KN.m}$$

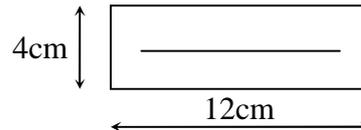
$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 4,70}{2} = 5,87 \text{ KN}$$



**A.3. ferrailage de la poutrelle :**

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{6,90 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 10,12 > 0,392$$



**Figure III.8**

$\mu_b > \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$

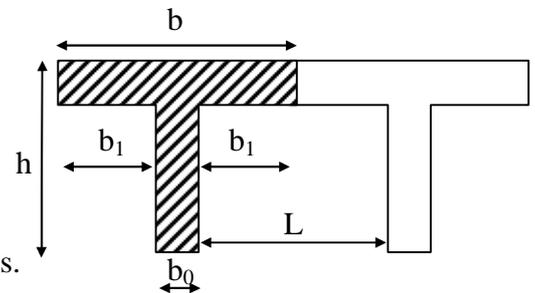
Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, donc il faut prévoir des étais intermédiaires avec un espacement entre étais est de 80 à 120 cm.

**B) Après coulage de la dalle de compression (Section en T) :**

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

**B.1) Détermination des dimensions de la section en T :**

- $h = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$  (hauteur de la dalle)
- $h_0 = 4 \text{ cm}$  (épaisseur de la dalle de compression)
- $C = 2 \text{ cm}$  (enrobage)
- $d = 18 \text{ cm}$  (hauteur utile)
- $b_1$  : largeur de l'hourdis
- Avec :  $L$  : distance entre faces voisines de deux nervures.



➤ **Charges permanentes et les charges d'exploitations**

Poids propre du plancher de :

- l'étage courant : ... ..  $G = 5,55 \times 0,65 = 3,60 \text{ KN/ml}$
- la terrasse : ... ..  $G = 6,00 \times 0,65 = 3,90 \text{ KN/ml}$

**B-2) Combinaison de charges :**

➤ **Plancher du bureau :**

A l'ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,60 + 1,5 \times 1,625 = 7,30 \text{ KN/ml}$

A l'ELS :  $q_s = G + Q = 3,60 + 1,625 = 5,225 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher d'habitation :**

A l'ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,60 + 1,5 \times 0,975 = 6,32 \text{ KN/ml}$

A L'ELS:  $q_s = G + Q = 3,6 + 0,975 = 4,57 \text{ KN/ml}$

➤ **Plancher terrasse :**

A L'ELU :  $q_s = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,90 + 1,5 \times 0,650 = 6,24 \text{ KN/ml}$

A L'ELS:  $q_s = G + Q = 3,6 + 0,975 = 4,57 \text{ KN/ml}$

Vu la différence des surcharges entre RDC et les autre étages on effectuera le calcul pour le cas plus défavorable

### III-5-3- Étude du Plancher première étage

#### A) Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

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

-Méthode forfaitaire.

-Méthode de trois moments.

-Méthode de Caquot.

#### ❖ Choix de la méthode :

Il faut vérifier les conditions d'application de la méthode forfaitaire qui est admise pour les planchers soumis à des charges relativement modérées.

$Q = 2,5 \text{ KN/ml} < 2G = 7,20 \text{ KN/ml}$

1.  $Q \leq 5 \text{ KN}$

➔ condition vérifiée

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité  $\Rightarrow$  condition vérifiée.

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$(0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25)$  on a :

$\frac{3,34}{2,95} = 1,13$  ;  $\frac{2,95}{4,70} = 0,62 < 0,8 \Rightarrow$  Condition n'est pas vérifiée

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable.  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

**Conclusion :** Les conditions ne sont pas toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, ce qui nous conduit à utiliser la méthode des trois moments.

#### ❖ Exposé de la méthode des 3 moments

##### 1-Rappel

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

➤ **Aux appuis :**

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

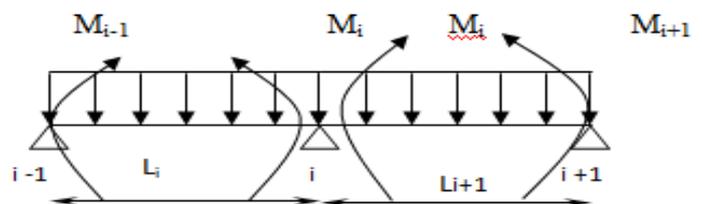


Figure III-5-3: Méthode des 3 moments

➤ **En travée :**

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

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

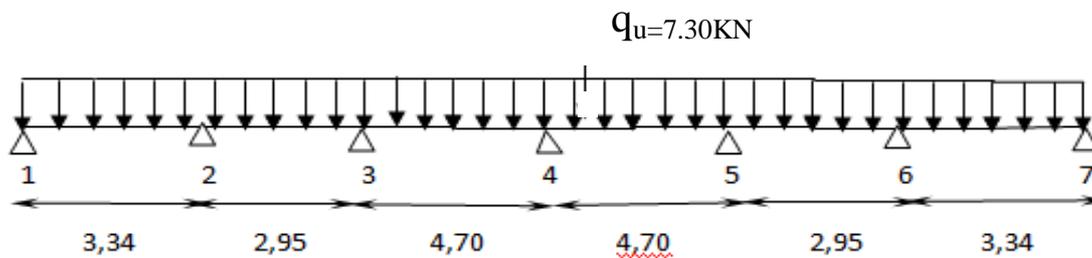
Avec :  $M_{i-1}, M_i$  et  $M_{i+1}$  : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

$L_i$  : 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'.



**Figure III.5.4 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 7 appuis à l'ELU.**

$M_{i-1}, M_i, M_{i+1}$  sont les moments aux appuis, i-1, i, i+1 respectivement.

**a/ Calcul des moments aux appuis :**

L'appui 1 :  $6.68M_1 + 3.34M_2 = -67.99$  ----- (1)

L'appui 2 :  $3.34M_1 + 12.58M_2 + 2.95M_3 = -114.85$  ----- (2)

L'appui 3 :  $2.95M_2 + 15.3M_3 + 4.70M_4 = -236.3$  ----- (3)

L'appui 4 :  $4.70M_3 + 18.8M_4 + 4.70M_5 = -378.95$  ----- (4)

L'appui 5 :  $4.70M_4 + 15.3M_5 + 2.95M_6 = -236.3$  ----- (6)

L'appui 6 :  $2.95M_5 + 12.58M_6 + 3.34M_7 = -114.85$  ----- (7)

L'appui 7 :  $3.34M_6 + 6.68M_7 = -67.99$  ----- (8)

**Remarque:** Comme le système est symétrique, alors :  $M_1 = M_7, M_2 = M_6, M_3 = M_5$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$M_1 = -7.80 \text{ kN.m}$                        $M_2 = -4.75 \text{ kN.m}$                        $M_3 = -9.85 \text{ kN.m}$

$M_4 = -15.83 \text{ kN.m}$     $M_5 = -9.85 \text{ kN.m}$                        $M_6 = -4.75 \text{ kN.m}$

$$M_7 = -7.80 \text{KN.m}$$

### b/ 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 :

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

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 1,79\text{m} \rightarrow M_{1 \text{ max}} (1.79) = 3.97 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 1,23\text{m} \rightarrow M_{2 \text{ max}} (1.23) = 0.88 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow x = 2,17\text{m} \rightarrow M_{3 \text{ max}} (2.17) = 7.43 \text{KN.m}$$

**Ensuite par symétrie on déduit que**

$$M_{t1-2} = M_{t6-7} = 3.97 \text{KN.m}$$

$$M_{t2-3} = M_{t5-6} = 0,88 \text{KN.m} ;$$

$$M_{t3-4} = M_{t4-5} = 7.43 \text{KN.m}$$

**N.B/**

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

-Augmentation **de 1/3** pour les moments en travée

-Diminution **de 1/3** pour les moments aux appuis.

On aura les résultats suivants :

$$M_1 = -5,20 \text{KN.m}$$

$$M_2 = -3,16 \text{KN.m}$$

$$M_3 = -6,56 \text{KN.m}$$

$$M_4 = -10,55 \text{KN.m}$$

$$M_6 = -3,16 \text{KN.m}$$

$$M_7 = -5,20 \text{KN.m}$$

$$M_{t1-2} = M_{t6-7} = 5,29 \text{KN.m}$$

$$M_{t2-3} = M_{t5-6} = 1,17 \text{KN.m} ;$$

$$M_{t3-4} = M_{t4-5} = 9,90 \text{KN.m}$$

### c/ Calcul des efforts tranchant :

$$\text{Au niveau d'un appui « } i \text{ », } V(x) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \quad \left. \vphantom{\frac{q \cdot L_{i+1}}{2}} \right\} \text{ les moments seront}$$

pris

$$\text{Au niveau d'un appui « } i+1 \text{ », } V(x) = -\frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \quad \left. \vphantom{-\frac{q \cdot L_{i+1}}{2}} \right\} \text{ en valeur absolue}$$

➤ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Travée	longueur	$T_i(x=0)$ en KN	$T_{i+1}(x=l_i)$	X(m)	$M_{max}$ en KN.m]
Travée (1-2)	3.34	12.80	-11.58	1.71	5.29
Travée(2-3)	2.95	9.61	-11.92	1.23	1.17
Travée (3-4)	4.70	15,58	-18.00	2,17	9.90
Travée (4-5)	4.70	-15,58	-18.00	2,17	9.90
Travée (5-6)	2.95	-9.61	-11.92	1.23	1.17
Travée (6-7)	3.34	-12.80	-11.58	1.71	5.29

Tableau III-5-1: Calcul des efforts tranchants et des moment max

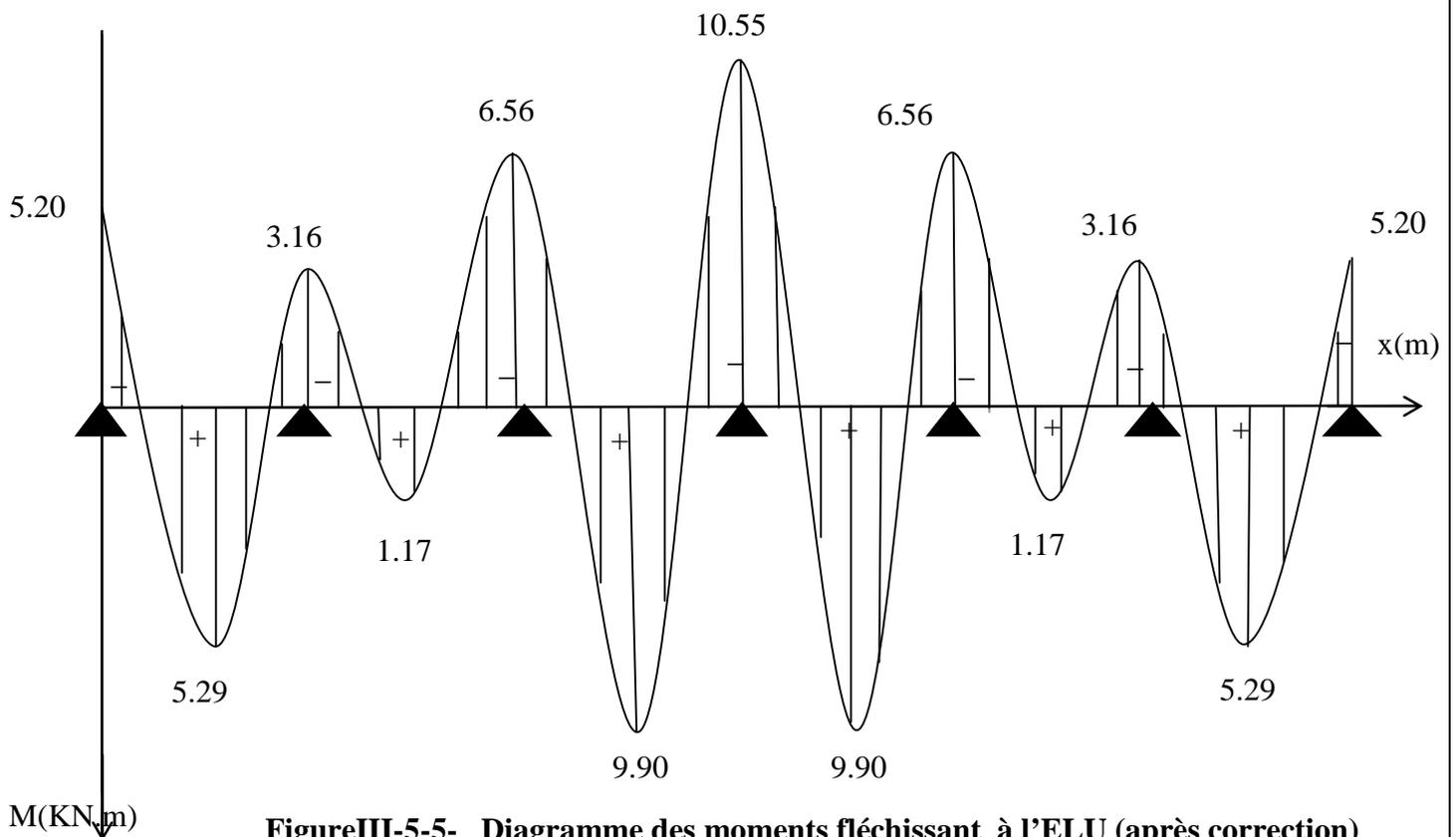
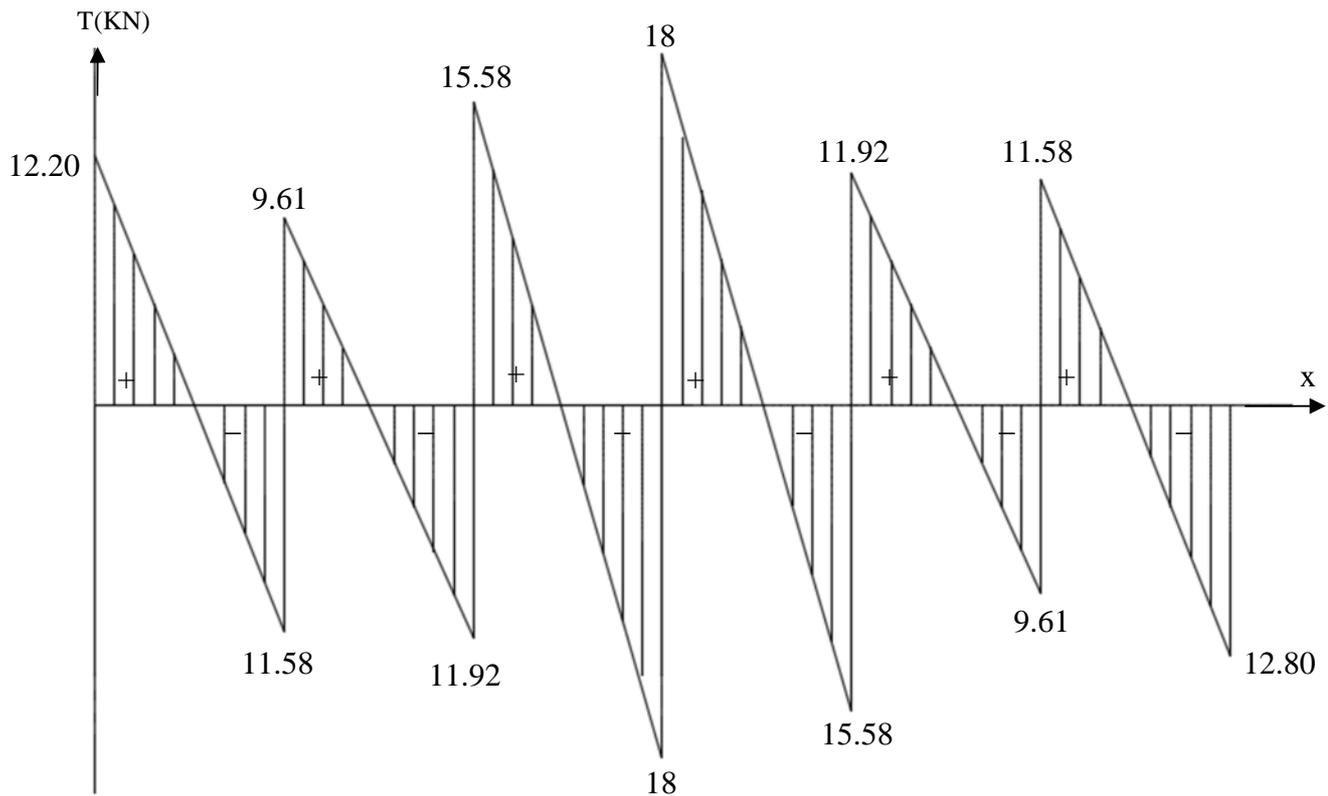


Figure III-5-5- Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (après correction)



FigureIII-5-6 : Diagramme des efforts tranchants

**1-3-2) calcul des armatures à L'ELU :**

Les moments maximum en **travée** et aux **appuis** :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$$\begin{cases} M_{t \max} = 9.90 \text{ KN.m} \\ M_{a \max} = -10.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**-moment résistant**

$M_0$  : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.70 \text{ KN.m}$$

$M_f = 9.90 < M_0 = 59.70 \rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

**Calcul des armatures longitudinales :****➤ En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.90}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.033 < 0.392 \dots \dots \dots SSA \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0.033 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{9.90 \times 10^6}{0.984 \times 180 \times 348} = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_{st} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

**➤ Aux appuis :**

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension  $b_0 \times h$

$$b_0 = 12 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}$$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10.55 \times 10^6}{120 \times (180)^2 \times 14.2} = 0.19$$

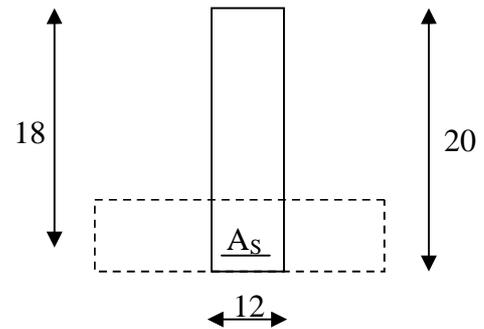
$$\mu = 0.180 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.19 \rightarrow \beta = 0.894$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{10.55 \times 10^6}{0.894 \times 180 \times 348} = 1.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

**3.4.4 Vérifications à L'E.L.U:****➤ Vérification à la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :  $A_a = 2.26 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$  Condition vérifiée

En travée :  $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 = A_{\min} \Rightarrow$  Condition vérifiée

La section d'armature choisie est supérieure à  $A_{\min}$ , donc la condition est vérifiée.

**➤ Vérification à l'effort tranchant :**

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme, de déterminer les armatures transversales, et l'arrêt des armatures longitudinales.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :** (BAEL91.Art.5.1.1)

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u = 18.00 \text{KN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5 \text{MPa} \right\} = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{18.00 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,83 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,83 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} = \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- **Au niveau de la jonction table nervure :**

$$\tau_u = \frac{T_u \times (b - b_0)}{1.8 \times b \times d \times h_0} = \frac{18.00 \times 10^3 (650 - 120)}{1.8 \times 650 \times 180 \times 20} = 2.26 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.74 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

$$\text{On doit vérifier : } \tau_u = \frac{2T_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 18 \times 10^3}{120 \times 162} = 0.82 \text{MPa} < 13.33 \text{MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis**

**(B.A.E.L 91. Art A.6.1.2.1) :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 3.15 \text{MPa} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1.5$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} = \frac{18 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3.14 \times (2 \times 12)} = 1.47 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.47 \text{MPa} < 3.15 \text{MPa} = \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

➤ **Ancrage des barres:** (BAEL91.Art. A-6-1-2)

Ancrage des barres aux appuis :

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

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

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40\Phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

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

$$L_a = 0,4 \times 48 = 19,2 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 20 \text{ cm.}$$

### Calcul les armatures transversales :

#### ➤ Le diamètre minimal des armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par (BAEL 91, Art. A.7.2.12)

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \{ 12 ; 0,6 ; 12 \} = 6 \text{ mm}$$

On prend :  $\Phi_t = 6 \text{ mm}$

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

#### ➤ La section des armatures transversales :

$$S_{t1} \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = 16,2 \text{ cm}$$

Soit :  $S_{t1} = 15 \text{ cm}$

### 3.4.5) Vérification à l'ELS :

#### Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient ( $q_s/q_u$ ) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,22}{7,30} = 0,715 \quad ; \quad q_u = 7,30 \text{ KN/ml} , \quad q_s = 5,22 \text{ KN/ml}$$

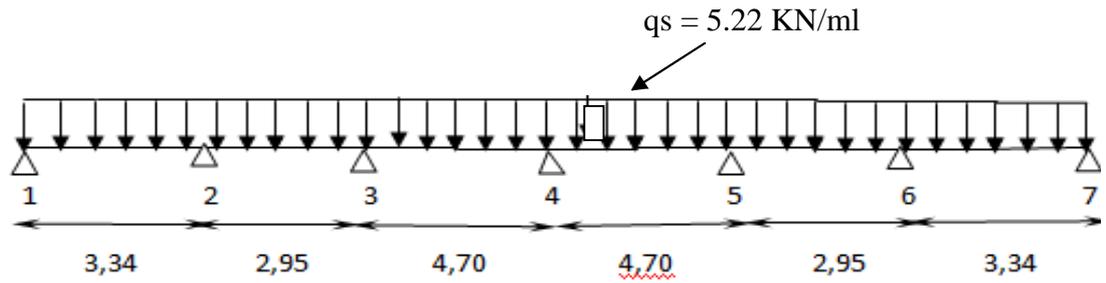


Figure III.5.7 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 7 appuis a l'EL5.

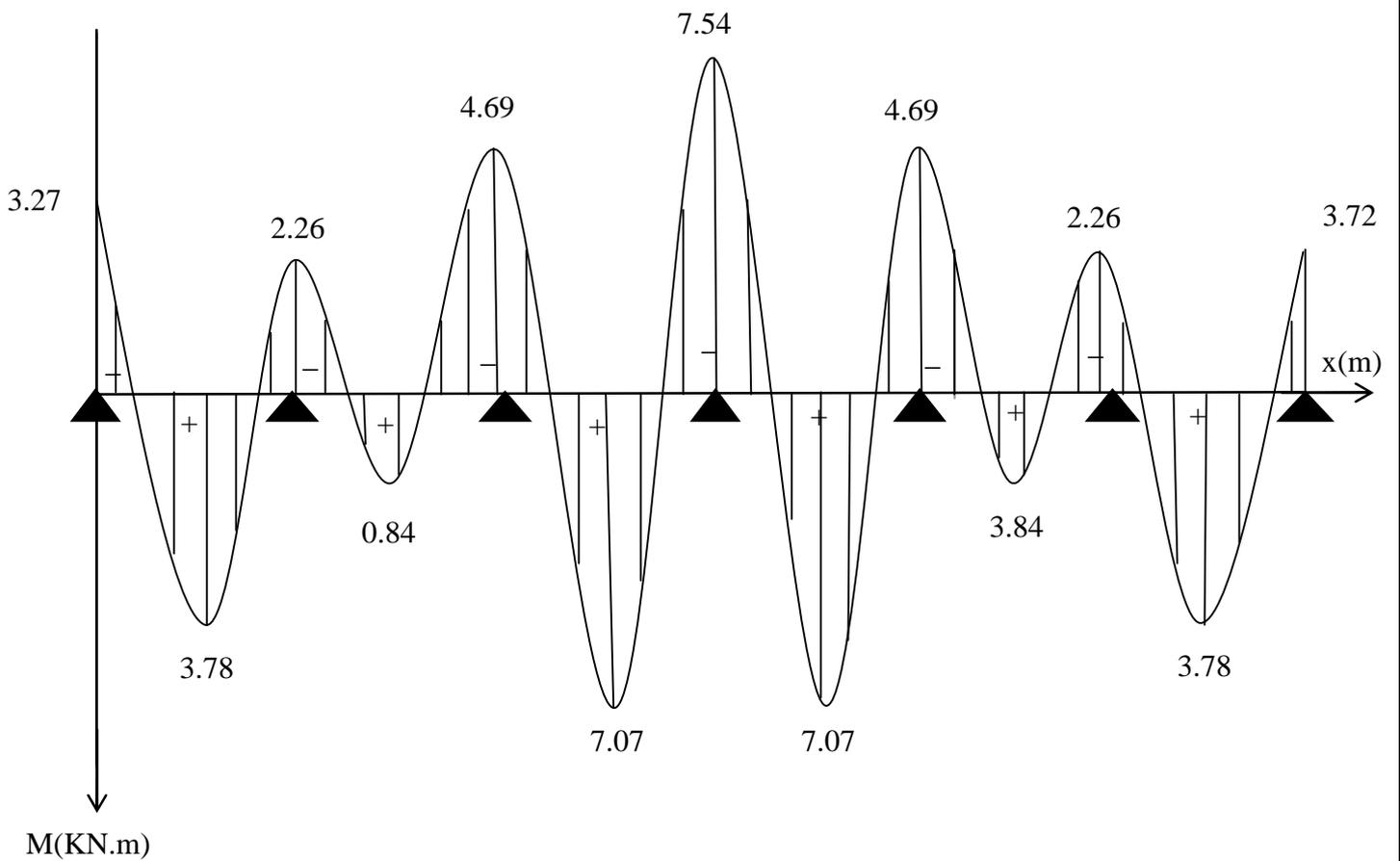


Figure III-5-8 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (après correction)

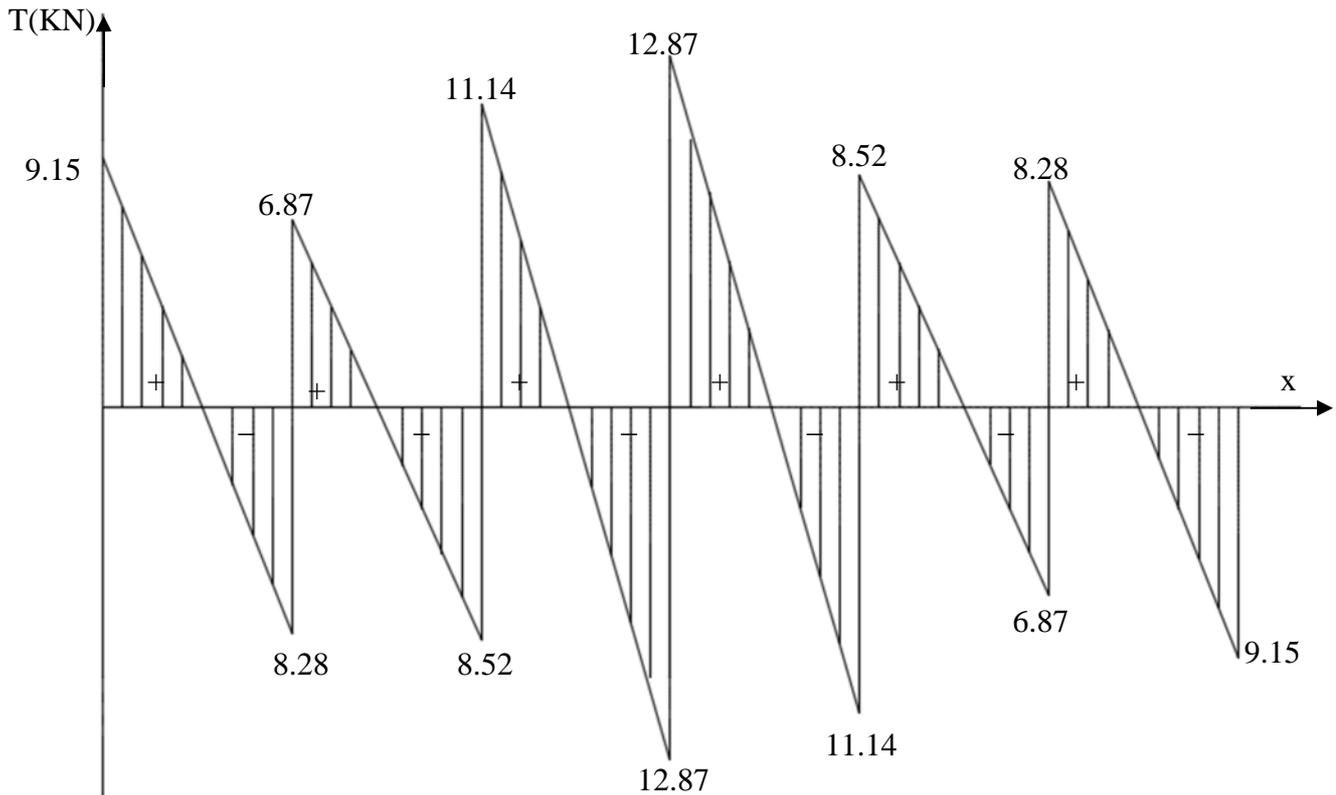


Figure III-5-9 : Diagramme des efforts tranchants

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

**a/-Etat limite de résistance de béton en compression :**

La contrainte de compression dans le béton :  $\overline{\sigma_{bc}} = \sigma_s \cdot k$

➤ **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est  $A_s = 3 \phi 12 = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.57 \rightarrow \beta_1 = 0.837 \rightarrow \alpha_1 = 0.489$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.489}{15(1 - 0.489)} = 0.063$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{7,07 \times 10^6}{0.837 \times 180 \times 339} = 138.6 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.063 \times 138.62 = 8.73 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2 \phi 12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.046 \rightarrow \beta_1 = 0.859 \rightarrow \alpha_1 = 0.423$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.423}{15(1-0.423)} = 0.048$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{7.54 \times 10^6}{0.859 \times 180 \times 226} = 215.77 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0440 \times 215.77 = 9.50 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

#### b/ Etat limite d'ouverture des fissures :

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

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions  $\rightarrow$  Fissuration peu préjudiciable

$$\rightarrow \overline{\sigma_{st}} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

#### ➤ En travée :

$$\sigma_{st} = 138.62 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

#### IV.5.3. Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment faible par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect fonctionnel de la structure.

On peut se dispenser de justifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M<sub>t</sub> : moment maximum de flexion.

b<sub>0</sub> : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{435} = 0.045 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \text{condition vérifiée}$$

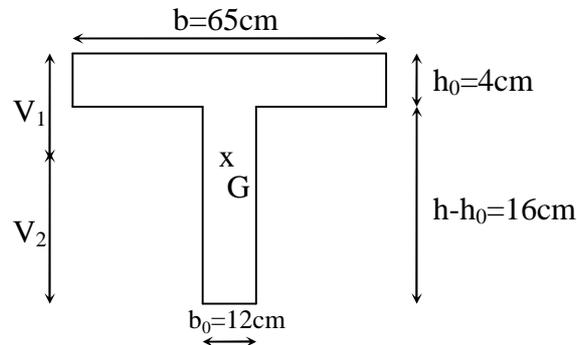
$$2- \frac{h}{L} = 0.05 > \frac{7.07}{15 \times 10.55} = 0.044 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2.35}{18 \times 12} = 0.0108 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \text{condition non vérifiée}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10E_v I_f^v}$$



Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{487.25} = 7.67 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.67 = 12.33 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.67^3 + 12.33^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7.67 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.33 - 2)^2$$

$$I_0 = 21837.31 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0156$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0156 \times \left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1.054$$

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right) = \max \left( 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0156 \times 138.62 + 2.1}; 0 \right) = 0.658$$

$$I_f^v = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 21827.31}{1 + 1.05 \times 0.658} = 14206.06 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10E_v I_f^v}$$

$$f = \frac{7.07 \times 10^6 (4350)^2}{10 \times 10818.88 \times 10^4 \times 14206.06}$$

$$f = 8.7 \text{ mm} = \bar{f} = 8.7 \text{ mm} \rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'État Limite ultime sont suffisantes.

### Résumé

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

**-Armatures longitudinales**

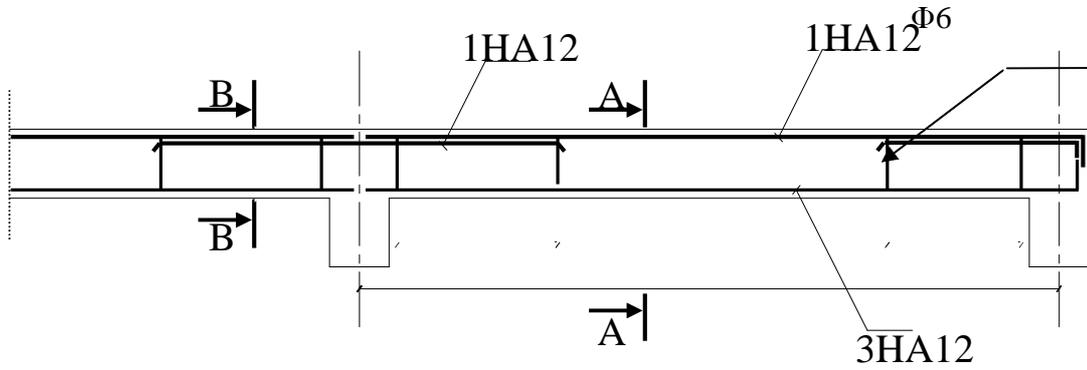
En travées : **3 HA12** pour le lit inférieure

Aux appuis : **2 HA12** pour le lit supérieure une barre filante et une barre en chapeau au niveau de l'appui

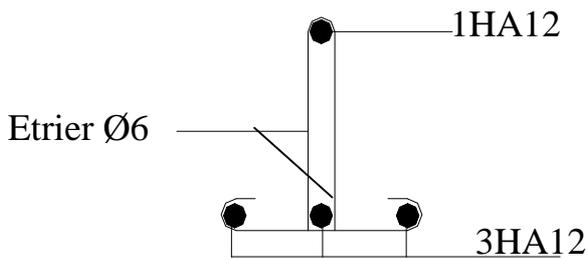
**-Armatures transversales :**

2 étriers en HA 6 tous le 20 cm.

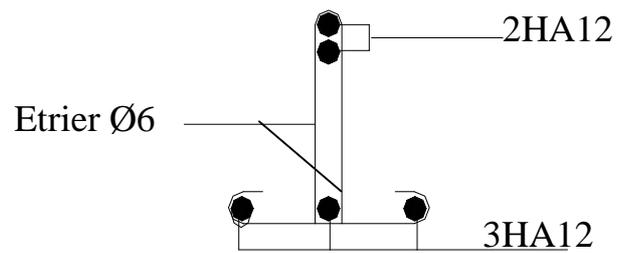
*Plan de ferrailage de la poutrelle :*



**Figure III-5-10: Ferrailage de la poutrelle**

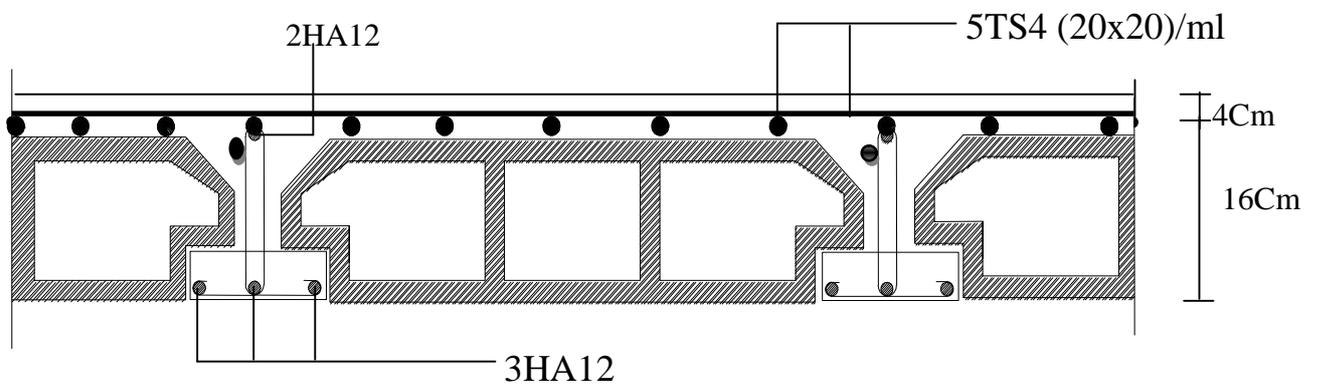


**Ferrailage en coupe A-A**



**Ferrailage en coupe B-B**

Figure

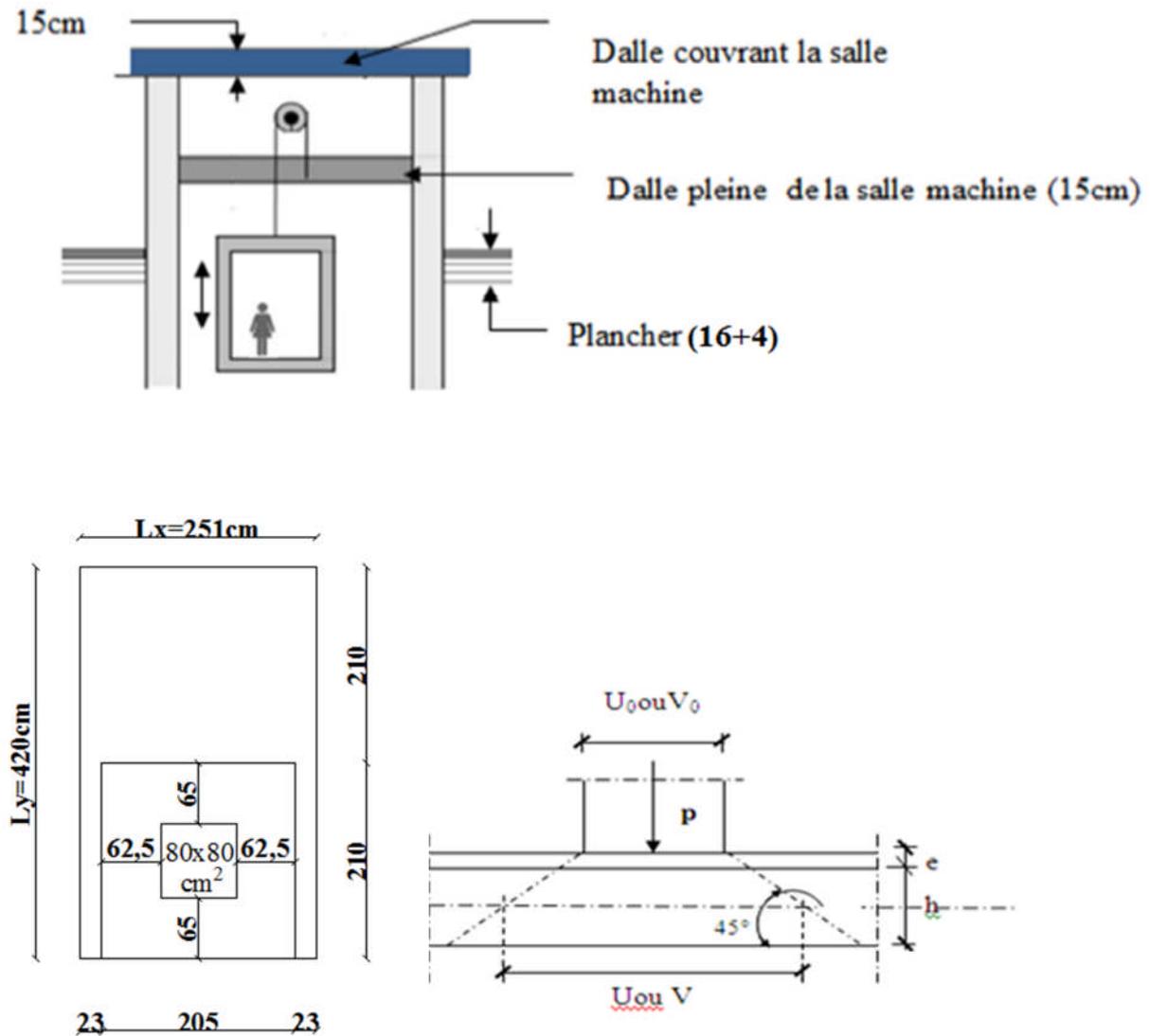


**Figure III-5-11 : Plan de ferrailage du plancher**

**III-6) dalle pleine de la salle Machine :**

La structure comporte une cage d'ascenseur avec une vitesse d'entraînement  $V=1\text{m/s}$ , de surface égale à  $(2.05 \times 2.10 = 4.31\text{m}^2)$  pouvant charger huit personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 Tonnes (90KN).

La dalle repose sur 04 appuis, elle est soumise à une charge localisée centrée au milieu du panneau, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens :



**Figure III-6-2 : Diffusion de la charge dans le feuillet**

Les côtés  $u_0$  et  $v_0$  du rectangle d'application de la charge sont supposés respectivement // à  $l_x$  et à  $l_y$ .

La charge  $P$  est considérée comme appliquée au niveau du feuillet moyen sur le rectangle  $UV$ .

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2,51}{4,20} = 0,60. \quad \longrightarrow 0,4 < \rho = 0,60 < 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

On a :  $u = u_0 + e.k + h_0$

Avec :

$e$  : Epaisseur de revêtement ( $e = 0\text{cm}$ )

$h_0$  : Hauteur de la dalle pleine ( $h_0 = 15\text{cm}$ )

$k$  : Revêtement aussi solide que le béton ( $k = 2$ )

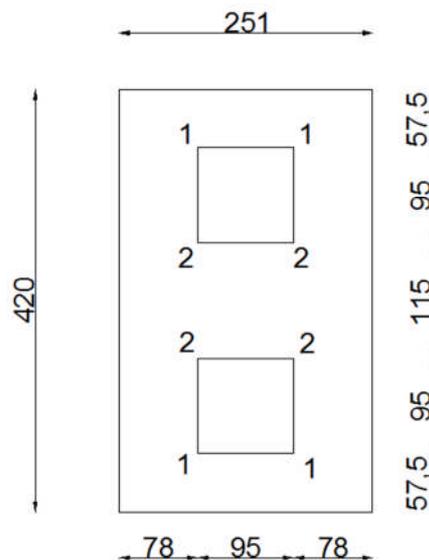
$u_0 = v_0 = 0,80\text{m}$  (côtés du rectangle qui limitent la charge concentrée « P »).

$$u = 0,80 + 0,15 = 0,95\text{m}$$

$$v = 0,80 + 0,15 = 0,95\text{m}$$

**III-6-1-Calcul des moments  $M_x$  et  $M_y$  :**

**a/ Moments dus à la charge excentrée P :**



**Fig. III-23 : Charges concentriques sur dalle pleine.**

• **Cas de rectangle (1-1-1-1) :**

$$U_I = 0,95\text{m}$$

$$V_I = 3,05\text{m}$$

$$P_I = P \frac{U_I \cdot V_I}{U \cdot V} = 90 \times \frac{0,95 \times 3,05}{0,95 \times 0,95} = 288,95\text{KN}$$

$$\frac{U_I}{l_x} = \frac{0,95}{2,51} = 0,37$$

$$\frac{V_I}{l_y} = \frac{3,05}{4,20} = 0,72$$

Du tableau et après interpolation :

$$M_x^I = 0,101\text{KN.m}$$

$$M_y^I = 0,035\text{KN.m}$$

$$M_x^I = 1,35 \times P_I (M_1)$$

$$M_x^I = 1,35 \times 288,94 (0,101) = 39,40\text{KN.m}$$

$$M_y^I = 1,35 \times 288,94 (0,035) = 13,65\text{KN.m}$$

- **Cas de rectangle (2-2-2-2) :**

$$U_{II} = 0,95\text{m}$$

$$V_{II} = 1.15\text{m}$$

$$P_{II} = P \frac{U_{II} \cdot V_{II}}{U \cdot V} = 90 \times \frac{0,95 \times 1.15}{0,95 \times 0,95} = 108.94\text{KN.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U_{II}}{l_x} = \frac{0,95}{2.51} = 0,38 \\ \frac{V_{II}}{l_y} = \frac{1.15}{4.20} = 0,27 \end{array} \right.$$

Du tableau et après interpolation :

$$M_x^2 = 0,150\text{KN.m}$$

$$M_y^2 = 0,081\text{KN.m}$$

$$M_x'' = 1,35 \times 108.94(0,150) = 22.06\text{KN.m}$$

$$M_y'' = 1,35 \times 108.94(0,081) = 11.91\text{KN.m}$$

- **Charge localisée non concentrique :**

Après combinaison des efforts on aura :

$$M_{x1}^u = \frac{M_x^I - M_x''}{2} = \frac{39.40 - 13.65}{2} = 12.87\text{KN.m}$$

$$M_{y1}^u = \frac{M_y^I - M_y''}{2} = \frac{22.06 - 11.91}{2} = 5.07\text{KN.m}$$

**b/-Moments dus au poids propre :**

- Poids propre de la dalle pleine :

$$G = 3,75\text{KN/ml}$$

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

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

$$q_u = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563\text{KN/ml}$$

$$\rho = \frac{251}{420} = 0,60 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,60 \longrightarrow \nu_x = 0,081$$

$$\nu_y = 0,303$$

$$M_{x2}^u = \nu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0681 \times 6,563 \times 2,51^2 = 2.81\text{KN.m}$$

$$M_{y2}^u = \nu_y \cdot M_{x2}^u = 0,303 \times 2.81 = 0,851\text{KN.m}$$

**c/-Superposition des moments au centre du panneau :**

$$M_x^u = M_{x1}^u + M_{x2}^u = 12.87 + 2.81 = 15.68\text{KN.m}$$

$$M_y^u = M_{y1}^u + M_{y2}^u = 5.07 + 0.851 = 5.921\text{KN.m}$$

**III-6-2) Ferrailage :**

-Sens de la petite portée x-x :

- **En travée :**

$$M_t^x = 0,85 \times 15.68 = 13.32\text{KN.m}$$

$$\nu_b = \frac{13.32}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,065 < 0,392 \dots \text{S.S.A}$$

$$\nu_b = 0,0571 \rightarrow \beta = 0,967 \rightarrow A_t^x = \frac{13.32 \cdot 10^2}{0,967 \cdot 12 \times 348 \times 10^{-1}} = 3.30 \text{cm}^2$$

Soit : 5HA10 = 3,93cm<sup>2</sup> avec St = 20cm.

• **Aux appuis :**

$$M_a^x = 0,3 \times 15.68 = 4,704 \text{KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{4.704}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,023 < 0,392 \dots \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,02 \rightarrow \beta = 0,989 \rightarrow A_a^x = \frac{4.704 \cdot 10^2}{0,989 \cdot 12 \times 348 \times 10^{-1}} = 1.13 \text{cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2,51cm<sup>2</sup> avec St = 20cm.

-Sens de la grande portée y-y :

• **En travée :**

$$M_t^y = 0,85 \times 5.92 = 5.032 \text{cm}^2$$

$$\mu_b = \frac{5.032}{1 \times 0,12^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,024 < 0,392 \dots \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_t^y = \frac{5.032 \cdot 10^2}{0,988 \times 12 \times 348 \times 10^{-1}} = 1,22 \text{cm}^2$$

Soit 5HA8 = 2,51cm<sup>2</sup> avec St = 20cm

• **Aux appuis :**

$$M_a^y = 0,3 \times 5.92 = 1.77 \text{KN.m}$$

$$dy = dx - (\phi_x + \phi_y) / 2 = 0,12 - 0,008 = 0,112 \text{m}$$

$$\nu_b = \frac{1.77}{1 \times 0,112^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0,009 < 0,392 \dots \text{S.S.A.}$$

$$\nu_b = 0,009 \rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_a^y = \frac{1.77}{0,996 \times 0,112 \times 348 \times 10^{-1}} = 0.45 \text{cm}^2$$

Soit ; 5HA8 = 2,51cm<sup>2</sup> avec St = 20cm.

**III-6-3) Vérification à l'ELU :**

**a/-Condition de non fragilité (BAEL91 modifié 99Art 4-2-) :**

$$A \geq b \cdot h \cdot \frac{\rho_0}{2} \left( 3 - \frac{l_x}{l_y} \right) = 100 \times 15 \times \frac{0,0008}{2} \left( 3 - \frac{2.51}{4.20} \right)$$

A ≥ 0.144cm<sup>2</sup> .....condition vérifiée dans les deux sens.

**b/-Ecartement des barres (BAEL91 modifié 99Art 8-2-42.) :**

• **Sens principal (// l<sub>x</sub>) :**

-Armatures supérieurs :

St = 20cm < min {2.h; 25cm} = 25cm .....condition vérifiée.

-Armatures inférieurs :

St = 20cm < 25cm..... condition vérifiée

• **Sens secondaire (//I<sub>y</sub>) :**

St = 20cm < min {2.h;25cm}=25cm..... condition vérifiée

**c/-Condition de non poinçonnement :**

$$P \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2(u+v) = 2(0,95+0,95) = 3,8m$$

$$P = 9t = 90KN$$

$$P = 90KN < 0,045 \times 3,8 \times 0,2 \times \frac{25 \cdot 10^3}{1,5} = 570KN \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \rightarrow \text{Aucune}$$

armature transversale n'est nécessaire.

**d/-Contrainte tangentielle :**

Les efforts max au voisinage de la charge :

-Sens x-x :

$$T_{max} = V_u = \frac{P}{3 \cdot l_y} = \frac{9}{3 \times 2.1} = 1,42 \text{tonnes}$$

-Sens y-y :

$$T_{max} = V_u = \frac{P}{2 \cdot l_y + l_x} = \frac{9}{2 \times 2.1 + 2.05} = 7.69 \text{tonnes}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{t28}}{\gamma_b}; 5MPa \right\}$$

$$\tau_u = \frac{7.69 \cdot 10^{-4}}{1 \times 0,12} = 0,0064MPa < 3,33MPa \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**III-6-4) Vérification à l'ELS :**

**1-Calcul des moments :**

-Moments engendrés par le système de levage :

$$M_x^1 = 0,101KN.m \quad M_x^2 = 0,150KN.m$$

$$M_y^1 = 0,035KN.m \quad M_y^2 = 0,081KN.m$$

$$M_x^I = P_I (M_x^1 + \nu M_y^1) = 288.95(0,101 + 0,2 \times 0,035) = 31,20KN.m$$

$$M_y^I = P_I (M_y^1 + \nu M_x^1) = 288.95(0,035 + 0,2 \times 0,101) = 15.95KN.m$$

$$M_x^{II} = P_{II} (M_x^2 + \nu M_y^2) = 108.94(0,150 + 0,2 \times 0,081) = 6.01KN.m$$

$$M_y^{II} = P_{II} (M_y^2 + \nu M_x^2) = 108,94(0,081 + 0,2 \times 0,150) = 12.09KN.m$$

Après combinaison des efforts :

$$M_{1x}^{ser} = \frac{M_x^I - M_x^{II}}{2} = \frac{31.20 - 6.01}{2} = 12.59KN.m$$

$$M_{1y}^{ser} = \frac{M_y^I - M_y^{II}}{2} = \frac{15.95 - 6.01}{2} = 4,97 \text{ KN.m}$$

-Moments engendrés par le poids propre de la dalle pleine :

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

$$\rho = \frac{251}{420} = 0,60 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0,60 \rightarrow \nu_x = 0,081$$

$$\nu_y = 0,303$$

$$M_{2x}^{ser} = \nu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,081 \times 4,75 \times 2,51^2 = 2.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{2y}^{ser} = \nu_y \cdot M_2^{xser} = 0,303 \times 2.42 = 0,73 \text{ KN.m}$$

-Superposition des moments au centre de panneau :

$$M_x^{ser} = M_{1x}^{ser} + M_{2x}^{ser} = 12.59 + 2.42 = 14.92 \text{ KN.m}$$

$$M_y^{ser} = M_{1y}^{ser} + M_{2y}^{ser} = 4,97 + 0,73 = 5,70 \text{ KN.m}$$

## 2- Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

### 2-1-Sens x-x :(sens le plus défavorable).

❖ **Aux appuis :**  $Ma = 0.3 \times 14.92 = 4.47 \text{ KN.m}$  .

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12} = 0.167 \Rightarrow k = 0.016 \text{ et } \beta = 0.936.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d A_a} = \frac{4.476 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 2.01 \times 10^2} = 154.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.016 \times 154.14 = 1.986 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **En travée :**  $Mt = 0.85 \times 14.92 = 12.68 \text{ KN.m}$ .

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \quad k = 0.02 \text{ et } \beta = 0.921.$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d A_t} = \frac{12.68 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 284.07 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.02 \times 284.07 = 5.68 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Remarque :** les conditions sont toutes vérifiées selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiées dans l'autre sens .

### 3-Etat limite de fissuration :

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

**Résumé :**

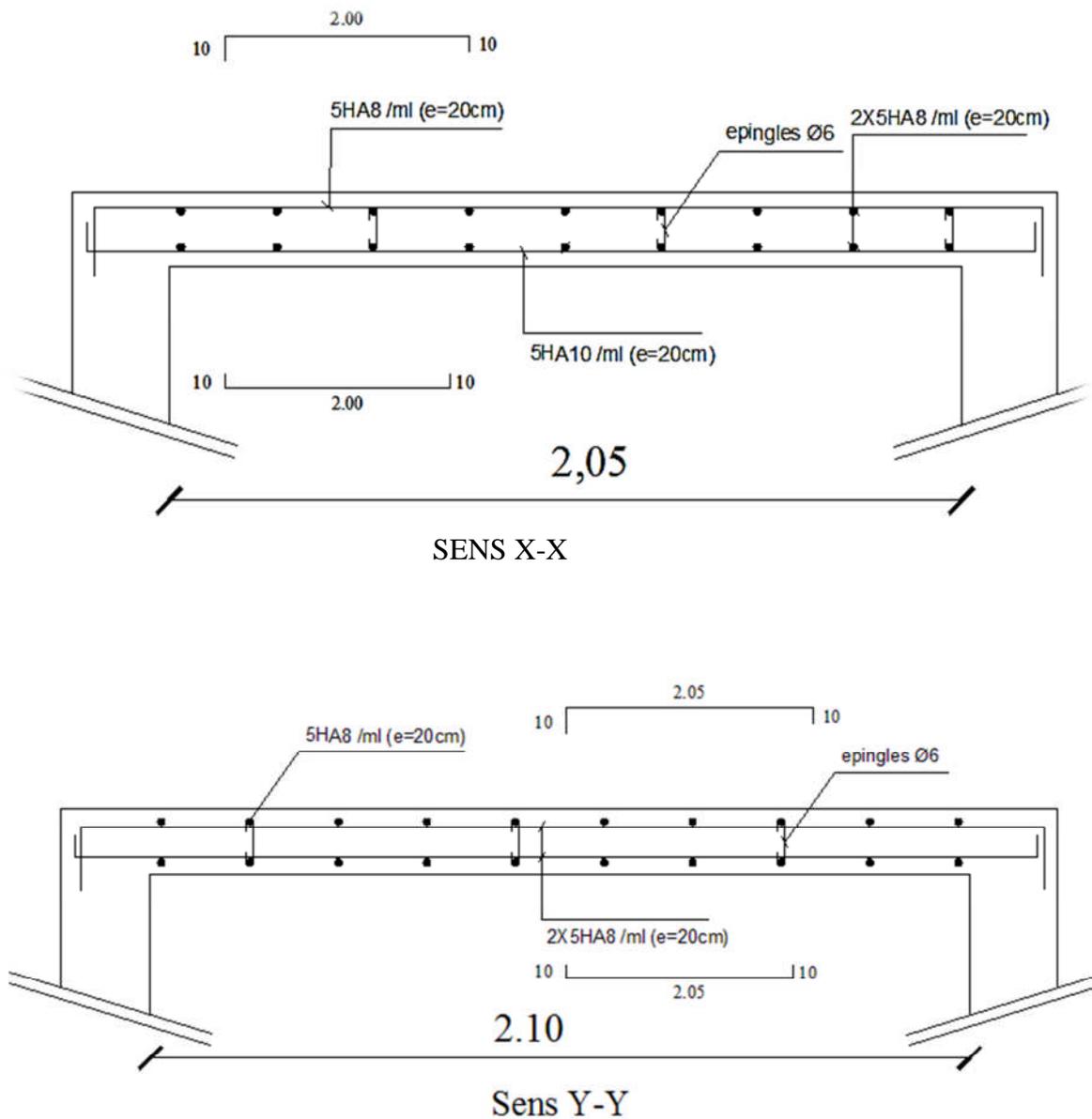
Le Ferrailage adopté :

**Sens x-x** : en travée :  $5HA10/ml = 5.65cm^2$  avec :  $st = 25cm$ ( lit inferieure ).

:sur appuis :  $5HA8/ml = 5.65cm^2$  avec :  $st = 25cm$ ( lit supérieure ).

