

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

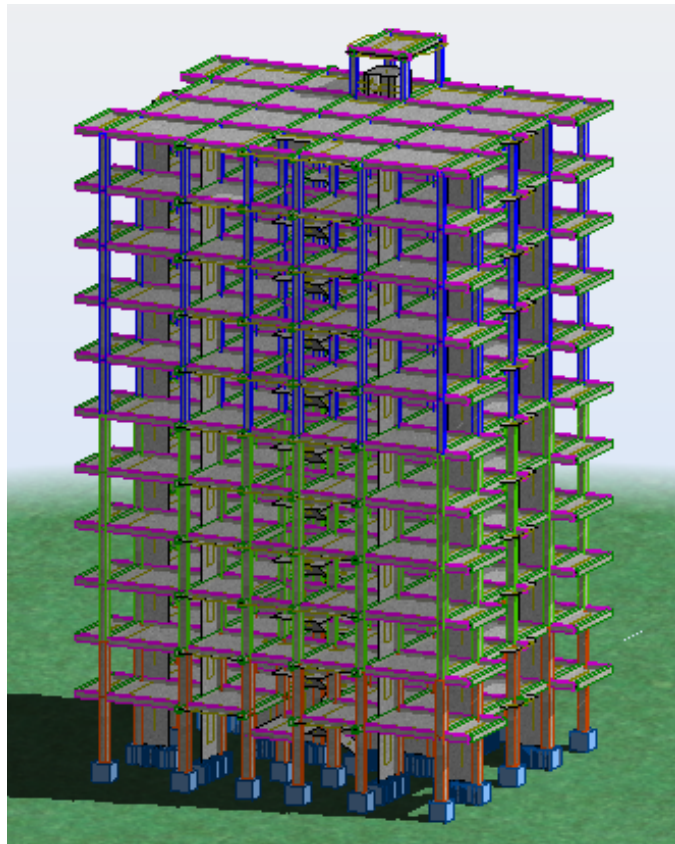


# Mémoire de fin d'étude

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

## ***THEME***

*Etude d'un bâtiment (R+9+Sous Sols) à usage d'habitation  
contreventé par voiles et portiques,  
Avec l'application Robot 2010.*



Dirigé par : M<sup>r</sup> GHOULEM

Etudié par:

M<sup>r</sup> GACEM AREZKI

M<sup>r</sup> HASSANI MADJID

M<sup>r</sup> DIF YACINE

Promotion : 2013 /2014

Created with

nitroPDF professional

download the free trial online at [nitropdf.com/professional](http://nitropdf.com/professional)



## *Remerciements*

*Au terme de ce modeste travail, ainsi que notre existence dans cette vie, nous remercions vraiment et énormément le **Bon DIEU le tout puissant**, de sa grand Générosité, de Bonté et De nous accordé la patience et d'avoir accompli ce travaille qui présente le fruit de Plusieurs années de sacrifice.*

*Nous somme également très reconnaissants à notre promoteur MR GHOUILEM, de nous avoir suivis et orientés durant l'élaboration de ce mémoire.*

*Nos remerciements s'adressent aussi au corps enseignants et à tous les Personnels du département de génie civil, et aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.*

*Toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation De ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds sentiments.*

*Sans oublier tous nos amis de la promotion MASTER 2 pour leur aide, Leur patience, leur compréhension et leur encouragement.*

*Que le bon dieu le tout puissant nous protège.*

*Merci à tous.*



# ***DÉDICACES***

*Je dédie ce modeste travail a ceux qui me pérenne la dignité,  
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci a  
leurs soutien, patience et confiance.*

- ❖ A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*
- ❖ A mes amis (es)*
- ❖ A mes binômes et leurs familles*
- ❖ A toutes les personnes qui nous ont aidés de près et de loin*
- ❖ A ma très chère épouse*
  
- ❖ A TOUTE LA PROMOTION 2013 /2014**

***GACEM AREZKI***

# ***DÉDICACES***

*Je dédie ce modeste travail a ceux qui me pérenne la dignité,  
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci a  
leurs soutien, patience et confiance.*

- ❖ *A mes très chers frères*
- ❖ *A mes chères sœurs*
- ❖ *A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*
- ❖ *A mes amis (es)*
- ❖ *A mes binômes et leurs familles*
- ❖ *A toutes les personnes qui nous ont aidés de près et de loin*
  