**Sens y-y** : en travée :  $5HA10/ml = 5.65cm^2$  avec :  $st = 25cm$ ( lit inferieure ).

: sur appuis :  $5HA8/ml = 2.51 cm^2$ avec :  $st = 25cm$ ( lit supérieure ).



**Fig. III-25 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.**

# **CHAPITRE IV**

## *Etude de contreventement*

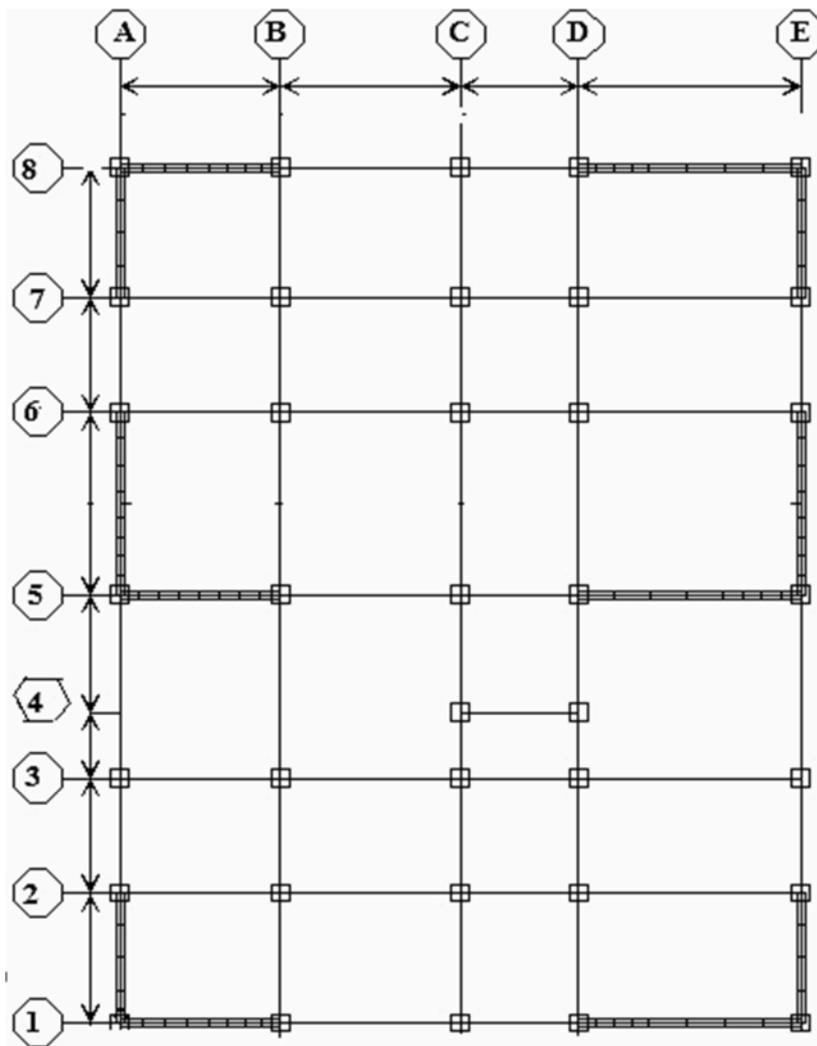
## IV- Etude de contreventement

### IV.1- Introduction :

Le contreventement dans le domaine du génie civil fait référence à l'action de résistance aux efforts horizontaux (séismes, chocs, .....). Il peut être assuré par de différents éléments, de différentes façons. Le choix de l'un d'entre eux sera fixé par la présente étude.

En distingue deux types de contreventements essentiels ; le premier étant le contreventement mixte, celui-ci est assuré conjointement par des portiques et des voiles suivent leur rigidités relatives ; le deuxième est dit contreventement par voiles, ce dernier est assuré par des voiles uniquement qui reprennent l'ensemble des sollicitations horizontales et 20% au plus des sollicitations verticales. Dans ce cas les portiques ne reprennent que les charges verticales.

Pour déterminer le type du contreventement, il faut calculer le pourcentage de l'effort sismique repris par chaque élément de contreventement à savoir les portiques et les voiles.



*La vue en plan des axes des portiques*

### IV.2 Caractéristiques géométriques des portiques :

#### IV.2.1 Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :

Hypothèses de calcul :

- Les charges ou les masses sont considérés concentrés au niveau du plancher.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation.
- La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.
- La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

➤ Poteau :  $Kp = \frac{Ip}{hc}$

➤ Poutre :  $Kpr = \frac{Ipr}{lc}$

Avec :

$I_{pr}$  : Moment d'inertie de la poutre.

$I_p$  : Moment d'inertie du poteau.

$L_c$  : Longueur calculée de la poutre.

$h_c$  : Hauteur calculée du poteau.

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{\text{poteau}} \leq h_0$$

$$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{\text{poutre}} \leq L$$

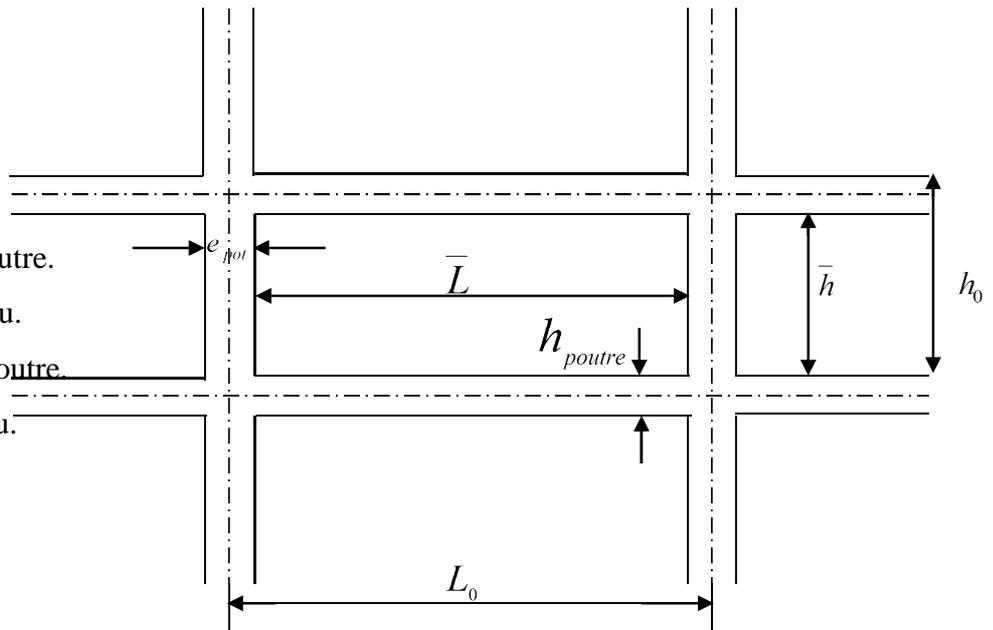
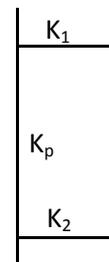
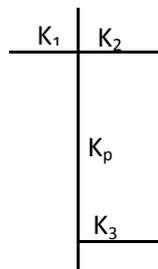
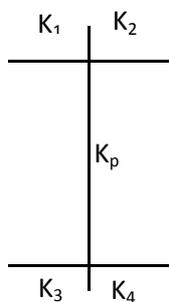


Figure. V.1 : Coupe verticale d'un niveau

**V.2.2 Calcul des coefficients  $\bar{K}$  relatifs aux portiques :**

❖ **Cas d'étage courant :**

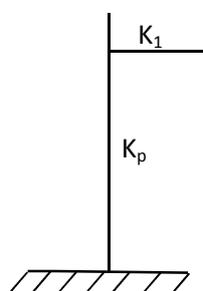
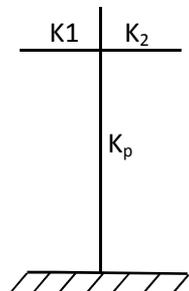
$$\bar{K} = \frac{\sum K_i (\text{poutres}_{\text{sup}} + \text{poutres}_{\text{inf}})}{2K_{\text{poteau}}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2Kp} \quad \bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2Kp} \quad \bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2Kp}$$

❖ Cas du RDC ou sous sol :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i \text{ poutres}_{sup}}{K_{poteau}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p} \quad \bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque niveau:

➤ Sens longitudinal :

Niv	Pot	$\bar{h}$ cm	$e_{pot}$ cm	$H_c$ cm	$I_{pot}$ cm <sup>4</sup>	$K_{pot}$ cm <sup>3</sup>	Travée	$\bar{L}$ cm	$h_{ptr}$ cm	$L_c$ cm	$I_{ptr}$ cm <sup>4</sup>	$K_{ptr}$ cm <sup>3</sup>
RDC	1	356	45	378.5	341718.8	902.82	1-2	289	35	306.5	107187.5	349.7
	2	356	45	378.5	341718.8	902.82	2-3	250	35	267.5	107187.5	400.7
	3	356	45	378.5	341718.8	902.82	3-4	123	35	140.5	107187.5	762.9
	4	356	45	378.5	341718.8	902.82	4-5	285	35	302.5	107187.5	354.33
	5	356	45	378.5	341718.8	902.82	5-6	425	35	442.5	107187.5	242.23
	6	356	45	378.5	341718.8	902.82	6-7	250	35	267.5	107187.5	400.7
	7	356	45	378.5	341718.8	902.82	7-8	289	35	306.5	107187.5	349.7
	8	356	45	378.5	341718.8	902.82						
1 <sup>er</sup> .2 <sup>eme</sup>	1	271	45	293.5	341718.8	1164.30	1-2	289	35	306.5	107187.5	349.7
	2	271	45	293.5	341718.8	1164.30	2-3	250	35	267.5	107187.5	400.7
	3	271	45	293.5	341718.8	1164.30	3-4	123	35	140.5	107187.5	762.9

	4	271	45	293.5	341718.8	1164.30	4-5	285	35	302.5	107187.5	354.33
	5	271	45	293.5	341718.8	1164.30	5-6	425	35	442.5	107187.5	242.23
	6	271	45	293.5	341718.8	1164.30	6-7	250	35	267.5	107187.5	400.7
	7	271	45	293.5	341718.8	1164.30	7-8	289	35	306.5	107187.5	349.7
	8	271	45	293.5	341718.8	1164.30						
3, 4 Et 5 <sup>ème</sup>	1	271	40	291	213333.33	733.10	1-2	289	35	306.5	107187.5	349.7
	2	271	40	291	213333.33	733.10	2-3	250	35	267.5	107187.5	400.7
	3	271	40	291	213333.33	733.10	3-4	123	35	140.5	107187.5	762.9
	4	271	40	291	213333.33	733.10	4-5	285	35	302.5	107187.5	354.33
	5	271	40	291	213333.33	733.10	5-6	425	35	442.5	107187.5	242.23
	6	271	40	291	213333.33	733.10	6-7	250	35	267.5	107187.5	400.7
	7	271	40	291	213333.33	733.10	7-8	289	35	306.5	107187.5	349.7
	8	271	40	291	213333.33	733.10						
6,7 et 8 <sup>ème</sup>	1	271	35	288.50	125052.10	433.46	1-2	289	35	306.5	107187.5	349.7
	2	271	35	288.50	125052.10	433.46	2-3	250	35	267.5	107187.5	400.7
	3	271	35	288.50	125052.10	433.46	3-4	123	35	140.5	107187.5	762.9
	4	271	35	288.50	125052.10	433.46	4-5	285	35	302.5	107187.5	354.33
	5	271	35	288.50	125052.10	433.46	5-6	425	35	442.5	107187.5	242.23
	6	271	35	288.50	125052.10	433.46	6-7	250	35	267.5	107187.5	400.7
	7	271	35	288.50	125052.10	433.46	7-8	289	35	306.5	107187.5	349.7
	8	271	35	288.50	125052.10	433.46						

**Tableau IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux et des poutres dans le sens X-X.**

➤ Sens transversal :

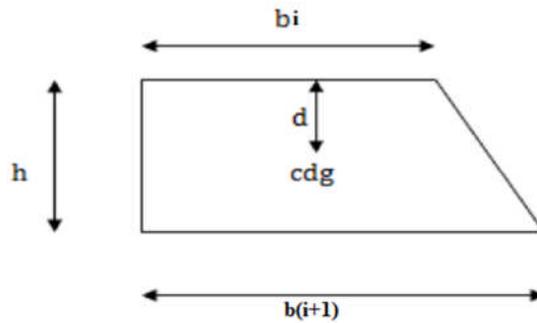
Niv	Pot	$\bar{h}$ cm	$e_{pot}$ cm	$H_c$ cm	$I_{pot}$ cm <sup>4</sup>	$K_{pot}$ cm <sup>3</sup>	Travée	$\bar{L}$ cm	$h_{ptr}$ cm	$L_c$ cm	$I_{ptr}$ cm <sup>4</sup>	$K_{ptr}$ cm <sup>3</sup>
RDC	A	346	45	368.5	341718.75	927.32	A-B	361	45	383.5	227812.5	594.03
	B	346	45	368.5	341718.75	927.32	B-C	415	45	437.5	227812.5	520.71
	C	346	45	368.5	341718.75	927.32	C-D	256	45	278.5	227812.5	817.99
	D	346	45	368.5	341718.75	927.32	D-E	522	45	544.5	227812.5	418.39
	E	346	45	368.5	341718.75	927.32						
1 <sup>er</sup> .2 <sup>eme</sup>	A	261	45	283.5	341718.75	1205.36	A-B	361	45	383.5	227812.5	594.03
	B	261	45	283.5	341718.75	1205.36	B-C	415	45	437.5	227812.5	520.71
	C	261	45	283.5	341718.75	1205.36	C-D	256	45	278.5	227812.5	817.99
	D	261	45	283.5	341718.75	1205.36	D-E	522	45	544.5	227812.5	418.39
	E	261	45	283.5	341718.75	1205.36						
3, 4 Et 5 <sup>eme</sup>	A	261	40	281	213333.33	759.20	A-B	361	45	383.5	227812.5	594.03
	B	261	40	281	213333.33	759.20	B-C	415	45	437.5	227812.5	520.71
	C	261	40	281	213333.33	759.20	C-D	256	45	278.5	227812.5	817.99
	D	261	40	281	213333.33	759.20	D-E	522	45	544.5	227812.5	418.39
	E	261	40	281	213333.33	759.20						
6,7 et 8 <sup>eme</sup>	A	261	35	278.50	125052.1	449.02	A-B	361	45	383.5	227812.5	594.03
	B	261	35	278.50	125052.1	449.02	B-C	415	45	437.5	227812.5	520.71
	C	261	35	278.50	125052.1	449.02	C-D	256	45	278.5	227812.5	817.99
	D	261	35	278.50	125052.1	449.02	D-E	522	45	544.5	227812.5	418.39
	E	261	35	278.50	125052.1	449.02						

Tableau IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.

### IV.3 Calcul des flèches dans les refends "Méthode du moment des aires".

La flèche que prendrait à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité (une tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i \times d_i}{E_i \times I} ; I=1m^4$$



Avec :

$F_i$  : Flèche au niveau (i).

$S_i$  : Elément de surface du niveau (i)

$d_i$  : Distance entre le centre de gravité du trapèze et son petit cote ( $b_i + 1$ )

$E$  : Module d'élasticité du matériau constituant les refends

D'où : la surface du trapèze :  $S_i = \frac{(b_{i+1} + b_i)}{2} \times h_i$

Le centre de gravité d'un trapèze a sa petite base est :  $d_i = \frac{(2 \times b_i + b_{i+1})}{3 \times (b_i + b_{i+1})} \times h_i$

➤ **Diagramme des moments des aires :**

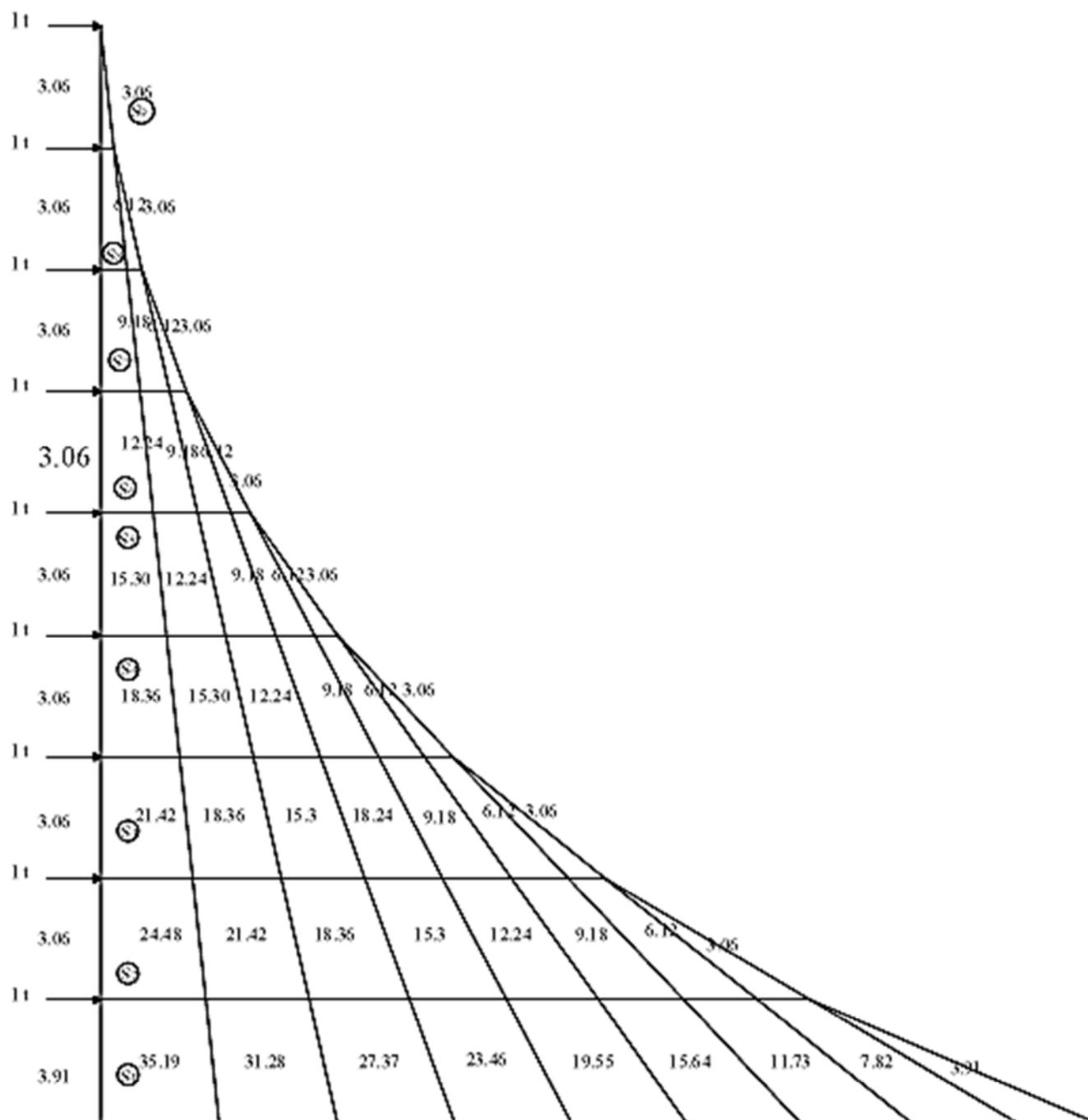


Figure .IV.2. Diagramme des moments des aires :

**IV.3.1 Calcul de  $S_i \times d_i$  pour les différents niveaux :**

❖ Calcul de  $S_i \times d_i$  pour les différents niveaux :

Niveau	m				m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	Fi *EI
	h	b <sub>i</sub>	b <sub>i+1</sub>	d <sub>i</sub>	s <sub>i</sub>	si*di	
9	3,06	3,06	0	2,04	4,6818	9,550872	30081,1772
8	3,06	9,18	3,06	1,785	18,7272	33,428052	25675,528
7	3,06	18,36	9,18	1,7	42,1362	71,63154	21303,3068
6	3,06	30,6	18,36	1,6575	74,9088	124,161336	17021,8189
5	3,06	45,9	30,6	1,632	117,045	191,01744	12917,0221
4	3,06	64,26	45,9	1,615	168,5448	272,199852	9103,52697
3	3,06	85,68	64,26	1,60285714	229,4082	367,708572	5724,59648
2	3,06	110,16	85,68	1,59375	299,6352	477,5436	2952,14637
1	3,91	138,55	110,16	2,0293871	486,22805	986,744934	986,744934

**Tableau IV.3 :** Flèche dans les refends (Moments des aires)

**V.3.2 Calcul des flèches par niveau :**

$$f_1 = \frac{[s_1 \cdot d_1]}{EI} \Rightarrow f_1 = \frac{986.74}{EI}$$

$$f_2 = \frac{[s_2 \cdot d_2 + s_1(d_1 + h_2)]}{EI} \Rightarrow f_2 = \frac{2952.15}{EI}$$

$$f_3 = \frac{[s_3 \cdot d_3 + s_2(d_2 + h_3) + s_1(d_1 + h_2 + h_3)]}{EI} \Rightarrow f_3 = \frac{5724.59}{EI}$$

$$f_4 = \frac{[s_4 \cdot d_4 + s_3(d_3 + h_4) + s_2(d_2 + h_3 + h_4) + s_1(d_1 + h_2 + h_3 + h_4)]}{EI} \Rightarrow f_4 = \frac{9103,5}{EI}$$

$$f_5 = \frac{[s_5 \cdot d_5 + s_4(d_4 + h_5) + s_3(d_3 + h_4 + h_5) + s_2(d_2 + h_3 + h_4 + h_5) + s_1(d_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5)]}{EI}$$

$$\Rightarrow f_5 = \frac{12917.02}{EI}$$

$$f_6 = \frac{17021,81}{EI};$$

$$f_7 = \frac{21303,30}{EI};$$

$$f_8 = \frac{25675,52}{EI};$$

$$f_9 = \frac{30081,17}{EI}$$

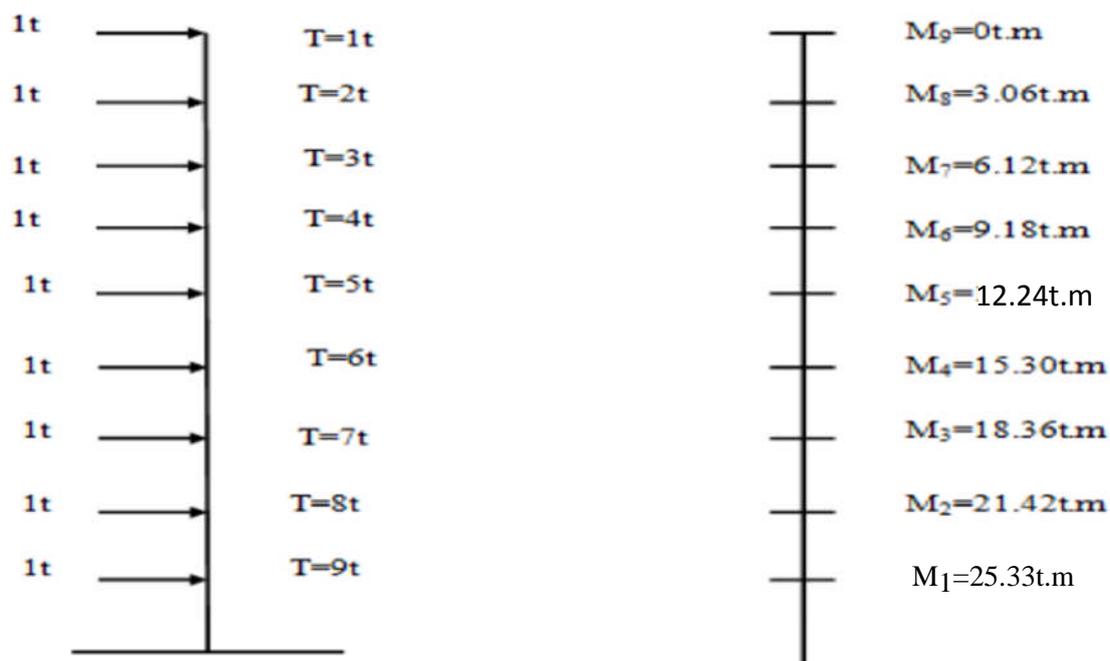


Figure V. 3 : Schématisation de la flèche

IV.3.3 Calcul des déplacements des portiques :

$$D_n = h \times E \psi_n$$

$$\text{Avec } E\psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum Kp_n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{(n-1)}}{2}$$

Avec :

$h$  : hauteur d'étage

$E$  : module de young du béton

$\theta_n; \theta_{n+1}$  : Rotation d'étage

$n$  : étage.

$$\diamond \text{ Pour le 1}^{\text{er}} \text{ niveau on a un encastrement : } E\theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n + 2 \sum Kp_n}$$

$$\diamond \text{ Pour les niveaux courants articulés : } E\theta_i = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum Kt_n}$$

Avec :

$K_{t_n}$  : raideurs des poutres par niveau.

$K_{p_n}$  : raideurs des poteaux par niveau.

#### IV.3.4 Inertie fictive des portiques :

$$I_{e,i} = \frac{f_i}{D_i}$$

Avec :

$I_{e,i}$ : inertie équivalente du niveau (i)

$f_i$ : flèche du refend au du niveau (i)

$D_i$  : déplacement du portique au niveau (i)

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal :

Niveau	Port	$M_{n+1}$	$M_n$	$\sum K_{pou} 10^{-4}$	$\sum K_{pot} 10^{-4}$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$D_n$	$\sum \Delta i$	$F_i$	$I_{eiy}$
8	(1-1)	0	3.06	28.6026	34.67	44,5764	162,703354	497.87	16762,7574	30081,1772	1,794524398
	(2-2)	0	3.06	28.6026	34.67	44,5764	162,703354	497.87	16762,7574	30081,1772	1,794524398
	(3-3)	0	3.06	28.6026	34.67	44,5764	162,703354	497.87	16762,7574	30081,1772	1,794524398
	(4-4)	0	3.06	28.6026	34.67	44,5764	162,703354	497.87	16762,7574	30081,1772	1,794524398
	(5-5)	0	3.06	28.6026	34.67	44,5764	162,703354	497.87	16762,7574	30081,1772	1,794524398
	(6-6)	0	3.06	28.6026	34.67	44,5764	162,703354	497.87	16762,7574	30081,1	1,794524398
	(7-7)	0	3.06	28.6026	34.67	44,5764	162,703354	497.87	16762,7574	30081,1772	1,794524398
	(8-8)	0	3.06	28.6026	34.67	44,5764	162,703354	497.87	16762,7574	30081,1772	1,794524398
7	(1-1)	3.06	6.12	28.6026	34.67	133,729	325,406709	995,74453	16264,8852	25675,528	1,57858649
	(2-2)	3.06	6.12	28.6026	34.67	133,729	325,406709	995,74453	16264,8852	25675,528	1,57858649
	(3-3)	3.06	6.12	28.6026	34.67	133,729	325,406709	995,74453	16264,8852	25675,528	1,57858649
	(4-4)	3.06	6.12	28.6026	34.67	133,729	325,406709	995,74453	16264,8852	25675,528	1,57858649
	(5-5)	3.06	6.12	28.6026	34.67	133,729	325,406709	995,74453	16264,8852	25675,528	1,57858649
	(6-6)	3.06	6.12	28.6026	34.67	133,729	325,406709	995,74453	16264,8852	25675,528	1,57858649
	(7-7)	3.06	6.12	28.6026	34.67	133,729	325,406709	995,74453	16264,8852	25675,528	1,57858649
	(8-8)	3.06	6.12	28.6026	34.67	133,729	325,406709	995,74453	16264,8852	25675,528	1,57858649
6	(1-1)	6.12	9.18	28.6026	58.64	222,882	488,110063	1493,61679	15269,1406	21303,3068	1,395187018
	(2-2)	6.12	9.18	28.6026	58.64	222,882	488,110063	1493,61679	15269,1406	21303,3068	1,395187018
	(3-3)	6.12	9.18	28.6026	58.64	222,882	488,110063	1493,61679	15269,1406	21303,3068	1,395187018
	(4-4)	6.12	9.18	28.6026	58.64	222,882	488,110063	1493,61679	15269,1406	21303,3068	1,395187018
	(5-5)	6.12	9.18	28.6026	58.64	222,882	488,110063	1493,61679	15269,1406	21303,3068	1,395187018
	(6-6)	6.12	9.18	28.6026	58.64	222,882	488,110063	1493,61679	15269,1406	21303,3068	1,395187018
	(7-7)	6.12	9.18	28.6026	58.64	222,882	488,110063	1493,61679	15269,1406	21303,3068	1,395187018
	(8-8)	6.12	9.18	28.6026	58.64	222,882	488,110063	1493,61679	15269,1406	21303,3068	1,395187018
5	(1-1)	9.18	12.24	28.6026	58.64	312,035	530,529912	1623,42153	13775,5239	17021,8189	1,235656741
	(2-2)	9.18	12.24	28.6026	58.64	312,035	530,529912	1623,42153	13775,5239	17021,8189	1,235656741
	(3-3)	9.18	12.24	28.6026	58.64	312,035	530,529912	1623,42153	13775,5239	17021,8189	1,235656741
	(4-4)	9.18	12.24	28.6026	58.64	312,035	530,529912	1623,42153	13775,5239	17021,8189	1,235656741
	(5-5)	9.18	12.24	28.6026	58.64	312,035	530,529912	1623,42153	13775,5239	17021,8189	1,235656741
	(6-6)	9.18	12.24	28.6026	58.64	312,035	530,529912	1623,42153	13775,5239	17021,8189	1,235656741
	(7-7)	9.18	12.24	28.6026	58.64	312,035	530,529912	1623,42153	13775,5239	17021,8189	1,235656741
	(8-8)	9.18	12.24	28.6026	58.64	312,035	530,529912	1623,42153	13775,5239	17021,8189	1,235656741
4	(1-1)	12.24	15.3	28.6026	58.64	401,187	663,16239	2029,27691	12152,1023	12917,0221	1,062945469
	(2-2)	12.24	15.3	28.6026	58.64	401,187	663,16239	2029,27691	12152,1023	12917,0221	1,062945469
	(3-3)	12.24	15.3	28.6026	58.64	401,187	663,16239	2029,27691	12152,1023	12917,0221	1,062945469
	(4-4)	12.24	15.3	28.6026	58.64	401,187	663,16239	2029,27691	12152,1023	12917,0221	1,062945469
	(5-5)	12.24	15.3	28.6026	58.64	401,187	663,16239	2029,27691	12152,1023	12917,0221	1,062945469
	(6-6)	12.24	15.3	28.6026	58.64	401,187	663,16239	2029,27691	12152,1023	12917,0221	1,062945469
	(7-7)	12.24	15.3	28.6026	58.64	401,187	663,16239	2029,27691	12152,1023	12917,0221	1,062945469
	(8-8)	12.24	15.3	28.6026	58.64	401,187	663,16239	2029,27691	12152,1023	12917,0221	1,062945469
3	(1-1)	15.3	18.36	28.6026	58.64	490,34	795,794868	2435,13229	10122,8254	9103,52697	0,899306923
	(2-2)	15.3	18.36	28.6026	58.64	490,34	795,794868	2435,13229	10122,8254	9103,52697	0,899306923

	(3-3)	15.3	18.36	28.6026	58.64	490,34	795,794868	2435,13229	10122,8254	9103,52697	0,899306923
	(4-4)	15.3	18.36	28.6026	58.64	490,34	795,794868	2435,13229	10122,8254	9103,52697	0,899306923
	(5-5)	15.3	18.36	28.6026	58.64	490,34	795,794868	2435,13229	10122,8254	9103,52697	0,899306923
	(6-6)	15.3	18.36	28.6026	58.64	490,34	795,794868	2435,13229	10122,8254	9103,52697	0,899306923
	(7-7)	15.3	18.36	28.6026	58.64	490,34	795,794868	2435,13229	10122,8254	9103,52697	0,899306923
	(8-8)	15.3	18.36	28.6026	58.64	490,34	795,794868	2435,13229	10122,8254	9103,52697	0,899306923
2	(1-1)	18.36	21.42	28.6026	93.14	579,493	815,716124	2496,09134	7687,69311	5724,59648	0,744644251
	(2-2)	18.36	21.42	28.6026	93.14	579,493	815,716124	2496,09134	7687,69311	5724,59648	0,744644251
	(3-3)	18.36	21.42	28.6026	93.14	579,493	815,716124	2496,09134	7687,69311	5724,59648	0,744644251
	(4-4)	18.36	21.42	28.6026	93.14	579,493	815,716124	2496,09134	7687,69311	5724,59648	0,744644251
	(5-5)	18.36	21.42	28.6026	93.14	579,493	815,716124	2496,09134	7687,69311	5724,59648	0,744644251
	(6-6)	18.36	21.42	28.6026	93.14	579,493	815,716124	2496,09134	7687,69311	5724,59648	0,744644251
	(7-7)	18.36	21.42	28.6026	93.14	579,493	815,716124	2496,09134	7687,69311	5724,59648	0,744644251
	(8-8)	18.36	21.42	28.6026	93.14	579,493	815,716124	2496,09134	7687,69311	5724,59648	0,744644251
1	(1-1)	21.42	24.48	28.6026	93.14	668,646	871,495953	2666,77762	5191,60178	2952,14637	0,568638832
	(2-2)	21.42	24.48	28.6026	93.14	668,646	871,495953	2666,77762	5191,60178	2952,14637	0,568638832
	(3-3)	21.42	24.48	28.6026	93.14	668,646	871,495953	2666,77762	5191,60178	2952,14637	0,568638832
	(4-4)	21.42	24.48	28.6026	93.14	668,646	871,495953	2666,77762	5191,60178	2952,14637	0,568638832
	(5-5)	21.42	24.48	28.6026	93.14	668,646	871,495953	2666,77762	5191,60178	2952,14637	0,568638832
	(6-6)	21.42	24.48	28.6026	93.14	668,646	871,495953	2666,77762	5191,60178	2952,14637	0,568638832
	(7-7)	21.42	24.48	28.6026	93.14	668,646	871,495953	2666,77762	5191,60178	2952,14637	0,568638832
	(8-8)	21.42	24.48	28.6026	93.14	668,646	871,495953	2666,77762	5191,60178	2952,14637	0,568638832
RDC	(1-1)	24.48	28.39	28.6026	72.22	636,296	645,735079	2524,82416	2524,82416	986,744934	0,39081729
	(2-2)	24.48	28.39	28.6026	72.22	636,296	645,735079	2524,82416	2524,82416	986,744934	0,39081729
	(3-3)	24.48	28.39	28.6026	72.22	636,296	645,735079	2524,82416	2524,82416	986,744934	0,39081729
	(4-4)	24.48	28.39	28.6026	72.22	636,296	645,735079	2524,82416	2524,82416	986,744934	0,39081729
	(5-5)	24.48	28.39	28.6026	72.22	636,296	645,735079	2524,82416	2524,82416	986,744934	0,39081729
	(6-6)	24.48	28.39	28.6026	72.22	636,296	645,735079	2524,82416	2524,82416	986,744934	0,39081729
	(7-7)	24.48	28.39	28.6026	72.22	636,296	645,735079	2524,82416	2524,82416	986,744934	0,39081729
	(8-8)	24.48	28.39	28.6026	72.22	636,296	645,735079	2524,82416	2524,82416	986,744934	0,39081729
										<b>Some=77.36</b>	

Tableau IV-4 les inerties des portique dans le sens longitudinale

➤ Sens transversal :

Niveau	Port	$M_{n+1}$	$M_n$	$\sum K_{pout} 10^{-4}$	$\sum K_{pot} 10^{-4}$	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$D_n$	$\sum \Delta i$	$F_i$	$I_{eiy}$
8	(A-A)	0	3.06	23.51	22.45	37.26	222,045	679,457	22603,2063	30081,177	1,330836731
	(B-B)	0	3.06	23.51	22.45	37.26	222,045	679,457	22603,2063	30081,177	1,330836731
	(C-C)	0	3.06	23.51	22.45	37.26	222,045	679,457	22603,2063	30081,177	1,330836731
	(D-D)	0	3.06	23.51	22.45	37.26	222,045	679,457	22603,2063	30081,177	1,330836731
	(E-E)	0	3.06	23.51	22.45	37.26	222,045	679,457	22603,2063	30081,177	1,330836731
7	(A-A)	3.06	6.12	23.51	22.45	111.80	444,089	1358,91	21923,7495	25675,528	1,171128503
	(B-B)	3.06	6.12	23.51	22.45	111.80	444,089	1358,91	21923,7495	25675,528	1,171128503
	(C-C)	3.06	6.12	23.51	22.45	111.80	444,089	1358,91	21923,7495	25675,528	1,171128503
	(D-D)	3.06	6.12	23.51	22.45	111.80	444,089	1358,91	21923,7495	25675,528	1,171128503
	(E-E)	3.06	6.12	23.51	22.45	111.80	444,089	1358,91	21923,7495	25675,528	1,171128503
6	(A-A)	6.12	9.18	23.51	22.45	186.34	666,134	2038,37	20564,836	21303,307	1,035909393
	(B-B)	6.12	9.18	23.51	22.45	186.34	666,134	2038,37	20564,836	21303,307	1,035909393
	(C-C)	6.12	9.18	23.51	22.45	186.34	666,134	2038,37	20564,836	21303,307	1,035909393
	(D-D)	6.12	9.18	23.51	22.45	186.34	666,134	2038,37	20564,836	21303,307	1,035909393
	(E-E)	6.12	9.18	23.51	22.45	186.34	666,134	2038,37	20564,836	21303,307	1,035909393
5	(A-A)	9.18	12.24	23.51	37.96	260.88	702,54	2149,77	18526,4657	17021,819	0,918783924
	(B-B)	9.18	12.24	23.51	37.96	260.88	702,54	2149,77	18526,4657	17021,819	0,918783924

	(C-C)	9.18	12.24	23.51	37.96	260.88	702,54	2149,77	18526,4657	17021,819	0,918783924
	(D-D)	9.18	12.24	23.51	37.96	260.88	702,54	2149,77	18526,4657	17021,819	0,918783924
	(E-E)	9.18	12.24	23.51	37.96	260.88	702,54	2149,77	18526,4657	17021,819	0,918783924
4	(A-A)	12.24	15.3	23.51	37.96	335.42	878,175	2687,21	16376,6943	12917,022	0,788744167
	(B-B)	12.24	15.3	23.51	37.96	335.42	878,175	2687,21	16376,6943	12917,022	0,788744167
	(C-C)	12.24	15.3	23.51	37.96	335.42	878,175	2687,21	16376,6943	12917,022	0,788744167
	(D-D)	12.24	15.3	23.51	37.96	335.42	878,175	2687,21	16376,6943	12917,022	0,788744167
	(E-E)	12.24	15.3	23.51	37.96	335.42	878,175	2687,21	16376,6943	12917,022	0,788744167
3	(A-A)	15.3	18.36	23.51	37.96	409.96	1053,81	3224,66	13689,48	9103,527	0,665001664
	(B-B)	15.3	18.36	23.51	37.96	409.96	1053,81	3224,66	13689,48	9103,527	0,665001664
	(C-C)	15.3	18.36	23.51	37.96	409.96	1053,81	3224,66	13689,48	9103,527	0,665001664
	(D-D)	15.3	18.36	23.51	37.96	409.96	1053,81	3224,66	13689,48	9103,527	0,665001664
	(E-E)	15.3	18.36	23.51	37.96	409.96	1053,81	3224,66	13689,48	9103,527	0,665001664
2	(A-A)	18.36	21.42	23.51	60.27	484.50	1055,39	3229,49	10464,8228	5724,5965	0,547032336
	(B-B)	18.36	21.42	23.51	60.27	484.50	1055,39	3229,49	10464,8228	5724,5965	0,547032336
	(C-C)	18.36	21.42	23.51	60.27	484.50	1055,39	3229,49	10464,8228	5724,5965	0,547032336
	(D-D)	18.36	21.42	23.51	60.27	484.50	1055,39	3229,49	10464,8228	5724,5965	0,547032336
	(E-E)	18.36	21.42	23.51	60.27	484.50	1055,39	3229,49	10464,8228	5724,5965	0,547032336
1	(A-A)	21.42	24.48	23.51	60.27	559.04	1147,58	3511,58	7235,33032	2952,1464	0,408018188

	(B-B)	21.42	24.48	23.51	60.27		1147,58	3511,58	7235,33032	2952,1464	0,408018188
	(C-C)	21.42	24.48	23.51	60.27	559.04	1147,58	3511,58	7235,33032	2952,1464	0,408018188
	(D-D)	21.42	24.48	23.51	60.27	559.04	1147,58	3511,58	7235,33032	2952,1464	0,408018188
	(E-E)	21.42	24.48	34.21	60.27	54,2295	602.55	1843.80	5578.72	2952,1464	0,408018188
RDC	(A-A)	24.48	28,39	34.21	46.36	54,2295	638.14	2603.61	3734.92	986,74493	0,264986877
	(B-B)	24.48	28,39	34.21	46.36	54,2295	638.14	2603.61	3734.92	986,74493	0,264986877
	(C-C)	24.48	28,39	34.21	46.36	54,2295	638.14	2603.61	3734.92	986,74493	0,264986877
	(D-D)	24.48	28,39	34.21	46.36	54,2295	638.14	2603.61	3734.92	986,74493	0,264986877
	(E-E)	24.48	28,39	34.21	46.36	162,688	638.14	2603.61	3734.92	986,74493	0,264986877
							Somme : 35.65m <sup>4</sup>				
							Moyenne : 3.96m <sup>4</sup>				

Tableau IV-5 les inerties des portiques dans le sens longitudinale

IV.4.les inerties des refends

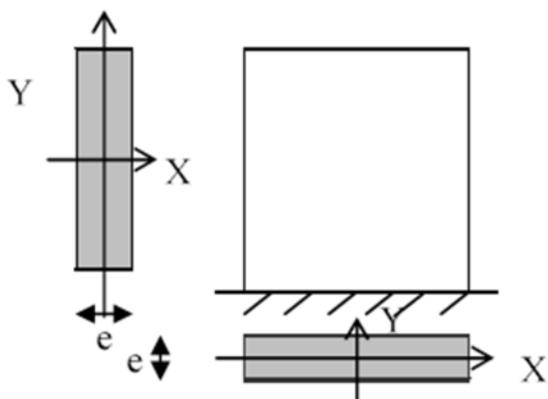
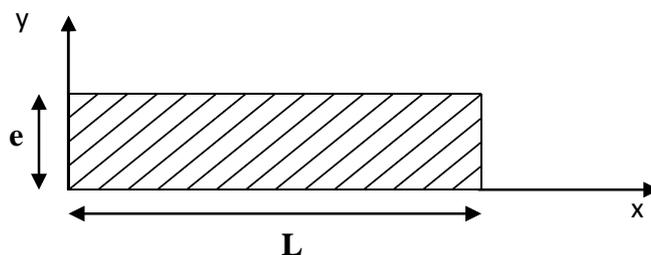


Fig 4 .1 : Coupe sur des voiles pleins

➤ Les refends longitudinaux

$$I_x = \frac{L \times e^3}{12} ; I_y = \frac{e \times L^3}{12}$$

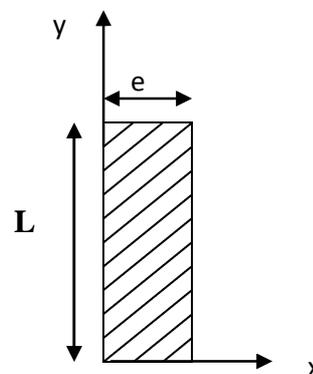


On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (x-x), donc on prend  $I_y$ ,

➤ Les refends transversaux :

$$I_y = \frac{L \times e^3}{12} ; I_x = \frac{e \times L^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe (y-y),  
Donc on prend  $I_x$



1. Sens Transversal :

Niveau	voile	L(m)	ep(m)	Iy(m <sup>4</sup> )	I <sub>TOT</sub> m <sup>4</sup>
RDC+ étages courant	VY1	3,34	0,2	0,6209951	2,75064693
	VY2	3,34	0,2	0,6209951	
	VY3	2	0,2	0,1333333	
	VY4	2	0,2	0,1333333	
	VY5	3,34	0,2	0,6209951	
	VY6	3,34	0,2	0,6209951	
Somme= I <sub>TOT</sub> x n étage					24,75 m <sup>2</sup>

Tableau IV.6: les résultats des calculs des refends transversaux

## 2. Sens longitudinal:

Niveau	voile	L(m)	ep(m)	I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )	I <sub>TOT</sub> m <sup>4</sup>
RDC+ étages courant	VX1	1.8	0,2	0,8649	8,4786334
	VX2	1.8	0,2	2,5095	
	VX3	2	0,2	0,8649	
	VX4	2	0,2	2,5095	
	VX5	1.8	0,2	0,8649	
	VX6	1.8	0,2	0,8649	
Somme= I <sub>TOT</sub> x n étage					76.30 m <sup>2</sup>

Tableau IV.7: les résultats des calculs des refends longitudinaux

## V.5. Interprétation des résultats :

## ❖ sens transversal :

- La moyenne des inerties des portiques = 35.65m<sup>4</sup>
- L'inertie des voiles transversaux = 27.45m<sup>4</sup>
- Inertie totale (voiles + portique) = 63.10 m<sup>4</sup>

Portiques ⇒ 56.5%

Voiles ⇒ 43.50 %

## ❖ Sens longitudinal :

- La moyenne des inerties des portiques = 77.36 m<sup>4</sup>
- L'inertie des voiles = 76.30 m<sup>4</sup>
- Inertie totale (voiles + portique) = 83.25m<sup>4</sup>

Portiques ⇒ 50.34 %

Voiles ⇒ 49.65 %

## • Conclusion :

En tenant compte des résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que l'inertie des portiques dépasse les 25 % (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement  $R=5$  (tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003)

# **CHAPITRE V**

*Modélisation avec le logiciel ETABS  
et vérification RPA*

**CHAPITRE V Modélisation avec le logiciel ETABS et vérification RPA****V.1.Introduction:**

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure. Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voire impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

**1) Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systèmes) :**

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux Bâtiments et aux ouvrages de génie civil, dans son calcul se base sur la méthode des éléments finis. Grâce au logiciel ETABS, nous pouvons déterminer les efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E). Ceci nous conduit à l'étude dynamique de la structure, avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

**2) Méthode de calcul :**

On distingue deux cas:

**1-Calcul statique:**

C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges verticales (G et Q).

**2- Calcul dynamique :**

C'est la détermination des efforts internes sous l'effet des charges horizontales (E), pour son calcul on distingue les méthodes suivantes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivantes règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies.

Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de Réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications

Nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente

### **Méthode Dynamique Modale Spectrale :**

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

#### **Principe de la méthode.**

Par cette méthode, il est recherché sur chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse calculé. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

#### **Hypothèses de calcul.**

Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.

Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.

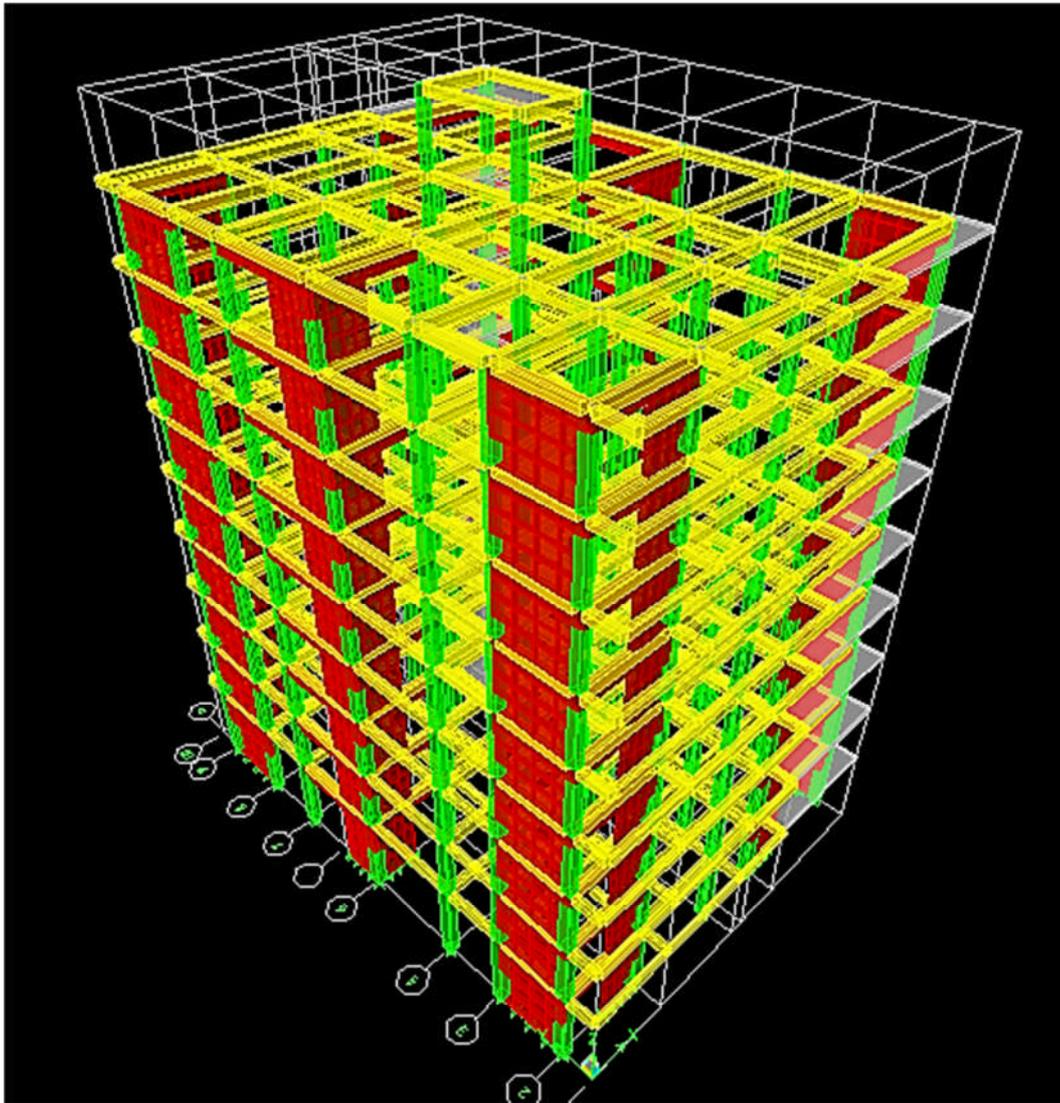
Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

### **3 ) Étapes de modélisation :**

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1-Introduction de la géométrie du modèle.
- 2-Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3-Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- 4-Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 5-Définition des charges statiques (G, Q).
- 6-Définition de la charge sismique E
- 7-Introduction des combinaisons d'actions
- 8-Affectation des masses sismiques et inerties massiques
- 9-Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme).
- 10-Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous



**Figure V.1 : Vue en trois dimensions de la structure.**

#### **4) Déterminations des paramètres de spectre de réponse de calcul :**

##### **A).Le spectre de réponse :**

C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment a un séisme passe ou futur. le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante: Article 4.3.3 et Formule 4.13 de RPA.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad \text{Formule 4.13 de RPA99 mod 2003.}$$

**A** : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)  $\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7$  **RPA art (4.3)**

$\xi$ : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2) de RPA

**R** : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3) de RPA

**T1, T2**: périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7) de RPA

**Q** : facteur de qualité (tableau 4.4) de RPA

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1(sec)</sub>	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2(sec)</sub>	0,30	0,40	0,50	0,70

**Tableau 4.7 (RPA) : Valeurs de T<sub>1</sub> et T<sub>2</sub>**

- La zone : zone (II a) TIZI OUZOU. (ANNEXE 1 de RPA).
- Le groupe d'usage : groupe 2 selon (Article 3.2 de RPA).
- Remplissage : dense d'après (Tableau 4.2 de RPA).
- Calcul du facteur de qualité Q : (Tableau 4.4 de RPA)
- Classification de l'ouvrage :

Selon RPA 99/modifié 2003 d'après l'article 3.2 Notre ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation dont

la hauteur  $H = 28.39 \text{ m} < 48 \text{ m}$ , qui sera classé au groupe d'usage 2 (Ouvrages courants ou d'importance moyenne). Il est situé à Tizi-Ouzou (Zone IIa).

- Classification du site :

Selon l'article 3.3.1 (RPA99 /version 2003),

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols .

Dans notre cas en considère le site meuble S3.

- Coefficient de comportement R :

Selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.3 la structure fonction de système de

Contreventement (structure mixte avec interaction)  $\rightarrow R = 5.$ (déterminé dans le chapitre précédent )

- Facteur de qualité : selon le RPA 99/modifié 2003 D'après le Tableau 4.4le facteur de qualité de la structure est fonction de :
  - ✓ La régularité en plan et en élévation.
  - ✓ La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
  - ✓ La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum Pq$

$Pq$  : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "satisfait ou non" donné par le tableau 4.4/RPA99.