- ❖ **A TOUTE LA PROMOTION 2013 /2014**

***HASSANI MADJID***

# ***DÉDICACES***

*Je dédie ce modeste travail a ceux qui me pérenne la dignité,  
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci a  
leurs soutien, patience et confiance.*

- ❖ *A mes très chers frères*
- ❖ *A mes chères sœurs*
- ❖ *A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*
- ❖ *A mes amis (es)*
- ❖ *A mes binômes et leurs familles*
- ❖ *A toutes les personnes qui nous ont aidés de près et de loin*
  
- ❖ **A TOUTE LA PROMOTION 2013 /2014**

***DIF YACINE***

# SOMMAIRE

## Introduction générale

**Chapitre I:** Présentation de l'ouvrage ..... 1- 8

**Chapitre II :** Pré dimensionnement des éléments et descente de charges.....9-21

- ❖ II.1.Pré dimensionnement des éléments
  - ❖ II.1.1.Les planchers
    - Planchers en corps creux
    - Planchers dalle pleine
  - ❖ II.1.2.Les poutres
  - ❖ II.1.3.Les voiles
  - ❖ II.1.4.Les poteaux
  - ❖ II.1.5.Détermination des charges et surcharges
- ❖ II.2.Descente de charges

**Chapitre III :** Calcul des éléments.....22-84

- ❖ III.1.Acrotère.....22-28
- ❖ III.2.Planchers..... 29-46
- ❖ III.3.Escalier..... 47-61
- ❖ III.4. Poutre palière..... 62-67
- ❖ III.5.salle machine..... 68-78
- ❖ III.6.Console(balcon)..... 79-84

**Chapitre V :** Modélisation de la structure.....85-105

**Chapitre VI:** Résultats d'étude auxchargements.....106-114

**Chapitre VII:** Vérification aux RPA..... 115-123

**Chapitre VIII:** Ferrailage des éléments..... 124-163

**VII.1) :** Ferrailage des poutres.....

**VII.2) : Ferrailage des poteaux..... 137-151**

**VII.3) : Ferrailage des voiles... 151-163**

**Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure..... 163-186**

**Conclusion-mémoire.**

**Conclusion-Générale.**

**Bibliographie.**

## Symboles et Notations.

### 1. Majuscules romaines :

<b>A</b>	Aire d'une section d'acier.
<b>A'</b>	Section d'aciers comprimées.
<b>A<sub>ser</sub></b>	Section d'aciers pour l'ELS.
<b>A<sub>u</sub></b>	Section d'aciers pour l'ELU.
<b>A<sub>r</sub></b>	Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme.
<b>ELS</b>	Etat limite de service.
<b>ELU</b>	Etat limite ultime.
<b>B</b>	Aire d'une section de béton.
<b>D</b>	Diamètre.
<b>E</b>	Module d'élasticité longitudinale, séisme.
<b>E<sub>n</sub></b>	Module de déformation longitudinal du béton.
<b>E<sub>j</sub></b>	Module d'élasticité instantanée.
<b>E<sub>s</sub></b>	Module de d'élasticité de l'acier.
<b>F</b>	Force ou action générale.
<b>G</b>	Action permanente.
<b>I</b>	Moment d'inertie.
<b>L</b>	Longueur ou portée.
<b>M</b>	Moment en général.
<b>M<sub>u</sub></b>	Moment de calcul ultime.
<b>M<sub>ser</sub></b>	Moment de calcul de service.
<b>N</b>	Effort normal.
<b>N<sub>ser</sub></b>	Effort normal en service.
<b>N<sub>u</sub></b>	Effort normal de service.
<b>V et T</b>	Effort tranchant.
<b>P</b>	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
<b>Q</b>	Action ou charge variable.
<b>S</b>	Section.
<b>B<sub>r</sub></b>	Section réduite.
<b>M<sub>a</sub></b>	Moment sur appui.
<b>M<sub>t</sub></b>	Moment en travée.

### 2. Notations en minuscules romaines :

<b>a</b>	Une dimension transversale.
<b>b</b>	Une dimension longitudinale.
<b>b<sub>0</sub></b>	Epaisseur brute de l'arme d'une section.
<b>d</b>	Hauteur utile.

<b>e</b>	Excentricité, épaisseur.
<b>f</b>	Flèche.
<b>f<sub>e</sub></b>	Limite d'élasticité de l'acier.
<b>f<sub>cj</sub></b>	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.
<b>f<sub>tj</sub></b>	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.
<b>f<sub>c28</sub> et f<sub>t28</sub></b>	Resistance calculé à 28 jours.
<b>h<sub>0</sub></b>	Epaisseur d'une membrure de béton.
<b>h</b>	Hauteur totale d'une section de béton armé.
<b>i</b>	Rayon de giration d'une section.
<b>j</b>	Nombre de jours.
<b>k</b>	Coefficient en général
<b>l</b>	Longueur ou porté
<b>l<sub>f</sub></b>	Longueur de flambement.
<b>l<sub>s</sub></b>	Longueur de scellement.
<b>s<sub>t</sub></b>	Espacement des armatures.
<b>x</b>	Coordonnée en général.
<b>y</b>	Coordonnée.
<b>z</b>	Coordonnée d'altitude, bras de levier.

### 3. Notations en majuscules Grecques :

<b>α</b>	Angle en général, coefficient.
<b>γ</b>	Coefficient
<b>ζ</b>	Déformation relative.
<b>θ</b>	Coefficient.
<b>λ</b>	Elancement..
<b>μ</b>	Coefficient.
<b>ν</b>	Coefficient de poisson.
<b>ρ</b>	Rapport de deux dimensions.
<b>σ</b>	Contrainte normale.
<b>σ<sub>b</sub></b>	Contrainte de compression du béton.
<b>σ<sub>s</sub></b>	Contrainte de compression dans l'acier.
<b>σ<sub>t</sub></b>	Contrainte de traction.
<b>τ</b>	Contrainte tangente.