➤ **Régularité en plan :**

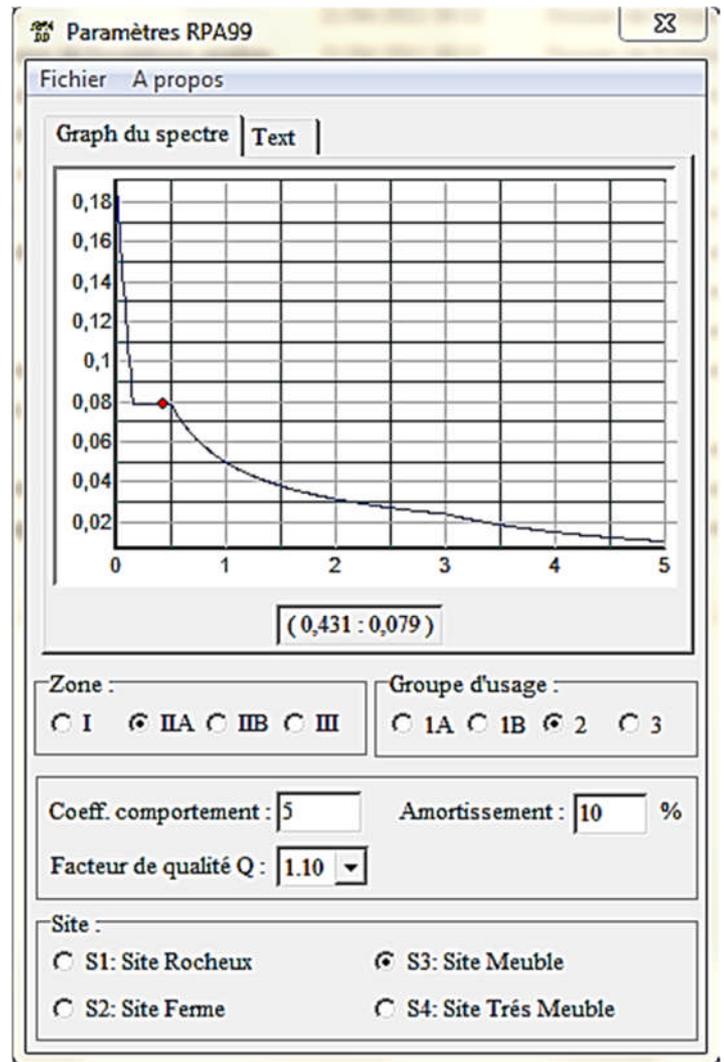


Figure V.2 : Spectre de réponse de calcul.

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses...condition vérifiée

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.....condition vérifiée

Régularité en plan suivant :

Sens x-x : ... ..condition vérifiée **P1x=0**

Sens yy : .....condition vérifiée **P1y=0**

➤ **Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne peut pas se transmettre directement à la fondation..... Condition vérifiée.

Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

La variation de la masse n'est pas importante .....Condition vérifiée.

La régularité en élévation est vérifiée dans les 2 sens doc **P2x = P2y = 0**

➤ **Conditions minimales sur les files de contreventement**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Condition non vérifiée dans sens xx. **P3x=0.05.**

Condition non vérifiée dans le sens yy. **P3y =0.05**

➤ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Suivant x-x : Condition non vérifiée **P4x =0.05**

Suivant y-y : Condition non vérifiée. **P4y = 0.05**

Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Le tableau V-1 a résumés les critères précédents.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	Valeurs de Pq		Valeurs de Pq	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
Condition minimale sur les files de contreventement		0,05		0,05
Redondance en plan		<b>0,05</b>		<b>0,05</b>
Régularité en plan	<b>0</b>		<b>0</b>	
Régularité en élévation	<b>0</b>		<b>0</b>	
Contrôle de la qualité des matériaux	<b>0</b>		<b>0</b>	
Contrôle de la qualité d'exécution	<b>0</b>		<b>0</b>	

**Tableau V-1 : valeur de Pq sur les 2 sens**

**Résultats de calcul :**

-Sens longitudinal : **Qx = 1,10**

-Sens transversal : **Qy = 1,10**

**5) Vérification selon les exigences du RPA**

On doit vérifier les conditions suivantes:

- ❖ Vérification de la participation modale
- ❖ Justification vis-à-vis des déplacements
- ❖ Vérification de l'effort tranchant à la base du bâtiment.
- ❖ Vérification de l'excentricité.
- ❖ L'effet du 2ème ordre (effet P-Δ).
- ❖ Efforts normales au niveau des poteaux

**5- 1) Vérification de la participation de la masse modale**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,69074	0,0004	70,7995	0,0004	70,7995	0,0688
2	0,652913	75,6819	0,0013	75,6823	70,8007	0,1715
3	0,465486	0,1673	0,0664	75,8497	70,8672	73,7643
4	0,198762	15,1428	0,0003	90,9925	70,8674	0,0419
5	0,175924	0,0002	17,7046	90,9927	88,5721	0,0255
6	0,133902	0,0626	0,0509	91,0553	88,623	16,0465
7	0,115841	0,0022	0,3249	91,0575	88,9479	0,0415
8	0,104925	2,2816	0,0001	93,3392	88,948	0,0688
9	0,099505	0,194	0,0002	93,5331	88,9482	0,0202
10	0,097448	2,3987	0,0003	95,9318	88,9485	0,0003
11	0,077687	0	6,2429	95,9318	95,1914	0,0068
12	0,071554	0,0005	0,0003	95,9323	95,1916	0,0002

Tableau V-2 : périodes et participations massiques

La valeur de la participation massique a atteint le 90% dans le mode 8.

### 5 -2) Vérification des déplacements :

#### A)-Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (4.-19)$$

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

#### A-1) Justification vis-à-vis des déformations D'après le RPA Art 5-10

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

##### A-1-a)-Suivant l'axe x-x :

NIVEAU	$\delta_x$ (m)	$\Delta_k x$ (m)	1% h (m)	condition
Etage 8	0,0099	0,0009	0,0306	Vérifiée
Etage 7	0,009	0,0011	0,0306	Vérifiée
Etage 6	0,0079	0,0011	0,0306	Vérifiée
Etage 5	0,0068	0,0013	0,0306	Vérifiée
Etage 4	0,0055	0,0012	0,0306	Vérifiée
Etage 3	0,0043	0,0013	0,0306	Vérifiée
Etage 2	0,003	0,0012	0,0306	Vérifiée
Etage 1	0,0018	0,001	0,0306	Vérifiée
RDC	0,0008	0,0008	0,0391	Vérifiée

Tableau V-3-a-Déplacements relatifs sous l'action Ex

## A-1-b)-Suivant l'axe y-y

NIVEAU	$\delta_y$ (m)	$\Delta_{ky}$ (m)	1% h (m)	CONDITION
Etage 8	0,0111	0,0014	0,0306	Vérifiée
Etage 7	0,0097	0,0014	0,0306	Vérifiée
Etage 6	0,0083	0,0014	0,0306	Vérifiée
Etage 5	0,0069	0,0015	0,0306	Vérifiée
Etage 4	0,0054	0,0014	0,0306	Vérifiée
Etage 3	0,004	0,0014	0,0306	Vérifiée
Etage 2	0,0026	0,0011	0,0306	Vérifiée
Etage 1	0,0015	0,0009	0,0306	Vérifiée
RDC	0,0006	0,0006	0,0391	Vérifiée

Tableau V-3-b-Déplacements relatifs sous l'action Ey.

Remarque :

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de

Contreventement dans le spectre de réponse RPA).

B): Déplacement maximale

- Sous l'action de Ex :

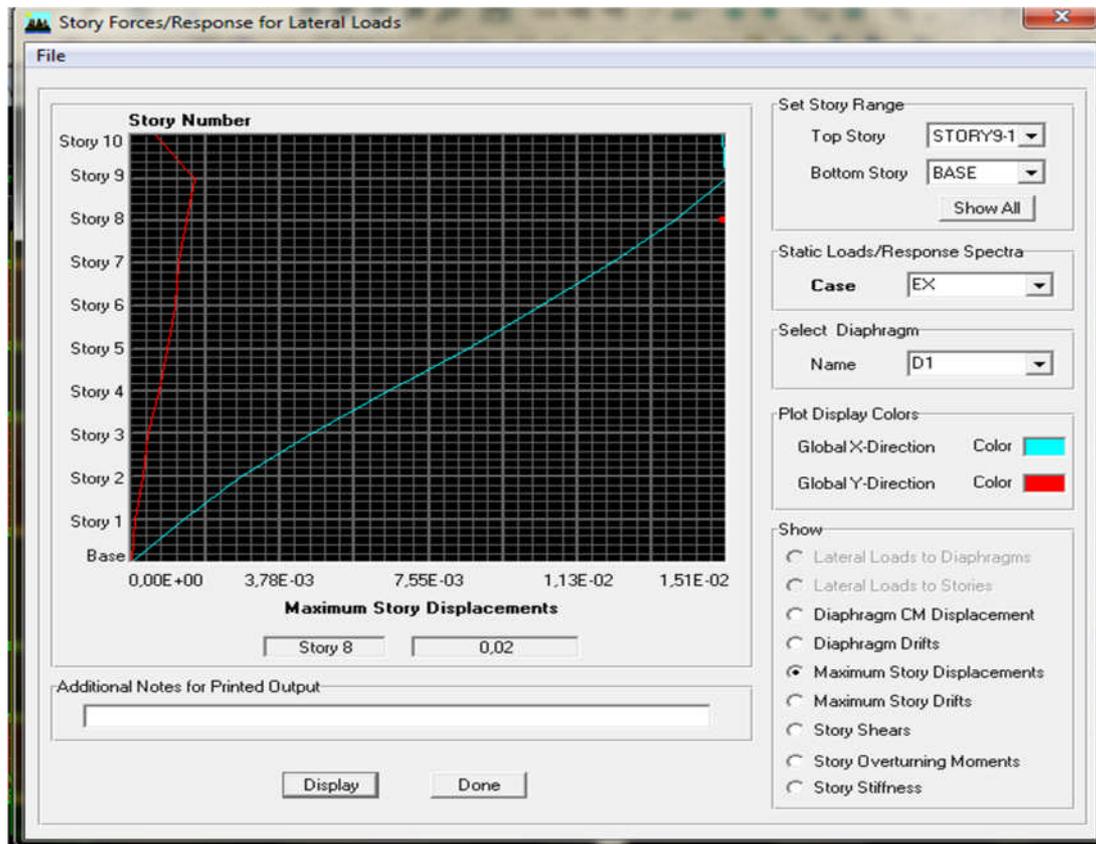


Figure V.3 : Déplacement maximal dans les sens x-x.

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{max} = 0,02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{28,39}{500} = 0,056 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Sous l'action de Ey :

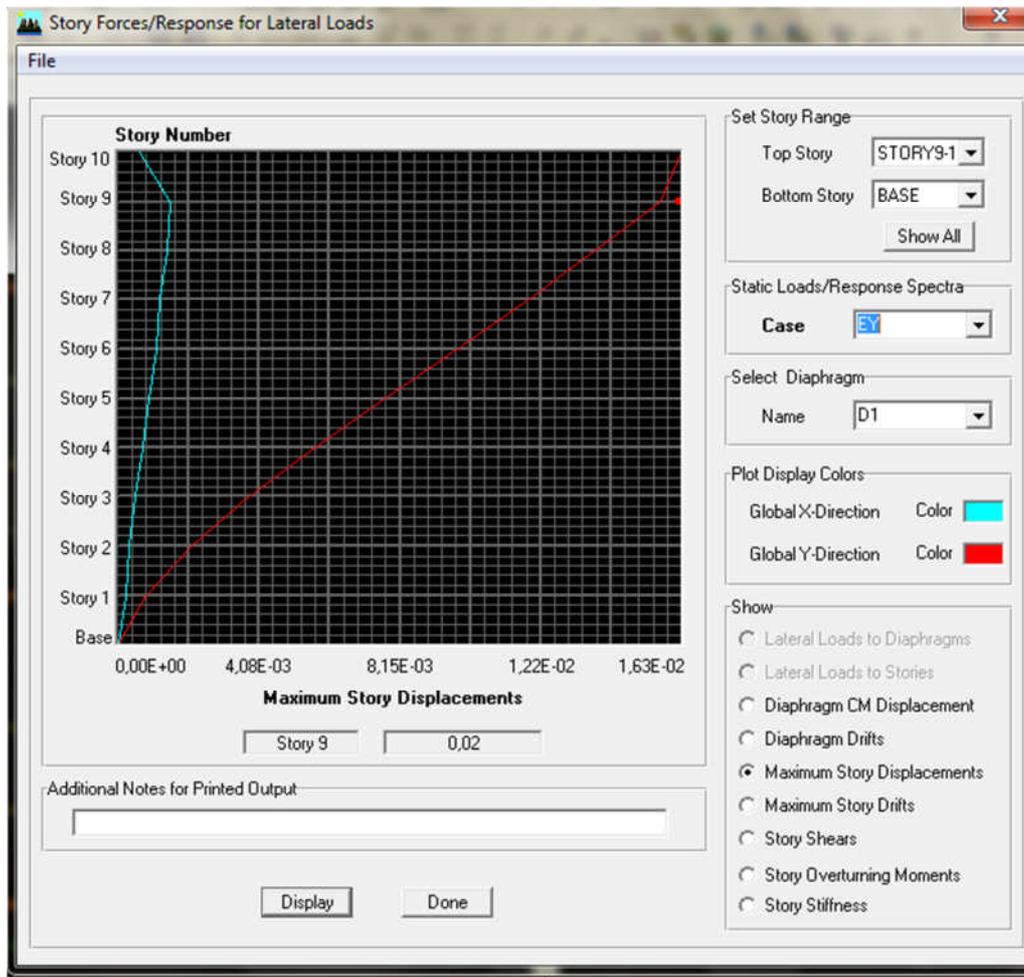


Figure V.4 : Déplacement maximal dans les sens Y-Y

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{Ht}{500}$$

f : La flèche admissible.

Ht : La hauteur totale du bâtiment.

$$\delta_{\max} = 0,02 \leq f = \frac{Ht}{500} = \frac{28,39}{500} = 0,056 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**5-3) Vérification de l'effort tranchant à la base :**

**A): Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ (RPA 2003 Art 4.2.3)}$$

- **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 :

Zone sismique : IIa  
 $R = 5$  (structure mixte avec interaction). }  $\longrightarrow$  **A=0.15**

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(T_2/3,0)^{\frac{2}{3}}(3,0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

$T_{ETABS} = 0,69$  [s].

$T_1=0,15$  ;  $T_2=0,5$  voir le **tableau 4.7**

$\eta$  : 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 la structure et de l'importance des remplissages.

$$\eta = \sqrt{7/(2+10)} = 0,76 \geq 0.70$$

**T** : Formule empirique à utiliser selon les cas, elle est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{T} = \mathbf{C}_T \mathbf{h}_N^{\frac{3}{4}} \quad \mathbf{(4-6)}$$

- $h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ( $N$ ).  $h_N = 28.39m$
- $C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.  $C_T = 0,05$

$T = 0.05 \times (28.39)^{3/4} = 0.615$  S  $\Rightarrow T_2 \leq T \leq 3,0$  sec.

Donc :  $D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{etabs}}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,50 \Rightarrow D = 1.50$

- **R**: coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003 tableau 4.3)  
 Il est égal à : **R=5**

- **Q** : facteur de qualité qui dépend des pénalités observée  
 La valeur du facteur de qualité est égal à : **Q=1.10**

- **W** : poids total de la structure, donné par ETABS,

W est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (4-5)$$

- $W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure
- $W_{Qi}$  : charges d'exploitation
- $\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5. notre cas bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés  $\beta=0,20$

Sélectionné la base de bâtiment  $\implies$  Display  $\implies$  show table  $\implies$  réaction sélectionné G et Q dans la liste (select cases/combo) OK ,un tableau s'affiche,a la fin de ce tableau en extraire le somme des reaction sou G et Q

Story	Point	Load	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
Summation	0, 0, Base	G	0	0	38766.45	482757,341	-329753,84	0
Summation	0, 0, Base	Q	0	0	7253.15	83718,383	-62363,043	0
$W=G+0.2Q=38766.45+0.2x(7253.15)=40217.08\text{KN}$								

Tableau V-4 : Poids de la structure

$$V_{XMSE} = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.50 \times 1.1}{5} \times 40217.08 = 1990.74 \text{KN.}$$

$$V_{YMSE} = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.50 \times 1.1}{5} \times 40217.08 = 1990.74 \text{KN.}$$

**B) Efforts tranchants a la base obtenus par la méthode dynamique :**

**Rpa99/Article : 4.3.6. Résultante des forces sismiques de calcul**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$S_i V_t < 0.80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8 V/V_t$ .

$$V_{XDYN} = 2062.13 \text{KN.}$$

$$V_{YDYN} = 1927.82 \text{KN}$$

**C) Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :**

$$V_{XDYN} = 2747.44 \text{KN} > 80\% V_{XMSE} = 1592.60 \text{KN} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

$V_{\text{DYN}}=2550,05\text{KN} > 80\% V_{\text{YMSE}} = 1592.60\text{KN} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**Conclusion:**

$V_{\text{DYN}} > 0.8 V_{\text{MSE}} \Rightarrow$  l'article 4.3.6 du RPA 99 version 2003 est vérifié.

**5-4) : Vérification de l'excentricité :**

**Définition :**

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.

❖ **Excentricité Accidentelle et Excentricité Théorique :**

Etages	Masse		Centre de masse [m]		Centre de torsion [m]	
	X	Y	X <sub>CM</sub>	Y <sub>CM</sub>	X <sub>CR</sub>	Y <sub>CR</sub>
RDC	461,527	461,527	8,456	12,409	8,561	11,824
Etage 1	454,5432	454,5432	8,531	12,385	8,417	11,758
Etage 2	445,1812	445,1812	8,488	12,351	8,302	11,79
Etage 3	442,9913	442,9913	8,5	12,431	8,229	11,832
Etage 4	439,8317	439,8317	8,488	12,352	8,19	11,875
Etage 5	434,4199	434,4199	8,489	12,353	8,173	11,914
Etage 6	432,9516	432,9516	8,501	12,435	8,171	11,949
Etage 7	429,792	429,792	8,488	12,354	8,17	11,986
Etage 8	424,2398	424,2398	8,493	12,366	8,162	12,016

Tableau V-5 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

a) **Excentricité accidentelle :**

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité

dite « accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans

la direction orthogonale.

**RPA2003-Art4.2.7:**

Elle est prise égale à 5 % de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion). Son calcul est donné comme suit:

$$e = 0,05.Lx$$

**RPA2003-Art4.3.7 :**

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, l'excentricité accidentelle

(Additionnelle) égale à 0.05 L (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

D'où :

Suivant le sens X-X ( $e_x$ ) : On vérifie que :  $e_x = CM - CR \leq 5\%Lx$

Suivant le sens Y-Y ( $e_y$ ) : On vérifie que :  $e_y = CM - CR \leq 5\%Ly$

**b) Excentricité théorique :**

C'est la distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée. Cette excentricité est calculée par le concepteur sur la base des plans de structures et elle doit être inférieure à la valeur de l'excentricité accidentelle calculée, Elle est donnée par les formules suivantes :

$$E_x = X_{CM} - X_{CR}$$

$$E_y = Y_{CM} - Y_{CR}$$

Vérification dans le sens x-x

Story	Diaphragm	XCM	XCR	Xcm-Xcr	5%lx	CONDITION
RDC	D1	8,456	8,561	-0,105	0,893	Vérifiée
Etage 1	D2	8,531	8,417	0,114	0,893	Vérifiée
Etage 2	D3	8,488	8,302	0,186	0,893	Vérifiée
Etage 3	D4	8,5	8,229	0,271	0,893	Vérifiée
Etage 4	D5	8,488	8,19	0,298	0,893	Vérifiée
Etage 5	D6	8,489	8,173	0,316	0,893	Vérifiée
Etage 6	D7	8,501	8,171	0,33	0,893	Vérifiée
Etage 7	D8	8,488	8,17	0,318	0,893	Vérifiée
Etage 8	D9	8,493	8,162	0,331	0,893	Vérifiée

Tableau V-6-1-Centre de masse et centre de torsion de chaque niveau ( sens x)

Vérification dans le sens y-y

Story	Diaphragm	YCM	YCR	Ycm-Ycr	5%ly	CONDITION
RDC	D1	12,409	11,824	0,585	1,239	Vérifiée
Etage 1	D2	12,385	11,758	0,627	1,239	Vérifiée
Etage 2	D3	12,351	11,79	0,561	1,239	Vérifiée
Etage 3	D4	12,431	11,832	0,599	1,239	Vérifiée
Etage 4	D5	12,352	11,875	0,477	1,239	Vérifiée
Etage 5	D6	12,353	11,914	0,439	1,239	Vérifiée
Etage 6	D7	12,435	11,949	0,486	1,239	Vérifiée
Etage 7	D8	12,354	11,986	0,368	1,239	Vérifiée
Etage 8	D9	12,366	12,016	0,35	1,239	Vérifiée

Tableau V-6- 2-Centre de masse et centre de torsion de chaque niveau ( sens Y)

V-5- justification vis-à-vis de l'effet P-Δ: (Art 5.9. RPA 99/ version 2003)

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P<sub>k</sub> : poids total de la structure et des charges exploitation associées au dessus du niveau K

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi}) \quad \text{(Voir paragraphe 4.2.3 calcul de W)}$$

V<sub>k</sub>: effort tranchant d'étage au niveau "k" : 
$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ<sub>k</sub> : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

(Voir paragraphe 4.2.10)

h<sub>k</sub> : hauteur de l'étage « k »

Si 0,10 < θ<sub>k</sub> ≤ 0,20, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur 1/(1- θ<sub>k</sub>).

Si θ<sub>k</sub> > 0,20, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

-Sens x-x

NIVEAU	poix x	Δ <sub>k</sub> x (m)	V <sub>x</sub>	h	θ <sub>kx</sub>	CONDITION
Etage 1	39654,78	0,0008	2062,13	3,91	0,02544655	Vérifiée
Etage 1	35039,51	0,001	2002,13	3,06	0,01539446	Vérifiée
Etage 2	30494,08	0,0012	1894,98	3,06	0,00985421	Vérifiée
Etage 3	26042,26	0,0013	1757,12	3,06	0,00810374	Vérifiée
Etage 4	21612,35	0,0012	1582,49	3,06	0,00535576	Vérifiée
Etage 5	17214,03	0,0013	1365,26	3,06	0,00416201	Vérifiée
Etage 6	12869,83	0,0011	1112,41	3,06	0,00266335	Vérifiée
Etage 7	8540,318	0,0011	818,21	3,06	0,00139399	Vérifiée
Etage8	4242,398	0,0009	458,34	3,06	0,00042093	Vérifiée

Tableau V-7-1-justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ dans le sens x

Sens y-y

NIVEAU	poind y	$\Delta_k y$ (m)	Vy	h	$\theta_{ky}$	CONDITION
RDC	39654,78	0,0006	1927,82	3,91	0,03756488	Vérifiée
Etage 1	35039,51	0,0009	1869,25	3,06	0,01955137	Vérifiée
Etage 2	30494,08	0,0011	1770,19	3,06	0,01291271	Vérifiée
Etage 3	26042,26	0,0014	1652,7	3,06	0,00974363	Vérifiée
Etage 4	21612,35	0,0014	1504,98	3,06	0,00657019	Vérifiée
Etage 5	17214,03	0,0015	1310,17	3,06	0,00476535	Vérifiée
Etage 6	12869,83	0,0014	1080,45	3,06	0,00261351	Vérifiée
Etage 7	8540,318	0,0014	819,95	3,06	0,00134378	Vérifiée
Etage 8	4242,398	0,0014	482,97	3,06	0,00033769	Vérifiée

Tableau V-7-2-justification Vis-à-vis De l'effet P- $\Delta$  dans le sens y

On constate que  $\theta_X$  et  $\theta_Y$  sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

**V-6-Effort normal réduit (Art 7.4.3.1 RPA 99/ version 2003)**

On entend par effort normal réduit le rapport :

$$\gamma = \frac{N_d}{B_c F_{28}} \leq 0.30$$

$$\gamma = \frac{1459.5}{(0.45)^2 \times 25000} = 0.288 \leq 0.3$$

Condition vérifiée.

$N_d$  : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

$B_c$ : Section brute du béton égale à 45x45

$F_{c28}$ : La résistance caractéristique de béton.

**Conclusion**

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- ✓ L'effort tranchant à la base est vérifié.
- ✓ Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- ✓ Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- ✓ L'excentricité est vérifiée.
- ✓ L'effet P-Delta est vérifié.
- ✓ Efforts normales au niveau des poteaux sont vérifiés.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

# **CHAPITRE VI**

## ***EFFORTS ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS***

CHAPITRE V :

EFFORTS ET FERRAILLAGE DES ELEMENTS

❖ Diagrammes des efforts internes

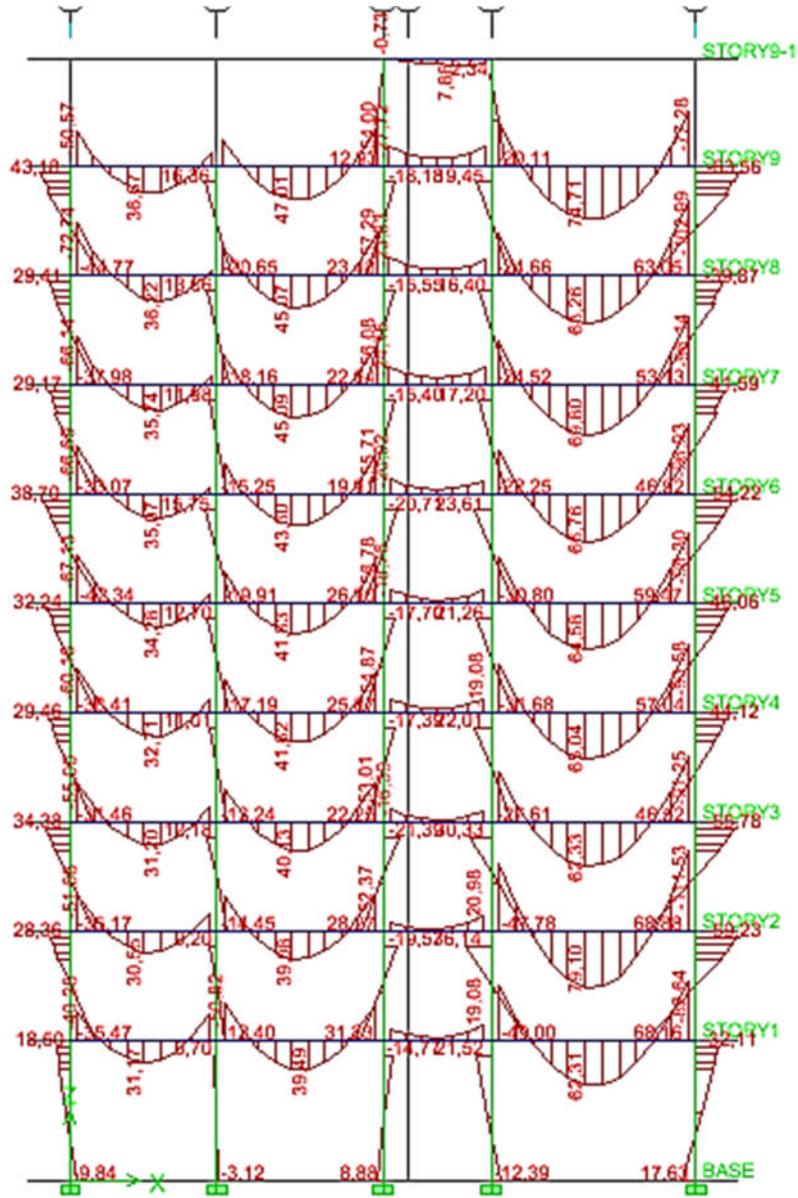


Figure IV.1: Diagramme des moments fléchissant (sens transversal) du portique 7-7 combinaisons ELU.

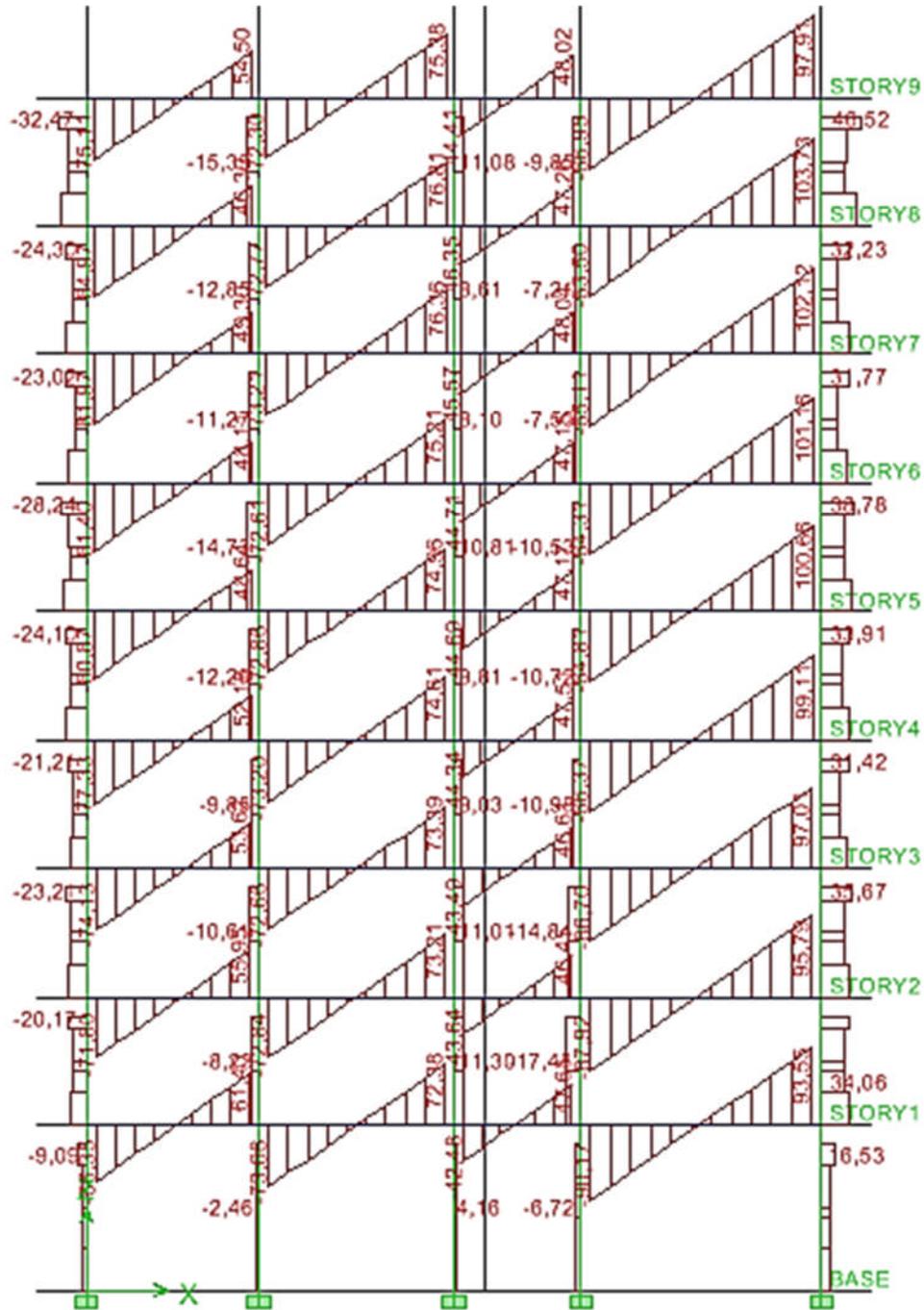


Figure IV.2:Diagramme des efforts tranchants (sens transversal) du portique 8-8 combinaison ELU.

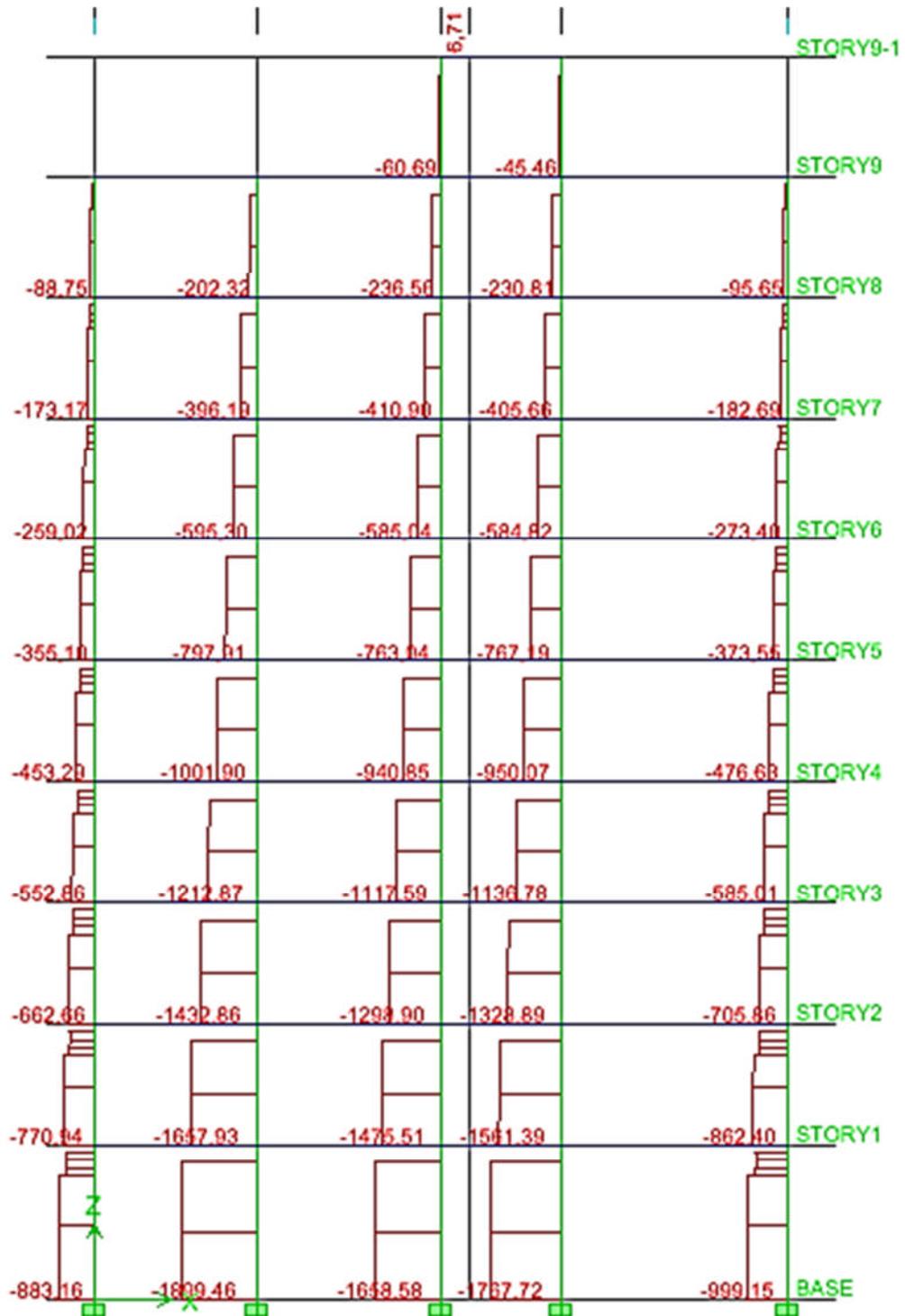


Figure IV3:Diagramme des efforts normaux (sens transversal) du portique 7-7 combinaison ELU.

**A) Ferrailage des Poteaux:**

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) puis vérifier à l'ELS pour

les cas suivants :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (Mpa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.47	1	400	400

Tableau VI.A.1 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

Effort normal maximal et moment correspondant :  $N_{max} - M_{corr}$

Effort normal minimal et moment correspondant :  $N_{min} - M_{corr}$

Moment fléchissant maximal et effort normal correspondant :  $M_{max} - N_{cor}$

❖ **Combinaisons de calcul**

: **RPA.99/modifié 2003BAEL.91/modifié 99** :

$G + Q \pm E$  ELU :  $1.35 G + 1.5 Q$

$0.8 G \pm EELS$  :  $G + Q$

❖ **Détermination des efforts internes :**

La détermination des efforts internes dans les poteaux se fera grâce à la méthode des éléments finis (MEF) en utilisant le logiciel ETABS.

**a) Armatures longitudinales :**

D'après le (RPA99version 2003/Art7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique( II) est limité par les pourcentages suivants :

✓ **Le pourcentage minimal :**

Il ne doit pas être inférieur à la valeur suivante : 0,8% en zone IIa  $\Rightarrow A_{\min}=0.008(bxh)$ .

- RDC, 1er, 2<sup>ème</sup>  $\rightarrow (45x45) \Rightarrow A_{\min}=0.008(45x45)=16.2\text{cm}^2$ .
- Étages(3, 4, 5,)  $\rightarrow (40x40) \Rightarrow A_{\min}=0.008(40x40)=12.8\text{cm}^2$ .
- Étages(6,7,8)  $\rightarrow (35x35) \Rightarrow A_{\min}=0.008(35x35)=9.8\text{cm}^2$ .

✓ **Le pourcentage maximal :**

3% en zone courante :

- RDC, 1er, 2<sup>ème</sup>  $\rightarrow (45x45) \Rightarrow A_{\max}= 0.03 (45x45) = 60.75 \text{ cm}^2$ .
- Étages (3, 4, 5, 6)  $\rightarrow (40x40) \Rightarrow A_{\max}= 0.03 (40x40) = 48\text{cm}^2$ .
- Étages(7,8)  $\rightarrow (35x35) \Rightarrow A_{\max}= 0.03 (35x35)= 36.75 \text{ cm}^2$ .

6% en zone de recouvrement :

- RDC, 1er, 2ème  $\rightarrow (45x45) \Rightarrow A_{\max}= 0.06(45x45) = 121.5 \text{ cm}^2$ .
- Étages(3, 4, 5, )  $\rightarrow (40x40) \Rightarrow A_{\max}= 0.06(40x40) = 96\text{cm}^2$ .
- Étages(6,7,8)  $\rightarrow (35x35) \Rightarrow A_{\max}= 0.06 (35x35) = 73.5 \text{ cm}^2$ .

✓ **Le diamètre minimal des armatures longitudinales** est de 12mm✓ **La longueur minimale des recouvrements** est de  $40 \phi$  en zone IIa.

- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm, au-delà de cette valeur il est nécessaire d'introduire une autre barre.
  - ❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
  - ❖ La zone nodale est délimitée par le nœud **poutre-poteaux** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les poteaux sont soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée à l'ELU. Les vérifications sont faites à l'ELS. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

**b) Étapes du calcul :****b.1) Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :**

Pour le calcul des armatures longitudinales ; la section transversale des poteaux est sollicitée de deux manières différentes :

➤ **Section partiellement comprimée (SPC) :** vérifier les équations suivantes :

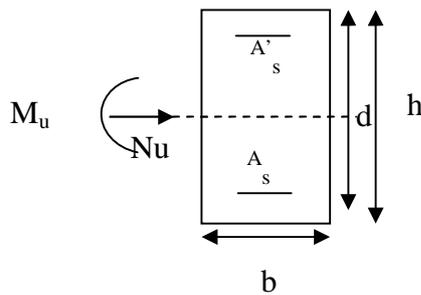
$$\text{ou: } \begin{cases} \text{Si } e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right) & (d - c') \times N_u - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \\ \text{Si } e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right) \end{cases}$$

L'excentricité  $e_u$  est calculée comme suit :  $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre de pression C se trouve à l'extérieur du segment délimité par les armatures.

(L'effort normal est un effort de traction ou de compression) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$



Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort

Normale est un effort de compression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u \times (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc} .$$

Avec :

$M_f$ : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

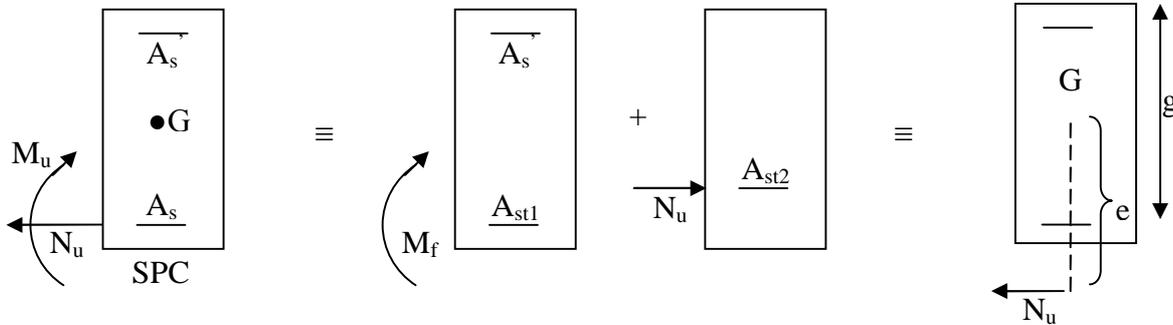
$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left(\frac{h}{2} - c + e\right) = M_U + N_U \times \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

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

$\gamma_b = 1,5$  et  $\theta = 1$  Pour fissuration durable.

$\gamma_b = 1,15$  et  $\theta = 0,85$  Pour fissuration accidentelle.

$N_u$  : effort de compression.



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Si  $\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta_f \times d \times \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

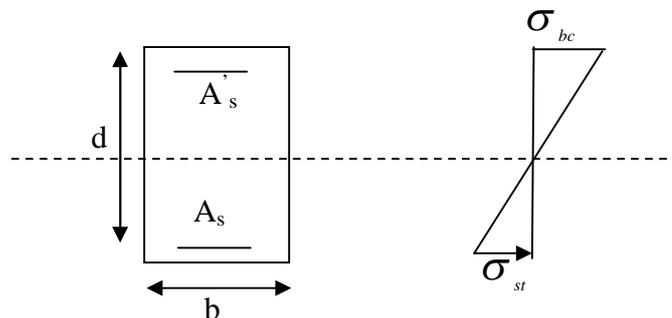
D'où la section réelle est  $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$  si l'effort est négatif.

❖ Si  $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la section est doublement armée (SDA) :

On calcul :

$$M_l = \mu_\ell \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$



Avec :

$M_l$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{stl} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_s}$$

$$\Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{st} = A_{stl} + \Delta A_{sc}$$

$$\Delta A_{sc} = \Delta A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

La section réelle d'armature est  $A'_s = \Delta A_{sc}$  ,  $A_s = A_{st} - \frac{N_u}{\sigma_s}$ .

➤ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c \right)$ .
- $N_u \times (d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$ .

Deux cas peuvent se présenter :

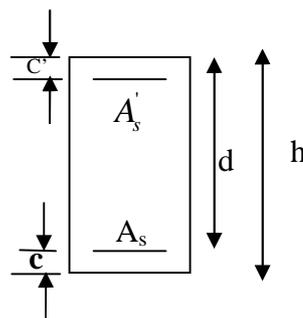
Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N \times (d - c') - M_f \geq \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b \times h \times f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s$$



Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left( 0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 < N_u \times (d - c') < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - 100\Psi \times b \times h \times f_{bu}}{100\sigma_s}$$

$A_s = 0.$

$$\Psi = \frac{(0,3571 + \frac{N_u \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bu}})}{(0,8571 - \frac{c}{h})}$$

Avec :

➤ **E tat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

Etat limite de compression du béton :

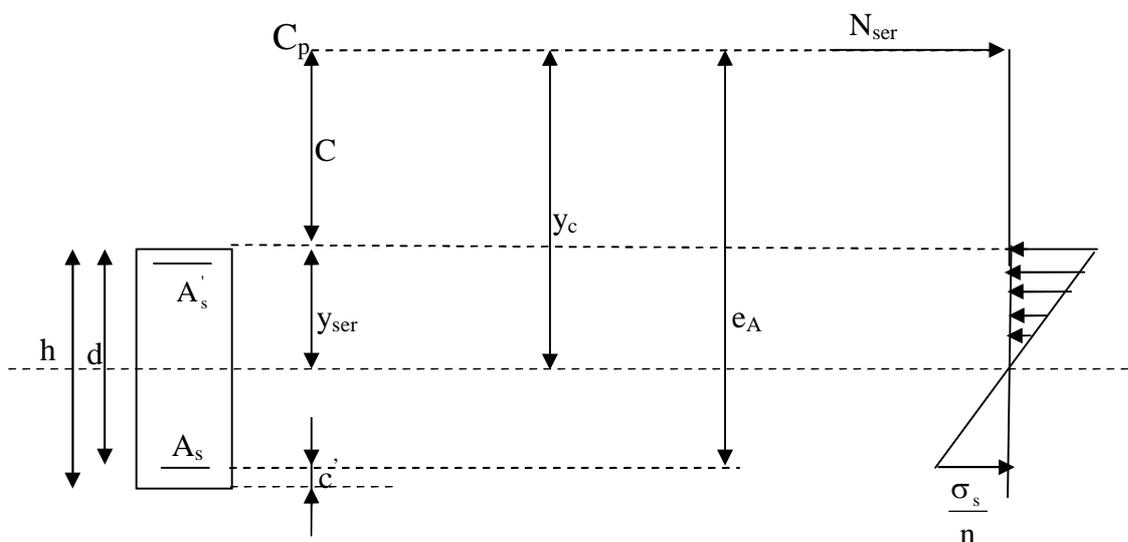
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} .$$

Deux cas peuvent se présenter :

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$  section entièrement comprimée.

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$  section partiellement comprimée.

❖ **Section partiellement comprimée :**



**Position de centre de pression**

$Y_c$  : est la distance de l'axe neutre au centre de pression «  $C_p$  » comportée positivement avec effort normal  $N_{ser}$  de compression.

$C$  : distance de centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée

$$C = d - e_a$$

Avec :  $e_a$  à le signe de  $N_{ser}$

Si  $N_{ser} < 0 \Rightarrow$  quelque soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

Si  $N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_a > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus).} \\ c > 0 \text{ si } e_a < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieure de la section voir fig ci dessus).} \end{cases}$

On pose  $Y_{ser} = Y_c + C_p$  ,  $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliquées à la section on montre que «  $y_c$  » est solution de :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$ .

Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  on calcul alors :  $\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ . puis  $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_c = a \cos \varphi \left( \frac{\varphi}{3} \right).$$

$$2) y_c = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 120 \right).$$

$$3) y_c = a \cos \left( \frac{\varphi}{3} + 240 \right)$$

Si  $\Delta > 0 \Rightarrow$  alors il faut calculer

$$t = 0,5 (\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{P}{3 \times z}.$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Hypothèse caractéristique à l'ELS :

**H<sub>1</sub>** : les sections droites restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton

**H<sub>2</sub>** : le béton tendu est négligé.

**H<sub>3</sub>** : les matériaux restent dans leur domaine élastique.

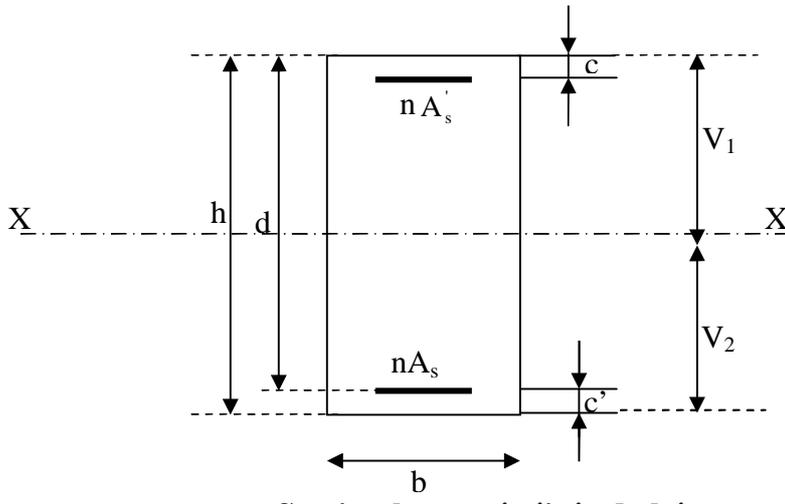
$$\varepsilon_{bc} = E_b \varepsilon_s \quad , \quad \varepsilon_{st} = E_s \varepsilon_s$$

D'après le BAEL, en particulier dans les règles CCBAG8, elles permettent d'appliquer

Du béton armé des formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisés.

➤ **Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[ A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



**Section homogénéisée de béton.**

La section rendue homogène c .a. d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors :  $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = \text{tg} \alpha$  (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes valent  $\sigma_{bc} = Ky_{ser}, \sigma_s = nK(d - y_{ser})$  avec  $n = 15$ .

Il faut vérifier :  $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si  $\sigma_b \geq 0$  si non on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

❖ **Section entièrement comprimée :**

La section total homogène est :  $S = bh + n (A_s + A'_s)$ .

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_2 - C')^2 - A'_s (V_1 - C')^2]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left( \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

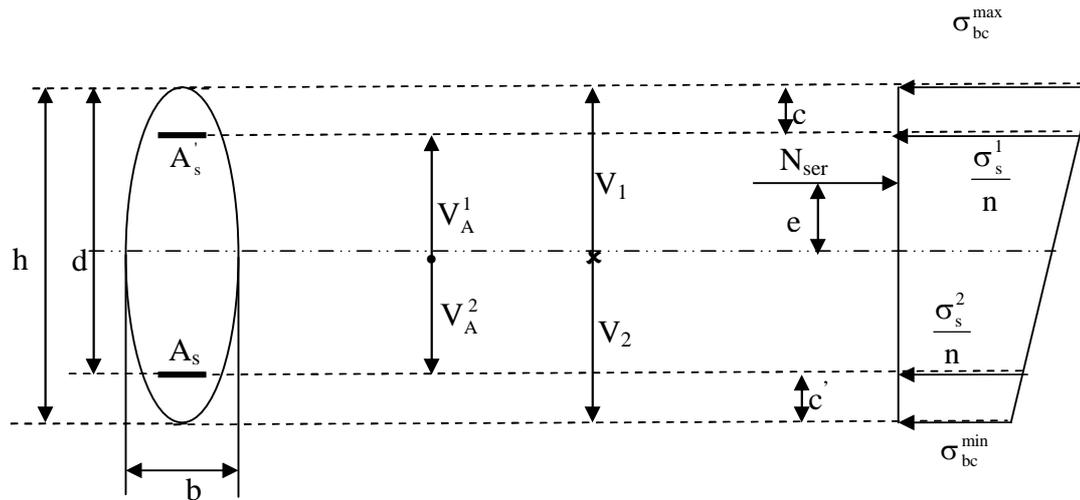
$$\sigma_{b2} = \left( \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

Puisque :  $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$  donc il suffit de vérifier  $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

$N_s$  : effort de compression a' L'ELS.

$M_s$  : Moment fléchissant a' L' ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).



**Remarque :**

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

**b.3) Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \text{ (RPA99version 2003/Art 7.4.2.2)}$$

$V_u$  : l'effort tranchant de calcul

$h_1$  : hauteur totale de la section brute

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$\rho$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : espacement des armatures transversales ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

## ❖ dans la zone nodale :

$$t \leq \min (10\varnothing_1, 15\text{cm}) \quad \text{en zone II}$$

## ❖ dans la zone courante :

$$t \leq 15 \varnothing_1 \quad \text{en zone II}$$

$\varnothing_1$  : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/t.b_1$  en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad 0.8\%$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

$\lambda_g$  est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

$l_f$  : la longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à **135°** ayant une longueur droite de **10**  $\varnothing_{t\min}$  ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des **cheminées** verticales en nombre et diamètre suffisants ( $\varnothing$  **cheminées** > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

❖ **Rôle des armatures transversales** : Il consiste à remplir les fonctions suivantes :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Maintenir les armatures longitudinales.

## ➤ Calcul des armatures

Section (cm <sup>2</sup> )	Effort normal (KN)	Moments (KN.m)	Situation	Nature	Asc (cm <sup>2</sup> )	Ast (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadopte (cm <sup>2</sup> )	Choix de A
Zone I (45x45)	N <sub>max</sub> = 1945	M <sub>2corr</sub> = -1.33	Courante	SEC	0	0	16.2	20.36	4HA16 + 6HA14
		M <sub>3corr</sub> = -2.84			0	0			
	N <sub>min</sub> = 255.05	M <sub>2corr</sub> = 0.917	Accidentelle	SEC	0	0			
		M <sub>3corr</sub> = -1.37			0	0			
	N <sub>Corr</sub> = 746	M <sub>2max</sub> = 37.44	Accidentelle	SEC	0	0			
N <sub>Corr</sub> = 1111.8	M <sub>3max</sub> = 68.85	Courante	0		0				
Zone II (40x40)	N <sub>max</sub> = 1225.17	M <sub>2corr</sub> = -1.41	Courante	SEC	0	0	12.8	18.48	12HA14
		M <sub>3corr</sub> = -7.36			0	0			
	N <sub>min</sub> = 172.88	M <sub>2corr</sub> = 26.66	Accidentelle	SEC	0	0			
		M <sub>3corr</sub> = 15.85			0	0			
	N <sub>Corr</sub> = 425.76	M <sub>2max</sub> = 42.21	Accidentelle	SEC	0	0			
N <sub>Corr</sub> = 383.38	M <sub>3max</sub> = 64.63	0			0				
Zone III (35x35)	N <sub>max</sub> = 620.67	M <sub>2corr</sub> = 1.12	Courante	SEC	0	0	9.8	12.32	8HA14
		M <sub>3corr</sub> = -23.76			0	0			
	N <sub>min</sub> = 14.94	M <sub>2corr</sub> = 5.62	Accidentelle	SPC	0	0.25			
		M <sub>3corr</sub> = 6.43			0	0.30			
	N <sub>Corr</sub> = 100.45	M <sub>2max</sub> = 37.41	Accidentelle	SPC	0	1.73			
N <sub>Corr</sub> = 137.63	M <sub>3max</sub> = 54.20	Courante	0		3.30				

Tableau VI.A.2: Ferrailage des poteaux a l'ELU suivant les deux sens.

## c) Vérifications à l'ELU :

## 1-Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221):

Zone I :  $l_R = 50 \phi_l = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm.}$ Zone II :  $l_R = 50 \phi_l = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$ Zone III :  $l_R = 50 \phi_l = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm.}$

2) Délimitation de la zone nodale: (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifiée 2003).

➤ Au niveau des poutres :

$$L' = 2 \times h.$$

h : Hauteur de la poutre.

➤ Au niveau des poteaux :

$$h' = \max = (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}).$$

b1, h1 : Dimensions du poteau.

he : Hauteur entre nu des poteaux.

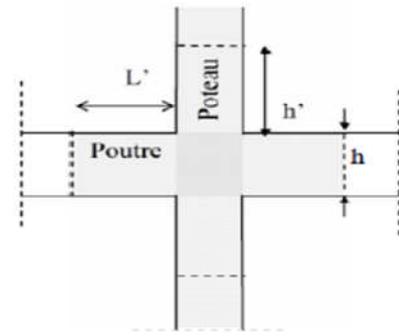


Figure VI.A. .Délimitation de la zone nodale

- Poteaux de RDC et autres niveaux :

$$h' = \max = (261/6 ; 45 ; 45 ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}.$$

3- Vérification au cisaillement : (RPA Art 7-4-3-2)

$$\tau_{bu} = \frac{Vu}{bxd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Niveau	Vu	b (cm)	d (cm)	λ g	ρd	τ <sub>bu</sub>	t <sub>b</sub>	Vérification
RDC	18.54	45	42	6.08	0,075	0.09	1,875	OK
1; 2	44.84	45	42	4.76	0,04	0.23	1	OK
3 ; 4; 5	43.60	40	37	5.35	0,075	0.29	1,875	OK
6; 7; 8	40.49	35	32	6.12	0,075	0.36	1,875	OK

Tableau VI.A.3: Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

d) Vérifications à l'ELS :

d.1) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{\min} = \frac{0.23.b.d.f_{128}}{f_e} \cdot \left[ \frac{e_s - 0.455.d}{e_s - 0.185.d} \right]$$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant

Section (cm <sup>2</sup> )	Combinaiso	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>s</sub> (KN.m)	es (m)	h/6 (m)	Nature	Amin Cm <sup>2</sup>	A adoptée Cm <sup>2</sup>	OBS
Zone I (45x45)	Nmax-Mcor	1413.21	-2.04	-0,001	0,075	SEC	5,55	20.36	OK
	Nmin-Mcor	511.52	-9.18	-0,017	0,075	SEC	4,98	20.36	OK
	Ncor-Mmax	810	49.55	0,061	0,075	SEC	17,94	20.36	OK
Zone II (40x40)	Nmax-Mcor	891.28	-5.33	-0,005	0,067	SEC	4,18	18.48	OK
	Nmin-Mcor	306.6	-13.64	-0,044	0,067	SEC	3,36	18.48	OK
	Ncor-Mmax	384.47	37.89	0,098	0,067	SEC	0	18.48	OK
Zone III (35x35)	Nmax-Mcor	452.96	17.19	0,037	0,058	SEC	6,85	12.32	OK
	Nmin-Mcor	33.74	5.28	0,156	0,058	SPC	0	12.32	OK
	Ncor-Mmax	100.53	39.42	0,392	0,058	SPC	1,08	12.32	OK

Tableau VI.A.4: Vérification de la condition de non fragilité.

## d.2) Vérification des contraintes a l'ELS

➤ Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissible.

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

Section (cm <sup>2</sup> )	Ns (KN)	Ms (KN.m)	Nature	Asc (cm <sup>2</sup> )	Ast (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>b</sub> (Sup)	σ <sub>b</sub> (Inf)	σ <sub>st</sub> (Sup)	σ <sub>st</sub> (Inf)	σ <sub>bc</sub>	obs	
<b>Zone I (45x45)</b>	1413.23	M2= -0.97	SEC	7.10	7.10	6.3	6.4	94	95.4	15	OK	
		M3=-2.04				6.2	6.4	93.3	96.1			
	511.52	M2= -9.18	SEC	7.10	7.10	1.8	2.8	27.9	40.6	15	OK	
		M3=-3.47				2.1	2.5	31.9	36.7			
	769.5	M2= 13.98	SEC	7.10	7.10	4.2	2.7	61.2	41.9	15	OK	
		M3=49.60				6.3	1	8.6	20			
	<b>Zone II (40x40)</b>	891.28	M2= -1.11	SEC	6.60	6.60	4.9	5.1	73.8	76	15	OK
			M3= -5.31				4.6	5.4	69.8	80		
306.59		M2=-13.64	SEC	6.60	6.60	0.7	2.7	12.7	38.8	15	OK	
		M3=-4				1.4	2	21.9	29.6			
430		M2=20.33	SPC	6.60	6.60	3.9	0.9	55.6	16.7	15	OK	
		M3=37.89				5.1	0	69.4	-6.7			
<b>Zone III (35x35)</b>		452.96	M2=0.84	SEC	<b>4.62</b>	<b>4.62</b>	3.4	3.2	51	48.6	15	OK
			M3=-17.18				1.4	5.3	25.6	74.1		
	33.73	M2=5.28	SPC	<b>4.62</b>	<b>4.62</b>	1	00	12.7	-10.8	15	OK	
		M3=-1.72				0.1	0.4	1.3	6.1			
	111.4	M2=21.93	SPC	<b>4.62</b>	<b>4.62</b>	4.2	0	51.10	-63.4	15	OK	
		M3=39.43				7.5	0	83.2	-195.6			

Tableau V.A.5: Vérification des contraintes a l'ELS.

e) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le but de confiner les armatures longitudinales, et éviter l'éclatement du béton. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_1 \times T_u}{b_1 \times f_e} \dots\dots\dots \text{(RPA99version 2003/Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

T<sub>u</sub> : effort tranchant de calcul.

$b_1$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_1$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_1 = \begin{cases} 2.5 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5. \\ 3.75 & \text{dans le cas contraire.} \end{cases}$$

L'élanement  $\lambda_g$  est donné par la relation :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$  ou  $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$

**If**: La longueur de flambement des poteaux.

**St**: espacement des armatures transversales.

**a, b**: dimensions de la section droite du poteau.

$$l_f = 0.707 \times L_0$$

$l_0 = 391$  cm pour les poteaux du RDC.

$l_0 = 306$  cm pour les Poteaux des étages courants.

#### Espacement des armatures transversales :

Selon le RPA99/2003 ; la valeur maximale de l'espacement  $S_t$  des armatures transversales est fixée comme suit :

##### ❖ Poteaux (45x45) :

#### 1-Poteaux de Rdc

$$l_f = 0.7 \times 3.91 = 2.737 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{a} = \frac{2.737}{0.45} = 6.08$$

$$\lambda > 5 \text{ donc } \rho = 2.5$$

$$T_u = 18.54 \text{ KN}$$

#### ➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10 \Phi_1^{\min}, 15 \text{ cm}) \text{ en zone IIa.}$$

Soit:  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{b_1 \times f_e} \quad A_t = \frac{2.5 \times 18.54 \times 10^3}{45 \times 40000} \times 10 = 0.25 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.00 \text{ cm}^2$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi.$$

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{b_1 \times f_e} \quad A_t = \frac{2.5 \times 18.54 \times 10^3}{45 \times 40000} \times 15 = 0.38 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.00 \text{ cm}^2$

## 2-Poteau de 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> étage

$$lf = 0.7 \times 3.0.6 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{lf}{a} = \frac{2.142}{0.45} = 4.76$$

$$\lambda < 5 \text{ donc } \rho = 3.75$$

$$T_u = 44.84 \text{ KN}$$

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10 \Phi_1^{\min}, 15 \text{ cm}) \text{ en zone IIa.}$$

Soit:  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{b_1 \times f_e} \quad A_t = \frac{3.75 \times 44.84 \times 10^3}{45 \times 40000} \times 10 = 0.92 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.00 \text{ cm}^2$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi.$$

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

Où  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\text{D'où : } \frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{b_1 \times f_e} \quad A_t = \frac{3.75 \times 44.84 \times 10^3}{45 \times 40000} \times 15 = 1.38 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.00 \text{ cm}^2$

❖ **Poteaux (40x40) :**

$$lf = 0.7 \times 3.0.6 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{lf}{a} = \frac{2.142}{0.40} = 5.35$$

$$\lambda > 5 \text{ donc } \rho = 2.5$$

$$T_u = 43.60 \text{ KN}$$

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \Phi_1^{\min}, 15 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{b_1 \times f_e} \quad A_t = \frac{2.5 \times 43.6 \times 10^3}{40 \times 40000} \times 10 = 0.68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA8} = 2.00 \text{ cm}^2$$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi_1$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

Où  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\text{D'où : } \frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 \times T_u}{b_1 \times f_e} \quad A_t = \frac{2.5 \times 43.6 \times 10^3}{40 \times 40000} \times 15 = 1.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA8} = 2.00 \text{ cm}^2$$

### **Poteaux (35x35)**

$$lf = 0.7 \times 3.0.6 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{lf}{a} = \frac{2.142}{0.35} = 6.12$$

$$\lambda > 5 \text{ donc } \rho = 2.5$$

$$T_u = 40.49 \text{ KN}$$

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \Phi_1^{\min}, 15 \text{ cm})$$

$$\text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_1 \times T_u}{b_1 \times f_e} \quad A_t = \frac{2.5 \times 40.49 \times 10^3}{35 \times 40000} \times 10 = 0.72 \text{cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.00 \text{cm}^2$

➤ **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi_1$$

Soit :  $S_t = 15 \text{cm}$ .

Où  $\Phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$D'où : A_t = \frac{2.5 \times 40.49 \times 10^3}{35 \times 40000} \times 15 = 1.08 \text{cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.00 \text{cm}^2$

**f) Vérification de la quantité d'armatures transversales :(RPA2003/Art 7.4.2.2)**

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b_1$$

Si  $3 < \lambda_g < 5 \dots\dots\dots$  Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau

$b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

**En zone nodale (St =10cm) :**

$$\text{Poteaux de RDC (45} \times \text{45) cm}^2 \dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{cm}^2.$$

$$\text{Poteaux de 1}^{\text{ère}} \text{ et 2}^{\text{ème}} \text{ étage (45} \times \text{45) cm}^2 \dots\dots A_t^{\min} = 0.36\% \times S_t \times b = 0.0074 \times 10 \times 45 = 1.62 \text{cm}^2.$$

$$\text{Poteaux de (40} \times \text{40) cm}^2 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{cm}^2.$$

$$\text{Poteau de (35} \times \text{35) cm}^2 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{cm}^2.$$

**En zone courante (St =15cm):**

$$\text{Poteaux de RDC (45} \times \text{45) cm}^2 \dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{cm}^2.$$

$$\text{Poteaux de 1}^{\text{ère}} \text{ et 2}^{\text{ème}} \text{ étage (45} \times \text{45) cm}^2 \dots A_t^{\min} = 0.36\% \times S_t \times b = 0.0036 \times 15 \times 45 = 2.43 \text{cm}^2.$$

$$\text{Poteaux de (40} \times \text{40) cm}^2 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{cm}^2.$$

$$\text{Poteau de (35} \times \text{35) cm}^2 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{cm}^2.$$

	45x45		40x40	35x35
	RDC	1,2	3, 4, 5	6, 7, 8
Efforts tranchants(KN)	18.54	44.84	43.60	40.49
Elancement géométrique l g	6.08	4.76	5.35	6.12
Coefficient correcteur p1	2.5	3.75	2.5	2.5
At zone nodale (St = 10 cm) cm <sup>2</sup>	0.25	0.92	0.68	0.72
At zone courante (St = 15 cm) cm <sup>2</sup>	0.38	1.38	1.02	1.08
At min zone nodale (St = 10 cm) cm <sup>2</sup>	1.35	1.62	1.2	1.05
At min zone courante (St = 15 cm)	2.025	2.43	1.8	1.575
Ferrailage adopté sur les 2 zones (cm <sup>2</sup> )	3.14	3.14	2.01	2.01
Choix de At	2 cadres (HA10)	2 cadres (HA10)	2 cadres (HA8)	2 cadres (HA8)

Tableau V.A.6 : Sections des armatures transversales.

**Conclusions:**

Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures As (min) correspondante recommandée par le règlement « RPA.99-V 2003 » en zone II

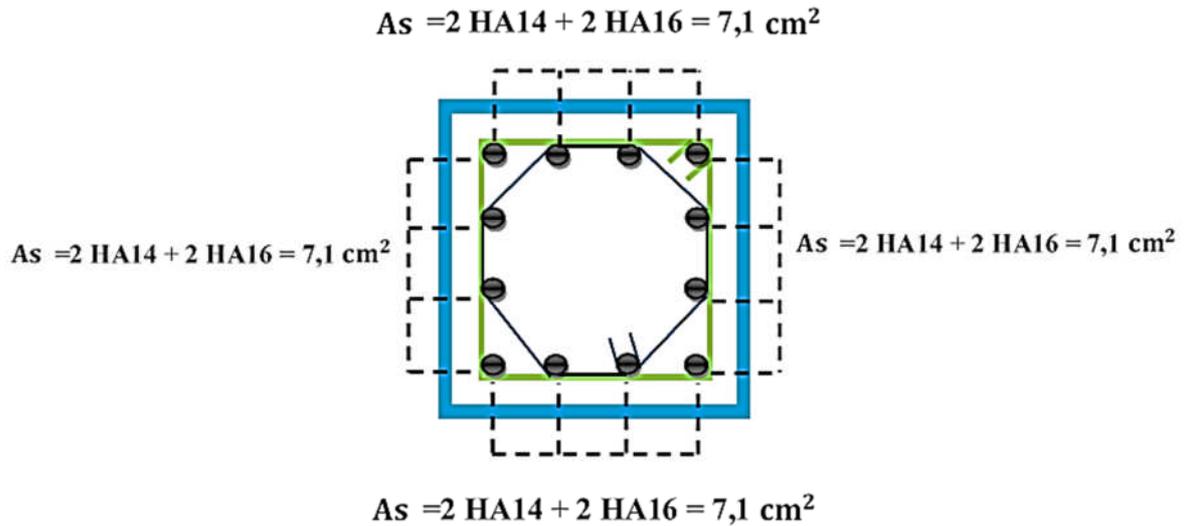
	NIVEAU	Section (cm <sup>2</sup> )	Armatures longitudinaux
Zone I	RDC, 1,2	45x45	4 HA16+8HA 14
ZoneII	3,4,5	40x40	12HA14
ZoneIII	6,7,8	35x35	8HA14

Tableau V.A.7: Ferrailage finale des poteaux

Conclusion :

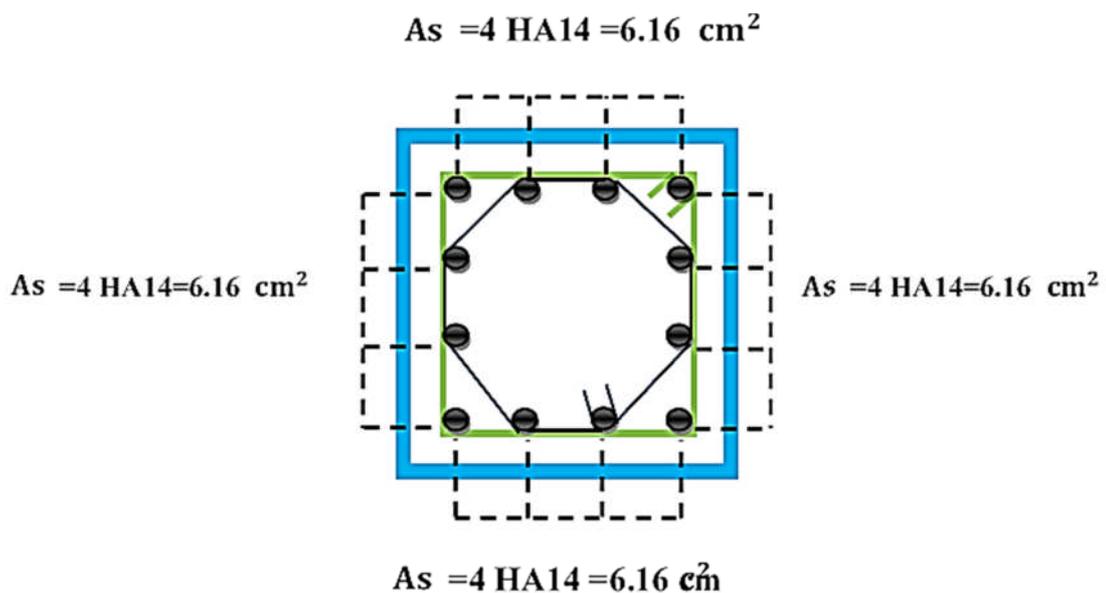
- Poteaux (45X45)

La section total est de  $8 \text{ HA14} + 4\text{HA16} = 20,36 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 20 \text{ cm}^2$ .



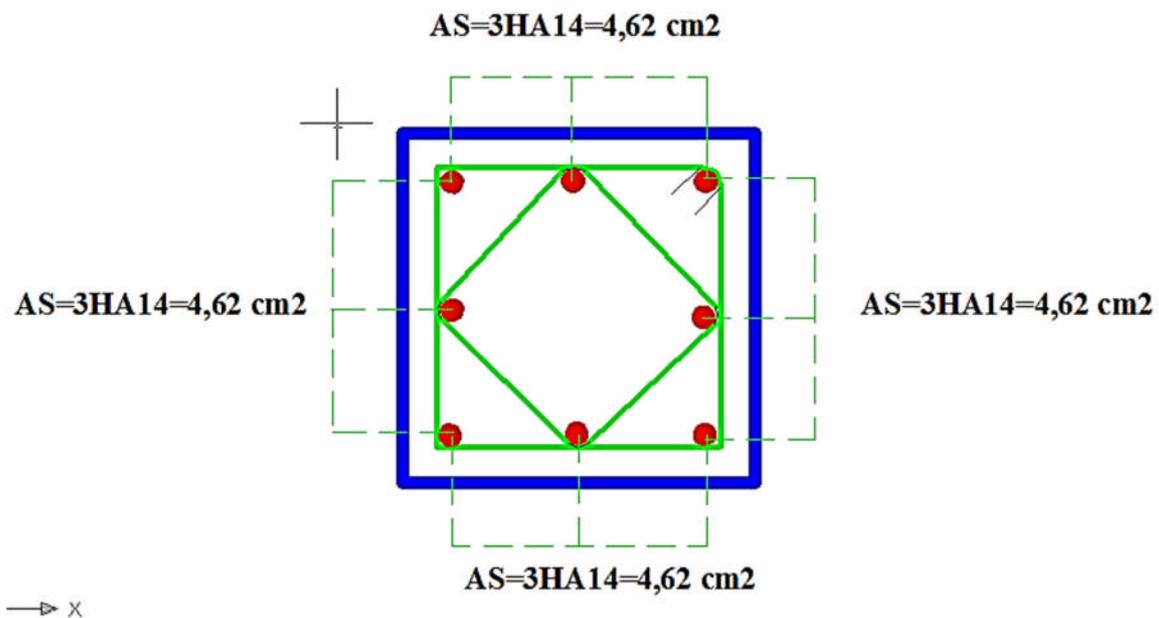
- Poteaux (40X40)

La section totale est de  $12\text{HA14} = 18,48 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 12,80 \text{ cm}^2$ .



- Poteaux (35X35)

La section totale est de  $12\text{HA14} = 18.48 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 12.80 \text{ cm}^2$ .



**IV-B : ferrailage des poutres**

Les poutres sont des éléments en béton armé reliant les poteaux entre eux, dans les deux sens formant ainsi des portiques longitudinaux et transversaux. On distingue les poutres principales, et les poutres secondaires.

Les poutres sont ferrillées en flexion simple ceci en tenant compte de la combinaison la plus défavorable au niveau des appuis ainsi que la combinaison à l'ELU en travée.

**Recommandation de RPA Pour le ferrailage des poutres :****1-Armatures longitudinales :**

a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % en toute section.

- **Poutres principales de (30×45) :**  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$ .
- **Poutres secondaires de (30×35) :**  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$ .
- **Poutres secondaires de (25×30) :**  $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$ .

b) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

**Poutres principales :**  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$  (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).

**Poutres secondaires :**  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ . (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ . (en zone de recouvrement).

**Poutres de chaînage :**  $A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$  (en zone courante).

$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone II<sub>a</sub>.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

**Remarque :** Les nœuds de portiques doivent être convenablement ferrillés par des armatures transversales en forme de U avec alternance.

**2-Armatures transversales :**

- Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$\rightarrow S_t = \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \text{ en zone nodale.}$$

$$\rightarrow S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone de recouvrement.}$$

Avec :  $\Phi_{\min}$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ **Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et barres inférieures du second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

1/5 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

1/4 de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

- ❖ **Remarque :** Les armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui.

- ❖ **Les situations à considérer :** Les armatures seront calculées à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (Mpa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,47	1	400	400

Tableau VI.B.1 :Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

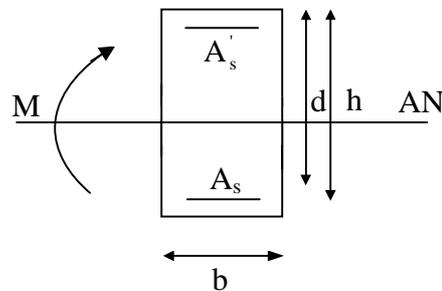
**3-Etapes de calcul à L'ELU:**

Le calcul du ferrailage sera mené en suivant le méthode suivante :

**1-Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

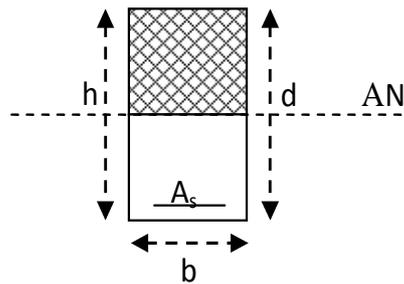
$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$



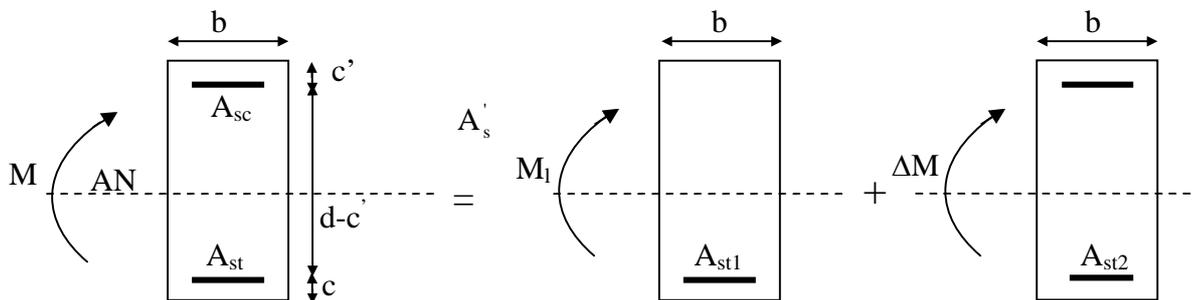
**2-Calcul du moment réduit ( $\mu_1$ ) :**

a) si  $\mu \leq \mu_\ell = 0,392$  la section est simplement armée (SSA). la section ne comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$



b)  $\mu_b \geq \mu_\ell = 0,392$  la section est doublement armée



$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_1 = \mu_1 b d^2 f_{bu} \text{ et } \Delta M = M - M_1$$

Finalement :

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_r}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} b$$

▪ Armatures comprimées :  $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants

➤ **Ferraillage des poutres principales (30x45)**

		Mumax (KN.m)	Situation	$\mu$	Obs	B	Ast (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage
Zone I	Travée	79.26	ELU	0,105	SSA	0.944	5.76	6.75	6.88	3HA14+2HA12
	Appui	117.72	ACC	0,120	SSA	0.936	7.50		8,01	3HA14+3HA12
Zone II	Travée	67,10	ELU	0,089	SSA	0.953	4.82	6.75	6.88	3HA14+2HA12
	Appui	99.55	ACC	0,101	SSA	0.946	6.27		8,01	3HA14+3HA12
Zone III	Travée	76.57	ELU	0,101	SSA	0.946	5.55	6.75	6.88	3HA14+2HA12
	Appui	105.64	ACC	0,107	SSA	0.943	6.68		8,01	3HA14+3HA12

**Tableau VI.B.2 : Ferraillage des poutres principales.**

➤ **Ferraillage des Poutres Secondaires (30x35) :**

		Mumax (KN.m)	Situation	$\mu$	Obs	B	Ast (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage
Zone I	Travée	22.63	ELU	0,051	SSA	0.974	2.08	6.75	3.38	3HA12
	Appui	53,9	ACC	0,094	SSA	0.951	4.44		6.77	3HA12+3HA12
Zone II	Travée	31,56	ELU	0,072	SSA	0.963	3.37	5,25	3.38	3HA12
	Appui	70,68	ACC	0,124	SSA	0.934	5.93		6.77	3HA12+3HA12
Zone III	Travée	34,72	ELU	0,079	SSA	0.958	3.25	5,25	3.38	3HA12
	Appui	72,58	ACC	0,127	SSA	0.932	6.10		6.77	3HA12+3HA12

**Tableau VI.B.3 : Ferraillage des poutres secondaires**

➤ Ferrailage des Poutres de chaînage (25x30) :

		Mumax (KN.m)	Situation	μ	Obs	B	Ast (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	A adopté (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
Zone I	Travée	3,93	ELU	0,012	SSA	0.994	0.42	3.75	3.38	3HA12
	Appui	10,13	ACC	0,025	SSA	0.988	0.80		3.38	3HA12
Zone II	Travée	9.70	ELU	0,031	SSA	0.984	1.05	3.75	3.38	3HA12
	Appui	16.55	ACC	0,040	SSA	0.980	1.57		3.38	3HA12
Zone III	Travée	5,34	ELU	0,017	SSA	0.992	0.57	3.75	3.38	3HA12
	Appui	12,21	ACC	0,030	SSA	0.985	0.96		3.38	3HA12

Tableau VI.B.4 : Ferrailage des poutres de chaînage

➤ Vérifications à l'ELU :

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

**Poutres principales de (30x45) :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 42 \times \frac{2,1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2.$$

D'ou  $A_s = 8.01 > A_{\min} = 1,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**Poutres secondaires de (30x35):**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1.15 \text{ cm}^2.$$

D'ou  $A_s = 6.77 > A_{\min} = 1,15 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**Poutres de chaînage (25x30):**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0.82 \text{ cm}^2.$$

D’ou  $A_s = 3.38 > A_{\min} = 0.82 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

➤ **Justification sous sollicitation d’effort tranchant : (BAEL91.art A.5.1)**

Les poutres soumises à 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 :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à L’ELU.}$$

**Poutres principales**  $\tau_u = \frac{143.71 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.42} = 1.14 \text{ MPA}$

**Poutres secondaires**  $\tau_u = \frac{65.87 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.68 \text{ MPA}$

**Poutre de chaînage** :  $\tau_u = \frac{17.96 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.22 \text{ MPA}$

➤ **Etat limite ultime du béton de l’âme : (BAEL91.art A.5.1.21)**

Dans le casou la fissuration est peut nuisible la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 4.35 \text{ MPa} .$$

**Poutres principales**  $\tau_u = 1.14 \text{ MPa} < 4.35 \text{ MPa}$  .....La condition est vérifiée.

**Poutres secondaires**  $\tau_u = 0.68 \text{ MPa} < 4.35 \text{ MPa}$  .....La condition est vérifiée.

**Poutre de chaînage** ;  $\tau_u = 0.22 \text{ MPa} < 4.35 \text{ MPa}$  .....La condition est vérifiée.

➤ **Influence de l’effort tranchant sur les armatures longitudinales : (BAEL91.art A.5.1.32)**

Lorsqu’au droit d’un appui :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$ , on doit prolonger au-delà de l’appareil de l’appui, une section d’armatures pour équilibrer un moment égale à :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d}$$

D’ou  $A_s \geq \frac{1,15}{f_c} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$ .

**Poutres principales**  $143.71 - \frac{117.72}{0,9 \times 0.42} = -167.74 < 0 .$

**Poutres secondaires**  $65.87 - \frac{91.57}{0,9 \times 0.32} = -252.08 < 0$

**Poutre de chaînage**  $17.96 - \frac{18.28}{0,9 \times 0.27} = -57.26 < 0$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{(BAEL91.art A.5.1.32)}$$

**Poutres principales**  $T_u = 143.71kN < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.42 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 756kN$

**Poutres secondaires**  $T_u = 68.85kN < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.32 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576kN$

**Poutres de chaînage**  $T_u = 17.96kN < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.27 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 486kN$

**f) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : BAEL 91ArtA. 6.1, 3**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2.83 MPa$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9d \sum U_i} \quad \sum U_i : \text{Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.}$$

**Poutres principales**

$$3HA12+3HA14=(3 \times 3.14 \times 1.2)+(3 \times 3.14 \times 1.4) \Rightarrow \sum U_i = 24.50 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{143.7 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0.420 \times 0.255} = 1.49 MPa < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Poutres secondaires**

$$3HA12+3HA12 \Rightarrow \sum U_i = 22.60 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{68.85 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0.320 \times 0.226} = 0.89 MPa < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Poutres de chaînage**

$$3HA12=3 \times 3.14 \times 1.2 \Rightarrow \sum U_i = 11.30 \text{ m}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{17.96 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0.270 \times 0.1130} = 0.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**g) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour les  $\Phi 12$  :  $l_s = 42.33 \text{ cm}$ .

Pour les  $\Phi 14$  :  $l_s = 49.38 \text{ cm}$ .

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à «  $0.4 l_s$  » pour barre à haute adhérence.

Pour les  $\Phi 12$  :  $l_s = 16.93 \text{ cm}$ .

Pour les  $\Phi 14$  :  $l_s = 19.75 \text{ cm}$ .

On prend  $l_c = 20 \text{ cm}$

**❖ Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10}\right) = \min(1.38 ; 1.2 ; 3)$$

Soit  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre + 1 étrier  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**✓ Calcul des espacements:**

**Poutres principales :**

➤ **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right) \implies S_t \leq \min(11.25; 14.4; 30\text{cm})$

Soit  $S_t = 8 \text{ cm}$ .

➤ **Zone courante :**  $S_t' \leq \frac{h}{2} \implies S_t' \leq \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Poutres secondaires**

➤ **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right) \implies S_t \leq \min(8.75; 14.4; 30\text{cm})$

Soit  $S_t = 8 \text{ cm}$ .

➤ **Zone courante :**  $S_t' \leq \frac{h}{2} \implies S_t' \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

**Poutres de chaînage**

➤ **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right) \implies S_t \leq \min(7.50; 14.4; 30\text{cm})$

Soit  $S_t = 7\text{cm}$ .

➤ **Zone courante :**  $S'_t \leq \frac{h}{2} \implies S'_t \leq \frac{30}{2} = 15\text{cm}$

Soit  $S_t = 15\text{cm}$

✓ **Délimitation de la zone nodale :**

$L' = 2 \times h$

$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right\}$

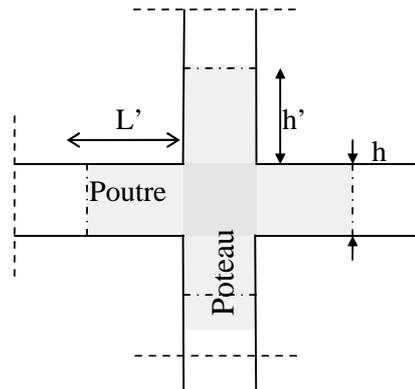
$h$  : hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.

On aura :

$$\begin{cases} L' = 2 \times 45 = 90\text{ cm} & \text{poutre principales.} \\ L' = 2 \times 35 = 70\text{ cm} & \text{poutre secondaire.} \\ L' = 2 \times 30 = 60\text{ cm} & \text{poutre de chaînage} \end{cases}$$



**Figure VI.B.** .Délimitation de la zone nodale

**Remarque :**

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

✓ **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$A_t^{\min} = 0,003 S_t b$  (article 7.5.2.2 RPA99 version 2003)

$A_t^{\min}$  de la poutre principale dans la zone courante

$A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

	Poutres principales		poutres secondaires		poutre de chaînage	
	Zone courante	Zone nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante	Zone nodale
Espacement maximal $S_t$	15	8	15	8	15	7
La largeur b	30	30	30	30	25	25
At min	1,35	0,72	1,35	0,72	1,125	0,525
As adoptée	Cadre + étrier (HA8)					

**Tableau IV.B.5 Récapitulatif de la quantité des armatures transversales**

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

**Poutres principales :**

		$M_s$ (KNm)	$A_s$ a l'ELU	$\rho_1$	$\beta_1$	$\alpha_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs.
Zone I	Travée	57.16	6.86	0.54	0.890	0.330	223	7.30	15	vérifiée
	Appui	80.45	8.01	0.63	0.883	0.351	271.3	9.80	15	vérifiée
Zone II	Travée	48.67	6.86	0.54	0.893	0.321	189.8	6.30	15	vérifiée
	Appui	71.57	8.01	0.63	0.886	0.342	241	8.70	15	vérifiée
Zone III	Travée	55.95	6.86	0.54	0.893	0.321	218	7.20	15	vérifiée
	Appui	76.06	8.01	0.63	0.886	0.342	256	9.30	15	vérifiée

**Tableau IV.B.6 : Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS.**

**Poutres secondaires :**

		M <sub>s</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> a l'ELU	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	α <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	obs.
Zone I	Travée	16.47	3.38	0.35	0.908	0.276	167.7	4.3	15	vérifiée
	Appui	18.11	6.77	0.70	0.878	0.375	95.2	3.7	15	vérifiée
Zone II	Travée	22.97	3.38	0.35	0.908	0.276	223.9	6	15	vérifiée
	Appui	26.72	6.77	0.70	0.878	0.375	140.5	5.4	15	vérifiée
Zone III	Travée	25.28	3.38	0.35	0.908	0.276	257.5	6.6	15	vérifiée
	Appui	34.53	6.77	0.70	0.878	0.375	181.5	7	15	vérifiée

**Tableau IV.B.7: Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS.**

**Poutres de chaînage**

		M <sub>s</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> a l'ELU	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	α <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	obs.
Zone I	Travée	2.81	3.38	0.50	0.893	0.321	34.5	1.1	15	vérifiée
	Appui	4.82	3.38	0.50	0.893	0.321	59.1	1.9	15	vérifiée
Zone II	Travée	3.86	3.38	0.50	0.893	0.321	47.3	1.5	15	vérifiée
	Appui	6.19	3.38	0.50	0.893	0.321	75.9	2.4	15	vérifiée
Zone III	Travée	6.98	3.38	0.50	0.893	0.321	85.6	2.7	15	vérifiée
	Appui	11.49	3.38	0.50	0.893	0.321	140.9	4.4	15	vérifiée

**Tableau IV.B.8: Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS.**

➤ **Etat limite de déformation**

La flèche développée au niveau de la poutre doit être inférieure par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect fonctionnel de l'ouvrage.

**Calcul de la flèche**

Le calcul sera conduit pour la plus grande travée dans les deux sens.

**Sens transversale :** la flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4350}{500} = 8.7 \text{ mm}$$

**Sens longitudinale :** la flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{5320}{500} = 10.6 \text{ mm}$$

La valeur de la flèche est :

$$f = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec :  $E_v$  : module de déformation différé du béton.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

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

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

$I_0$  : moment d'inertie total de la section homogénéisé ( $n=15$ ) par rapport au CDG de la section.

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 + A'_s \left( \frac{h}{2} - c \right)^2 \right] = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[ A_s \left( \frac{h}{2} - c' \right)^2 \right]$$

Calcul des coefficients

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{5 \cdot \rho} = \frac{0.0084}{\rho}$$

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

$\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (% d'armature)

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

La contrainte dans les aciers tendus :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \text{ (Voir l'état limite de résistance du béton à la compression)}$$

➤ Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

MS (KN.m)	L (cm)	$E_v$ (Mpa)	$A_s$ (cm)	$\rho$	$\lambda_v$	$\sigma_s$ (Mpa)	$\mu$	$I_0$ (cm4)	$I_{fv}$ (cm4)	f (mm)	obs.
57.16	532	10818,87	6.88	0,54	0.015	222.61	0,989	267054,3	289278,46	5.169	vérifiée

Tableau VI.B.9 Vérification de la flèche dans les poutres Principales

MS (KN.m)	L (cm)	$E_v$ (Mpa)	$A_s$ (cm)	$\rho$	$\lambda_v$	$\sigma_s$ (Mpa)	$\mu$	$I_0$ (cm4)	$I_{fv}$ (cm4)	f (mm)	obs.
25.28	435	10818,87	3.38	0.35	0,024	257.40	0,996	117847,17	126604,21	5.223	vérifiée

Tableau VI.B.10 Vérification de la flèche dans les poutres secondaires

MS (KN.m)	L (cm)	E <sub>v</sub> (Mpa)	A <sub>s</sub> (cm)	ρ	λ <sub>v</sub>	σ <sub>s</sub> (Mpa)	μ	I <sub>o</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )	f (mm)	obs.
6.98	425	10818,87	3.38	0,50	0.016	85,64	0,989	63550,8	68762,978	2.655	vérifiée

Tableau VI.B.11 Vérification de la flèche dans les poutres de chaînage

**Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E<sub>3</sub>, concernant la détermination de la longueur des chapeaux barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

➤ La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale

et des  $A \frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

- $A \frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

➤ **Conclusion :**

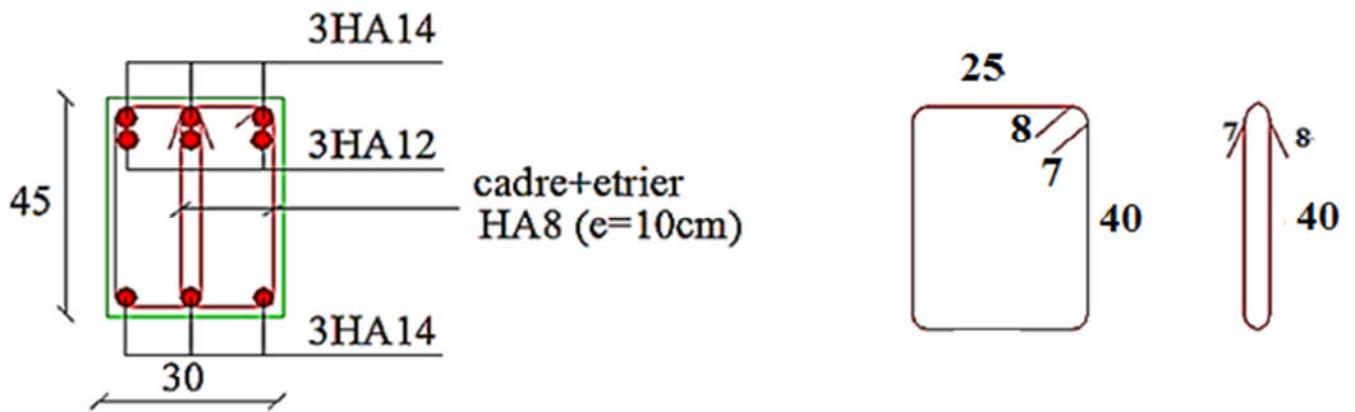
❖ Le ferrailage des poutres est récapitulé dans le tableau suivant :

	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	En travée	Aux appuis	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales	3HA14+2HA12	3HA12+3HA14	Cadre+étrier HA8 ( St=15cm )	Cadre+étrier HA8 ( St=8cm )
Poutres secondaires	3HA12	3HA12+3HA12	Cadre+étrier HA8 ( St=15cm )	Cadre+étrier HA8 ( St=8cm )
Poutres de chaînage	3HA12	3HA12	Cadre+étrier HA8 ( St=15cm )	Cadre+étrier HA8 ( St=7cm )

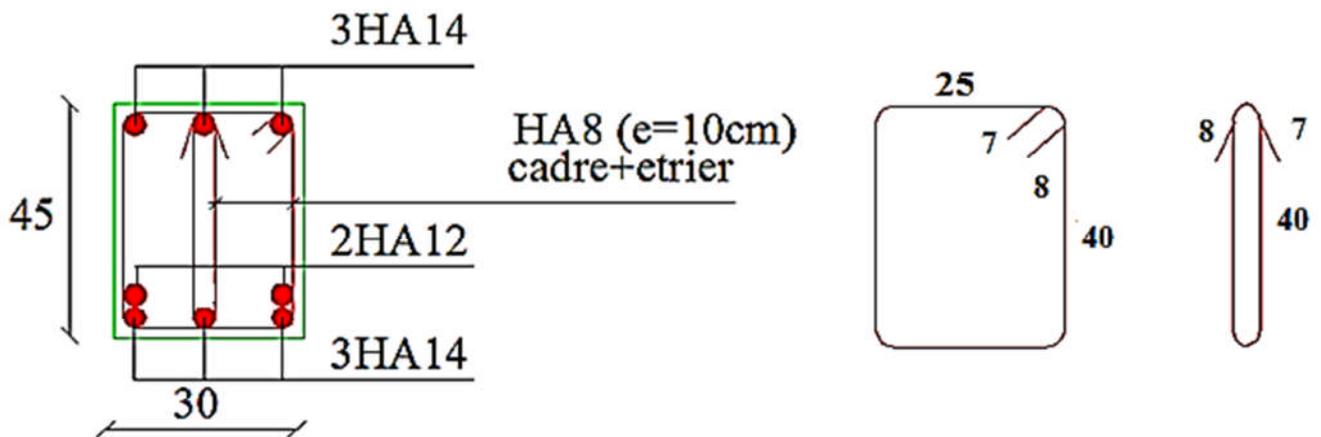
Tableau VI.B.12: Récapitulatif de Ferrailage des poutres principales et secondaire.

❖ Poutre principale

Aux appuis

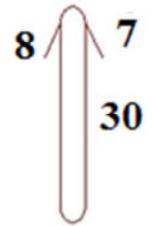
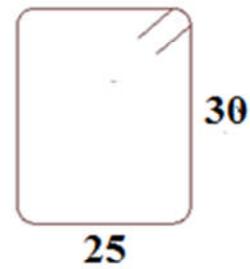
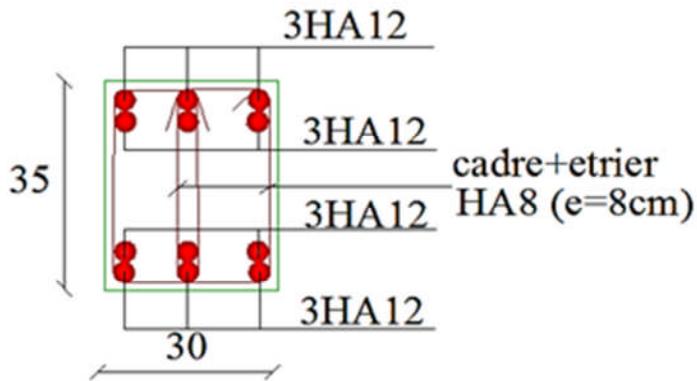


En travées

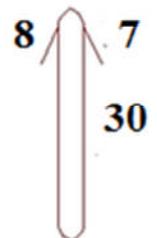
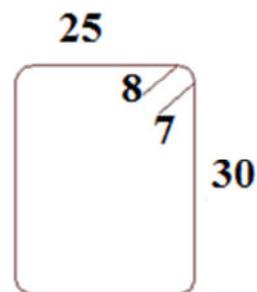
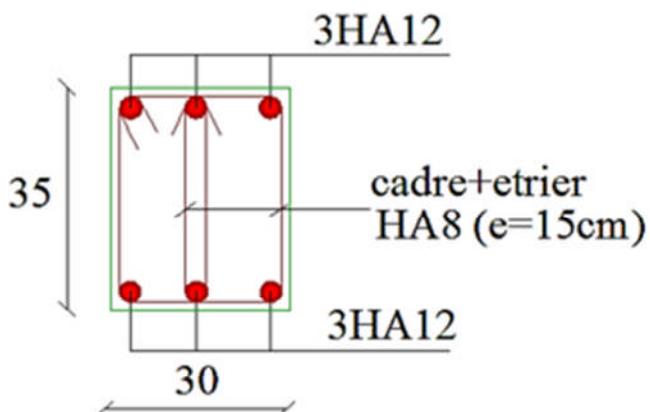


❖ Poutre secondaire

Aux appuis



En travées



**VI-C: Ferrailage des voiles****VI-C-1. Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (**G**) et aux surcharges d'exploitations (**Q**), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (**E**).

Zone I : comportant les voiles du RDC, 1<sup>er</sup>, et 2<sup>ème</sup> étages .

Zone II : comportant les voiles du 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, et 5<sup>ème</sup> étages .

Zone III : comportant les voiles du 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étages.

Les trumeaux sont sollicités en général en flexion composée avec effort tranchant, donc il faut disposer le ferrailage suivant :

**1- Armatures verticales :**

- a. Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à 90°. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).
- b. Le ferrailage minimum de la zone tendue des voiles est de 0,2 % .
- c. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance de  $\frac{l}{10}$  à chaque extrémités des trumeaux et au plus égale à 15 cm.
- d. Les barres verticales des zones extrêmes sont confinées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur des voiles formant ainsi les potelets.

**2- Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 90° ayant une longueur de  $10\varnothing$ .

**3- Règles communes aux Armatures verticales et horizontales :**

- a. Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suite :
  - Dans les différentes sections des voiles → 0,15 %
  - en zone courante → 0,10 %
- b. L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 
$$S \leq 1,5 e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e : épaisseur du voile.

- c. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par mètre carré. Dans chaque nappe, les armatures horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- d. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des armatures des potelets) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.
- e. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - 40 $\varnothing$  pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.
  - 20 $\varnothing$  pour les armatures situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges.

**Combinaisons d'action :**

Les combinaisons d'actions accidentelles et d'actions permanentes à prendre en compte dans le calcul du ferrailage sont données comme suit :

- Selon le BAEL 91 →  $\begin{cases} \text{E.L.U} & 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{E.L.S} & G + Q \end{cases}$
- Selon le RPA 99/ 2003 →  $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$

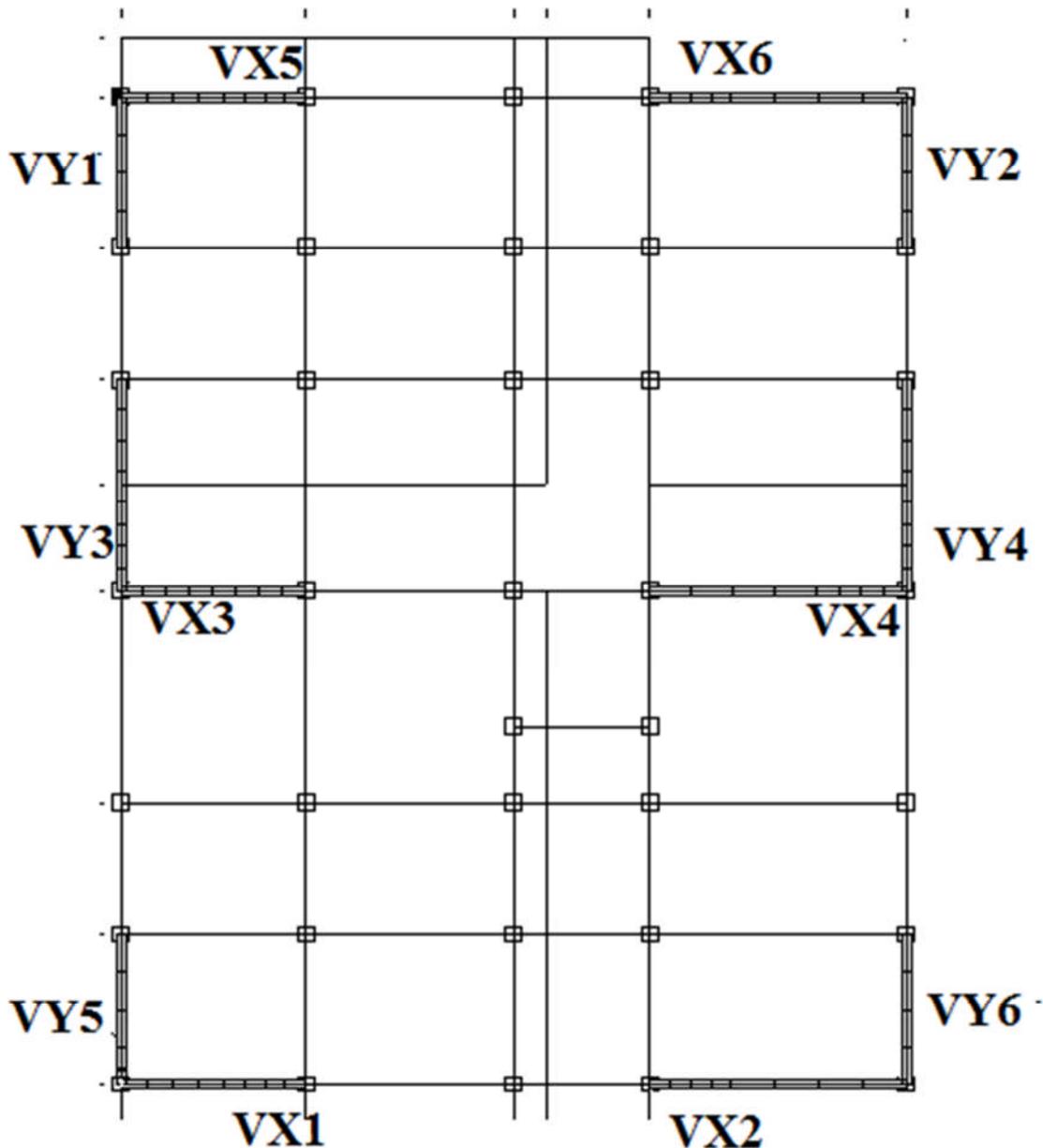


Figure V.C.1 :La numérotation des voiles dans l'ETABS.

**VI-C-2.Ferrailage des voiles :**

La méthode RDM est celle utilisée pour le calcul du ferrailage, elle se fait pour une bande de largeur (d).

**A- Exposé de la méthode :**

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; sachant que  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

**Remarque :** Le digramme des contraintes sera tiré directement du fichier résultats

Le diagramme des contraintes sera découpé en bandes de largeur (d) qui est donnée par la formule

$$\text{suivante : } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec  $h_e$  : hauteur entre nus du plancher du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$L_t$  : longueur tendue =  $L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes.

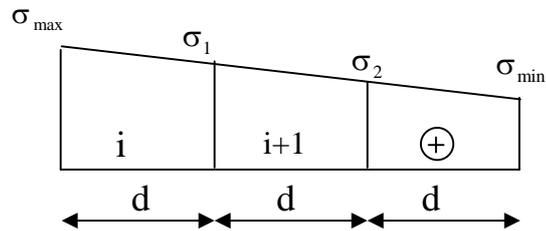
Le ferrailage des voile sera calculé en fonction de la nature de la section à considérer , on distingue les sections suivantes :

❖ **Section entièrement comprimée :**

$$\bullet N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$\bullet N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

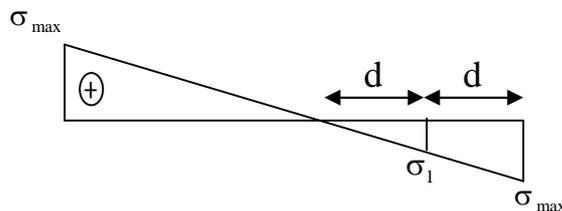
Avec :( e) l'épaisseur du voile.



❖ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

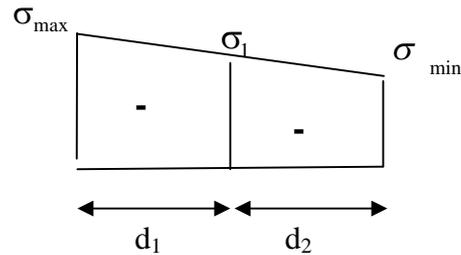


❖ **section entièrement tendue :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

$e$  : épaisseur du voile



### B-. Armatures verticales :

#### ➤ Section entièrement comprimée :

La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

$B$  : section du tronçon considéré ;

**Situation accidentelle :**  $\sigma_s = 400$  Mpa ;  $f_{bc} = 18.48$  Mpa

**Situation courante :**  $\sigma_s = 348$  Mpa ;  $f_{bc} = 14.20$  Mpa

#### ➤ Section partiellement comprimée

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma_{s10}$  : Contrainte de l'acier à 0,2 % = 348 MPa

#### ➤ Section entièrement tendue

A l'ELU : 
$$A_v \geq \frac{Nu}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$  : contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

A l'ELS : 
$$A_v \geq \frac{N_s}{\sigma_s}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad \text{Pour une fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad \text{Pour une fissuration très préjudiciable}$$

$\eta = 1,6$  pour les barres de HA de diamètre au moins égal à 6mm

### C. Armatures minimales :

#### ❖ Section entièrement comprimée

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

❖ **Section entièrement tendue ou partiellement comprimée.**

$$A_{\min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_c} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

**B** : section du tronçon considéré

**D- Prescriptions réglementaires (RPA 99 /2003) :**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est cité précédemment, on retient les valeurs suivantes :

$$\text{Globalement dans la section du voile } A_v \text{ et } A_h \geq 0.15\% B$$

$$\text{Zone courante : } A_v \text{ et } A_h \geq 0.10\% B$$

**E- Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales sont munies de crochets à 135° à leur extrémité avec une longueur de  $10 \Phi$ . D'après le BEAL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 :  $A_H \geq 0,15 \% \cdot B$

Les armatures horizontales sont disposées du côté extérieur, qui seront croisées perpendiculairement avec les armatures verticales.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

**F- 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.

**G. 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_c}$$

$$\text{Avec : } T = 1,4 L \cdot V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

### H. Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec (e) est l'épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

### I- Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### L-. Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

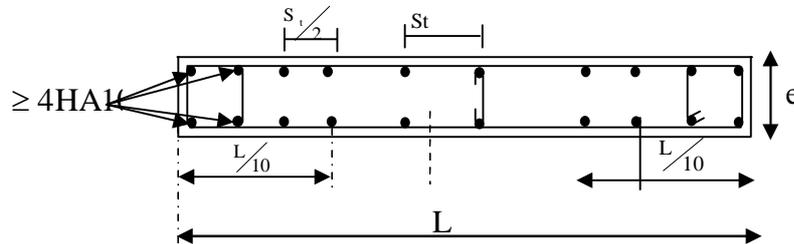


Fig VI-C-2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

### VI-C-3. Vérification :

#### C-3-1. Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

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

Avec  $N_{ser}$  : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

#### C-3-2. Vérification de la contrainte de cisaillement :

❖ **D'après le RPA99 révisé 2003 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad V = 1,4 \cdot V_{u,calcul}$$

Avec  $b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

❖ **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

✚ **Exemples de calculs :**

On prend comme exemple de calcul le voile transversal VY2 dans la zone I :

**Caractéristiques géométriques :**

$$L=3.34\text{m} \quad B=0.668\text{m} \quad h=3.91\text{m}$$

$$e=0.2\text{m} \quad I=0.621\text{m}^4 \quad V=L/2=3.34/2=1.67\text{m}$$

**Sollicitations de calcul :**

$$N_u = 2302.78\text{KN} \quad N_s = 2545.24\text{KN}$$

$$M = 4133.075\text{KNm}$$

$$V_u = 395.9\text{KN}$$

**Détermination des diagrammes des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} = \frac{2302.78}{0.668} + \frac{4133.075}{0.621} \times 1.67 = 14562.074 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I} = \frac{2302.78}{0.668} - \frac{4133.75}{0.621} \times 1.67 = -7667.52\text{KN/m}^2$$

La section est partiellement comprimée

Le découpage de diagramme se fera en deux bandes de largeur  $\underline{d}$  :

➤ **Section partiellement comprimé :**

• **Calcul de d :**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2.L_C}{3}\right) \leq \min\left(\frac{3.91}{2}; \frac{2 \times 2.19}{3}\right) \leq \min(1.96; 1.45)$$

$$L_C = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} . L = 2.19m.$$

$$L_t = L - L_C = 3.34 - 2.19 = 1.15m. \Rightarrow d_1 = 0.45m. \Rightarrow d_2 = l_t - d_1 = 0.70m.$$

**Détermination de N :**

**Zone tendue :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \cdot (L_t - d)}{L_t} = 3008.606KN / m^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} . d . e = 480.43KN$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} . (L_t - d) . e = 210.604KN$$

a) **Calcul des armatures :**

• **Armatures verticales :**

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = 12.01cm^2$$

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = 5.27cm^2$$

• **Armatures de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{1,4.T}{f_e} = 15.24cm^2$$

• **Armatures minimales :**

$$A_{1,2\max} \geq \max\left(\frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,002 \cdot B\right)$$

$$A_{1\min} \geq \max\left(\frac{0.45 \times 0.20 \times 2.1}{400}; 0,002 \times 0.45 \times 0.20\right) \geq 4.72cm^2$$

$$A_{2\min} \geq \max\left(\frac{0.70 \times 0.20 \times 2.1}{400}; 0,002 \times 0.70 \times 0.20\right) \geq 7.35\text{cm}^2$$

- **Les armatures adoptées :**

$$A_1 = A_{V1} + \frac{A_{Vj}}{4} = 15.82\text{cm}^2 / \text{bande.}$$

$$A_2 = A_{V2} + \frac{A_{Vj}}{4} = 9.08\text{cm}^2 / \text{bande.}$$

- **Le ferrailage a adopté :**

$$A_1 = 16.07\text{cm}^2 \Rightarrow 2X 6HA16.(st = 11\text{cm})$$

$$A_2 = 9.24\text{cm}^2 \Rightarrow 2X 3HA16.(st = 22\text{cm})$$

- b) **Calcul des armatures horizontales :**

$$A_H = \max\left(\frac{A_V}{4}; 0,15\%B\right) \Rightarrow A_H \geq \max(4.02; 3.48) \Rightarrow A_H = 4.02\text{cm}^2.$$

$$\text{Soit : } 2x 6HA10/ml \Rightarrow A_H = 9.42\text{cm}^2 / ml \text{ st} = 15\text{cm.}$$

- c) **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être relié avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4HA8 par m<sup>2</sup>.