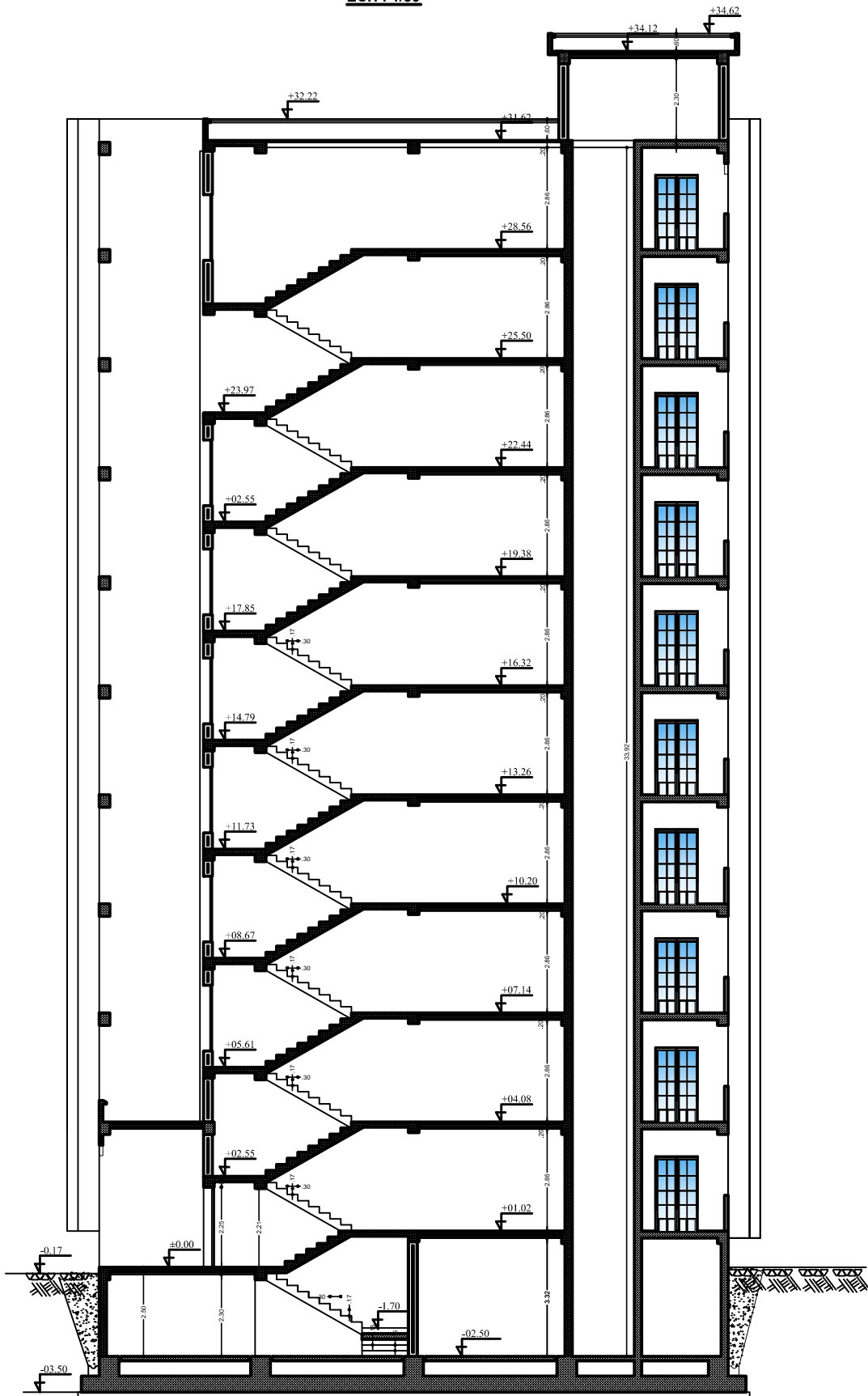
# FAÇADE PRINCIPALE

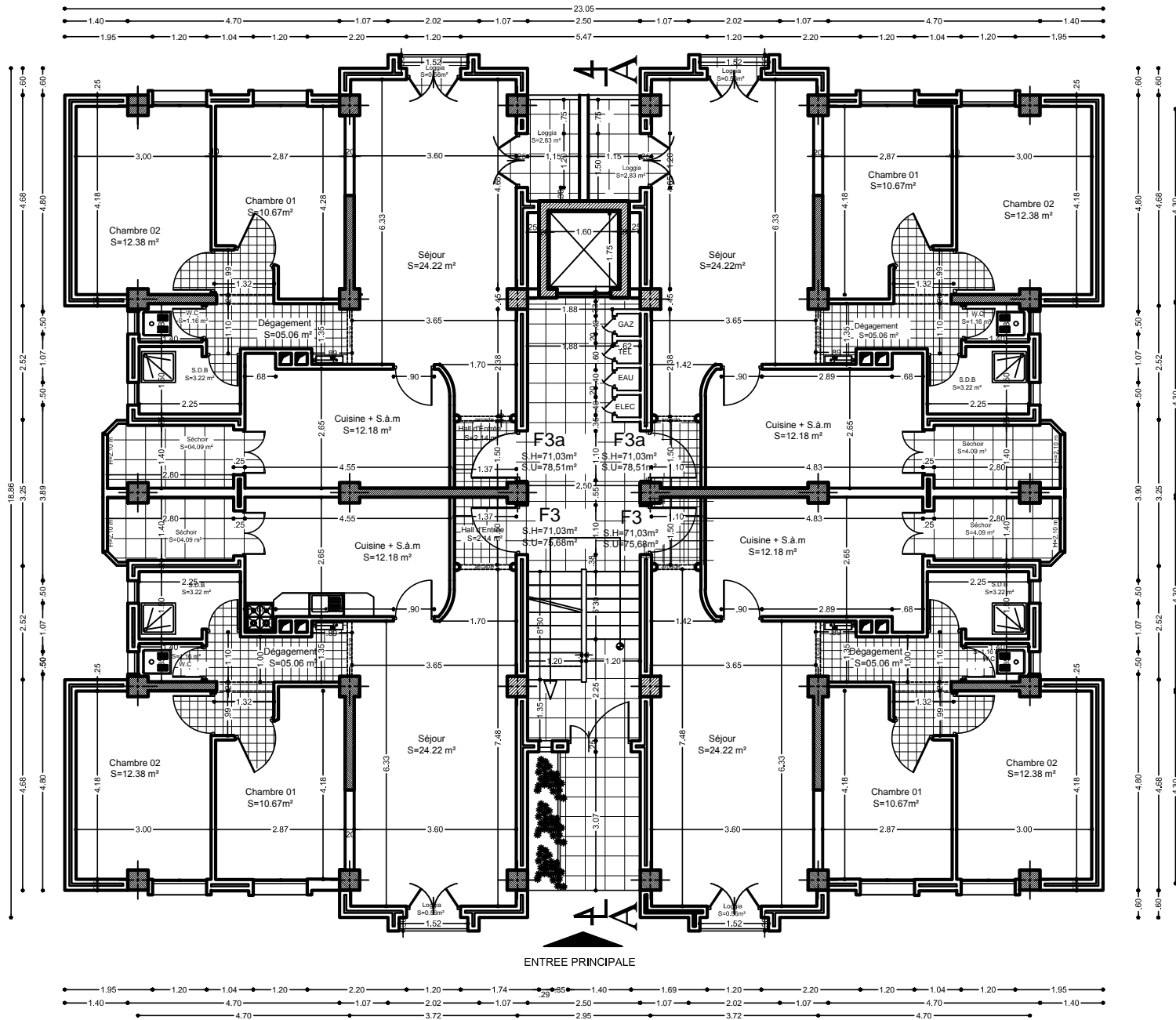
ECH : 1/50



# COUPE A-A