- d) **Espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire la condition suivante :  
 $S_t \leq \min(1,5.e; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$  Condition vérifiée.

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

- **Selon le R.P.A99 :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limité comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2.f_{c28} = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

$$V = 1,4.V_{U\text{calcul}}$$

$b_0$  : Épaisseur du voile.

$d$  : Hauteur utile = 0,9.h.

$h$  : Hauteur total de la section brute.

$$\text{Donc : } \tau_b = \frac{1,4 \times 395,9 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3340} = 0,922 \text{ MPa.}$$

• **Selon le B.A.E.L91 :**

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \cdot d} = \frac{395,9 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3340} = 0,659 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,25 \text{ MPa.}$$

Fissuration peut nuisible.

**Vérification à l'E.L.S :**

Nous devons vérifiée que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B + 15 A_v} \text{ Avec } B = l e = 0,668 \text{ m}^2.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2302,78 \times 10^3}{3340 \times 200 + 15 \times 24,9 \times 10^2} = 3,26 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

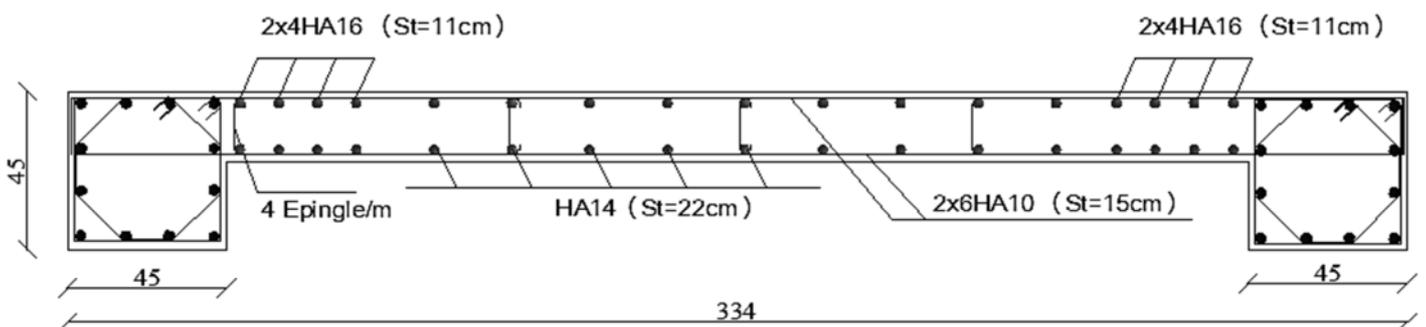


Figure V.C.3 : Ferrailage du voile de l'exemple 1 de calcul.

**Exemple 2**

Soit à calculer le ferrailage du voile VY4 zone II le **plus sollicité en compression** :

**Caractéristiques géométriques :**

$$L=2.00\text{m} \quad B=0.4\text{m} \quad h=3.06\text{m}$$

$$e=0.2\text{m} \quad I=0.133\text{m}^4 \quad V=L/2=3.34/2=1.67\text{m}$$

**Sollicitations de calcul :**

$$N_u = 1327.48\text{KN} \quad N_s = 1190\text{KN}$$

$$M = 360.54\text{KNm}$$

$$V_u = 216.39\text{KN}$$

**Détermination des diagrammes des contraintes :**

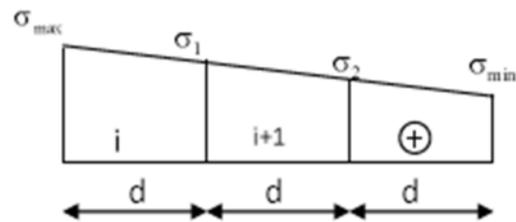
$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} = \frac{1327.48}{0.40} + \frac{360.54}{0.133} \times 1.00 = 6022,8025 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} = \frac{1327.48}{0.40} - \frac{360.54}{0.133} \times 1.00 = 614,5975 \text{ KN/m}^2$$

La section est **entièrement comprimé**

Le découpage de diagramme se fera en **trois bandes** de largeur **d=0.67** :

Le béton **seul** parvient à équilibrer les efforts de compression, par conséquent les zones soumises à des compressions seront ferrillées avec les **sections minimales** des règlements.

**✚ Armatures minimales :**

$$A_{1.2\min} \geq 8\text{cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{1.2\min}}{B} \leq 0.5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$\text{Pour la bande } d_1 = 0.67\text{cm} \quad 2.68\text{cm}^2 \leq A_{1,\min} \leq 6.7\text{cm}^2$$

$$\text{Pour la bande } d_2 = 0.67\text{cm} \quad 2.68\text{cm}^2 \leq A_{1,\min} \leq 6.7\text{cm}^2$$

**• Le ferrailage a adopté :**

$$A_1 = 6.77\text{cm}^2 \Rightarrow 2X4HA10. \quad /(\text{st}=16.5\text{cm})$$

$$A_2 = 4.51\text{cm}^2 \Rightarrow 2X3HA10 \quad /(\text{st}=22\text{cm})$$

**e) Calcul des armatures horizontales :**

$$A_H = \frac{A_V}{4} \Rightarrow A_H = 1.69\text{cm}^2 / \text{bande}.$$

Soit :  $2 \times 6HA10/ml \Rightarrow A_H = 13.55cm^2 / ml$   $e = 15cm$ .

**f) Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être relié avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4HA8 par m<sup>2</sup>.

**g) Espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire la condition suivante :  
 $S_t \leq \min(1,5.e; 30cm) = 30cm$  Condition vérifiée.

• **Vérification des contraintes de cisaillement :**

• **Selon le R.P.A99 :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limité comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2.f_{c28} = 5MPa$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

$$V = 1,4.V_{Ucalcul}$$

$b_0$  : Épaisseur du voile.

$d$  : Hauteur utile = 0,9.h.

$h$  : Hauteur total de la section brute.

$$\text{Donc : } \tau_b = \frac{1,4 \times 190.82 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2000} = 0.843MPa.$$

• **Selon le B.A.E.L91 :**

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \cdot d} = \frac{190.82 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3340} = 0,925MPa.$$

$$\bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0,2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,25MPa.$$

Fissuration peut nuisible.

**I. Vérification à l'E.L.S :**

Nous devons vérifiée que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B + 15.A_v} \text{ Avec } B = l e = 0.40 \text{m}^2.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1190 \times 10^3}{2000 \times 200 + 15 \times 27.1 \times 10^2} = 2.70 \text{MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

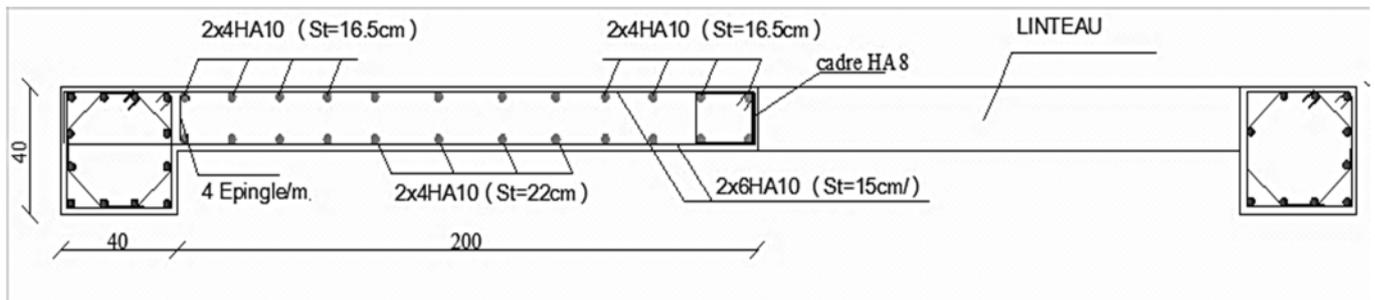


Figure V.C.4 : Ferrailage du voile de l'exemple 2 de calcul.

- Le ferrailage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

Tableau récapitulatif du Ferrailage des voiles longitudinaux :(VX1,VX2,VX5,VX6)

VX1,VX2,VX5,VX6		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométrique	L (m)	1,8	1,8	1,8	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,36	0,36	0,36	
Sollicitation De calcul	M(KN*m)	1047,289	374,115	237,917	
	N(KN)	2680,65	803,25	469,61	
	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	17143,37	5695,28	3507,4074	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-2250,87	-1232,78	-898,463	
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	
	V <sub>u</sub> (kN)	302,82	271,82	237,25	
	L <sub>t</sub> (m)	0,21	0,32	0,37	
	L <sub>c</sub> (m)	1,59	1,48	1,43	
	d1 (m)	0,11	0,16	0,2	
	d2 (m)	0,1	0,16	0,17	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1173,413	616,951	408,922	
	N1( KN)	37,67	29,6	26,15	
	N2 (KN)	11,734	9,889	6,832	
	Armatures verticale	Av1 (cm <sup>2</sup> )	<b>0,94</b>	<b>0,74</b>	<b>0,65</b>
Av2 (cm <sup>2</sup> )		<b>0,29</b>	<b>0,25</b>	<b>0,17</b>	
Armatures de coutures	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	11,66	10,47	9,13	
Armature minimale	Av1min [cm <sup>2</sup> /bande]	1,16	1,68	2,1	
	Av2min [cm <sup>2</sup> /bande]	1,05	1,68	1,79	
Armature verticale	A1=Av1 + (Avj/4) [cm <sup>2</sup> /bande]		<b>3,86</b>	<b>3,36</b>	<b>2,94</b>
	A2=Av2+(Avj/4) [cm <sup>2</sup> /bande]		<b>3,21</b>	<b>2,86</b>	<b>2,45</b>
	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>4,01</b>	<b>6,16</b>	<b>4,51</b>
		Bonde 2	<b>4,01</b>	<b>3,08</b>	<b>4,51</b>
	Choix des barres	Bonde1	<b>2*2HA16</b>	<b>2*2HA14</b>	<b>2*2HA12</b>
		Bonde 2	<b>2*1HA16</b>	<b>2*1HA14</b>	<b>2*1HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	6	8	10	
	Bonde 2	10	16	17	
Armature horizontale	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )		0,63	0,96	1,1
	A <sub>H</sub> =Av/4 (cm <sup>2</sup> )		1	1,54	1,13
	Choix des barres/nappe/ml		6HA10 (A=4,71cm <sup>2</sup> )	6HA10 (A=4,71cm <sup>2</sup> )	6HA10 (A=4,71cm <sup>2</sup> )
	S <sub>t</sub> =15cm				
Armatures transversales	<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>				
Vérification	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,935	0,839	0,732
		$\tau_b$ (MPa)	1,308	1,175	1,025
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1817	638	605
		$\sigma_b$ (MPa)	<b>4.9</b>	<b>1.7</b>	<b>1.6</b>

Tableau récapitulatif du Ferrailage des voiles longitudinaux :(VX3,VX4)

VX3,VX4		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques	L (m)	2	2	2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,4	0,4	0,4	
Sollicitation De calcul	M(KN*m)	632,603	240,995	203,326	
	N(KN)	591,68	870,35	202,86	
	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	6223,7225	3983,3375	2032,095	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-3265,3225	368,4125	-1017,795	
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SEC</b>	<b>SPC</b>	
	V <sub>u</sub> (kN)	313,08	263,48	235,46	
	L <sub>t</sub> (m)	0,69	0	0,67	
	L <sub>c</sub> (m)	1,31	2	1,33	
	d1 (m)	0,3	0,67	0,3	
	d2 (m)	0,4	0,67	0,37	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1367,514	2668,836	560,312	
	N <sub>1</sub>	138,99	445,7	47,34	
	N <sub>2</sub>	54,701	268,218	20,588	
Armatures verticale	Av1 (cm <sup>2</sup> )	3,47	0	1,18	
	Av2 (cm <sup>2</sup> )	1,37	0	0,51	
Armatures de coutures	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	12,05	10,14	9,07	
Armature minimale	A1 <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	0,72	2,68cm <sup>2</sup> ≤ A ≤ 6,7cm <sup>2</sup>	0,72	
	A2 <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	0,97	2,68cm <sup>2</sup> ≤ A ≤ 6,7cm <sup>2</sup>	0,89	
Armature verticale adopté	A1=Av1 + (Avj/4) [cm <sup>2</sup> /bande]	6,49	2,54	3,45	
	A2=Av2+(Avj/4) [cm <sup>2</sup> /bande]	4,38	2,54	2,78	
	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	6,77	13,55	6,77
		Bonde 2	18,08	9,03	3,14
	Choix des barres	Bonde1	2*3HA12	2*6HA12	2*3HA12
		Bonde2	2*2HA12	2*4HA12	2*2HA10
	S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	10cm	11	10
		Bonde2	20cm	16,5	18,5
Armature horizontal	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )	2,06	6	2	
	A <sub>H</sub> =Av/4 (cm <sup>2</sup> )	1,69	3,39	1,69	
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )	6HA10 (A=4,71cm <sup>2</sup> )	6HA10 (A=4,71cm <sup>2</sup> )	6HA10 (A=4,71cm <sup>2</sup> )	
	ep =15cm				
Armatures transversales	Armature transversal	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
Vérification des contraintes	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,87	0,732	0,654
		$\tau_b$ (MPa)	1,218	1,025	0,916
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2158	1486	758
		$\sigma_b$ (MPa)	4.9	3.4	1.8

**Tableau récapitulatif du Ferrailage des voiles transversaux :(VY1,VY2.VY5.VY6.):**

VY1,VY2,VY5,VY6		Zone I(RDC)	Zone II	zone III	
<b>Caractéristiques géométriques</b>	<b>L (m)</b>	3,34	3,34	3,34	
	<b>e (m)</b>	0,2	0,2	0,2	
	<b>B (m)</b>	0,668	0,668	0,668	
<b>Sollicitation De calcul</b>	<b>M (KN*m)</b>	4133,075	1383,236	477,494	
	<b>N(KN)</b>	2302,78	1567,94	680,11	
	<b><math>\sigma_{max}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	14562,074	6067,05852	2302,22104	
	<b><math>\sigma_{min}</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	-7667,5234	-1372,6274	-265,96355	
	<b>Nature de la section</b>		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
	<b>V<sub>u</sub> (kN)</b>	395,9	259,34	117,18	
	<b>L<sub>t</sub>(m)</b>	1,15	0,62	0,35	
	<b>L<sub>c</sub>(m)</b>	2,19	2,72	2,99	
	<b>d1 (m)</b>	0,450	0,310	0,150	
	<b>d 2 (m)</b>	0,700	0,310	0,200	
	<b><math>\sigma_1</math> [KN/m<sup>2</sup>]</b>	3008,626	682,118	150,626	
	<b>N (kN)</b>	<b>N<sub>1</sub></b>	480,43	63,70	6,25
		<b>N<sub>2</sub></b>	210,604	20,889	2,951
<b>Armatures verticale</b>	<b>Av1 (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>12,01</b>	<b>1,59</b>	<b>0,16</b>	
	<b>Av2 (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>5,27</b>	<b>0,52</b>	<b>0,07</b>	
<b>Armatures de coutures</b>	<b>A<sub>vj</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	15,24	9,98	4,51	
<b>Armature minimale</b>	<b>Av1min (cm2) [cm<sup>2</sup>/bande]</b>	4,73	3,26	1,58	
	<b>Av2min (cm2)[cm<sup>2</sup>/bande]</b>	7,35	3,26	2,10	
<b>Armature verticale adopté</b>	<b>A1=Av1 + (Avj/4) [cm<sup>2</sup>/bande]</b>		<b>15,82</b>	<b>4,09</b>	<b>1,28</b>
	<b>A2=Av2+(Avj/4) [cm<sup>2</sup>/bande]</b>		<b>9,08</b>	<b>3,02</b>	<b>1,20</b>
	<b>A<sub>v</sub> adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Bonde 1</b>	<b>16,07</b>	<b>6,77</b>	<b>3,14</b>
		<b>Bonde 2</b>	<b>9,24</b>	<b>4,51</b>	<b>3,14</b>
	<b>Choix des barres</b>	<b>Bonde 1</b>	<b>2*4HA16</b>	<b>2*3HA12</b>	<b>2*2HA10</b>
		<b>Bonde 2</b>	<b>2*3HA14</b>	<b>2*2HA12</b>	<b>2*2HA10</b>
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	<b>Bonde 1</b>	11 cm	10	8	
	<b>Bonde 2</b>	22 cm	15	10	
<b>Armature horizontal</b>	<b>A<sub>Hmin</sub>=0.0015*B (cm2)</b>		3,46	1,85	1,04
	<b>A<sub>H</sub> =Av/4 (cm<sup>2</sup>)</b>		4,02	1,69	0,79
	<b>Choix des barres/nappe/ml</b>		<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA8</b>
	<b>espacement =16,5cm</b>		<b>(A=4,71cm2)</b>	<b>(A=4,71cm2)</b>	<b>(A=4,71cm2)</b>
<b>Armatures transversales</b>	<b>Armature transversal</b>		<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>		
<b>Vérification des contraintes</b>	<b>contrainte</b>	<b>t<sub>u</sub>(MPa)</b>	0,659	0,431	0,195
		<b>t<sub>b</sub>(MPa)</b>	0,922	0,604	0,273
	<b>ELS</b>	<b>N<sub>s</sub> (kN)</b>	2545,24	1722,96	866,5
		<b>s<sub>b</sub>(MPa)</b>	<b>3,6E+00</b>	<b>2,5E+00</b>	<b>1,3E+00</b>

Tableau récapitulatif du Ferrailage des voiles transversaux :(VY3, VY4.)

VY3,VY4		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,4	0,4	0,4	
	M	821,459	360,547	125,941	
	N	1833,3	1327,48	350,25	
	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	10744,193	6022,8025	1820,1825	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-1577,6925	614,5975	-68,9325	
	<b>Nature de la section</b>	<b>SPC</b>	<b>SEC</b>	<b>SPC</b>	
	V <sub>u</sub> (kN)	196,62	216,39	146,91	
	L <sub>t</sub> (m)	0,26	0,00	0,07	
	L <sub>c</sub> (m)	1,74	2,00	1,93	
	d1 (m)	0,130	0,670	0,070	
	d2 (m)	0,130	0,670	0,000	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	776,770	4035,278	2,813	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	30,61	673,89	0,50
		N <sub>2</sub>	10,098	405,545	0,000
	Armatures verticale	Av1 (cm <sup>2</sup> )	<b>0,77</b>	<b>0,00</b>	<b>0,01</b>
Av2 (cm <sup>2</sup> )		<b>0,25</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	
Armatures de coutures	Av <sub>j</sub> (cm <sup>2</sup> )	7,57	8,33	5,66	
Armature minimale	A1min (cm <sup>2</sup> )	1,37	2,68≤A≤6,7	2,68≤A≤6,7	
	A2 <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,37	2,68≤A≤6,7	2,68≤A≤6,7	
Armature verticale adopté	A1=Av1 + (Av <sub>j</sub> /4) [cm <sup>2</sup> /bande]		<b>2,66</b>	<b>2,08</b>	<b>1,43</b>
	A2=Av2+(Av <sub>j</sub> /4) [cm <sup>2</sup> /bande]		<b>2,14</b>	<b>2,08</b>	<b>1.43</b>
	A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Bonde1	<b>2,25</b>	<b>13,55</b>	<b>2,25</b>
		Bonde 2	<b>2,25</b>	<b>13,55</b>	<b>2,25</b>
	Choix des barres	Bonde1	<b>2*2HA10</b>	<b>2*4HA10</b>	<b>2*1HA12</b>
		Bonde 2	<b>2*1HA10</b>	<b>2*3HA10</b>	<b>2*1HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)	Bonde1	6,5	16,5	/	
	Bonde 2	13	22	/	
Armature horizontal	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )		0,77	0,00	0,22
	A <sub>H</sub> =Av/4 (cm <sup>2</sup> )		0,56	3,39	0,56
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>6HA10</b> (A=4,71cm <sup>2</sup> )	<b>6HA10</b> (A=4,71cm <sup>2</sup> )	<b>6HA10</b> (A=4,71cm <sup>2</sup> )
	espacement =15cm				
Armatures transversales	Armature transversal	<b>4 Epingles HA8/m<sup>2</sup></b>			
Vérification des contraintes	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,546	0,601	0,408
		$\tau_b$ (MPa)	0,765	0,842	0,571
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1728	1190	616
		$\sigma_b$ (MPa)	<b>4.2</b>	<b>2.7</b>	<b>1.5</b>

## VI-D-Etude des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, ils sont assimilés à des poutres encastrees à leur extrémité et sont calculés en flexion simple.

### D-1) Détermination des sollicitations :

Dans notre cas ils seront déterminé par le logiciel ETAPS

#### D-1-1) Etapes de calcul (méthode exposée au RPA99revise2003) :

#### D-1-2) Contraintes limites de cisaillement :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}, \text{ avec : } V = 1,4 \cdot V_{U, \text{ CALCUL}}$$

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile.

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0,9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

#### D-1-3) Ferrailage des linteaux :

##### • Premier cas : $\tau_b \leq 0,06 \cdot f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts  $M$ ,  $V$ ) ils devront disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion  $\Rightarrow A_l$

Des aciers transversaux  $\Rightarrow A_t$

Des aciers en partie courants (de peau)  $\Rightarrow A_c$

-Aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs sont calculés par la formule suivante :

Ou :  $h$  : est la hauteur totale du linteau

$$A_l = \frac{M}{z \times f_e}$$

$$\text{avec : } z = h - 2d'$$

ou :  $h$  : est la hauteur totale du linteau

$d$  : est l'enrobage.

$M$  : moment dû à l'effort tranchant ( $V = 1,4 \cdot V_u$ ).

$B$  : section de linteau

-Aciers transversaux :

• **Premier sous cas :**

Linteaux longs ( $\lambda_s = \frac{l}{h} > 1$ )

$$avec : S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V}$$

Ou :  $S_t$ : espacement des cours d'armatures transversales.

$A_t$ : section d'un cours d'armatures transversales.

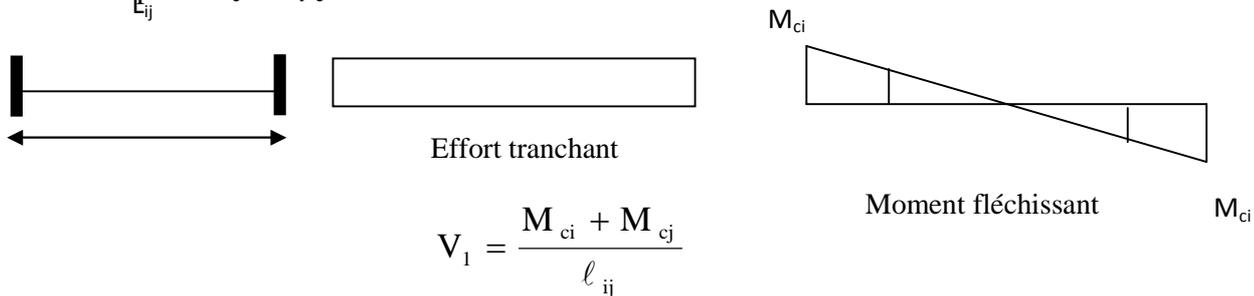
$l$ : portée de linteau

• **Deuxième sous cas :**

Linteaux longs ( $\lambda_s = \frac{l}{h} \leq 1$ ) avec :  $S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot z}{V + A_t \cdot f_e}$  et  $V = \min (V_1, V_2)$  ou :  $V_1 = 2 V_{u \text{ calcul}}$

$$V_2 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

$M_{ci}$  et  $M_{cj}$  : moments résistants ultimes des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée  $l_{ij}$  sont calculés par :  $M_c = A_t f_e z$



• **Deuxième cas :**  $\tau_b \geq 0.06 \cdot f_{c28}$

Dans ce cas, il y'a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieures et inférieures), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts ( $M ; N$ ) sont repris suivant des bielles diagonales (de traction et de compression) suivant l'axe moyen des armatures diagonales  $A_d$  a disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec :  $\text{tg} \alpha = \frac{h - 2d}{l}$  et  $V = V_{\text{calcul}}$  (sans majoration).

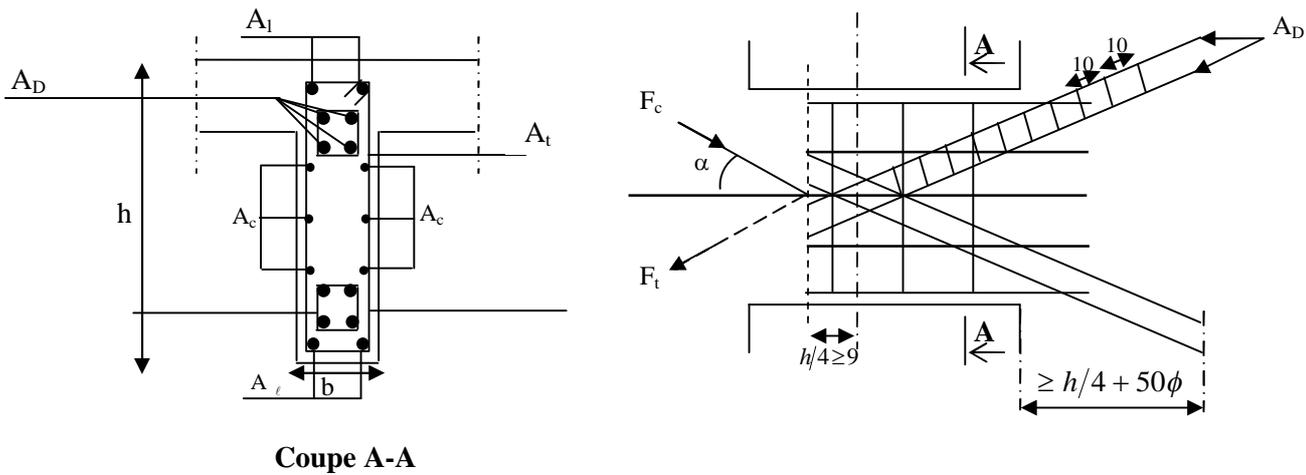


Fig. VI.D.1 : armatures de linteaux.

- Ferrailage minimal :

- Armatures longitudinales:

$$A_1, A_2 \geq 0.15\% \cdot b \cdot h$$

- Armatures transversales :

$$A_t \geq 0.15\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.025 \cdot f_{c28}$$

$$A_t \geq 0.25\% \cdot b \cdot S_t \quad \text{Si } \tau_b > 0.025 \cdot f_{c28}$$

- Armatures de diagonales :

$$A_D \geq 0.15\% \cdot b \cdot h \quad \text{Si } \tau_b > 0.06 \cdot f_{c28}$$

$$A_D = 0 \quad \text{Si } \tau_b \leq 0.06 \cdot f_{c28}$$

- Armature de peau :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou ( $A_c$ , 2nappe) doivent être au total d'un minimum égale a 0,20% de la section verticale du linteau,  $A_c=0,20\% B$

- Exemple 1 de calcul :

Les caractéristiques géométriques du Linteau LX 6 de voile VX6 de la zone 2.

$$h = 0.80m$$

$$l = 3.64m$$

$$e = 20cm$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{V}{b \times d} \text{ avec : } V = 1,4 \times V_u \text{ calculé Avec } V_u = 152,94 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 152,94 \times 10}{80 \times 0,9 \times 20} = 1,49 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_b = 1,48 \text{ MPa} < 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa},$$

**Selon l'RPA 2003 (art 7-7-3-1)**

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, V)

On devra disposer :

- des aciers longitudinaux de flexion (Al)
- des aciers transversaux (At)
- des aciers en partie courante (aciers de peau) (Ac)

❖ **Armatures longitudinales (A<sub>l</sub>=A'<sub>l</sub>) :**

$$\left( \lambda_s = \frac{l}{h} = \frac{3,870}{0,80} = 4,83 \right) \text{ Linteaux longs}$$

$$A_l \geq \frac{M}{Z \times f_e} = \frac{M}{(h - 2d') \times f_e} = \frac{68,923}{(80 - 2 \times 0,03)} = 2,33 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = A_l^1 = 2,33 \text{ cm}^2, \text{ soit } 2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales :**

$$\tau_b = 1,48 \text{ MPa} > 0,025 \cdot f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{80}{4} = 20 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} .$$

$$A_t > 0,0025 \cdot b \cdot s = 0,0025 \times 20 \times 20 = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 1,00 \text{ cm}^2, \text{ soit } 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ tous les } 20 \text{ cm}$$

Vérification de l'espacement

$$s \leq \frac{A_t \times f_e \times z}{V} = \frac{A_t \times f_e \times (H - 2d')}{V} = \frac{1,57 \times 400 \times (80 - 2 \times 0,03)}{V} = 19,35 \text{ cm}$$

Soit un espacement de 19 cm

On adopte A<sub>t</sub>=2HA10=1,57cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>=19 cm

❖ **Armatures diagonales**

$$\tau_b = 1.48 \text{ MPa} < 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa},$$

donc les Armatures diagonale ne sont pas nécessaires.

$$A_D = 0 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0.002 \times e \times h = 0.002 \times 20 \times 80 = 3.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit : } A_c = 7.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow 10 \text{ HA10} \Rightarrow 5 \text{ HA10 / nappe}$$

❖ **Longueur d'ancrage :**  $l_d = 0$  pas d'armature diagonale .

❖ **Longueur de scellement droit des barres .**

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \times \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les } \Phi 10 : l_s = 35.27 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad l_s = 40 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \Phi 12 : l_s = 42.33 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad l_s = 45 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \Phi 14 : l_s = 49.38 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad l_s = 50 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour les } \Phi 16 : l_s = 56.43 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad l_s = 60 \text{ cm.}$$

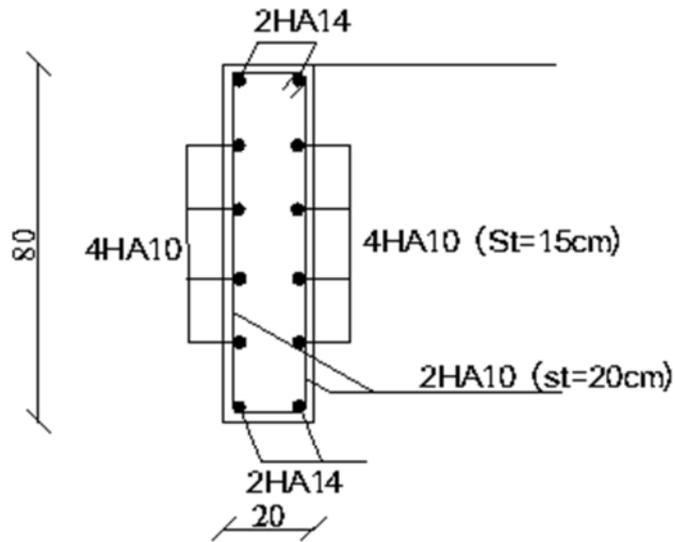
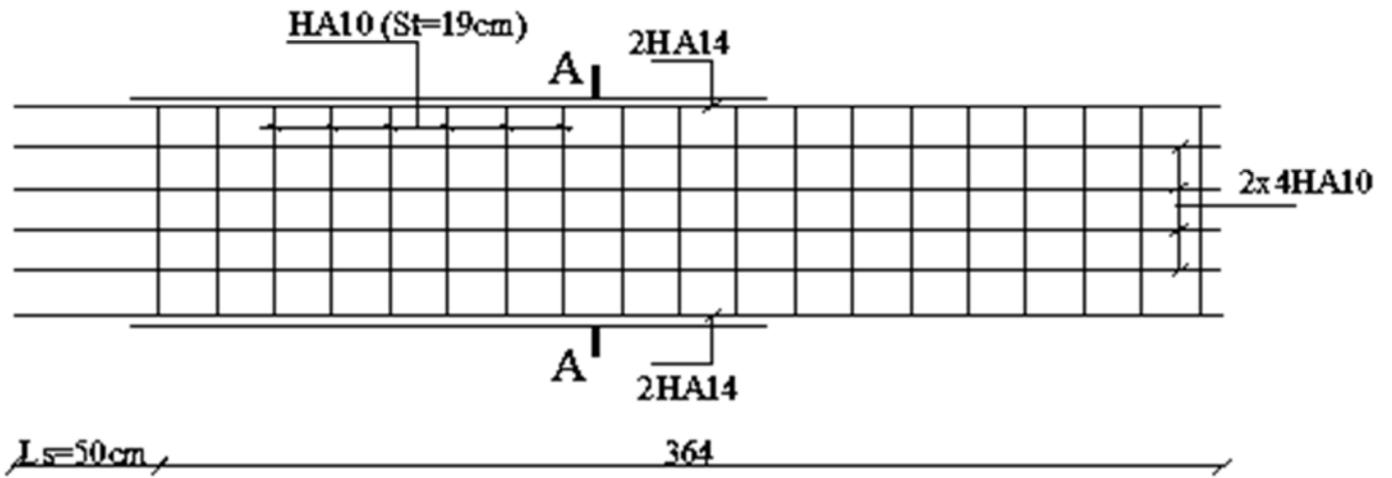
Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à «  $0.4 l_s$  » pour barre à haute adhérence.

$$\text{Pour les } \Phi 10 : l_c = 16 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad l_c = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \Phi 12 : l_c = 16.93 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad l_c = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \Phi 14 : l_c = 19.75 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad l_c = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \Phi 16 : l_c = 22.57 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad l_c = 25 \text{ cm}$$



**COUPE  
A-A**

Figure VI.C.2: Ferrailage de linteau de l'exemple 1 de calcul.

**Exemple 2 de calcul :**

Les caractéristiques géométriques du Linteau LX 3 de voile VX3 de la zone 02.

$h = 0.80m$

$l = 1.85m$

$e = 20cm$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{V}{b \times d} \text{ avec : } V = 1,4 \times V_u \text{ calcule Avec } V_u = 219.74 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 219.74 \times 10}{80 \times 0,9 \times 20} = 2.14 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition verifiee}$$

❖ **Armatures longitudinales ( $A_l = A'_l$ ) :**

$$\tau_b = 2.8 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}$$

➤ **RPA 2003 :**

$$(A_{l,\min} = A'_{l,\min}) \geq 0,15\% \times e \times h = 0.15\% \times 20 \times 80 = 2.4 \text{ cm}^2$$

➤ **BAEL 91 :**

$$(A_{l,\min} = A'_{l,\min}) \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times e \times (h - c') = 0.23 \times \frac{2.1 \times 20 \times (80 - 3)}{400} = 1.85 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l = A'_l = 2.4 \text{ cm}^2, \text{ soit } 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales :**

$$\tau_b = 2.14 \text{ MPa} > 0.025 \cdot f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{80}{4} = 20 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} .$$

$$A_t > 0.0025 \cdot b \cdot s = 0.0025 \times 20 \times 20 = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 1.00 \text{ cm}^2, \text{ soit } 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ tous les } 20 \text{ cm}$$

❖ **Armatures diagonales**

$$\tau = 2.32 \text{ MPa} > 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa}, \text{ donc il sont necessaires.}$$

$$A_D = \frac{V = V_{\text{calcul}}}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h - 2c}{L} = \frac{80 - 2 \times 0,03}{1.855} = 0.398 \Rightarrow \alpha = 21.7^\circ$$

$$A_D = \frac{219.74 \times 10}{2 \times 400 \times 0,37} = 7.42 \text{ cm}^2$$

$$A_D = 7.42 \text{ cm}^2, \text{ soit } A_D = 4HA16 = 8.03 \text{ cm}^2, \text{ avec un cadre de HA8 chaque } 10 \text{ cm}$$

❖ **Armatures de peau :**

$$A_c \geq 0.002 \times e \times h = 0.002 \times 20 \times 80 = 3.2 \text{ cm}^2$$

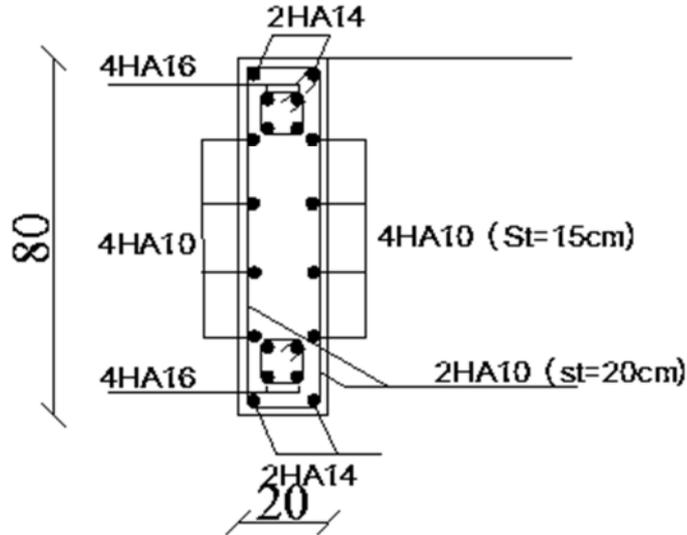
$$\text{soit : } A_c = 7.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow 10HA10 \Rightarrow 5HA10 / \text{nappe}$$

❖ Longueur d’ancrage :

$$L_d = \frac{l}{4} + 50\phi = 25 + 50 \times 1.6 = 105\text{cm}$$

on prend  $L_d = 105\text{cm}$

Plan de ferrailage de linteau LX3 de voile VX3 de la zone



### COUPE A-A

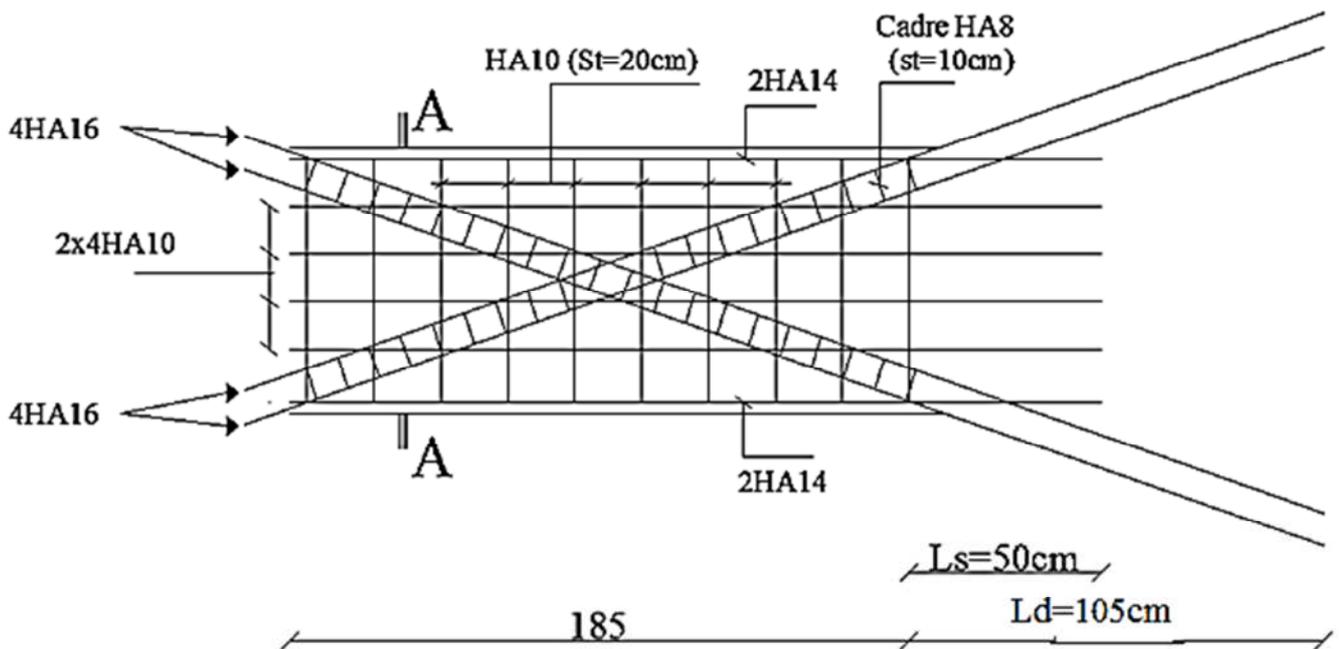


Figure VI.C.2 : Ferrailage de linteau de l'exemple 2 de calcul.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

1) LX1 et LX5 les linteaux des voiles VX1 et VX5

LX1,5	ZONE	I	II	III
Sollicitation De calcul	h[m]	0,8	0,8	0,8
	e [m]	0,2	0,2	0,2
	B [cm <sup>2</sup> ]	0,16	0,16	0,16
	Fe [KN]/[cm <sup>2</sup> ]	40	40	40
	L [m]	2,05	2,05	2,05
	z[m]	0,74	0,74	0,74
	d' [m]	0,03	0,03	0,03
Contraintes de cisaillement	V <sub>u</sub> (KN)	236,49	213,73	141,85
	$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
	$\tau$ (MPa)	2,30	2,08	1,38
	M [KN]/m	113,341	97,419	60,506
	$\lambda=l/h$	2,5625	2,5625	2,5625
	$\alpha$	19,84	19,84	/
	Tg $\alpha$	0,3609756	0,3609756	/
	Sin $\alpha$	0,339	0,339	/
Ferrailage	A <sub>l</sub> [cm <sup>2</sup> ]	2,4	2,4	2,04412162
	Choix des barres A <sub>l</sub>	2HA14	2HA14	2HA14
	A <sub>t</sub> >0,25%.e.s St [cm <sup>2</sup> ]	1	1	1
	Choix des barres A <sub>t</sub>	2HA10	2HA10	2HA10
	St	20.00	20.00	20,8671131
	A <sub>D</sub> [cm <sup>2</sup> ]	8,72013274	7,88089971	0
	Choix des barres A <sub>D</sub>	4HA20	4HA16	/
	A <sub>c</sub> =0,20%.B [cm <sup>2</sup> ]	3,2	3,2	3,2
	Choix des barres A <sub>c</sub>	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
	St	15	15	15

2) LX2 et LX6 les linteaux des voiles VX2 et VX6

LX2,6	Zone	I	II	III
Sollicitation De calcul	h[m]	0,8	0,8	0,8
	e [m]	0,2	0,2	0,2
	B [cm <sup>2</sup> ]	0,16	0,16	0,16
	Fe [KN]/[cm <sup>2</sup> ]	40	40	40
	L [m]	3,64	3,64	3,64
	z[m]	0,74	0,74	0,74
	d' [m]	0,03	0,03	0,03
Contraintes de cisaillement	Vu (KN)	163,91	152,94	120,68
	$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
	$\tau$ (MPa)	1,59	1,49	1,17
	M [KN]/m	81,562	68,923	32,285
	$\lambda=l/h$	4,55	4,55	4,55
	$\alpha$	11,49	10,82	10,82
	Tg $\alpha$	0,203297	/	/
	Sin $\alpha$	0,19	/	/
Ferrailage	Al [cm <sup>2</sup> ]	2,4	2,32847973	1,09070946
	Choix des barres Al=Al'	2HA14	2HA14	2HA12
	At>0.25%.e.St [cm <sup>2</sup> ]	1	1	1
	Choix des barres At	2HA10	2HA10	2HA10
	St	20.00	19,353995	24,5276765
	AD [cm <sup>2</sup> ]	10,7835526	0	0
	Choix des barres AD	4HA20	/	/
	Ac=0,20%.B [cm <sup>2</sup> ]	3,2	3,2	3,2
	Choix des barres Ac	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
	St	15	15	15

## 3) LX3 le linteau de voile VX3

LX3	ZONE	I	II	III
<b>Sollicitation De calcul</b>	h[m]	0,8	0,8	0,8
	e [m]	0,2	0,2	0,2
	B [cm <sup>2</sup> ]	0,16	0,16	0,16
	Fe [KN]/[cm <sup>2</sup> ]	40	40	40
	L [m]	1,855	1,855	1,855
	z[m]	0,74	0,74	0,74
	d' [m]	0,03	0,03	0,03
<b>Contraintes de cisaillement</b>	Vu (KN)	240,06	219,74	172,7
	$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
	$\tau$ (MPa)	2,33	2,14	1,68
	M [KN]/m	145,159	142,636	120,508
	$\lambda=l/h$	2,31875	2,31875	2,31875
	$\alpha$	21,7	21,7	21,7
	Tg $\alpha$	0,398922	0,398922	0,398922
	Sin $\alpha$	0,37	0,37	0,37
<b>Ferrailage</b>	Al [cm <sup>2</sup> ]	2,4	2,4	2,4
	Choix des barres Al	2HA14	2HA14	2HA14
	At>0.25%.e.St [cm <sup>2</sup> ]	1	1	1
	Choix des barres At	2HA10	2HA10	2HA10
	St	20.00	20.00	20.00
	AD [cm <sup>2</sup> ]	8,11013514	7,42364865	5,83445946
	Choix des barres AD	4HA20	4HA16	4HA16
	Ac=0,20%.B [cm <sup>2</sup> ]	3,2	3,2	3,2
	Choix des barres Ac	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
	St	15	15	15

4) LX4 le linteau de voile VX4

LY1,2	ZONE	I	II	III
Sollicitation De calcul	h[m]	0,8	0,8	0,8
	e [m]	0,2	0,2	0,2
	B [cm <sup>2</sup> ]	0,16	0,16	0,16
	Fe [KN]/[cm <sup>2</sup> ]	40	40	40
	L [m]	3,445	3,445	3,445
	z[m]	0,74	0,74	0,74
	d' [m]	0,03	0,03	0,03
Contraintes de cisaillement	Vu (KN)	185,95	182,43	155,69
	$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
	$\tau$ (MPa)	1,81	1,77	1,51
	M [KN]/m	49,227	34,81	18,156
	$\lambda=l/h$	4,30625	4,30625	4,30625
	$\alpha$	12,12	12,12	12,12
	Tg $\alpha$	0,214804	0,214804	0,214804
	Sin $\alpha$	0,21	0,21	0,21
Ferrailage	Al [cm <sup>2</sup> ]	2,4	2,4	2,4
	Choix des barres Al	2HA14	2HA14	2HA14
	At>0.25%.e.St [cm <sup>2</sup> ]	1	1	1
	Choix des barres At	2HA10	2HA10	2HA10
	St	20.00	20.00	20.00
	AD [cm <sup>2</sup> ]	11,0684524	10,8589286	9,2672619
	Choix des barres AD	4HA20	4HA20	4HA20
	Ac=0,20%.B [cm <sup>2</sup> ]	3,2	3,2	3,2
	Choix des barres Ac	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
	St	15	15	15

5) LY1 et LY2 les linteaux des voile VY1 et VY2

LY1,2	ZONE	I	II	III
Sollicitation De calcul	h[m]	0,8	0,8	0,8
	e [m]	0,2	0,2	0,2
	B [m <sup>2</sup> ]	0,16	0,16	0,16
	Fe [KN]/[cm <sup>2</sup> ]	40	40	40
	L [m]	2,485	2,485	2,485
	z[m]	0,74	0,74	0,74
	d' [m]	0,03	0,03	0,03
Contraintes de cisaillement	Vu (KN)	163,41	160,94	126,4
	$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
	$\tau$ (MPa)	1,59	1,56	1,23
	M [KN]/m	126,481	129,876	109,148
	$\lambda=l/h$	3,10625	3,10625	3,10625
	$\alpha$	16,58	16,58	/
	Tg $\alpha$	0,297787	0,297787	/
	Sin $\alpha$	0,28	0,28	/
Ferrailage	Al [cm <sup>2</sup> ]	2,4	2,4	3,68743243
	Choix des barres Al	2HA14	2HA14	2HA16
	At>0.25%.e.St [cm <sup>2</sup> ]	1	1	1
	Choix des barres At	2HA10	2HA10	2HA10
	St	20.00	20.00	23.41
	AD [cm <sup>2</sup> ]	7,29508929	7,18482143	0
	Choix des barres AD	4HA16	4HA16	/
	Ac=0,20%.B [cm <sup>2</sup> ]	3,2	3,2	3,2
	Choix des barres Ac	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10
	St	15	15	15

# **CHAPITRE VII**

## ***Etude de l'infrastructure***

## VII-etude de l'infrastructure

### VII-1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

#### ➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

#### ➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

### VII-2 Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **1.75 bars** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de **1m**.

### VII-3 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

### 1. Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

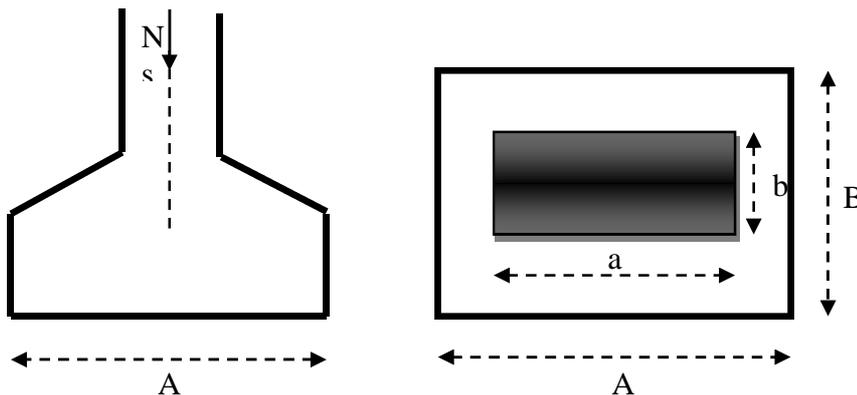
Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$\text{Exemple : } N_{ser} = 2914.079 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2 \quad \Rightarrow \quad B^2 = 11.65 \text{ m}^2$$

**Remarque :** Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



### 2. Semelles filantes :

a) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$ )

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversale) :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VY1	608,08	3,79	0,802216359	3,0404
VY2	677,41	3,79	0,893680739	3,38705
VY3	895,04	2,225	2,011325843	4,4752
VY4	905,86	2,225	2,035640449	4,5293
VY5	629,52	3,79	0,830501319	3,1476
VY6	713,76	3,79	0,941635884	3,5688
				$\Sigma=22,15$

Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VX1	747,75	2,025	1,846296296	3,73875
VX2	803,7	2,025	1,984444444	4,0185
VX3	278,6	2	0,6965	1,393
VX4	278,7	2	0,69675	1,3935
VX5	718,18	2,025	1,773283951	3,5909
VX6	795,96	2,025	1,965333333	3,9798
				$\Sigma= 18.11$

La surface des semelles filantes sous les voiles est :  $St = 53.68 \text{ m}^2$ .

**b) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

✓ **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

✓ **Etape de calcul :**

— Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$

— Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

— Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.  
 $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \quad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

✓ Application :

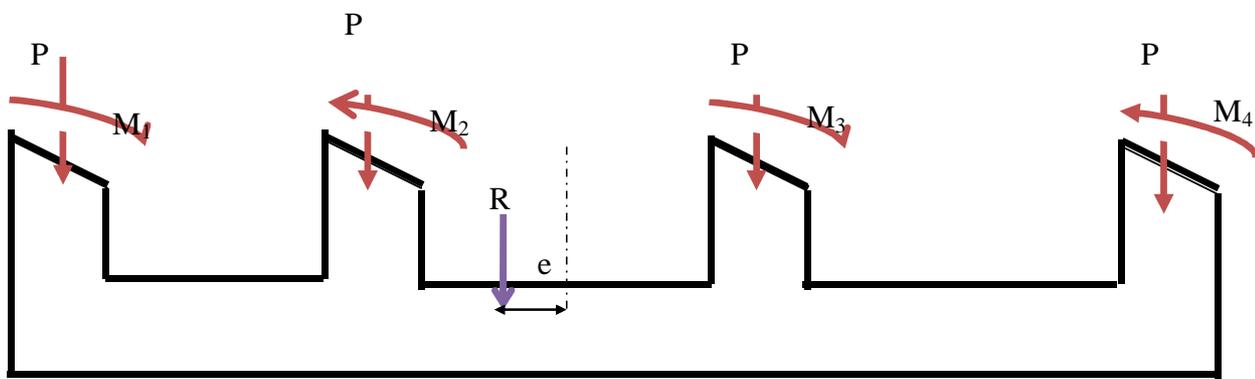
Poteaux	N <sub>s</sub>	e <sub>i</sub>	N <sub>s</sub> x e <sub>i</sub>	M <sub>i</sub>
1	747,75	-10,99	-8217,7725	-5,944
2	1249,19	-7,65	-9556,3035	2,337
3	1413,18	-4,7	-6641,946	1,937
4	893,42	0	0	4,148
5	1383,81	4,7	6503,907	2,261
6	1167,83	7,65	8933,8995	2,179
7	718,18	10,99	7892,7982	-5,674
	7573,36	somme	-1085,4173	1,244

**Tableau VII.3 :** Détermination de la résultante des charges.

On a :

$$e = -0.14 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{22.48}{6} = 3.74 \text{ m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{7573.36}{22.48} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0.14)}{22.48}\right) = 330.59 \text{ kN/m}$$



✓ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{330.59}{175} = 1.88m \text{ on prend } B = 1.90m$$

On aura donc,  $S = 1.90 \times 18.94 = 35.98m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$$S_p = 35.98 \times 5 = 180 m^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 180 + 40.26 = 220.26m^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{st} = 17.86 \times 22.48 = 401.50 m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{220.26}{401.50} = 0.54$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 54 %

### ➤ **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

### **VII-4 Calcul du radier général :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleur répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;

#### **4-1- Pré dimensionnement du radier :**

##### • **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ )

##### • **Selon la condition forfaitaire :**

###### a) **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{522}{8} \leq h \leq \frac{522}{5} \rightarrow 65cm \leq h \leq 104cm$$

h : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de  $h = 80\text{cm}$ .