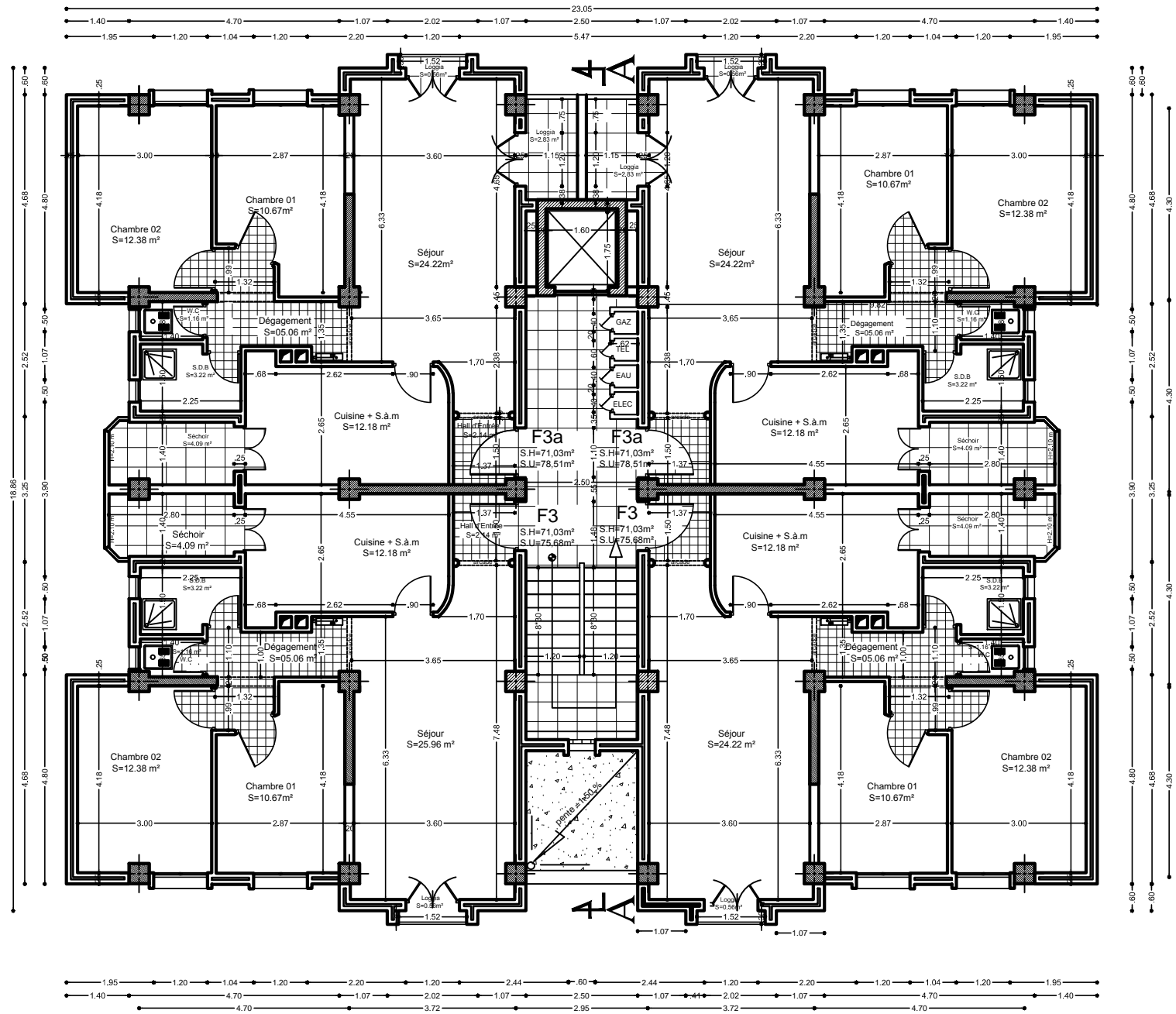
ECH : 1/50





# PLAN DU REZ DE CHAUSSEE

ECH : 1/50

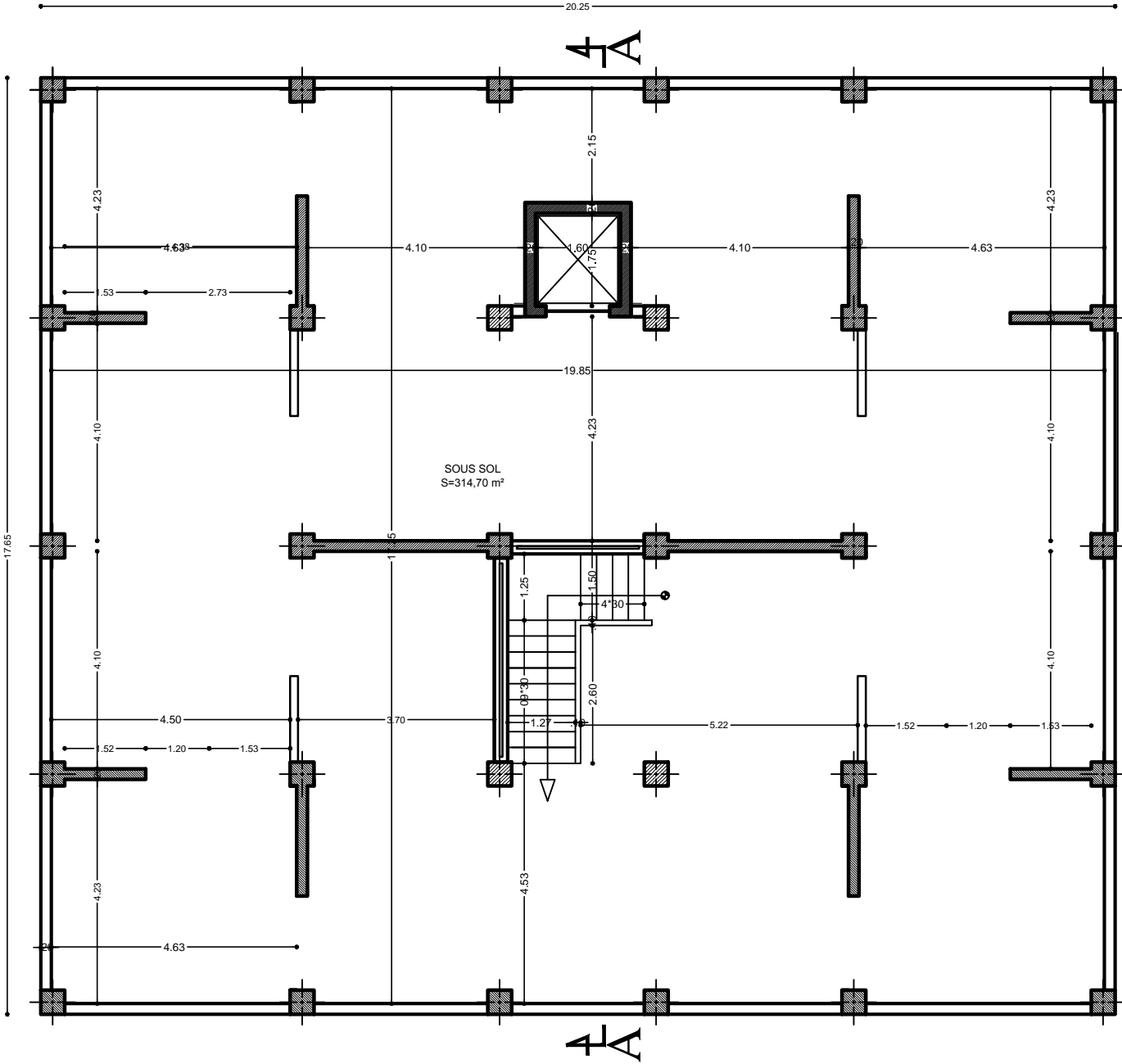


# PLAN ETAGE COURANT