**b. Sous poteaux :**

➤ **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{522}{20} = 26.10\text{cm}$$

Soit  $h_d = 30\text{ cm}$

➤ **Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{522}{10} = 52.20\text{cm}$$

Soit  $h_n = 70\text{ cm}$

➤ **La base de la nervure :**

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \longrightarrow 0,4 \times 80 \leq b_n \leq 0,7 \times 80 = 32\text{ cm} \leq b_n \leq 56\text{ cm}$$

On prend :  $b_n = 50\text{cm}$

• **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique ;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40\text{ Mpa}$  pour un sol moyen ;

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86\text{MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.22\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 1.10\text{m}$$

—→ On prend  $h=120\text{cm}$

### ■ Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

Hauteur de la nervure. ....  $h_{ner}=120\text{cm}$

Hauteur de la dalle.....  $h_{dalle} = 30\text{ cm}$

Largeur de la nervure.....  $b_{ner} = 50\text{ cm}$

- **Détermination de la surface du radier :**

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

### Remarque :

D'après le BAEL ; il faut ajouter un débord minimal de largeur

$$L_{\text{débord}} L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{ cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30\text{ cm}\right) = 60\text{ cm}$$

On opte pour un débord de  $L_{deb} = 60\text{ cm}$

Donc : la surface totale du radier :  $S_{rad} = S_{batiment} + S_{débord} = 401.50 + 22.32 = 423.8\text{m}^2$

- Combinaisons d'actions :

$$\left. \begin{array}{l} G = 38766.50\text{ KN} \\ Q = 7253.15\text{ KN} \end{array} \right\} \Longrightarrow \text{(Les résultats de logiciel de calcul ETABS)}$$

$$\underline{L'ELU} : N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 63214.5\text{ KN}$$

$$\underline{L'ELS} : N_s = G + Q = 46019.65\text{ KN}$$

### 4-2-Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\underline{L'ELU} : S_{nrad} \geq \frac{N_u}{2 \times \sigma_{SOL}} = \frac{63214}{2 \times 175} = 180.60\text{ m}^2$$

$$\underline{L'ELS} : S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{46019.65}{175} = 262.96\text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{nrad} = \max(S_{rad} ; S_{rad}) = 262.96\text{ m}^2$$

$S_{rad} > S_{nrad}$  Condition vérifiée. --→

### 4-3-Charge permanente :

G= Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante.

- **Poids de la dalle:**

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = (423.8 \times 0,3) \times 25 = 3178.5 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures:**

$$P_{nerv} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_n = [(0.50 \times (1,2 - 0,3) \times 19.06 \times 7) + (0.50 \times (1,2 - 0,3) \times 4.21 \times 1) + (0,50 \times (1,2 - 0,3) \times 23.63 \times 5)] \times 25$$

$$P_n = 2877,525 \text{ KN}$$

- **Poids de TVO :**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{nerv} = (0,50 \times 19.06 \times 7) + (0,50 \times 23.63 \times 5) + (0,50 \times 4.21) = 127.28 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = [(423.8 - 127.89) \times (1.2 - 0.3)] \times 17 = 4527.42 \text{ KN.}$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 423.8 \times 0,1 \times 25 = 984.25 \text{ KN. (} e_p = 10 \text{ cm).}$$

- **Poids total du radier**

$$G_{rad} = 3178.5 + 2877.52 + 4527.42 + 984.25 = 11567,69 \text{ KN}$$

$$G_{rad} = 11567.69 \text{ KN}$$

- **ELU:**  $N_{u \text{ total}} = N_u + 1.35 G_{rad} = 63214.5 + 1.35 \times 11567.69 = 78830.8 \text{ KN.}$

- **ELS :**  $N_{s \text{ total}} = N_s + G_{rad} = 46019.65 + 11567.69 = 57587.34 \text{ KN.}$

#### **4-4-Vérification :**

##### **a. Vérification à la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 120 \text{ cm}; \quad d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{63214.50 \times 1.2}{423.8} \times \frac{5.22}{2} = 467.20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{467.20 \times 10^3}{1200 \times 270} = 1.44 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

##### **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 :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

**Avec :**

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure ;

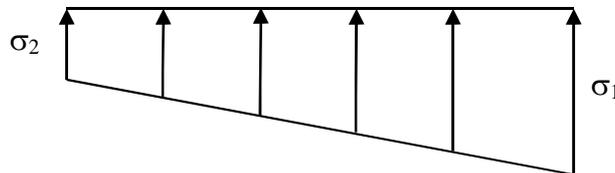
$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :



**L'ELU :**  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{SOL}$

**FigurVII-2. Diagramme des contraintes sous**

**L'ELS :**  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

**Avec :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

### ➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 8.93m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 11.27m$$

**Avec :**

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

### ➤ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = 16907.87m^4$$

$$I_{yy} = 10627.33m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

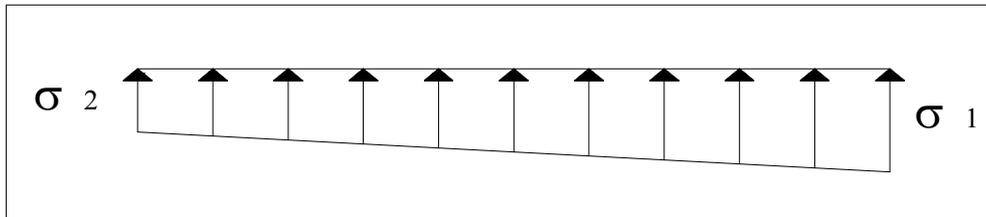
$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :  $M_0$  : Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure)

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne



figureVII-3 : diagramme des contraintes sous le radier.

Il faut vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

➤ **Calcul des moments :**

$$M_{xx} = 40575.47 + 2062.13 \times 1.2 = 43050.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 38103.448 + 1927.82 \times 1.2 = 40416.83 \text{ KN.m}$$

**A l'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{78830.8}{423.80} + \frac{43050.02}{10627.33} \times 9.53 = 223.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{78830.8}{423.80} - \frac{43050.02}{10627.33} \times 9.53 = 148.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 223.68 + 148.32}{4} = 204.84 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1.33\sigma_{sol} \text{ (Condition vérifiée)}$$

$$1.33\sigma_{sol} = 232.75 \text{ KN/m}^2$$

**A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{57587.34}{423.80} + \frac{43050.02}{10627.33} \times 9.53 = 173.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{57587.34}{423.80} - \frac{43050.02}{10627.33} \times 9.53 = 98.20 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 173.56 + 98.20}{4} = 154.42 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{sol} = 175 \text{ KN/m}^2$$

**-Sens transversal :**

$$M_Y = 40416.83 \text{ KN.m}$$

**A l'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{78830.8}{423.80} + \frac{40416.83}{16907.87} \times 9.53 = 213.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{78830.8}{423.80} - \frac{40416.83}{16907.87} \times 11.81 = 158.44 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 213.56 + 158.44}{4} = 199.78 \text{ KN/m}^2 ; 1.33 \sigma_{sol} = 232.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{57587.34}{423.80} + \frac{40416.83}{16907.87} \times 9.53 = 158.12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{57587.34}{423.80} - \frac{40416.83}{16907.87} \times 11.81 = 108.32 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 158.12 + 108.32}{4} = 145.67 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### c. Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

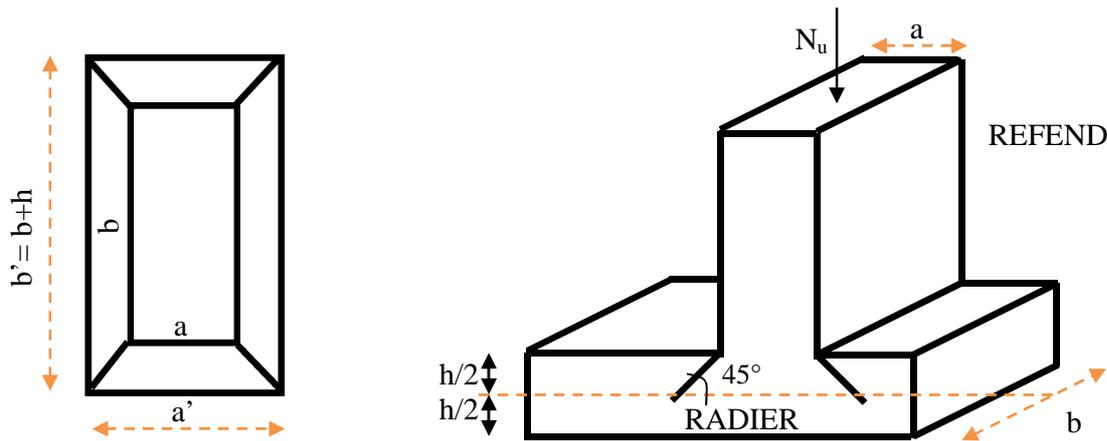
Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).



FigurVII-4. Périmètre utile des voiles et des poteaux

2

➤ Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :

• Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 1,20) = 6,60 \text{ m}$$

$$N_u = 78830,8 \text{ KN}$$

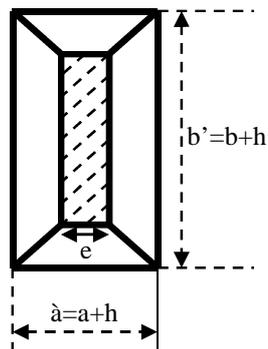
$$N_u < \frac{(0,07 \times 6,60 \times 1,20 \times 25000)}{1,5} = 9240 \text{ KN}$$

• Voile :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,7) = 5,2 \text{ m}$$

$$N_u = 1170,87 \text{ KN}$$

$$N_u < 0,07 \times 0,7 \times 5,2 \times 25000 = 6370, \text{ KN}$$



**4-4. Ferrailage du radier :**

**A) Ferrailage de la dalle :**

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieur et soumis la réaction du sol.

On distingue deux cas :

❖ **1<sup>er</sup> Cas :**

Si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

❖ **2<sup>eme</sup> Cas :**

Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; 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 données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

**Remarque :**

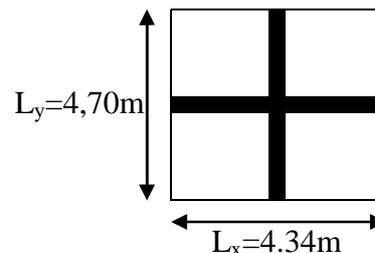
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**1. Identification du panneau :**

$$L_x = 4.34 \text{ m} ; L_y = 4.70 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.34}{4.70} = 0,90$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens



**Figure VII.5 :** Le panneau le plus sollicité

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**L'E.L.U :**

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 204.84 - \frac{11567.69}{423.8} = 177.54 \text{ kN/m}^2$$

**L'E.L.S :**

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 154.72 - \frac{11567.69}{423.8} = 127.42 \text{ kN/m}^2$$

## 2. Calcul a' L ELU :

$$q_u = 177.54 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,92 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,073 \\ U_y = 0,685 \end{cases}$$

## 3. Calcul des moments $M_{0x}$ et $M_{0y}$ :

$$M_{0x} = u_x \times q_x l_x^2 = 0,073 \times 177.54 \times (4.34^2) = 146.70 \text{ KN}$$

$$M_{0y} = u_y \times M_{0x} = 0,685 \times 177.54 = 121.61 \text{ KN}$$

**Remarque :** Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leurs affectant les coefficients suivants :

0,85 : pour les moments en travées,

-0,5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

-0,3 : pour les moments sur appuis rive.

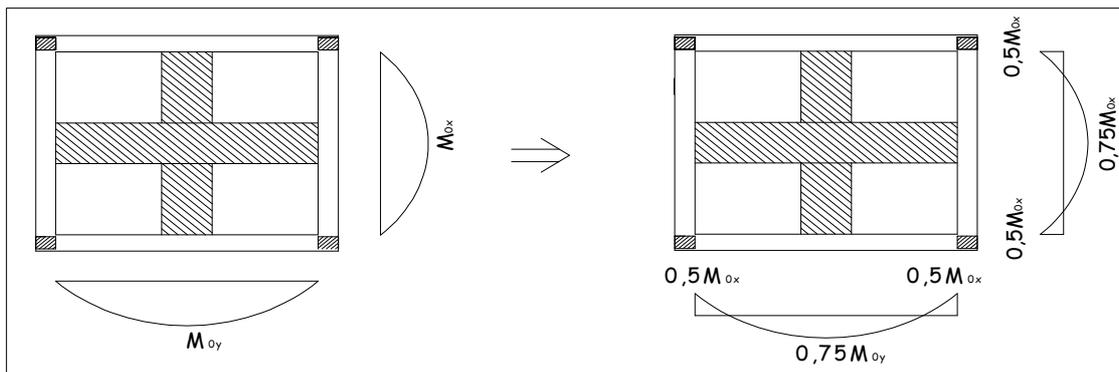


Figure VII.6. Moments isostatiques après prise en compte du semi encastrement

## 4. Ferrailage dans le sens x- x :

### ➤ Aux appuis :

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,50 \times 146.7 = -73.35 \text{ KN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{73.35 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,07 < u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,07 \rightarrow \beta = 0.964 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd\sigma_{st}} = \frac{73.35 \times 10^6}{0,964 \times 270 \times 348} = 8.10 \text{ cm}^2$$

Soit : 7 HA 14 = 10.77 Cm<sup>2</sup> / ml ;

Avec : S<sub>t</sub> = 15 cm < min (3h, 33 cm)

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 146.7 = 110.02 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{110.02 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,106 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,166 \rightarrow \beta = 0,944 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{110.02 \times 10^6}{0,944 \times 270 \times 348} = 12.41 \text{ cm}^2$$

Soit : 7 HA 16 = 14.06  $\text{cm}^2 / \text{ml}$

Avec :  $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$ .

**5.Ferraillage dans le sens y - y :**

➤ **Aux appuis :**

$$M_{app} = (-0,5) \times 121.61 = -60.889 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{60.889 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,058 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,058 \rightarrow \beta = 0,0970 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{60.889 \times 10^6}{0,970 \times 270 \times 348} = 6.68 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA14 = 10.77  $\text{cm}^2 / \text{ml}$ .

Avec :  $S_t = 15 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$ .

➤ **En travée :**

$$M_t = 0,75 \times 121.61 = 91.20 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{91.20 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,088 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,088 \rightarrow \beta = 0,954 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{91.20 \times 10^3}{0,956 \times 25 \times 348} = 10.19 \text{ cm}^2$$

Soit : 7HA16 = 14.07  $\text{cm}^2 / \text{ml}$ .

Avec :  $S_t = 15 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$ .

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - L_x/L_y}{2} \text{ Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

Sens x - x :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,92}{2} = 2,496 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens y - y :

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Aux appuis :

$$\begin{cases} A_{ua}^x = 10,77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,496 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 10,77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

En travée :

$$\begin{cases} A_{ut}^x = 14,07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,496 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 14,07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

\* **Espacement des barres: (Art A8.2 242 BAEL91).**

Direction (X-X):  $St = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

Direction (Y-Y):  $St = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

Conclusion : la condition est vérifiée dans les deux sens

➤ **Calcul a LELS :**

$$q_s = 127,42 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,920 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,073 \\ \mu_y = 0,685 \end{cases}$$

**Calcul des moments  $M_u$ ,  $M_y$ :**

$$M_{0x} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,073 \times 127,42 \times 4,34^2 = 175,20 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_u = 0,685 \times 175,42 = 87,28 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments  $M_a$ ,  $M_t$  dans les sens.

• **Sens xx :**

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,5 \times 175,2 = -87,6 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_x = 0,75 \times 175,2 = 131,4 \text{ KN.m}$$

- **Sens yy :**

$$M_{app} = -0,5M_y = -0,5 \times 87,28 = -43,64 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 87,28 = 65,46 \text{ KN.m}$$

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

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

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	114.1	76.35	1.49	0.110	0.1460	0.495	Vérifiée
	Travée	171.165	114.55	1.49	0.166	0.2284	0.495	Vérifiée
Y- Y	Appuis	60.935	40.78	1.49	0.058	0.0747	0.495	Vérifiée
	Travée	91.4	61.17	1.49	0.088	0.1154	0.495	Vérifiée

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes a l'ELS.

b) **Vérification de la contrainte de compression dans les aciers :**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le ferrailage de la dalle du radier est satisfaisant.

**B) 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.

**1- Sollicitation de calcul :**

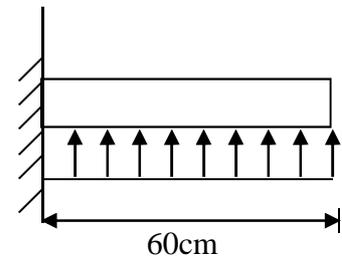


Fig. VI-7 : Schéma statique du débord

**A l'ELU:**

$$q_{um} = 177,54$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-177,54 \times 0,60^2}{2} = -31,95 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS:**

$$q_s = 127,42$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-127,42 \times 0,60^2}{2} = -22,93 \text{ KN.m}$$

**2- Calcul des armatures :**

**a) Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{31,95 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,0308 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,0308 \rightarrow \beta_u = 0,985 \quad A = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{31,95 \times 10^4}{0,985 \times 270 \times 348} = 3,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

**b) Armatures de répartition :**

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

$$\text{Soit } A_r = 4 \text{ HA}10 / \text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**3-Vérification à l'ELU :****➤ Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc on adopte  $A_U = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

**4- Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{31,95}{22,93} = 1,39$$

$$\mu_s = 0,0308 \rightarrow \alpha = 0,0381$$

$$\alpha = 0,0308 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

- Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

**C) Ferrailage de la nervure :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

### 1. Chargement simplifié admis :

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément reparti et le calcul devient classique

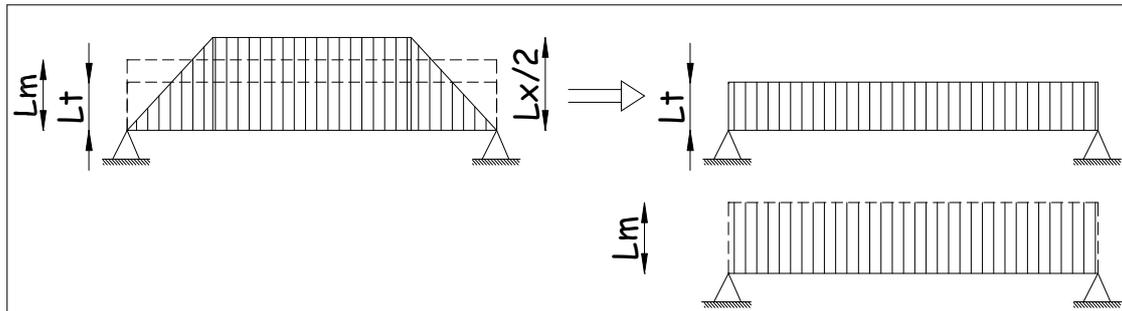


Figure VI.8. Présentation des chargements simplifiés.

- Charge trapézoïdale :

$$l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

- Charge triangulaire :

$$l_m = 0.333l_x$$

$$l_t = 0.25l_x$$

#### a-Les charges revenant aux nervures :

- Charges à considérer :

- Sens transversal : charge trapézoïdale :

$$l_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 4.34 \times \left( 0.5 - \frac{0.92^2}{6} \right) = 1.55$$

$$l_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 4.34 \times \left( 0.5 - \frac{0.92}{4} \right) = 1.17$$

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 177.54 \times 1.55 = 275.43 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 127.42 \times 1.55 = 197.50 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 177.54 \times 1.17 = 208.04 \text{ KN / ml.}$$

- Sens longitudinal : charge triangulaire :

$$l_t = 0.25 \times 4.34 = 1.085m$$

$$l_m = 0.333 \times 4.34 = 1.45m$$

$$q_{Mu} = q_u \times L_m = 177.54 \times 1.45 = 257.43KN / ml.$$

$$q_{Ms} = q_s \times L_m = 127.42 \times 1.45 = 184.759KN / ml.$$

$$q_{Tu} = q_u \times L_t = 177.54 \times 1.085 = 192.63KN / ml.$$

### b-Détermination des efforts :

#### ➤ Sens longitudinal

##### 1) E.L.U

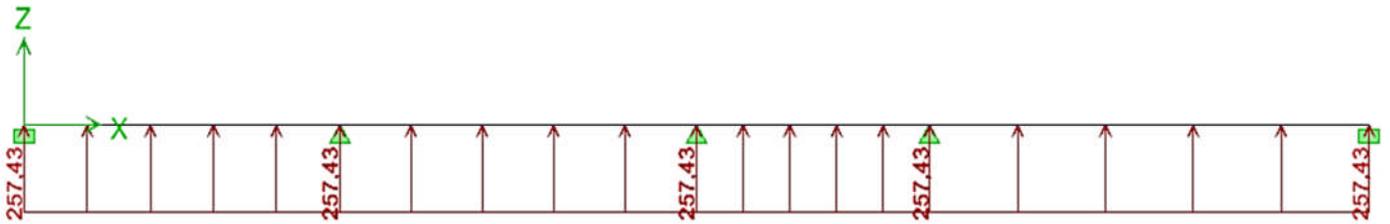


Figure VI .9 : Charges revenant à la nervure longitudinale.

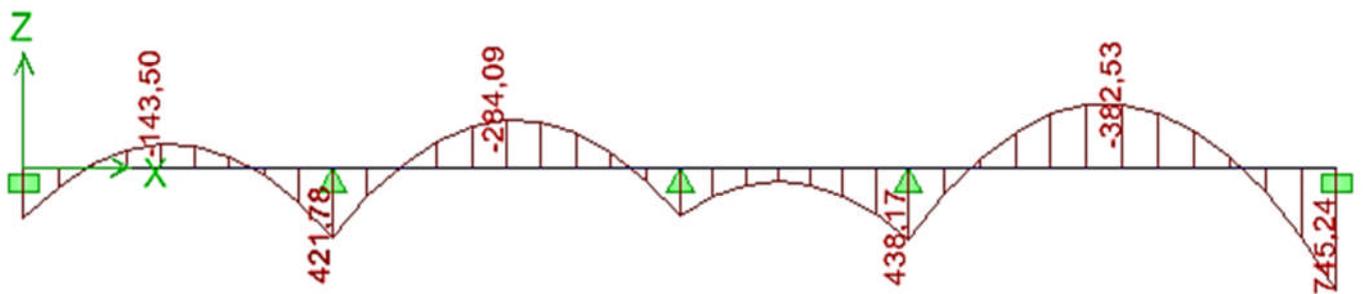


Figure VI-10 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU

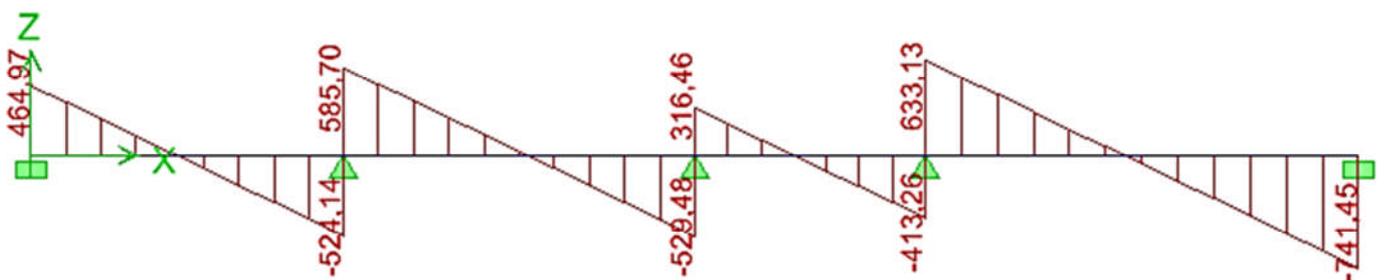


Figure VI-11 diagramme des efforts tranchants a l'ELU

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

#### ➤ Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = -382.53 KN.$$

$$M_a^{\max} = 741.45 KN.m$$

$b = 50 \text{ cm}$ ,  $h = 120 \text{ cm}$ ,  $d = 95 \text{ cm}$ ,  $f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$ ,  $\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$

➤ Aux appuis :

$$M_{app} = 745.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{745.24 \times 10^6}{500 \times 1150^2 \times 14,2} = 0.079 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,079 \rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{745.24 \times 10^6}{0,958 \times 1150 \times 348} = 19.43 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5\text{HA}16 + 5\text{HA}16 = 20.09 \text{ cm}^2$

➤ En travée :

$$M_t = 382.53 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{382.53 \times 10^6}{500 \times 1150^2 \times 14,2} = 0,041 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,041 \rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{382.53 \times 10^6}{0,980 \times 1150 \times 348} = 9.76 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5\text{HA}16 = 10.04 \text{ cm}^2$

## 2) E. L.S

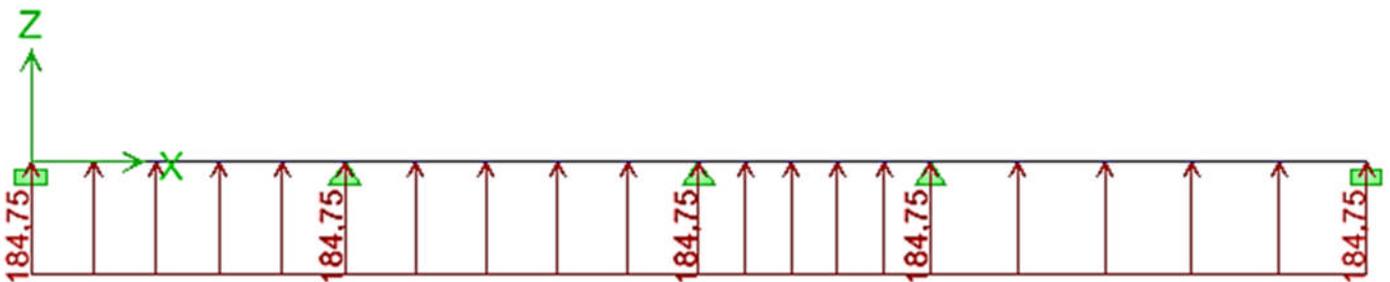


Figure VI-12 Charges revenant à la nervure longitudinale a l'ELS

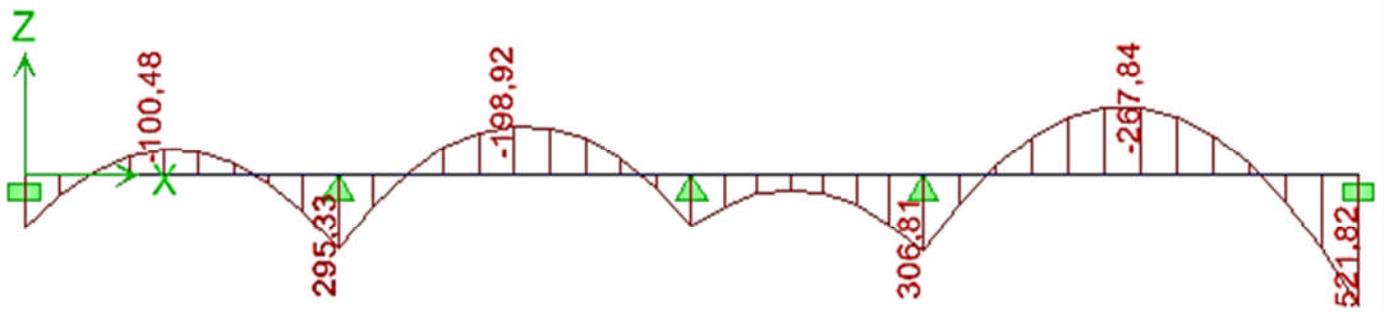


Figure VI-13 Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	745.24	521.82	1.43	0.079	0.104	0.47	Condition vérifiée
	Travée	382.53	267.84	1.43	0.041	0.052	0.47	Condition vérifiée

➤ **Sens transversale :**

ELU :  $q_u = 275.43 \text{ KN/m}$

ELS :  $q_s = 197.50 \text{ KN/m}$

1) **E.L.U**

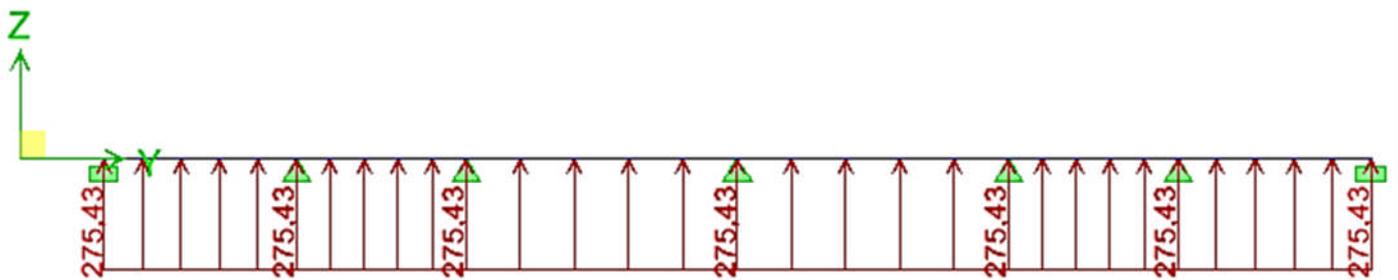


Figure VI-14 Charges revenant à la nervure transversale a l'ELU

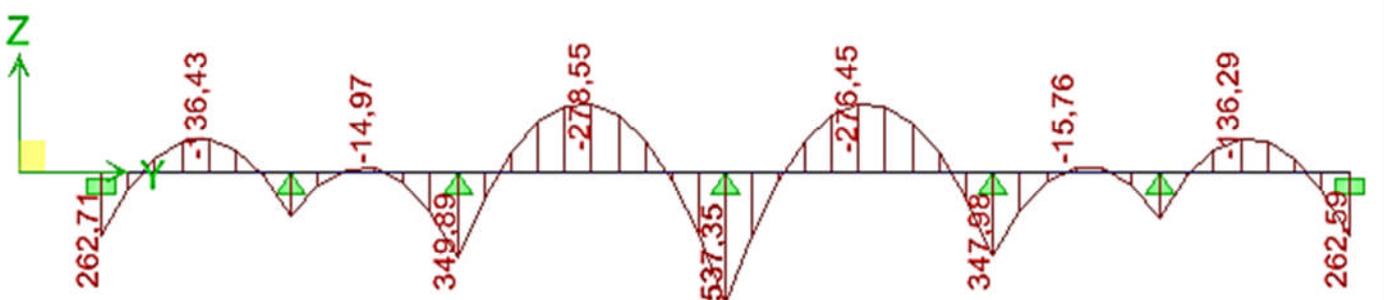


Figure VI-15 Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

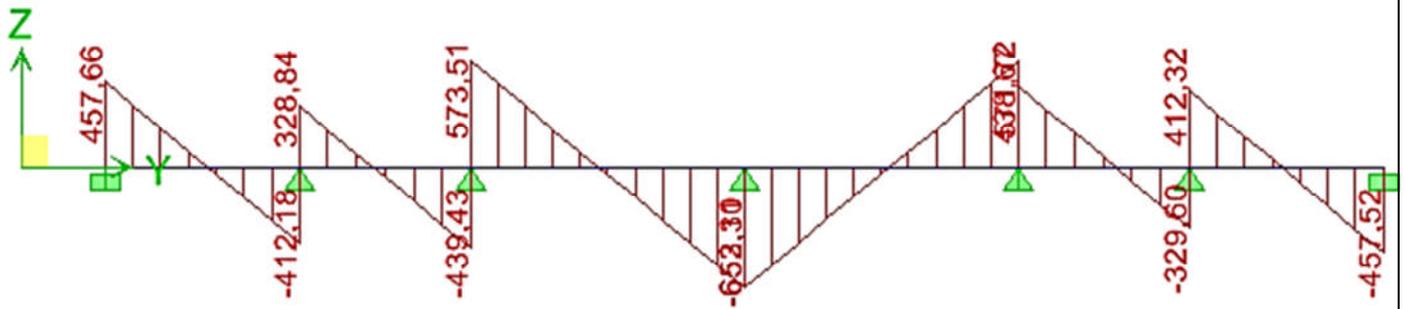


Figure VI-16 Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

➤ **Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 278.55 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 537.35 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm, } h = 120 \text{ cm, } d = 115 \text{ cm, } f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa, } \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_{app} = 537.35 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{537.55 \times 10^6}{500 \times 1150^2 \times 14,2} = 0,057 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,057 \rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{537.35 \times 10^6}{0,970 \times 1150 \times 348} = 13.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}16 + 5\text{HA}12 = 15.70 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

$$M_t = 278.55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{278.55 \times 10^6}{500 \times 1150^2 \times 14,2} = 0,029 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,029 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{278.55 \times 10^6}{0,985 \times 1150 \times 348} = 7.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA } 16 = 10.04 \text{ cm}^2$$

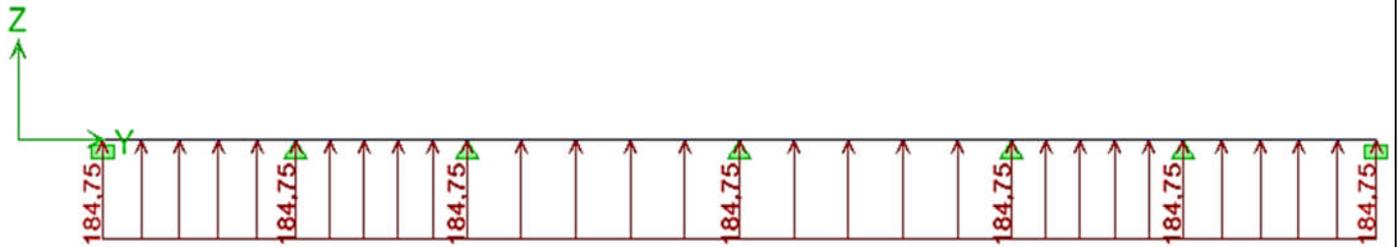
2) E. L.S

Figure VI-17 Charges revenant à la nervure transversale

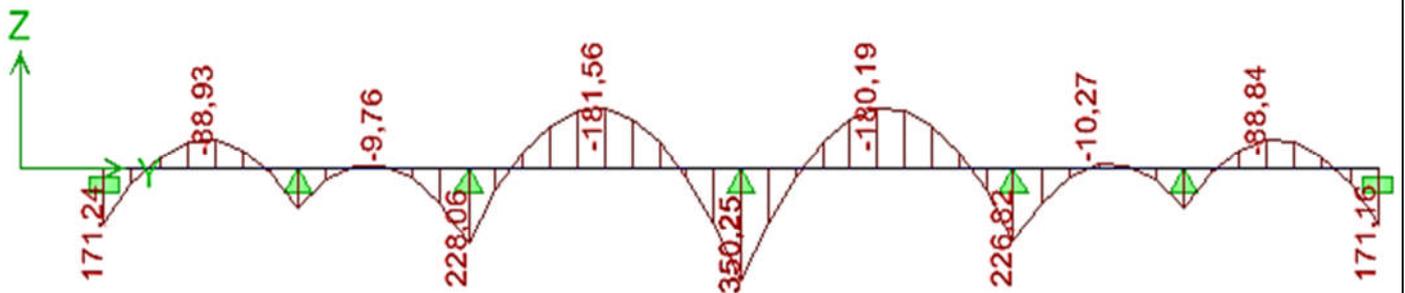


Figure VI-18 Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	537.35	350.25	1.53	0.057	0.073	0.515	Condition vérifiée
	Travée	278.55	180.19	1.54	0.029	0.037	0.520	Condition vérifiée

➤ Vérification à l'ELU :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 115 \times 2.1}{400} = 6.94 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

➤ Armatures transversales :✓ Espacement des armatures

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{30 ; 19.2\} = 17.5 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm} : \text{ en zone nodale}$

$S_t = 15 \text{ cm}$  : en zone courante

• **La quantité Armatures transversale minimales :**

✓ **En zone nodale :**  $A_{\min} = 0.003 S_t b = 1.5 \text{ cm}^2$

✓ **En zone courante :**  $A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.25 \text{ cm}^2$

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max} = 741.45 \text{ kN}$

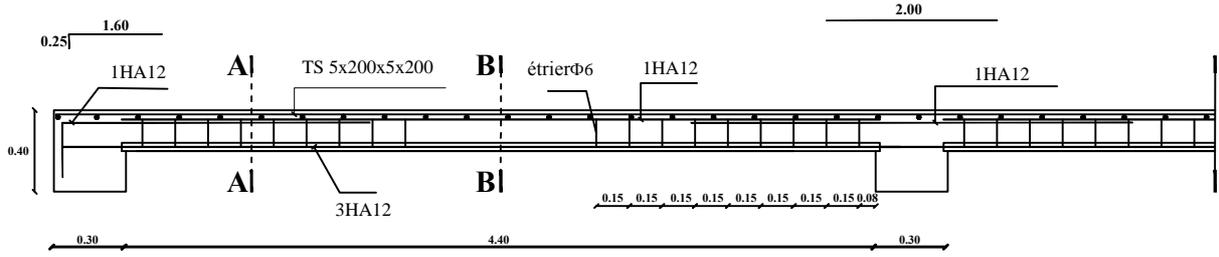
$$\tau_u = \frac{741.45 \times 10^3}{500 \times 1150} = 1.28 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**X.1.Introduction :** Les fondations sont conçues pour reconduire les efforts et les charges appliquées sur la structure vers le sol d'assise. Cette fonction passe par un choix de fondation équivalent qui peut assumer ce rôle.

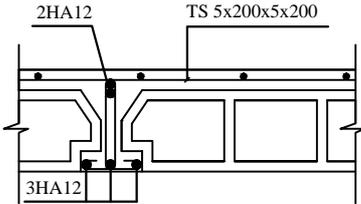
Les efforts appliqués sont les suivent :

***PLANS DE FERRAILLAGE DES  
ELEMENTS SECONDAIRES***

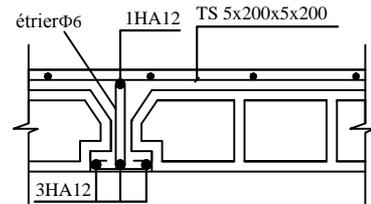
FERRAILLAGE DU PLANCHER DE L'ETAGE DE SERVICE



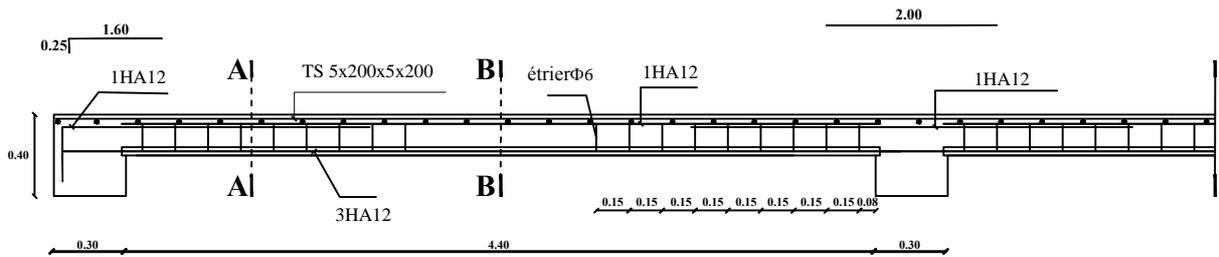
*Coupe A-A*



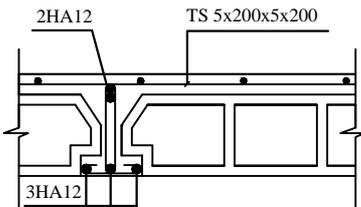
*Coupe B-B*



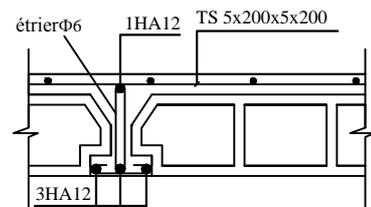
FERRAILLAGE DU PLANCHER DE L'ETAGE COURANT ET TERRASSE



*Coupe A-A*



*Coupe B-B*



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERR DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :  
 Mr : BERKANE BRAHIM  
 Mr : AZIZI SAID  
 DIRIGE PAR :  
 Melle : LARABI

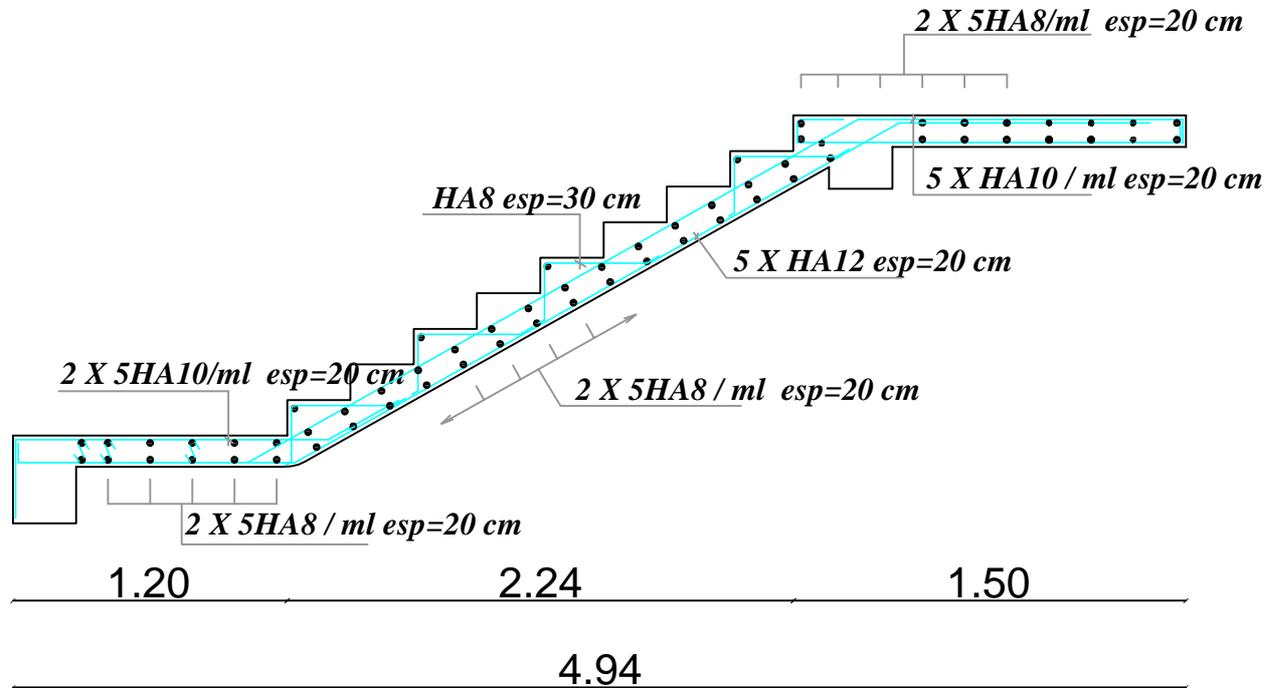
TITRE :  
 FERRAILLAGE DES PLANCHERS

PROMOTION : 2013/2014

PLANCHE N°

ECHELLE :1/25

# ferrailage des escaliers



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
Mr : BERKANE BRAHIM  
Mr : AZIZI SAID

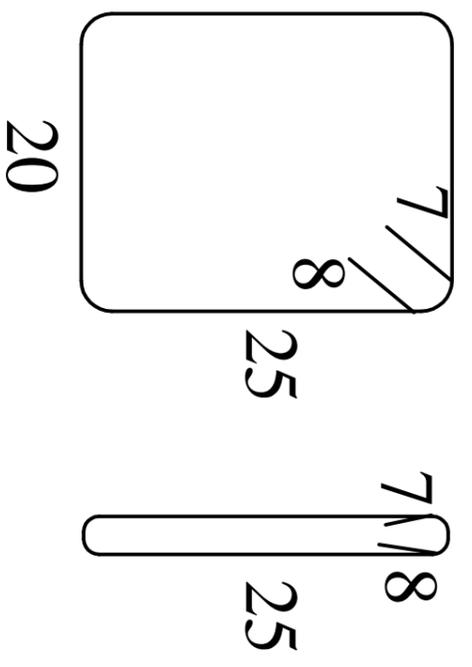
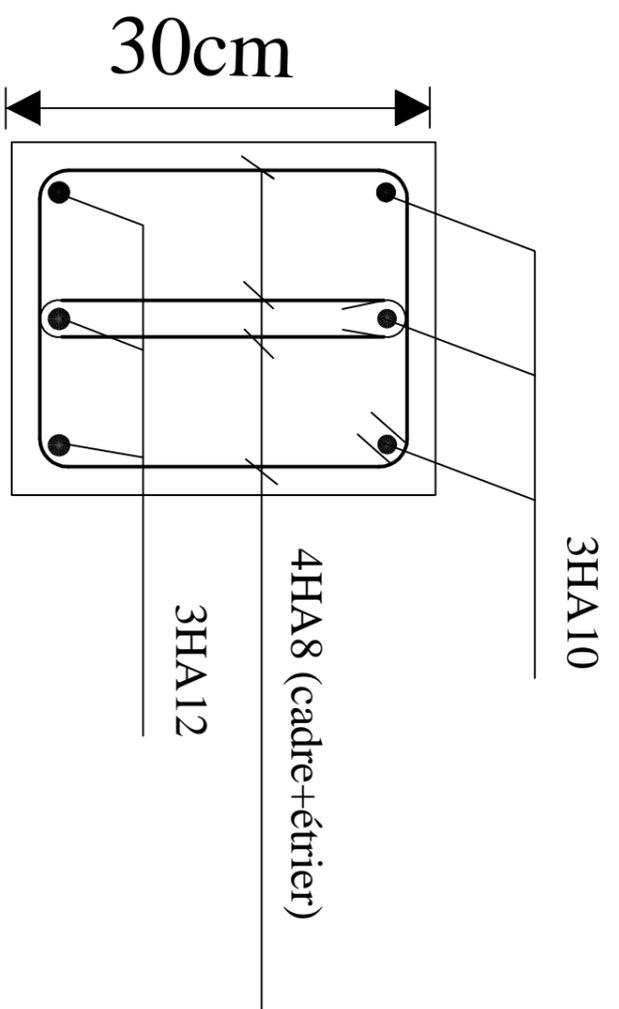
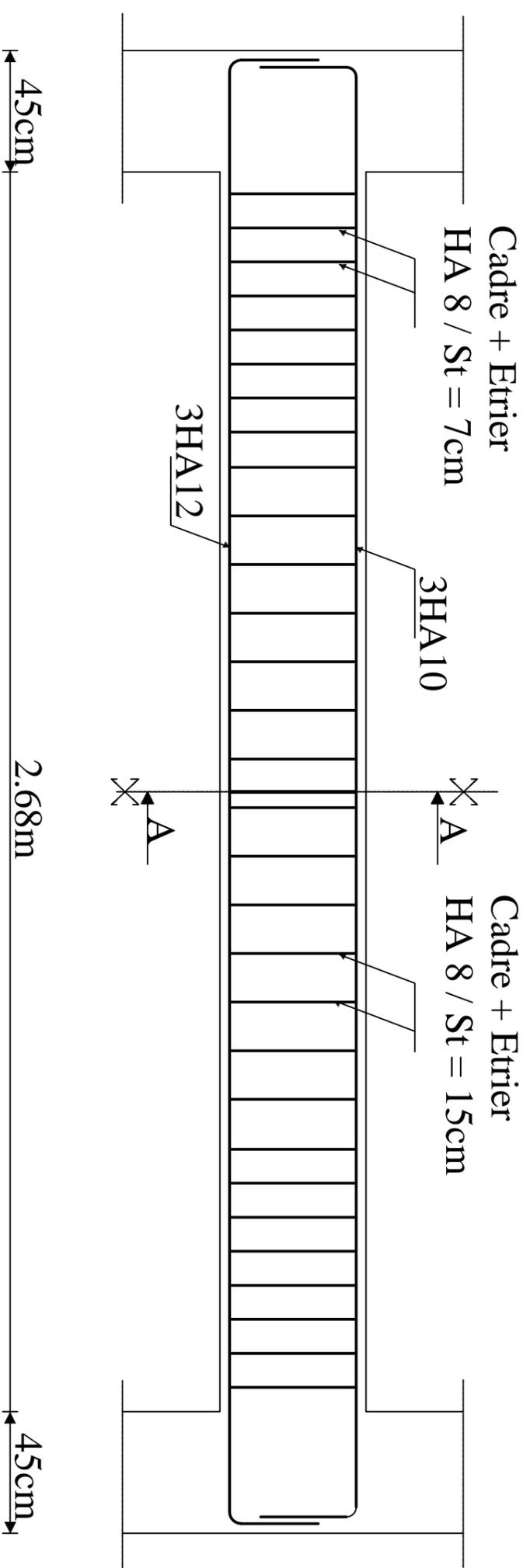
DIRIGE PAR :  
Melle : LARABI

PROMOTION : 2014/2015

TITRE :

Ferrailage de l'escalier

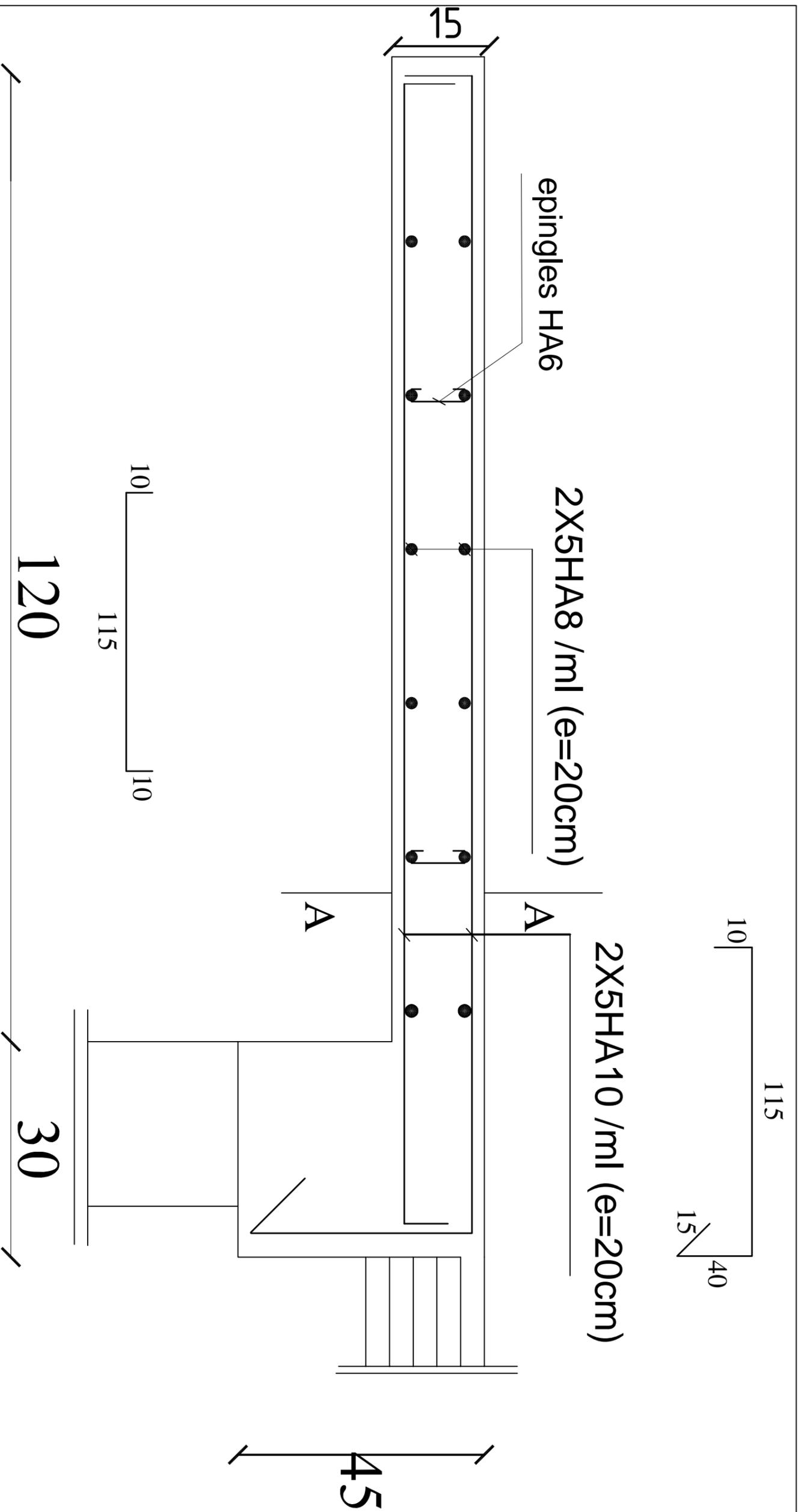
PLANCHE N°



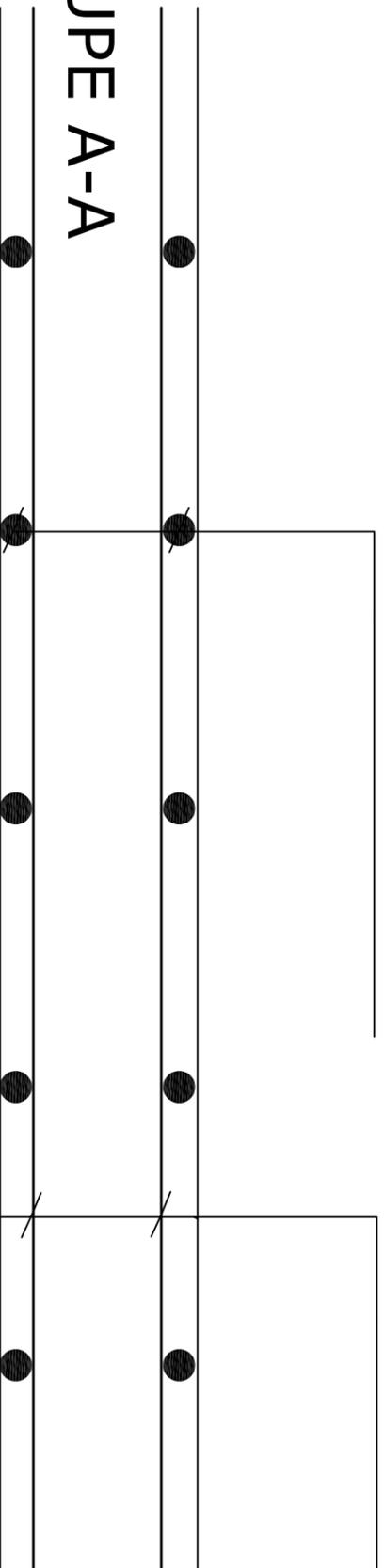
Coupe A-A

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZ-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :		TITRE :	
Mr : BERKANE BRAHIM		FERRAILLAGE de la poutre palétre	
Mr : AZIZI SAID			
DIRIGE PAR :			
Mml : LARABI		PLANCHE N°	ECHELLE : 1/25
PROMOTION : 2014/2015			



**COUPE A-A**



2X5HA10/ml St=20cm

5HA8/ml St=20cm

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

TITRE :

Ferrailage de balcon

ETUDE PAR :  
 Mr : BERKANE BRAHIM  
 Mr : AZIZI SAID

DIRIGE PAR :  
 Mml : LARABI

PROMOTION : 2014/2015

PLANCHE N°

ECHELLE

45

120

30

115

10

10

115

10

40

15

epingles HA6

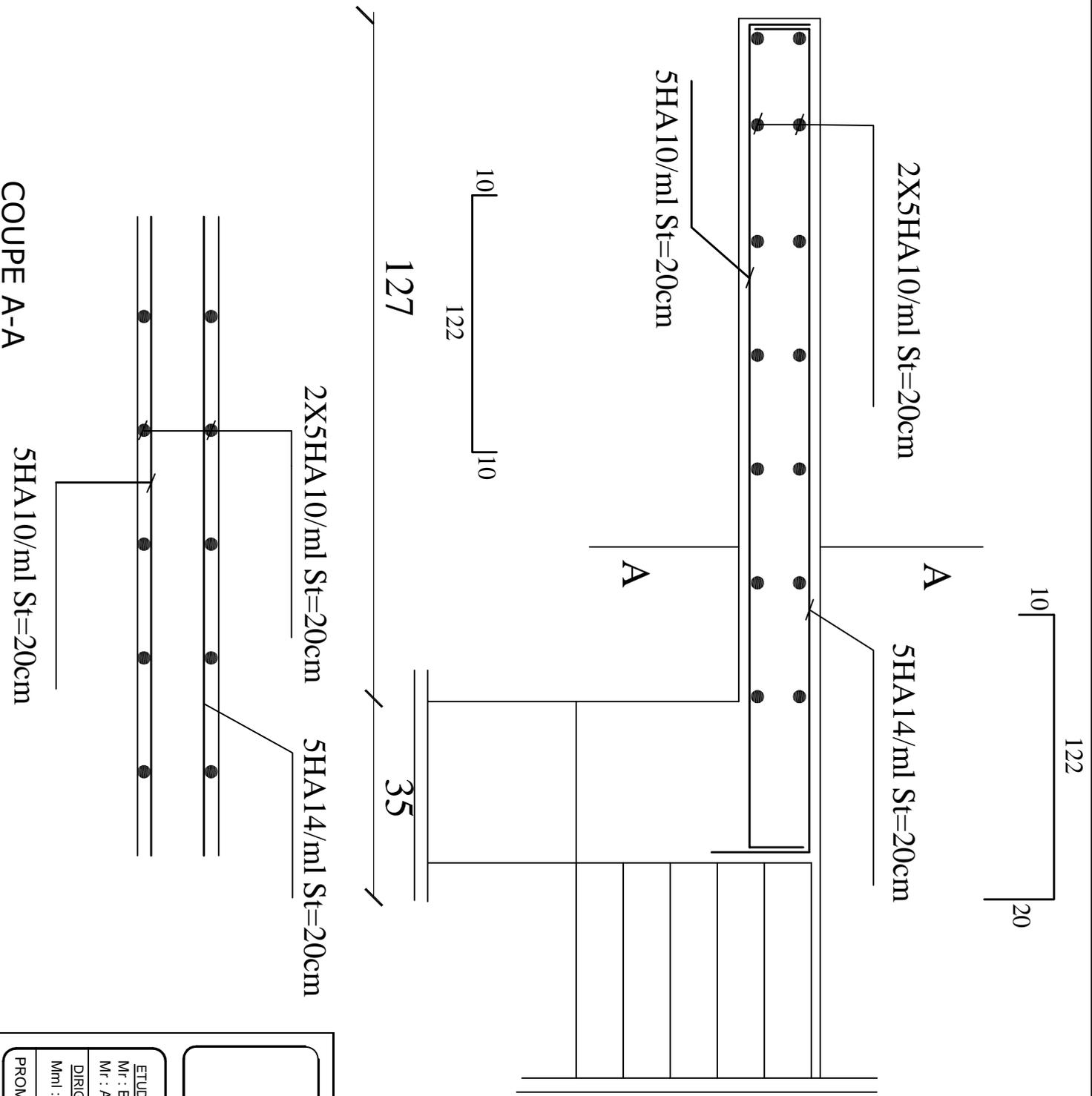
2X5HA8 /ml (e=20cm)

2X5HA10 /ml (e=20cm)

15

A

A



COUPE A-A

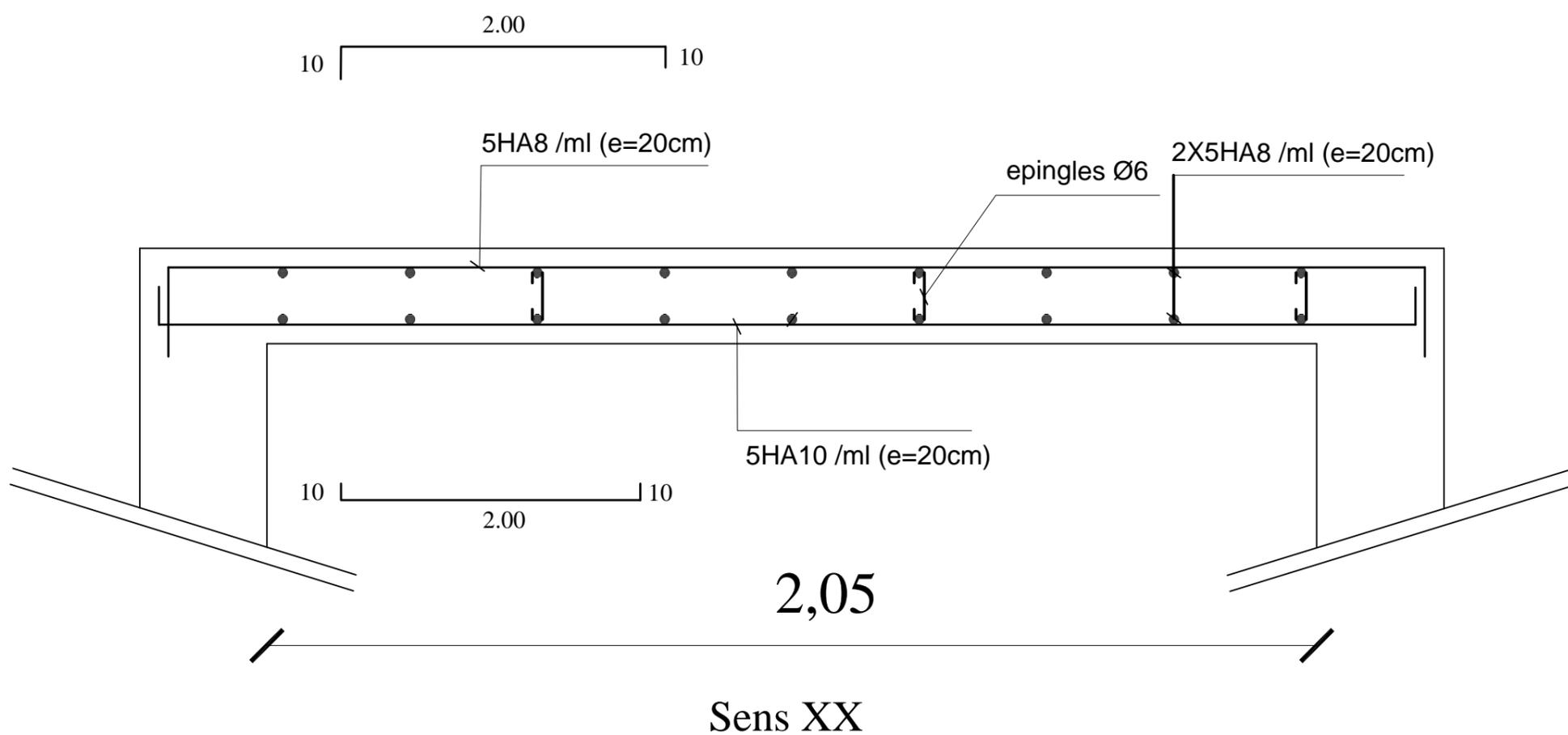
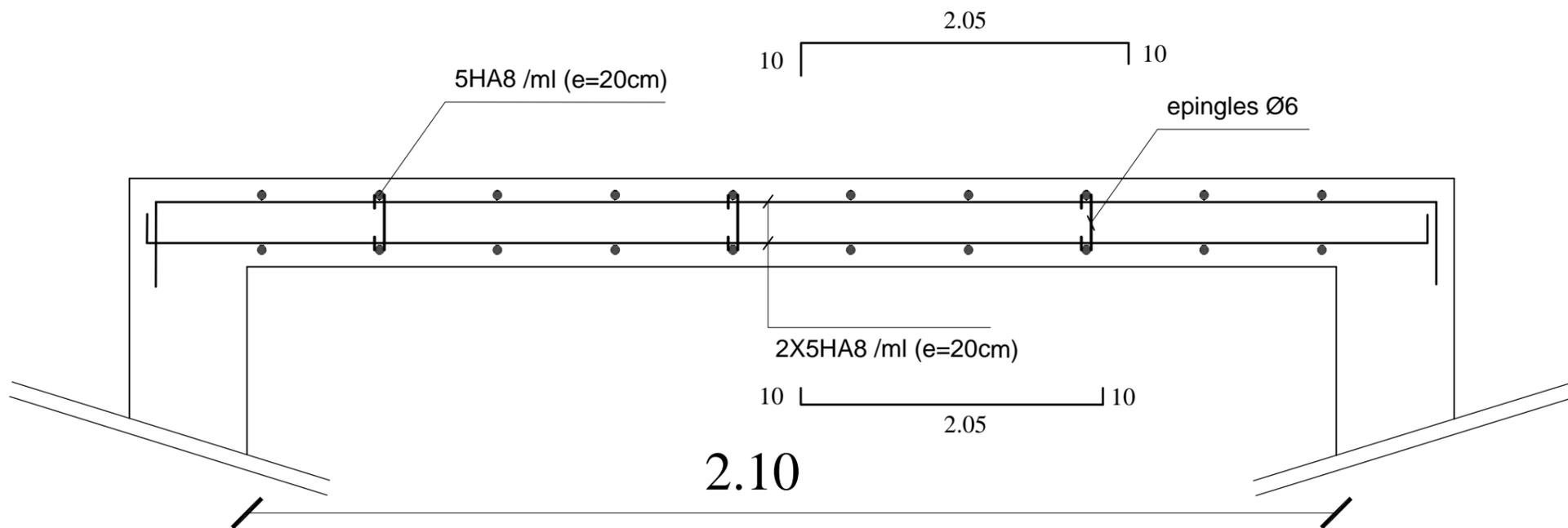
SHA10/ml St=20cm

2X5SHA10/ml St=20cm

SHA14/ml St=20cm

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :		TITRE :	
Mr : BERKANE BRAHIM		Ferrailage de porte a faux	
Mr : AZIZI SAID			
DIRIGE PAR :			
M/ml : LARABI			
PROMOTION : 2014/2015	PLANCHE N°	ECHELLE	



## Ferrailage de la salle machine

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 Mr : BERKANE BRAHIM  
 Mr : AZIZI SAID

DIRIGE PAR :  
 Mml : LARABI

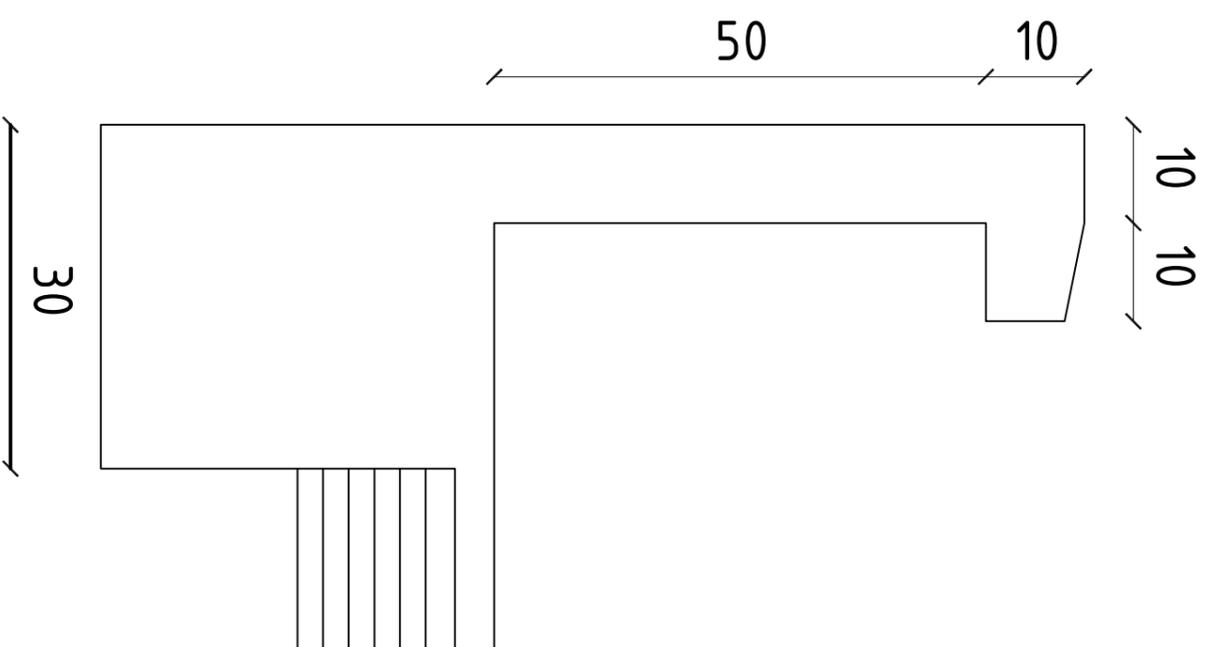
PROMOTION : 2014/2015

TITRE :

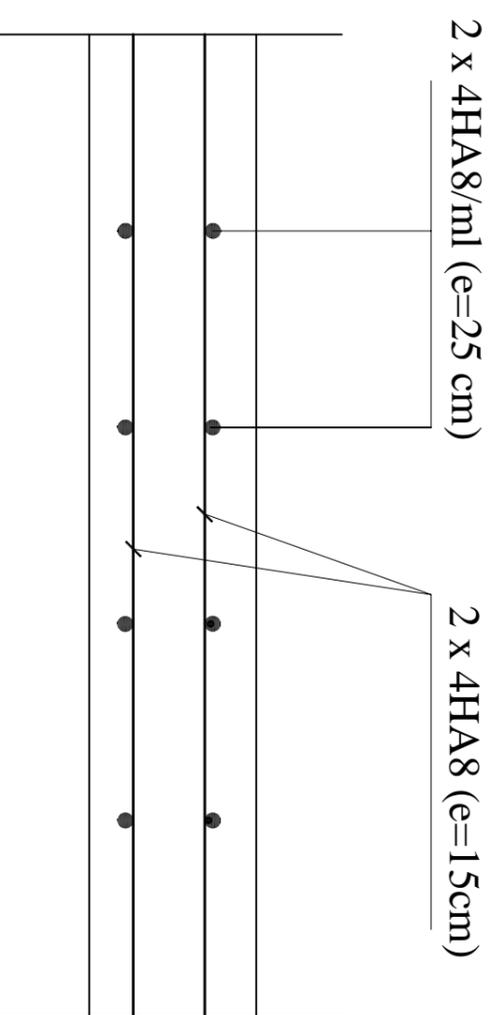
Ferrailage de la salle Machine

PLANCHE N°

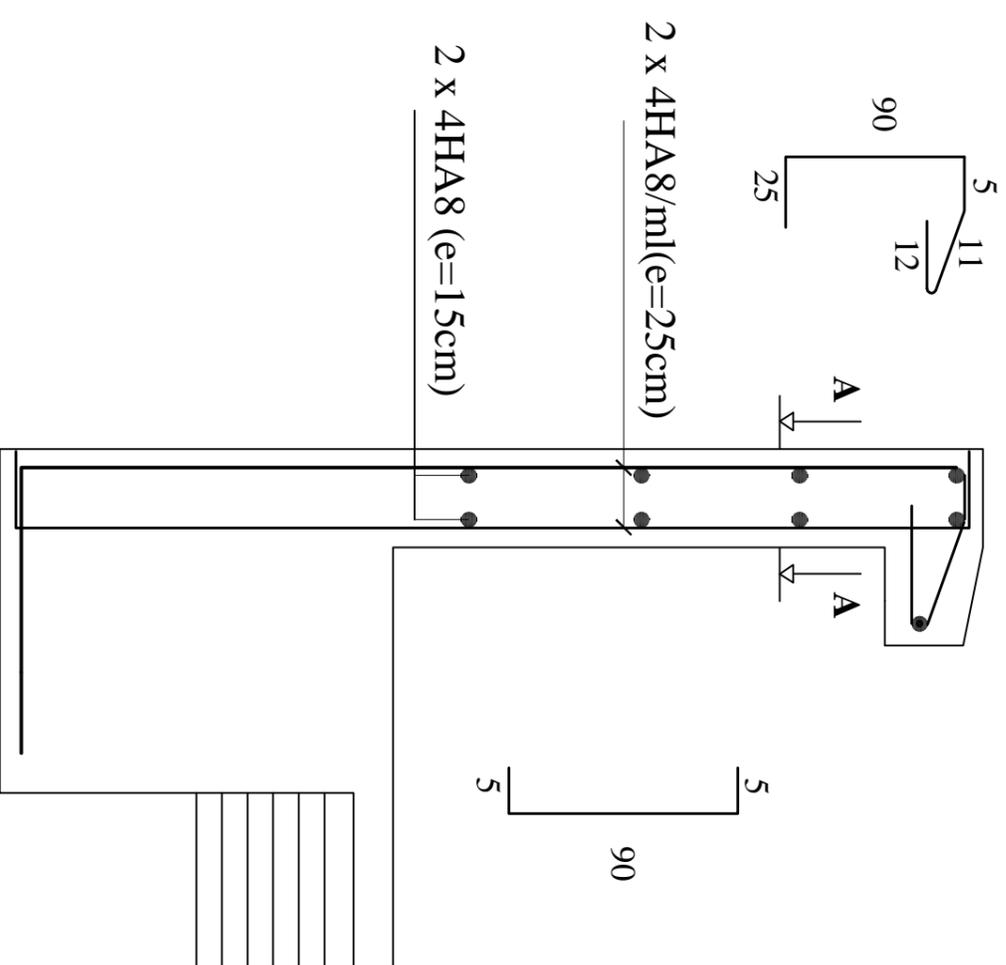
ECHELLE



Coffrage de l'acrotère



Coupe A-A



Ferrailage de l'acrotère

UNIVERSITE MOLOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr : BERKANE BRAHIM

Mr : AZIZI SAID

DIRIGE PAR :

Mml : LAARABI

TITRE :

Coffrage et Ferrailage de l'Acrotère

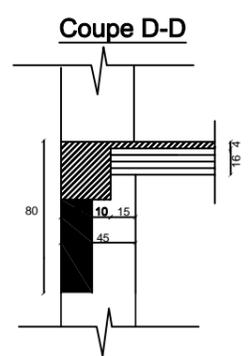
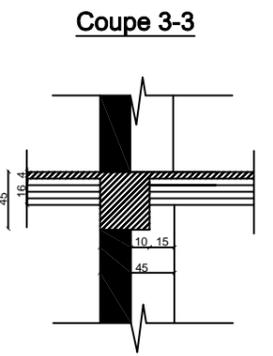
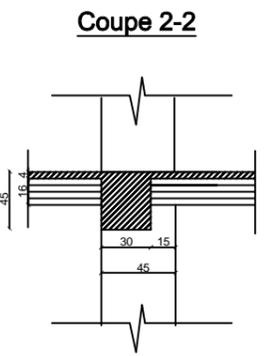
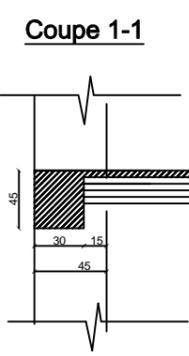
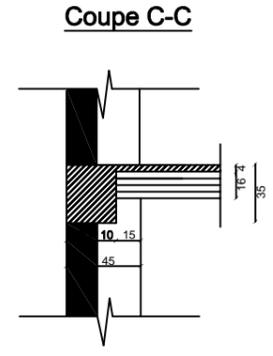
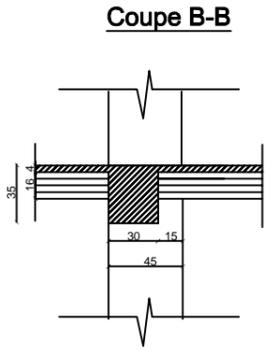
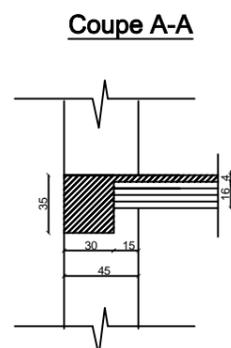
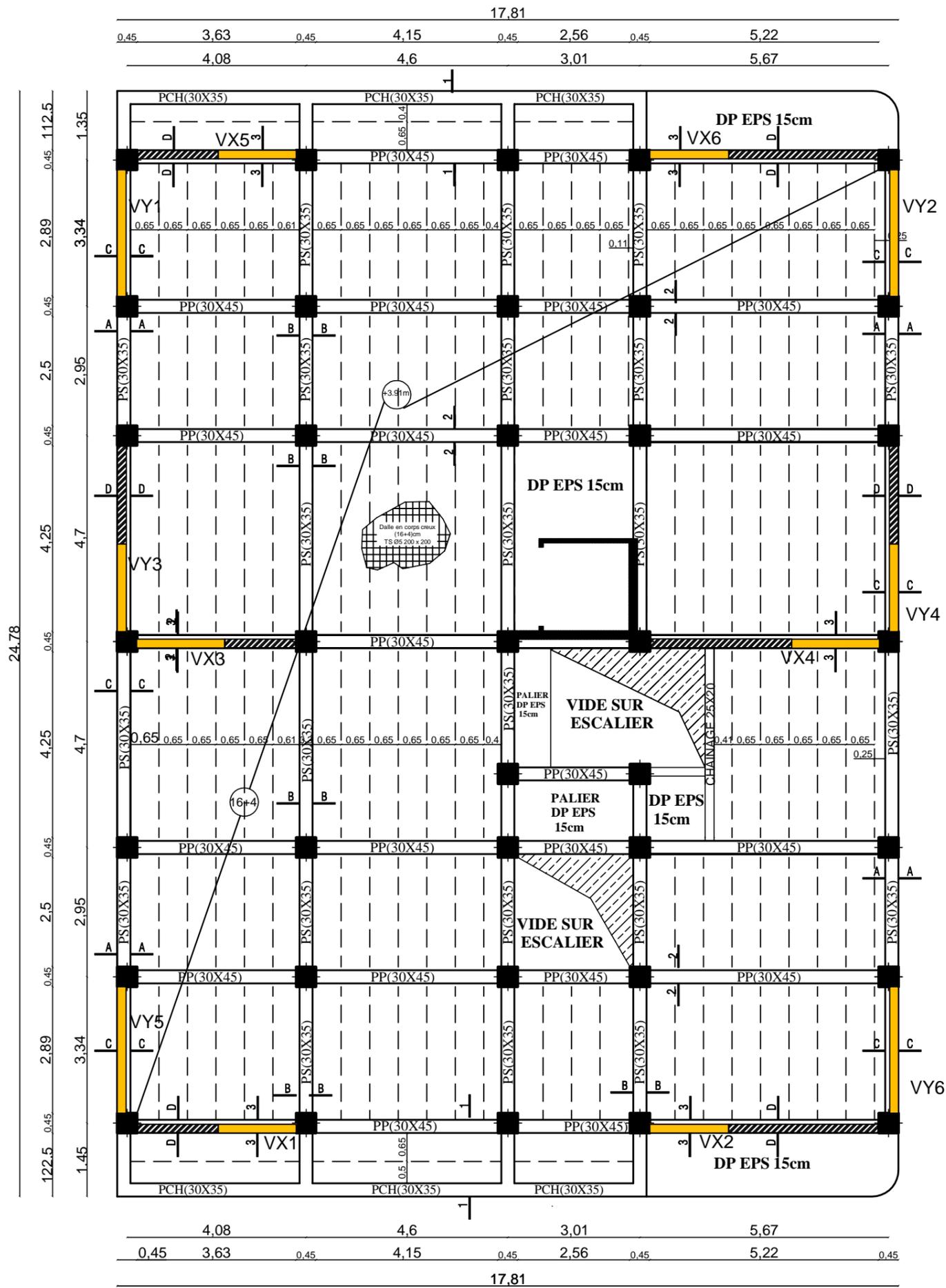
PROMOTION : 2014/2015

PLANCHE N°

ECHELLE

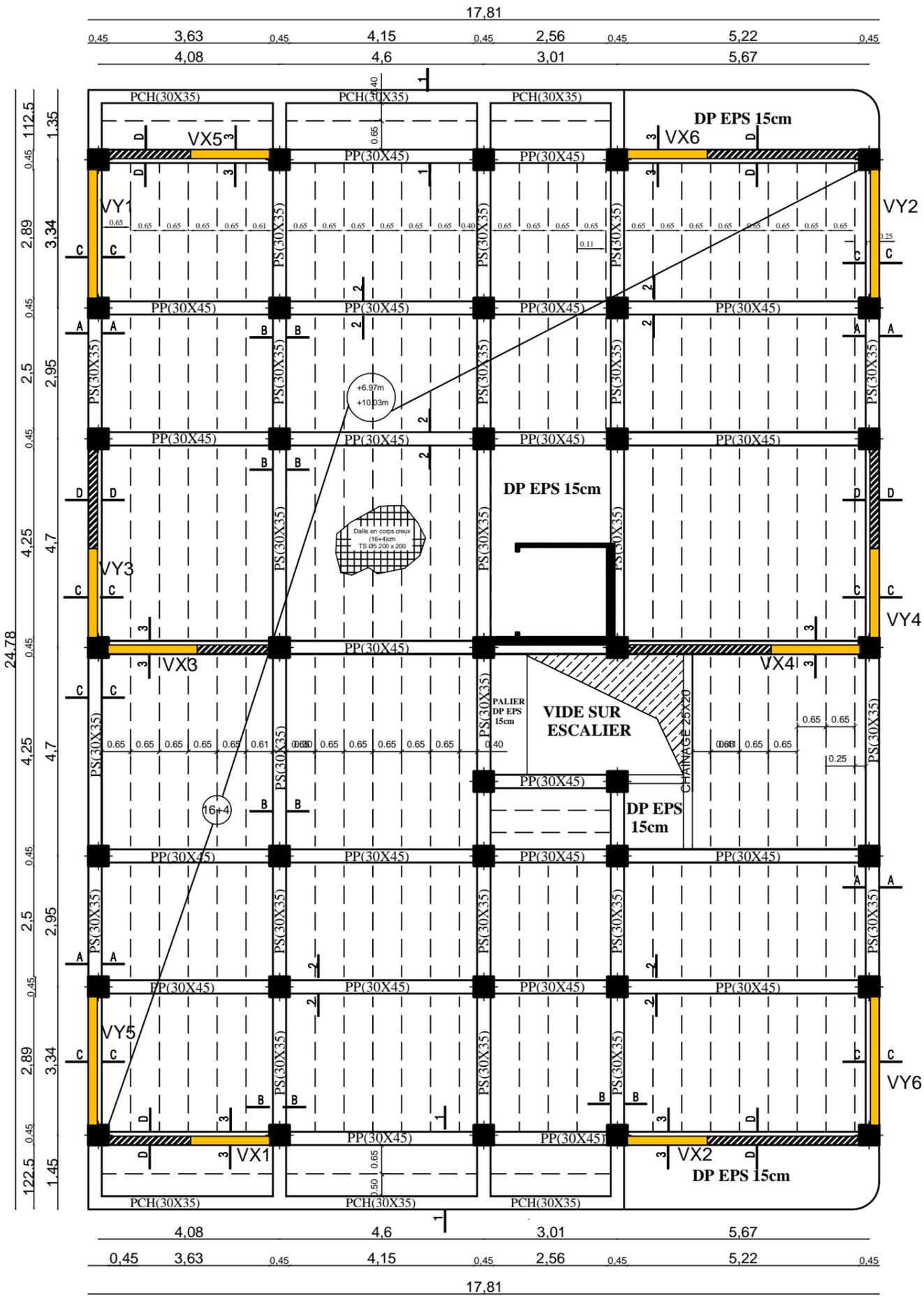
# ***PLANS DE COFFRAGE***



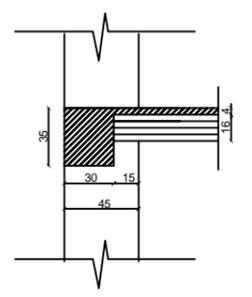


UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

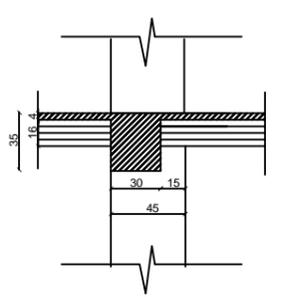
ETUDIE PAR : Mr : BERKANE BRAHIM Mr : AZIZI SAID	TITRE :  plans de coffrage RDC	
DIRIGE PAR : Melle : LARABI	PROMOTION : 2014/2015	PLANCHE N°
		ECHELLE



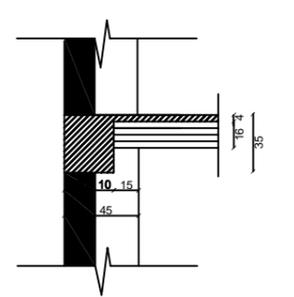
Coupe A-A



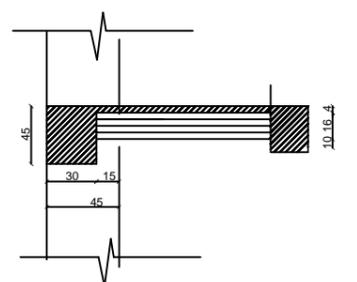
Coupe B-B



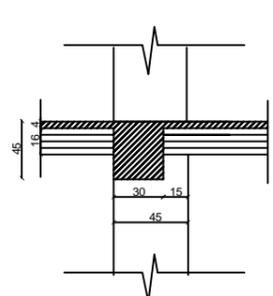
Coupe C-C



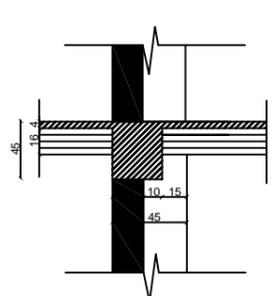
Coupe 1-1



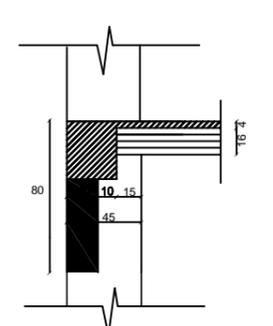
Coupe 2-2



Coupe 3-3

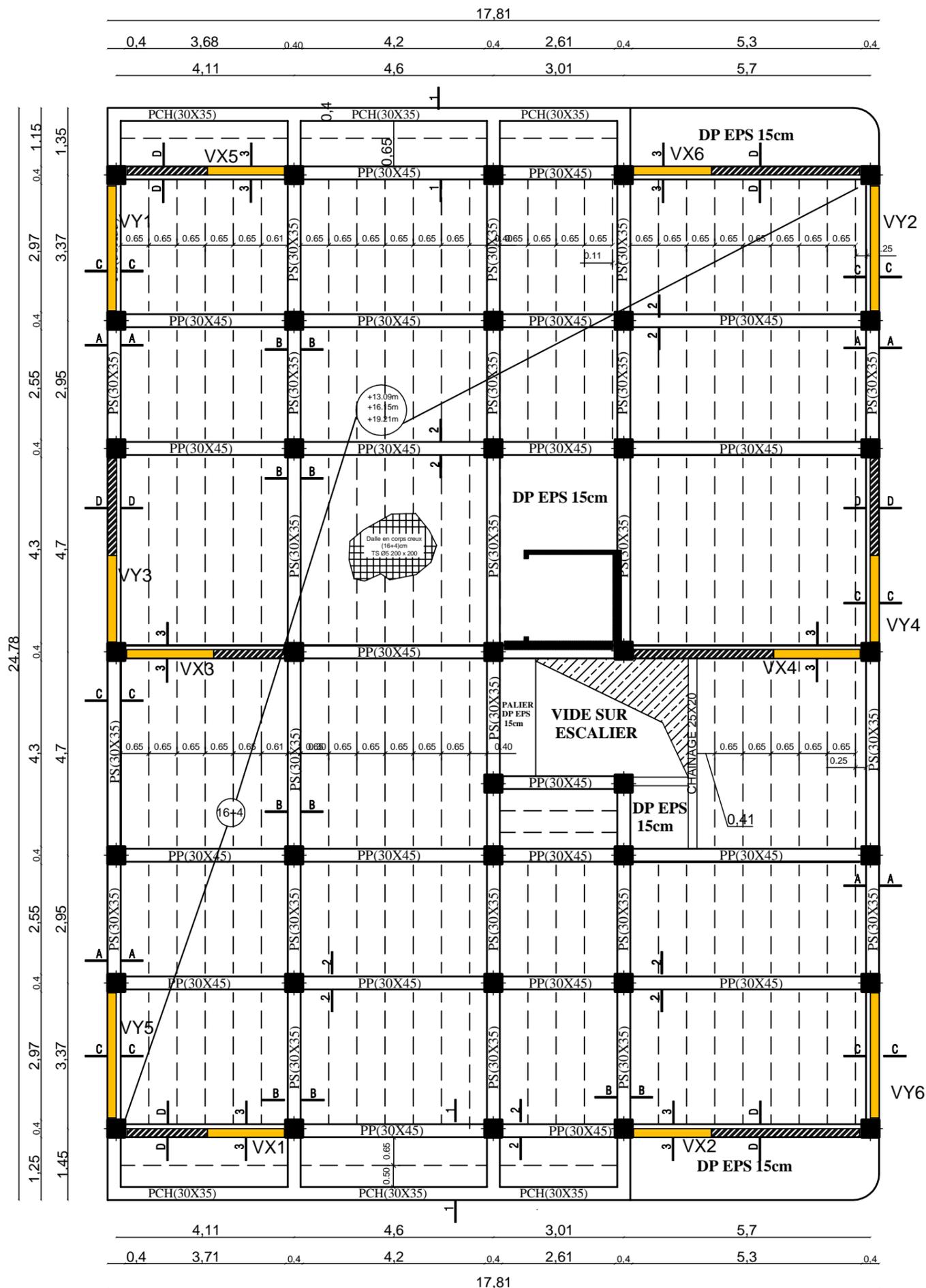


Coupe C-C

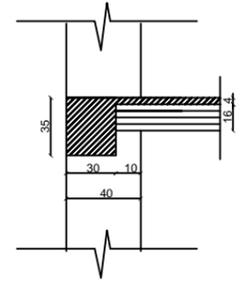


UNIVERSITE MOULOUDE MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

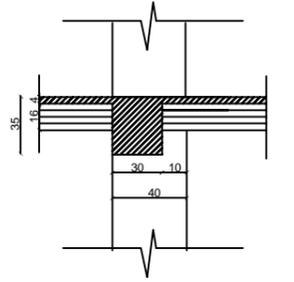
ETUDIE PAR : Mr : BERKANE BRAHIM Mr : AZIZI SAID		TITRE : Plans de coffrage 1 et 2eme étage	
DIRIGE PAR : Melle : LARABI			
PROMOTION : 2014/2015	PLANCHE N°	ECHELLE	



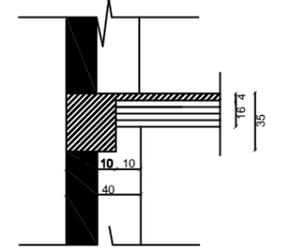
**Coupe A-A**



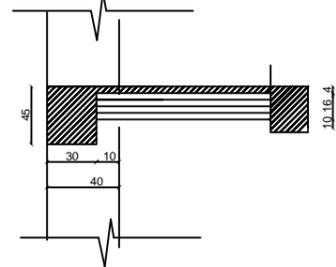
**Coupe B-B**



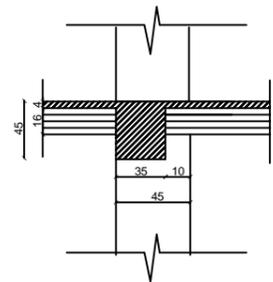
**Coupe B'-B'**



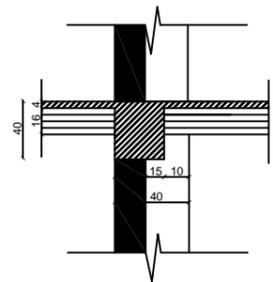
**Coupe 1-1**



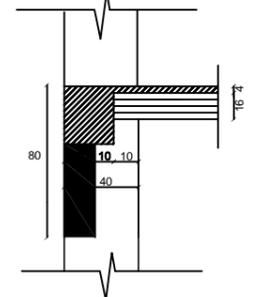
**Coupe 2-2**



**Coupe 2'-2'**

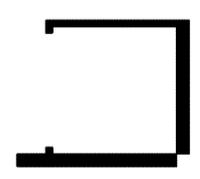


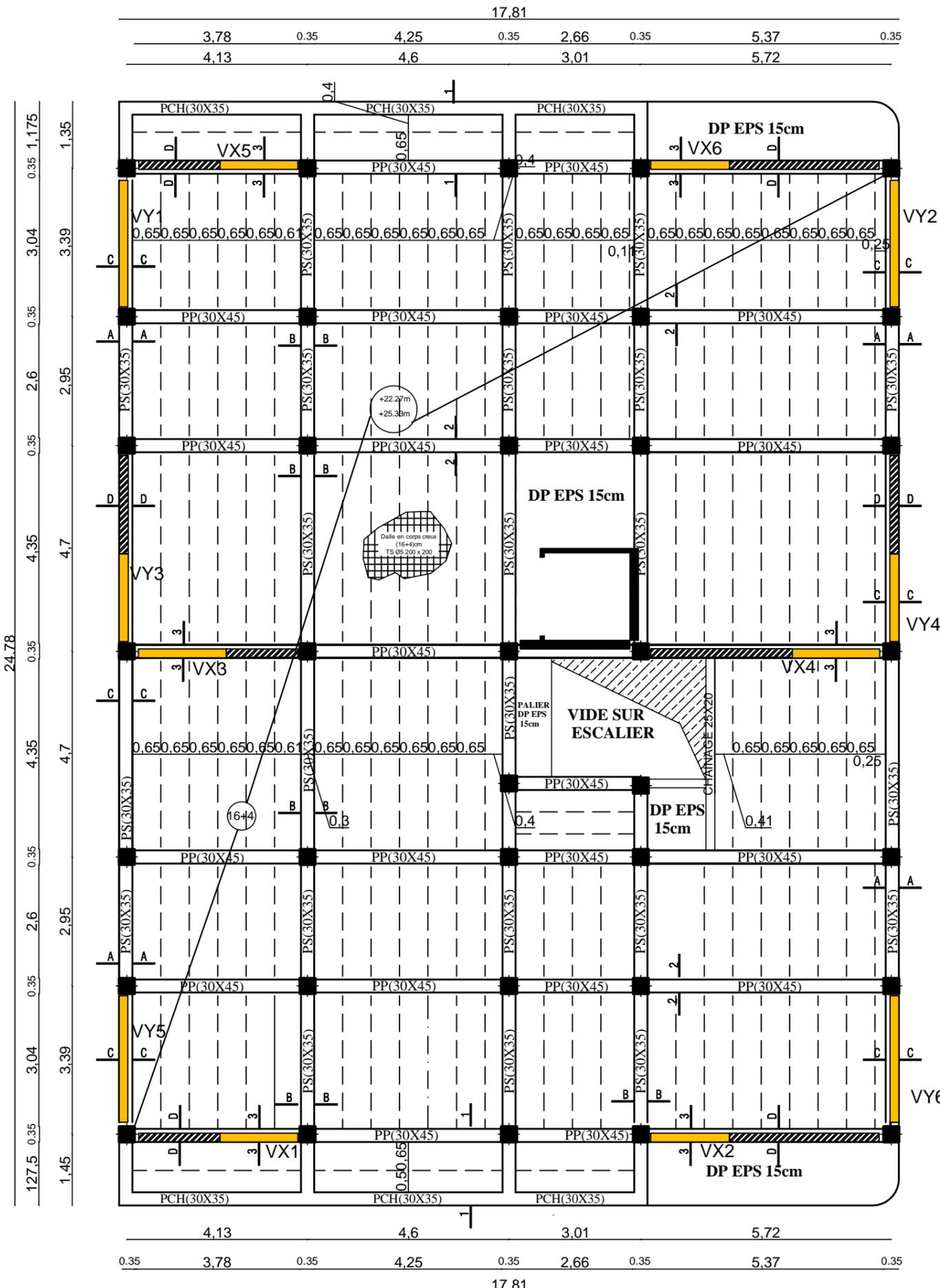
**Coupe C-C**



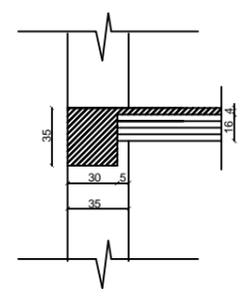
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mr : BERKANE BRAHIM Mr : AZIZI SAID	TITRE : Plans de coffrage 3 ,4 et 5eme étage	
DIRIGE PAR : Melle : LARABI	PROMOTION : 2014/2015	PLANCHE N°
		ECHELLE

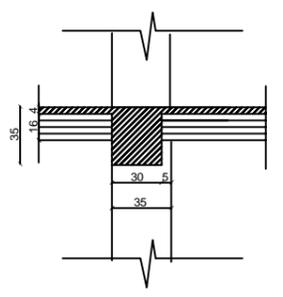




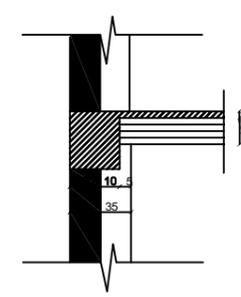
Coupe A-A



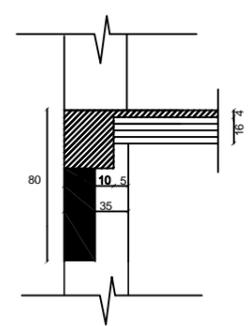
Coupe B-B



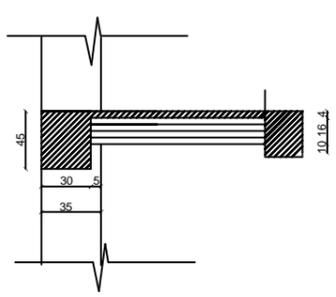
Coupe B'-B'



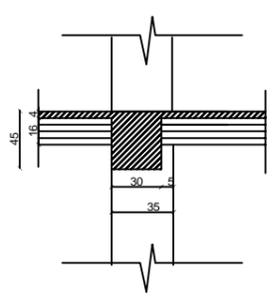
Coupe D-D



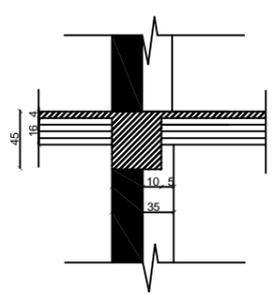
Coupe 1-1



Coupe 2-2



Coupe 3-3

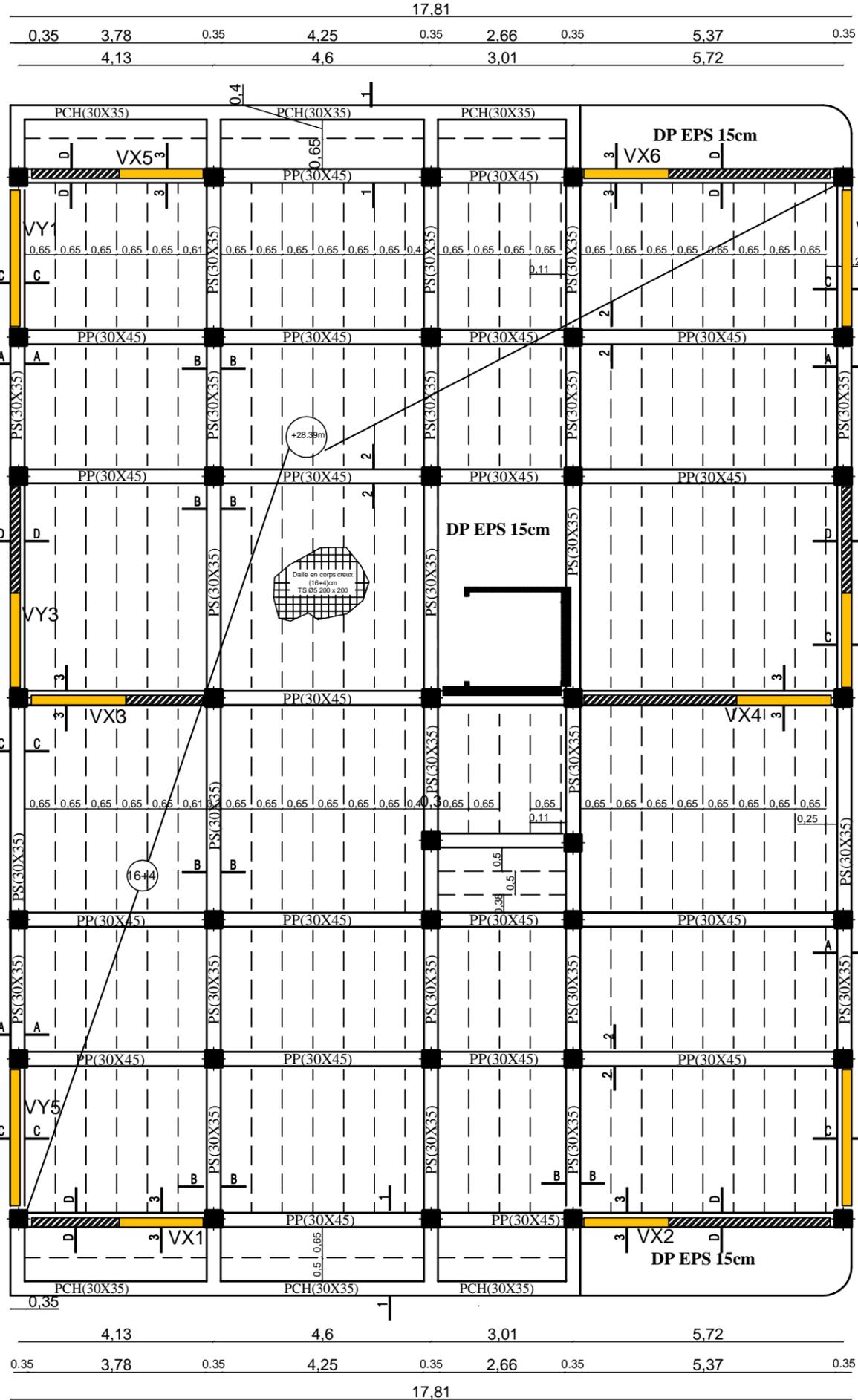


UNIVERSITE MOULoud MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

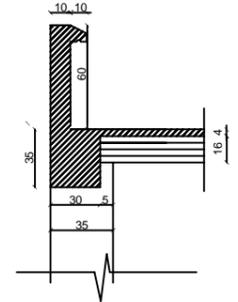
ETUDIE PAR : Mr : BERKANE BRAHIM Mr : AZIZI SAID	TITRE :  Plans de coffrage 6 et 7eme étage	
DIRIGE PAR : Melle : LARABI	PROMOTION : 2014/2015	PLANCHE N°
		ECHELLE

24.78

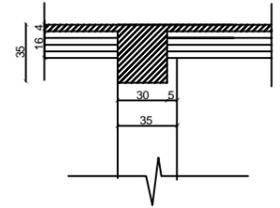
127,5 0,35 3,04 0,35 2,6 0,35 4,35 0,35 4,7 0,35 2,95 0,35 4,35 0,35 2,6 0,35 2,95 0,35 3,04 0,35 3,39 0,35 1,45



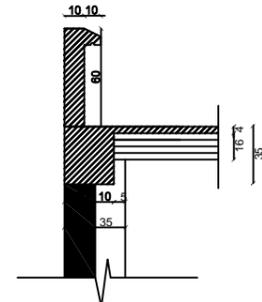
Coupe A-A



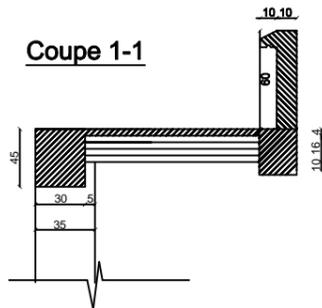
Coupe B-B



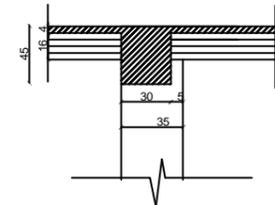
Coupe C-C



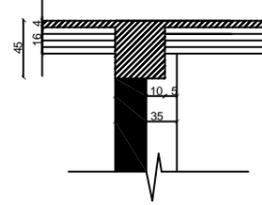
Coupe 1-1



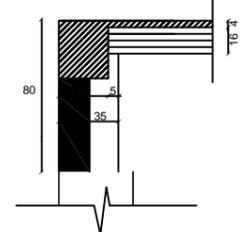
Coupe 2-2



Coupe 3-3

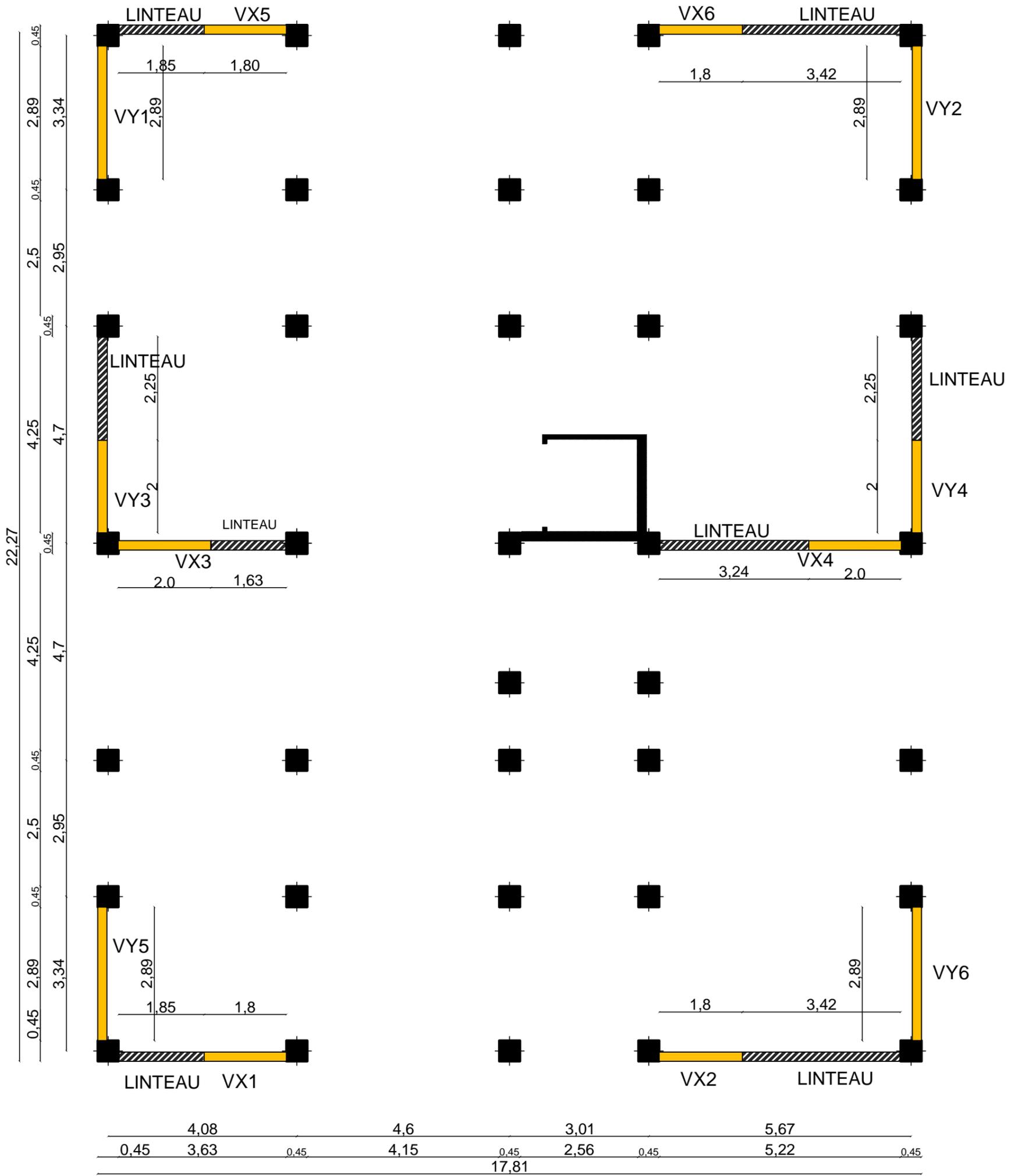


Coupe D-D



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mr : BERKANE BRAHIM Mr : AZIZI SAID	TITRE :  Plans de coffrage de la terrasse	
DIRIGE PAR : Melle : LARABI	PROMOTION : 2014/2015	PLANCHE N°
		ECHELLE



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
Mr : BERKANE BRAHIM  
Mr : AZIZI SAID

DIRIGE PAR :  
Melle : LARABI

TITRE :