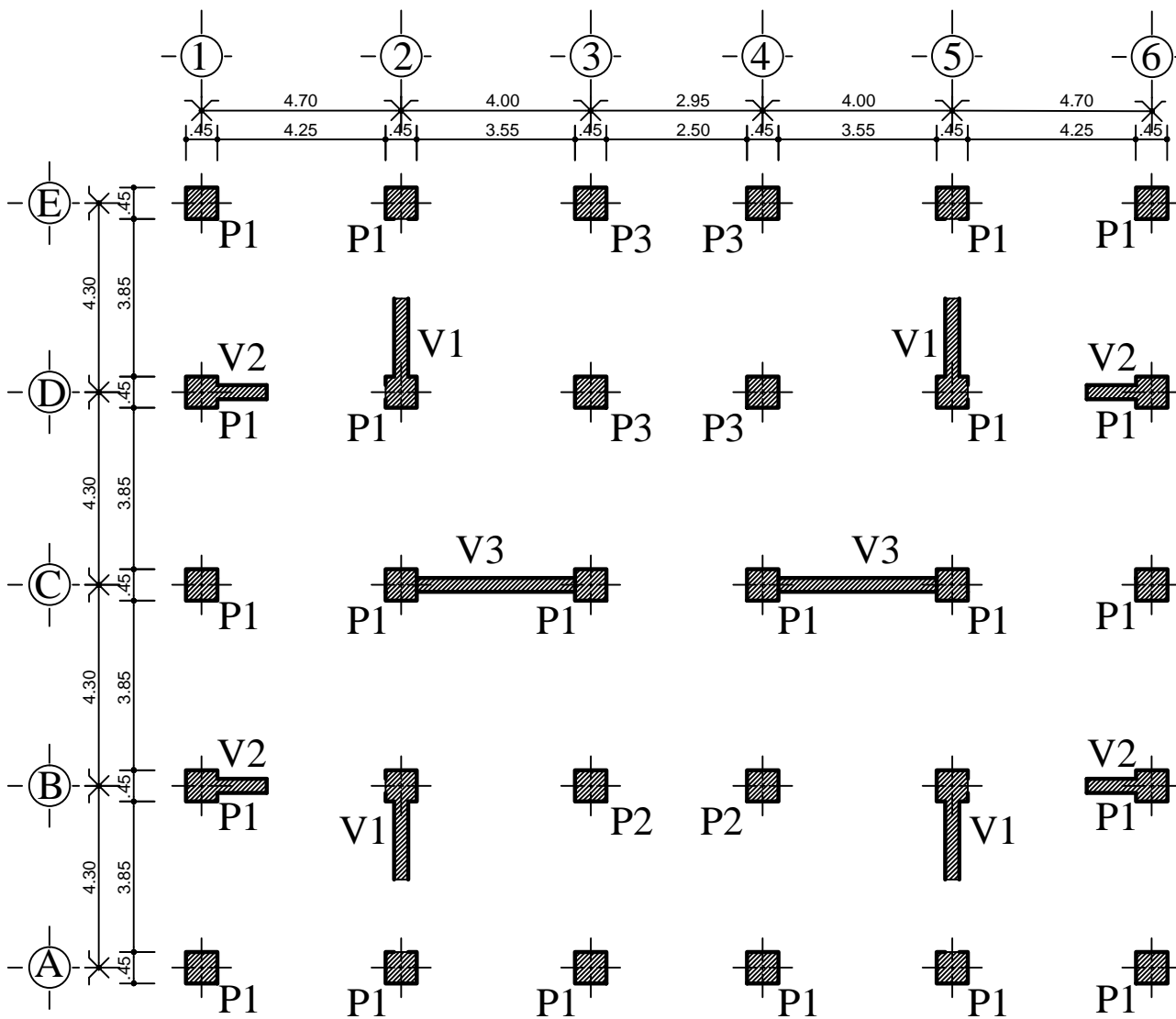
ECH : 1/50

# PLAN DU SOUS SOL

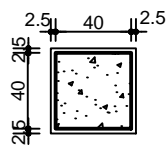
ECH : 1/50



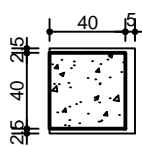
## REPERAGE DES POTEAUX ET VOILES



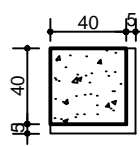
*Détail de réduction*  
*Poteaux centre*