Disposition des voiles

PROMOTION : 2014/2015

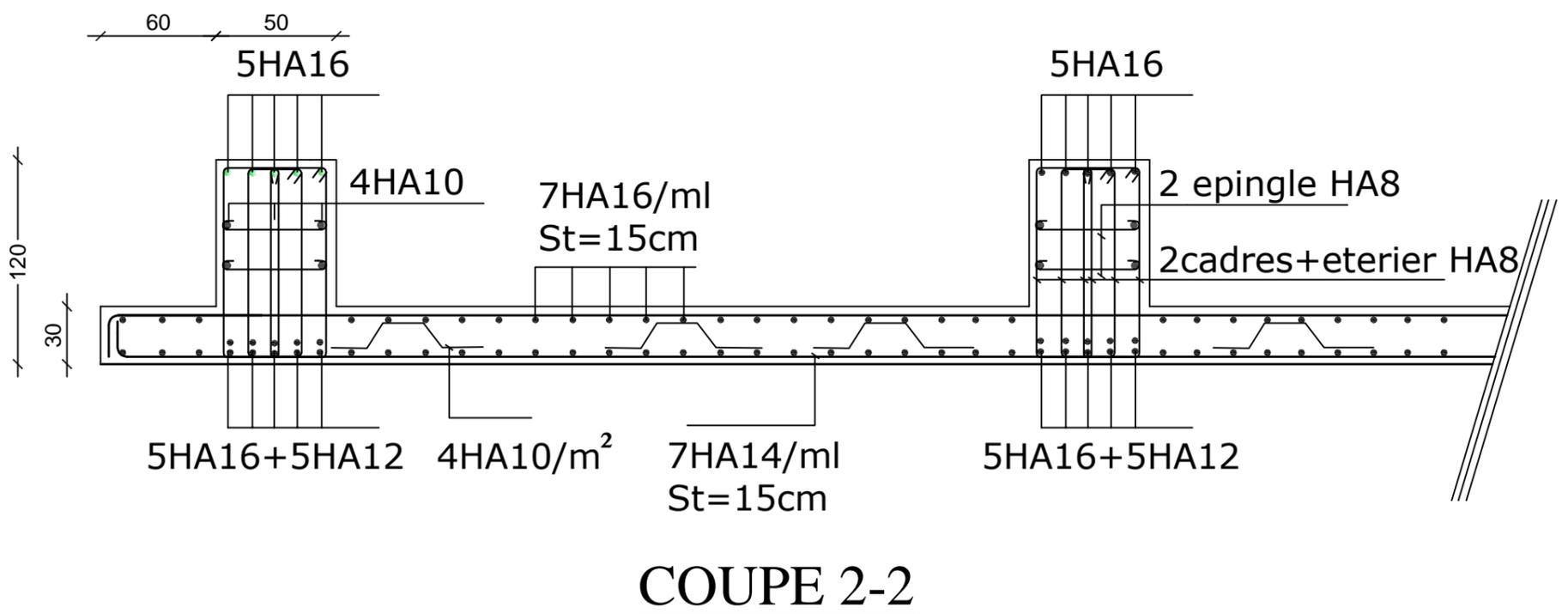
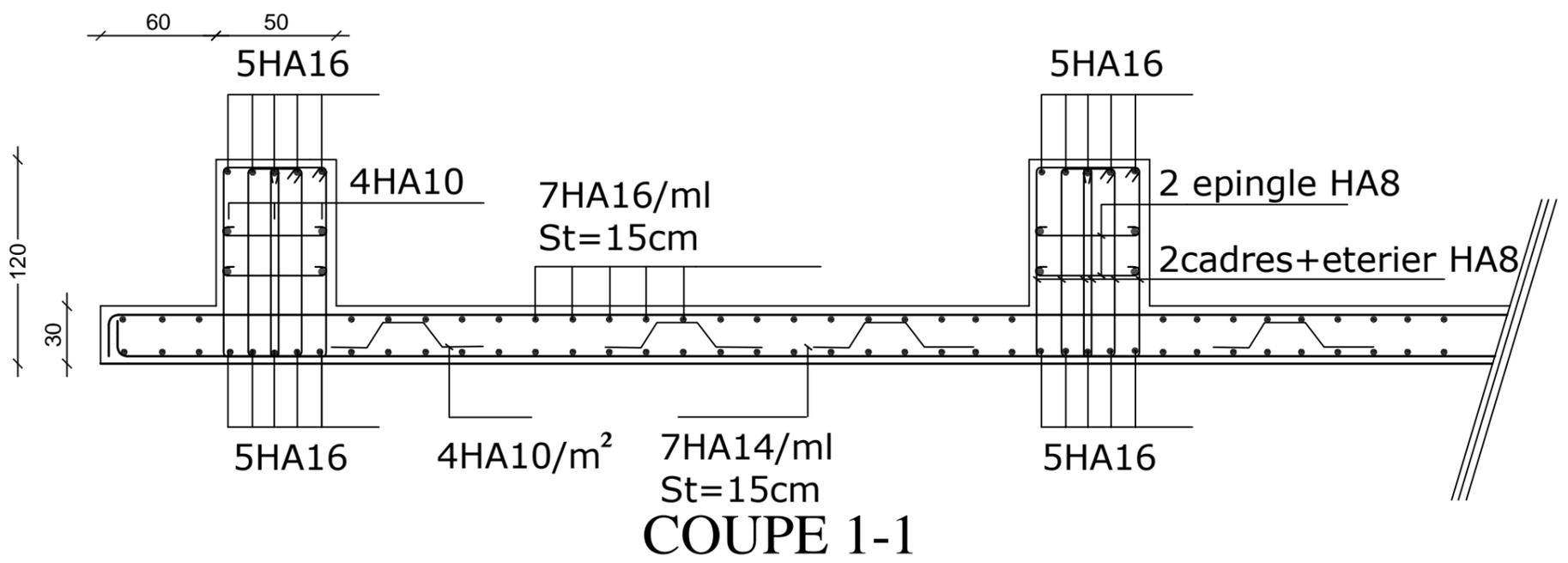
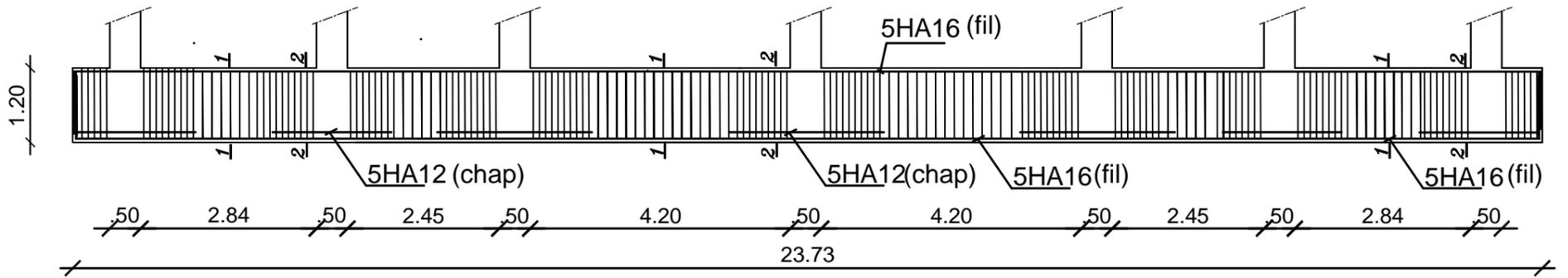
PLANCHE N°

ECHELLE

***PLANS DE FERRAILLAGE DES  
ELEMENTS STRUCTURAUX***

# FERRAILLAGE NERVURE DIM

## (50 X 120) sens transversale

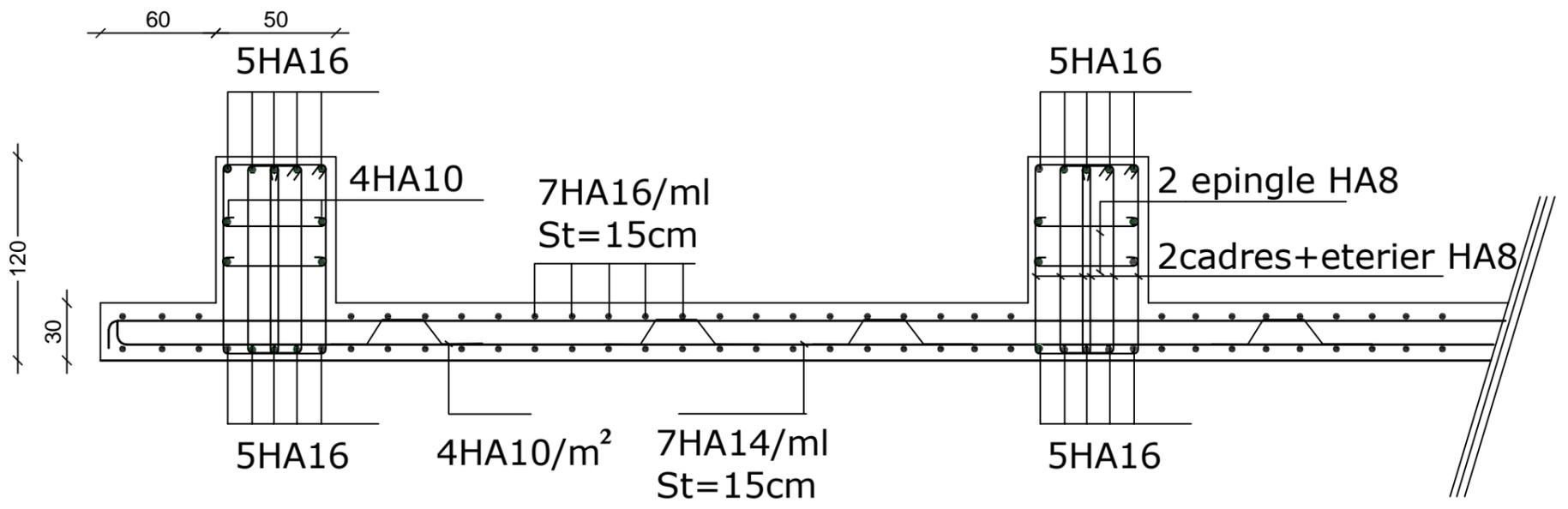
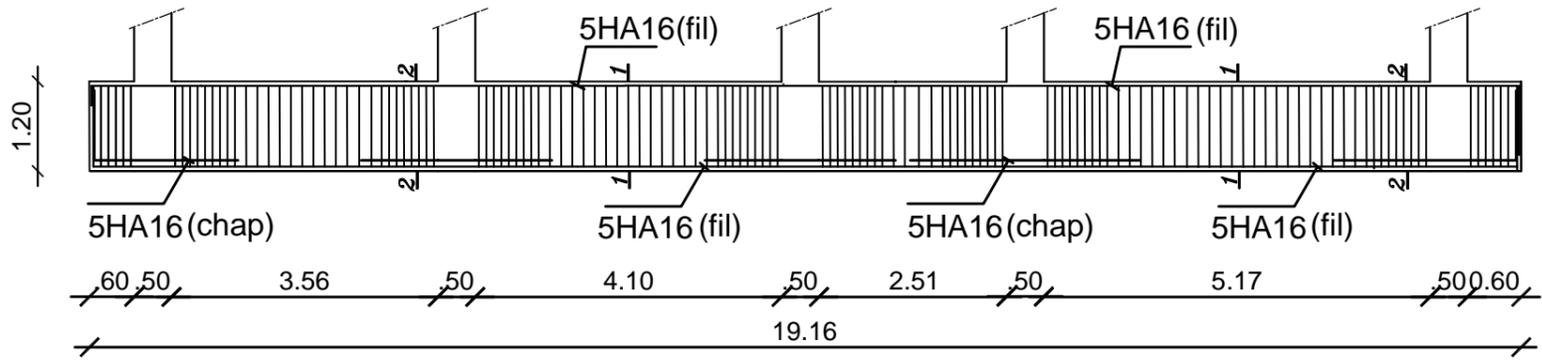


UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

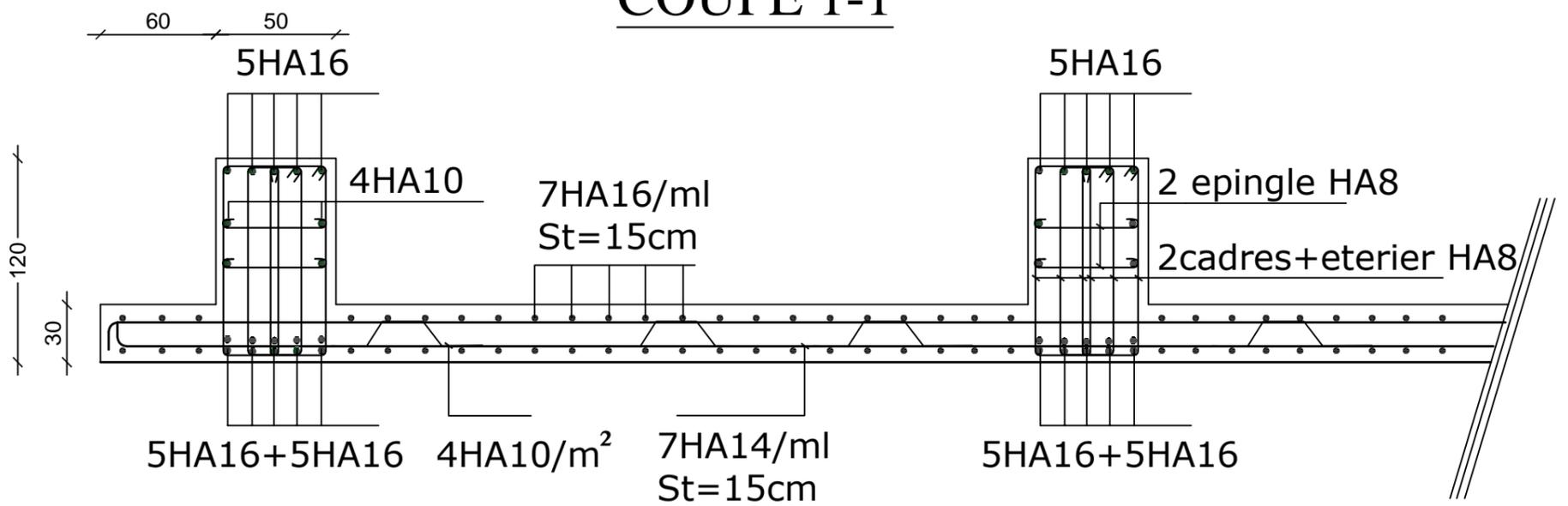
ETUDIE PAR : Mr : BERKANE BRAHIM Mr : AZIZI SAID	TITRE :  FERRAILLAGE DE RADIER DANS LE SENS Y-Y
DIRIGE PAR : Melle : LARABI	
PROMOTION : 2014/2015	PLANCHE N°

# FERRAILLAGE NERVURE

## DIM(50 X 120) sens longitudinale



**COUPE 1-1**



**COUPE 2-2**

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
Mr : BERKANE BRAHIM  
Mr : AZIZI SAID

TITRE :

DIRIGE PAR :  
Melle : LARABI

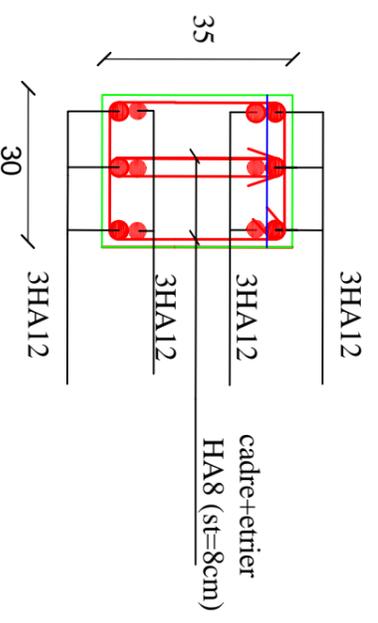
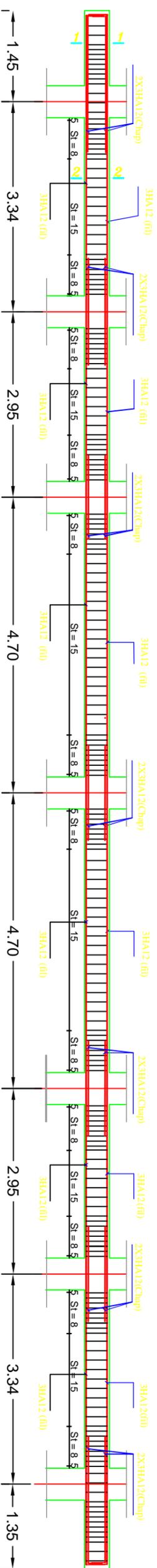
FERRAILLAGE DE RADIER DANS LE SENS X-X

PROMOTION : 2014/2015

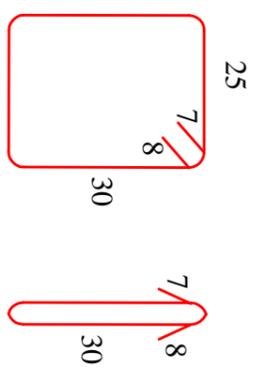
PLANCHE N°

ECHELLE





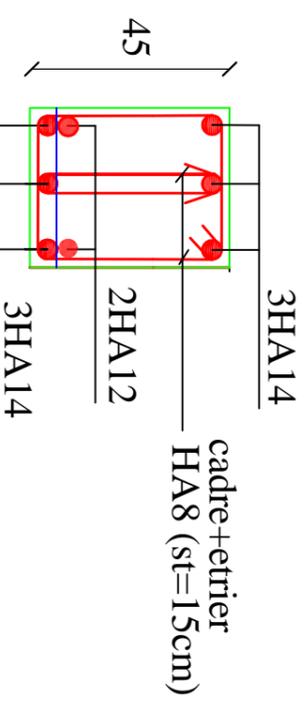
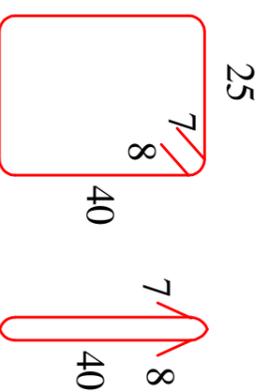
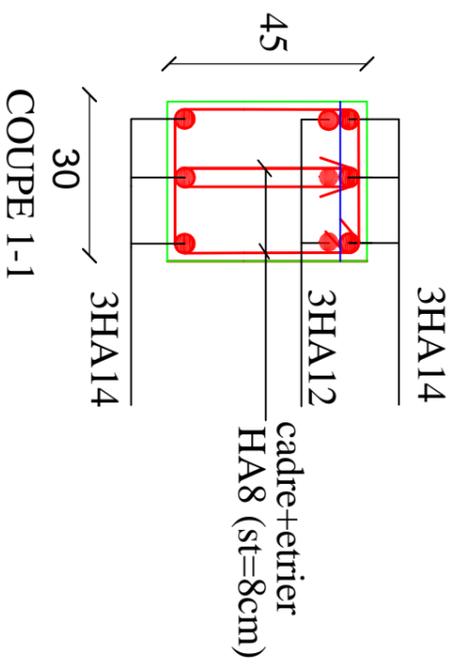
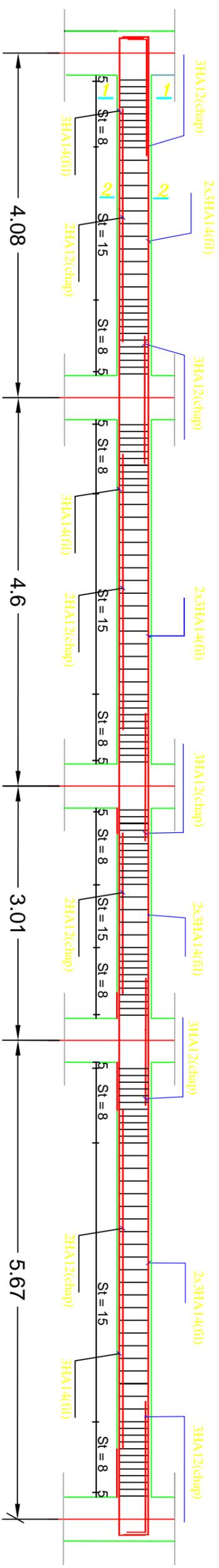
COUPE 1-1



COUPE 2-2

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR : Mr : BERKANE BRAHIM		TITRE : Ferrailage de la poutre secondaire
Mr : AZIZI SAID		
DIRIGE PAR : Mml : LARABI		PLANCHE N°
PROMOTION : 2014/2015		



**COUPE 2-2**  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

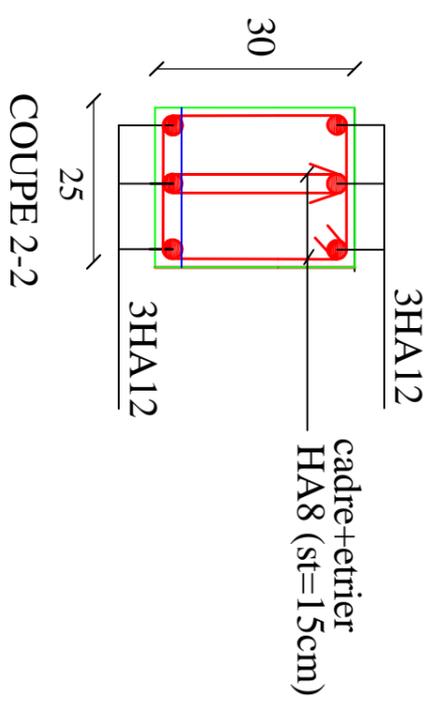
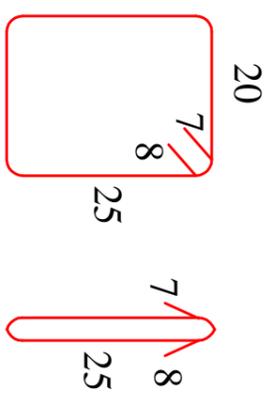
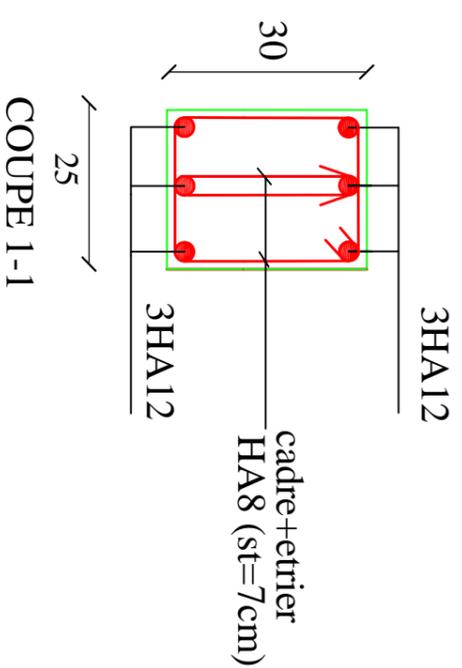
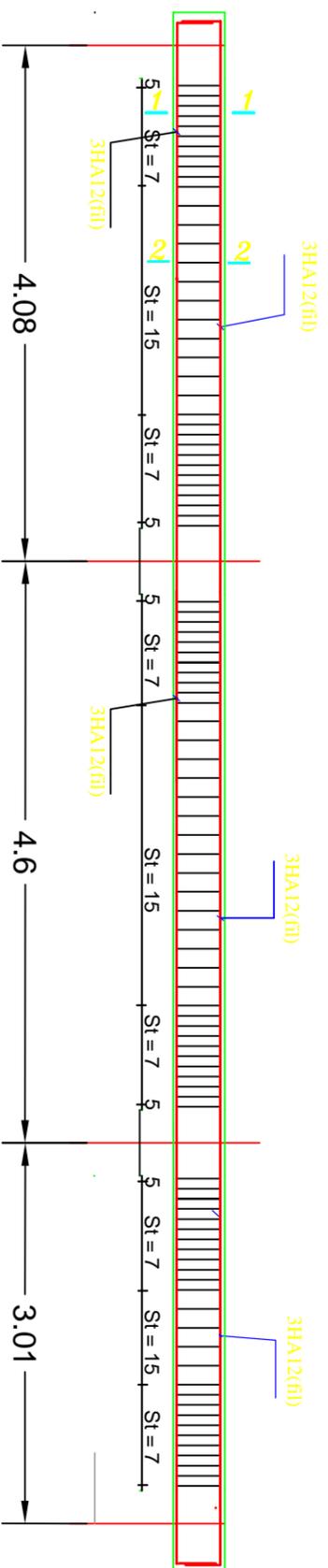
**ETUDE PAR :**  
 Mr : BERKANE BRAHIM  
 Mr : AZIZI SAID  
**DIRIGE PAR :**  
 Mml : LARABI

**TITRE :**  
 Ferrailage de la poutre principale

PROMOTION : 2014/2015

PLANCHE N°

ECHELLE :

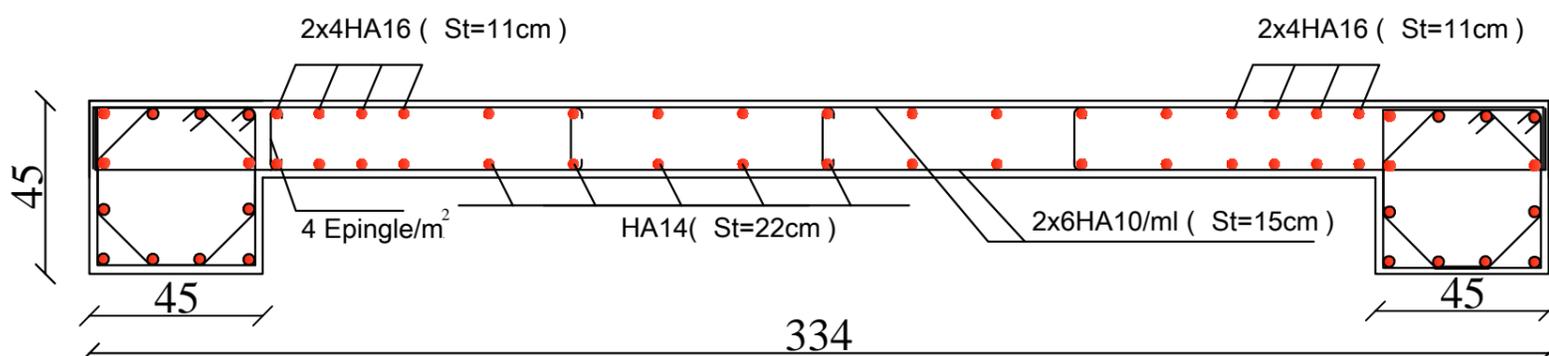


UNIVERSITE MOULOUD MAMMERY DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

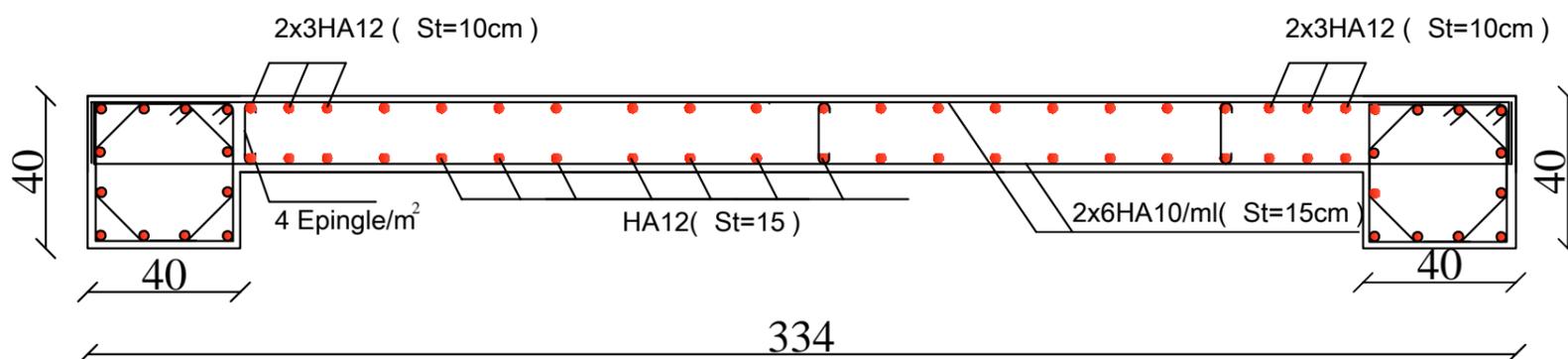
ETUDE PAR :		TITRE :
Mr : BERKANE BRAHIM		
Mr : AZIZI SAID		Ferrailage de la poutre de chaînage
DIRIGE PAR :		
Mml : LARABI		
PROMOTION : 2014/2015	PLANCHE N°	ECHELLE :

# Ferrailage des voiles transversaux de 3.34m : ( VY1,VY2,VY5,VY6 )

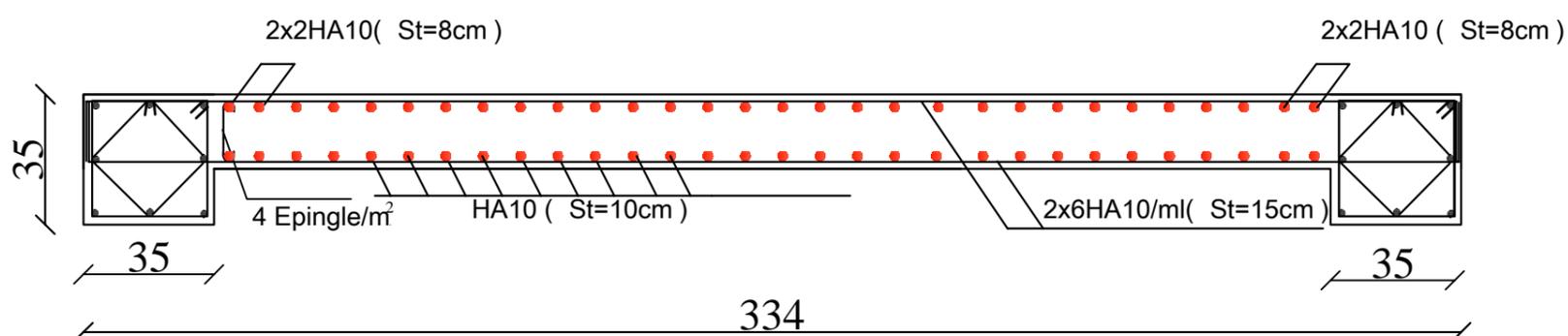
## ZONE I



## ZONE II



## ZONE III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
Mr : BERKANE BRAHIM  
Mr : AZIZI SAID

DIRIGE PAR :  
Melle : LARABI

TITRE :

Ferrailage des voiles transversaux  
VY1,VY2,VY5,VY6

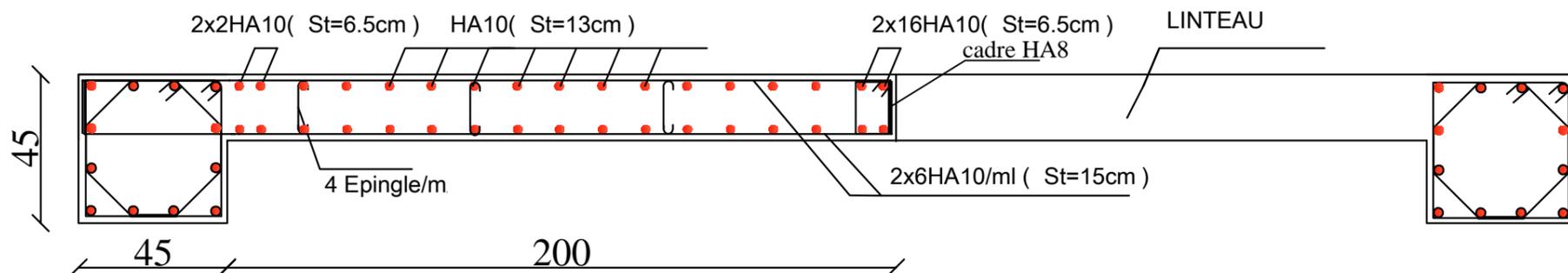
PROMOTION : 2014/2015

PLANCHE N°

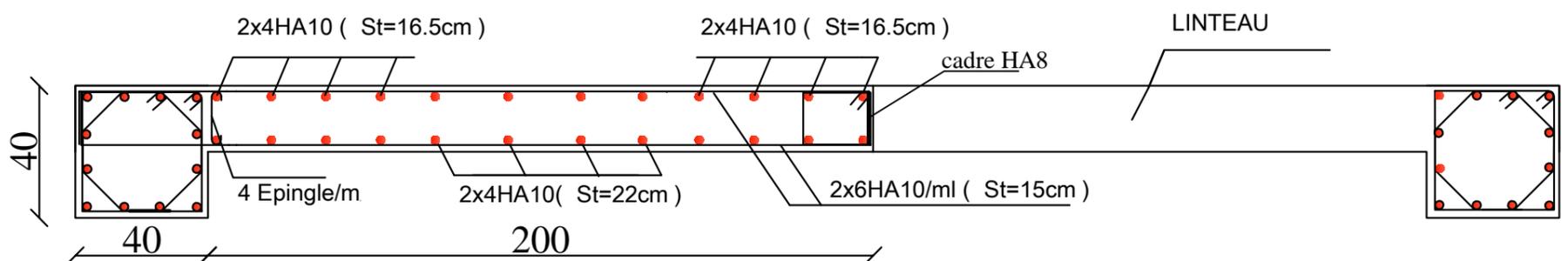
ECHELLE

# Ferrailage des tremeaux transversaux de 2.00m : ( VY3.VY4)

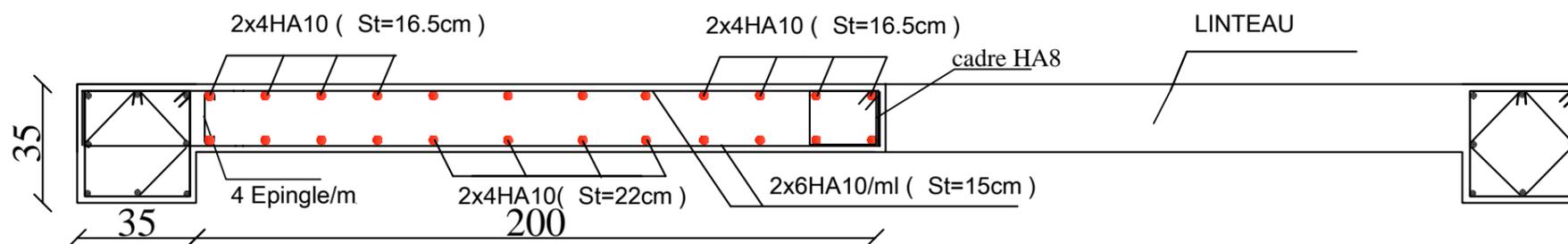
## ZONE I



## ZONE II



## ZONE III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
Mr : BERKANE BRAHIM  
Mr : AZIZI SAID

DIRIGE PAR :  
Melle : LARABI

PROMOTION : 2013/2015

TITRE :

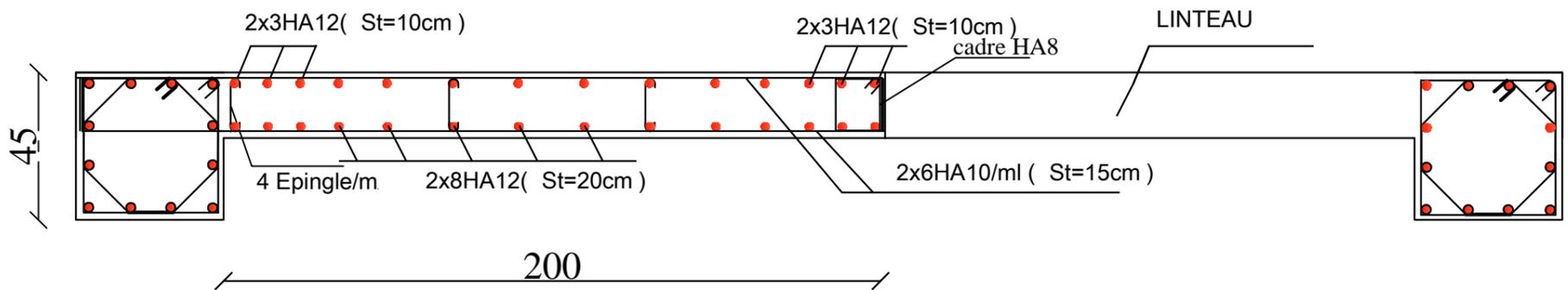
Ferrailage des voiles transversaux  
VY3,VY4

PLANCHE N°

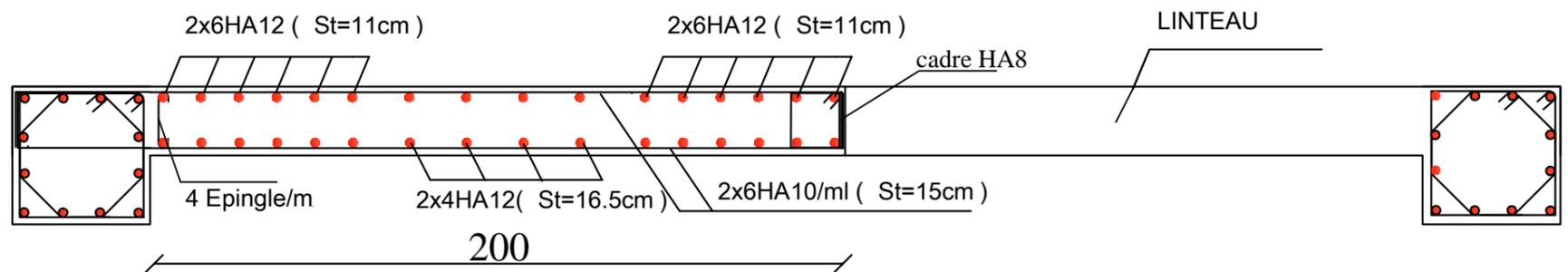
ECHELLE

# Ferrailage des tremeaux longitudinaux de 2.00m : ( VX3.VX4)

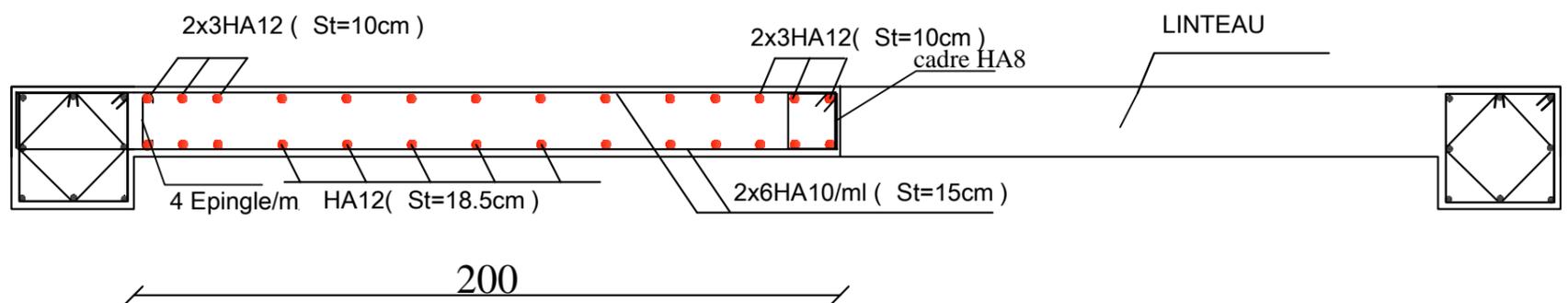
## ZONE I



## ZONE II



## ZONE III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
Mr : BERKANE BRAHIM  
Mr : AZIZI SAID

DIRIGE PAR :  
Melle : LARABI

PROMOTION : 2014/2015

TITRE :

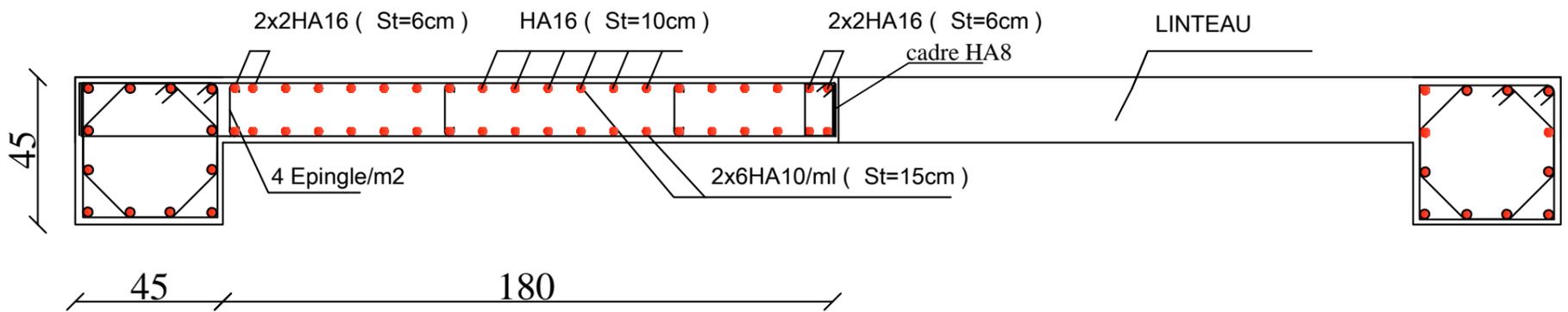
Ferrailage des voiles transversaux  
VX3,VX4

PLANCHE N°

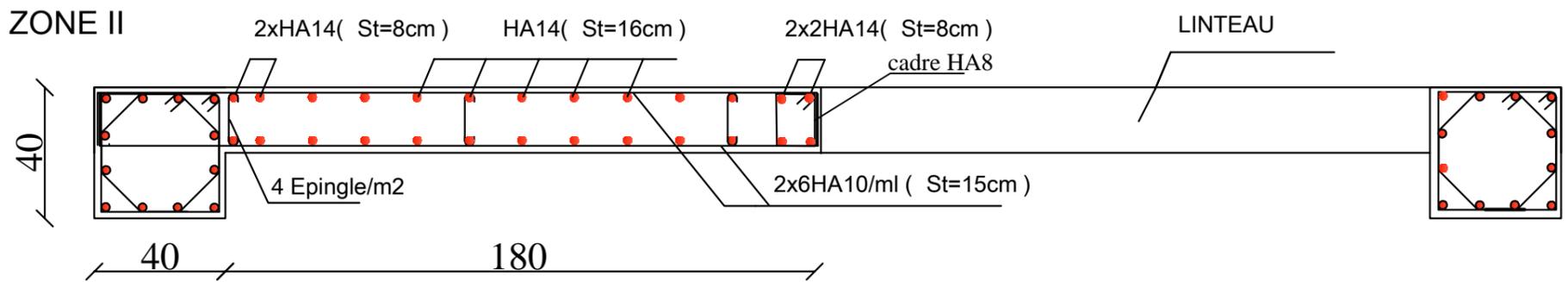
ECHELLE :

# Ferrailage des tremeaux longitudinaux de 1.80m : ( VX1.VX2.VX5.VX6 )

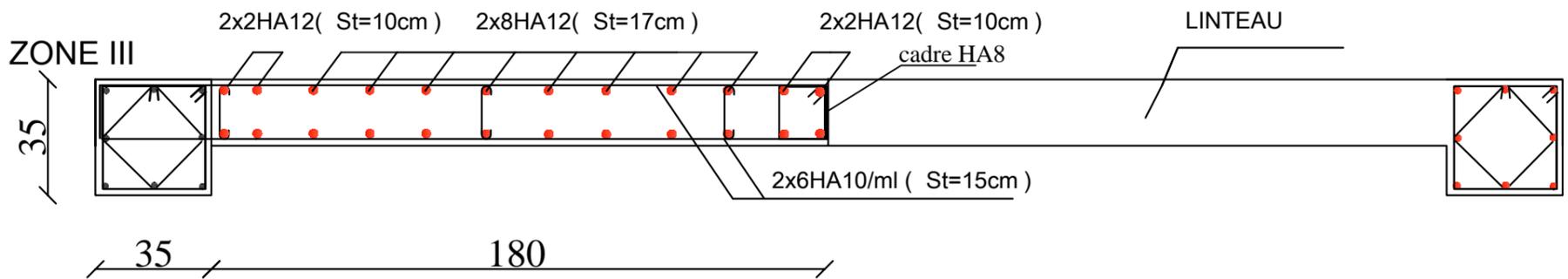
## ZONE I



## ZONE II



## ZONE III



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCTATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
Mr : BERKANE BRAHIM  
Mr : AZIZI SAID

DIRIGE PAR :  
Melle : LARABI

PROMOTION : 2014/2015

TITRE :

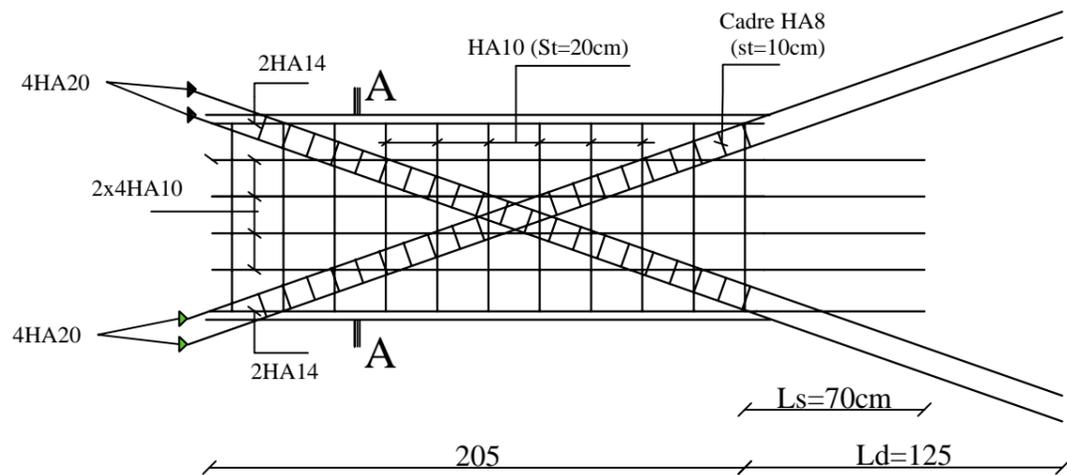
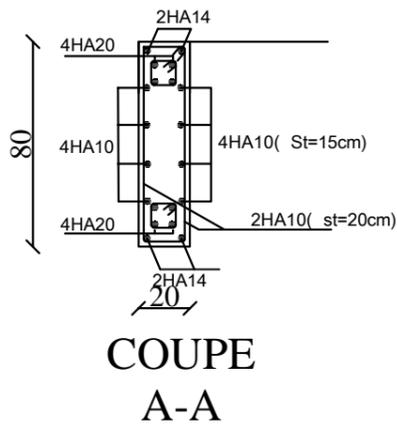
Ferrailage des voiles transversaux  
VX1,VX2,VX5,VX6

PLANCHE N°

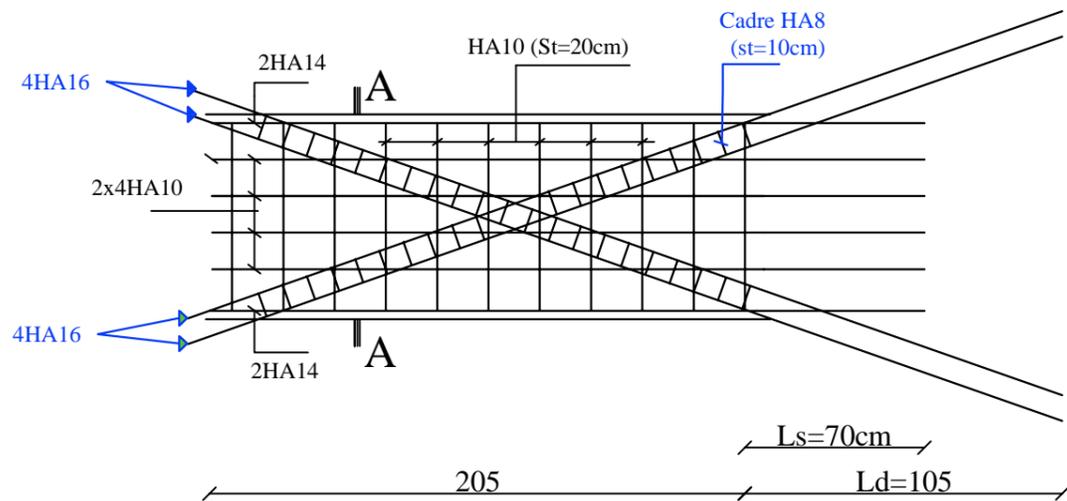
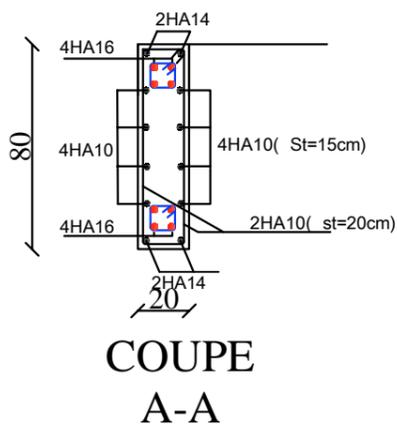
ECHELLE

# Ferrailage des linteaux longitudinaux de 2.05m : ( LX1.LX5 )

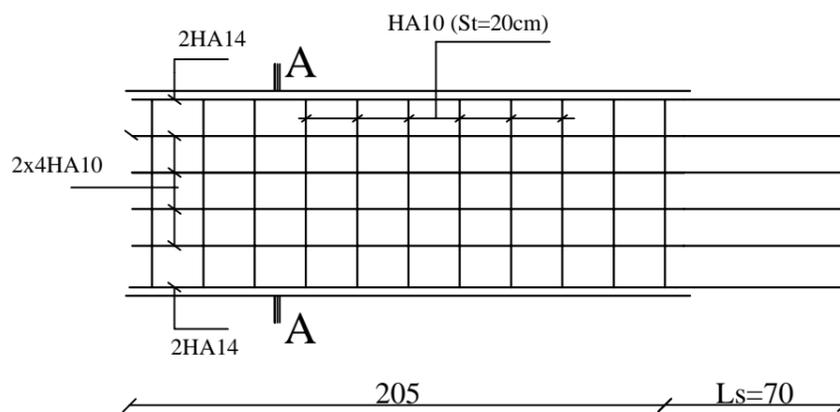
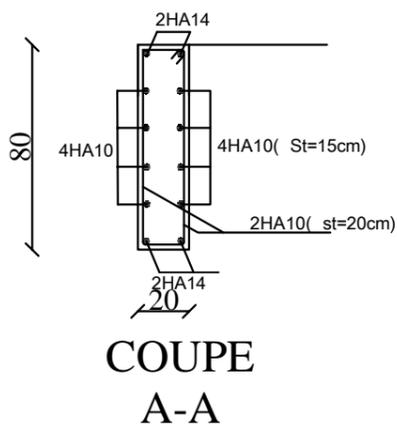
## ZONE I



## ZONE II



## ZONE III



UNIVERSITE MOULOU D MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
Mr : BERKANE BRAHIM  
Mr : AZIZI SAID

DIRIGE PAR :  
Melle : LARABI

TITRE :

Ferrailage des linteaux  
longitudinaux de 2.05m ( LX1.LX5 )

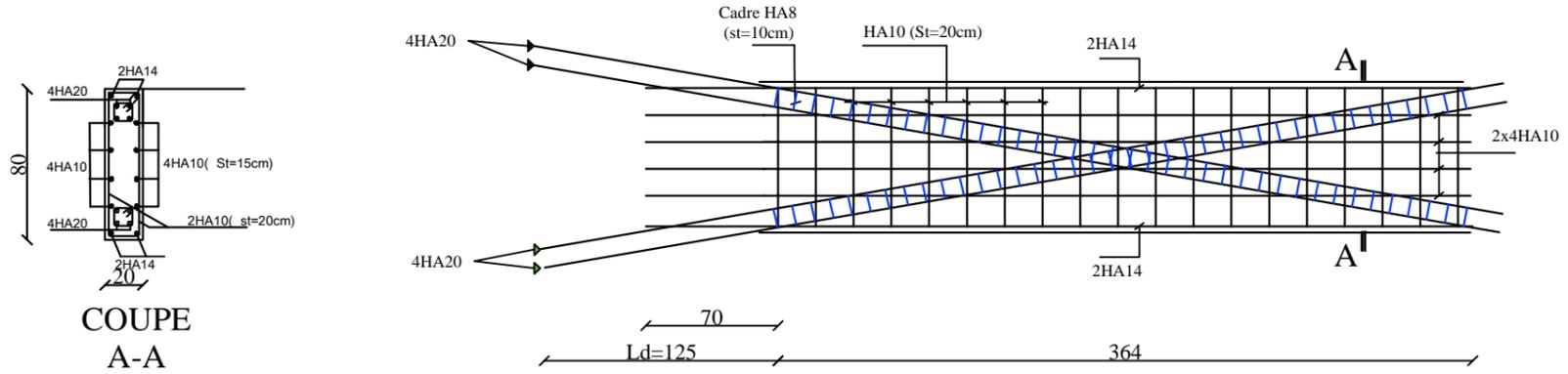
PROMOTION : 2014/2015

PLANCHE N°

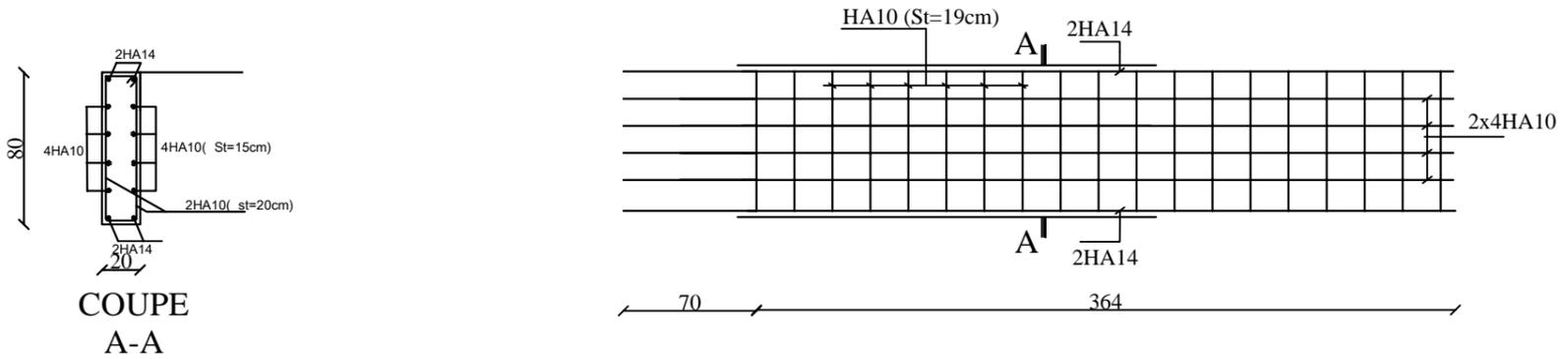
ECHELLE :

# Ferrailage des linteaux longitudinaux de 3.64m : ( LX2.LX6 )

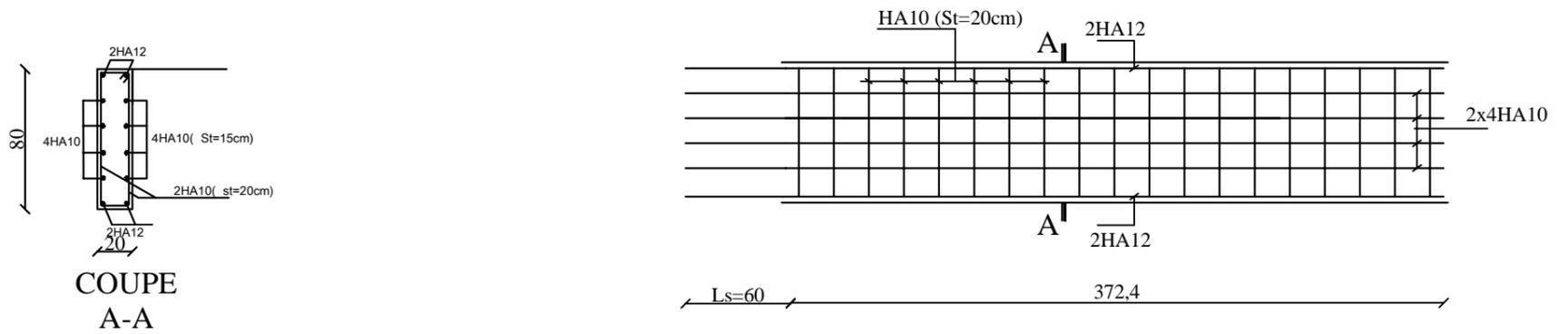
## ZONE I



## ZONE II



## ZONE III



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
Mr : BERKANE BRAHIM  
Mr : AZIZI SAID

TITRE :

Ferrailage des linteaux  
longitudinaux de 3.64m :  
( LX2.LX6 )

DIRIGE PAR :

PROMOTION : 2014/2015

PLANCHE N°

ECHELLE :

# Bibliographie

- ✚ Règles parasismique algérienne RPA 99 / version 2003.
- ✚ Règles BAEL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ✚ Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation.
- ✚ Cours et TD du cursus universitaire.

## **Conclusion :**

L'étude du projet en question nous a permis de mettre en application les différents règlements en vigueur (RPA 99/2003, CBA 93, BAEL 91), et de constater leur importance dans l'indication des quantités d'armatures, des sections minimales ainsi que le choix des méthodes de calcul.

Le constat fait appel aussi à l'importance de la bonne interprétation des résultats obtenus par la modélisation, ainsi que le choix du type de contreventement, ce dernier qui est affecté par un coefficient de comportement (R) pour chaque système, ce qui peut faire varier la valeur de l'effort sismique à la base.

Les ferrailages obtenus sont établis en fonction des sollicitations (M, N, T) Appliquées aux différents éléments, d'où la possibilité d'éviter le sur ferrailage de l'ouvrage avec la disposition d'une quantité d'armatures correspondant à l'effort appliqué, ceci tout en garantissant une meilleur résistance.

Les contraintes posées lors de l'étude de l'ouvrage nous ont permis de mettre au point un ensemble de solutions et de recommandations.

En fin nous espérons que ce travail servira les promotions à venir.