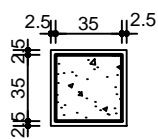
*Détail de réduction*  
*Poteaux de rive*



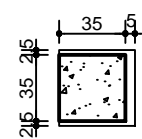
*Détail de réduction*  
*Poteaux d'angle*



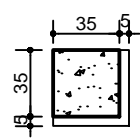
*Détail de réduction*  
*Poteaux centre*



*Détail de réduction*  
*Poteaux de rive*



*Détail de réduction*  
*Poteaux d'angle*



## **Introduction :**

L'étude des ouvrages de génie civil nous incite à faire le calcul de manière à assurer la stabilité de l'ouvrage étudié et la sécurité des usagers pendant et après la réalisation tout en minimisant le coût.

Pour cela nos calculs seront conformes aux Règlement Parasismique Algérien RPA 93 version 2003 et les règlements du béton aux états limites BAEL91 ; ces règlements visent à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis à vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Dans le but de concrétiser les connaissances acquises au cours de notre formation et d'approfondir d'avantage nos connaissances de génie civil, nous avons choisi l'étude d'un bâtiment (R+9+S-Sol) à contreventement mixte. Pour le calcul nous avons utilisé un logiciel de calcul (Robot 2010) adopté essentiellement aux calculs des ossatures.

Le projet est organisé en quatre principales parties :

- La première constituant la présentation de cet ouvrage en termes d'architecture ainsi que le pré dimensionnement de ces éléments structuraux.
- La seconde s'est basée sur le calcul des éléments.
- la troisième s'est basée essentiellement sur la modélisation informatique et l'interprétation des résultats obtenus tout en tenant compte des recommandations des règlements en vigueur.

Enfin dans la dernière partie on s'est intéressé à l'étude de l'infrastructure et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

## I. Présentation de l'ouvrage et matériaux

### I-1) Introduction :

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

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

### I-1-1) Présentation de l'ouvrage :

Le projet en cours d'étude, s'agit d'un bâtiment constitué d'un sous sol, un rez-de-chaussée et neuf étages à usage habitation. A ossature mixte.

Cet ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou qui est classée selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa). Où la contrainte du sol :  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

#### a) Le bâtiment comporte :

- ✓ Une cage d'escaliers ;
- ✓ Une cage d'ascenseur ;
- ✓ Un sous sol ;
- ✓ Un rez-de-chaussée ;
- ✓ Neuf étages courants ;
- ✓ Une terrasse inaccessible.

### I-1-2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale de bâtiment :  $L = 20.25 \text{ m}$  ;
- Largeur totale du bâtiment :  $B = 17.65 \text{ m}$  ;
- Hauteur de sous sol :  $H_{ss} = 3.52 \text{ m}$  ;
- Hauteur de rez-de-chaussée :  $H_r = 3.06 \text{ m}$  ;
- Hauteur de l'étage courant :  $H_e = 3.06 \text{ m}$  ;
- Hauteur de l'acrotère :  $H_a = 0.6 \text{ m}$  ;
- Hauteur totale du bâtiment :  $H_t = 34.12 \text{ m}$ .

### I-1-3) Les éléments de l'ouvrage :

#### A. Ossature :

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types de contreventement :

- **Contreventement par portique** : c'est une ossature constituée de poteaux et poutres capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales, et au moins 25 % de l'effort tranchant d'étage.
- **Contreventement par voile** : composé par des éléments verticaux en béton armé, disposés dans les deux sens, assurant la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales (au plus 20%) et les transmettre aux fondations.

**B. Les planchers :** Les planchers sont des aires planes limitants les étages, ils assurent deux fonctions :

- **La résistance mécanique :** ils supportent leurs poids propre et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs de l'ouvrage.

- **L'isolation :** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

-Les planchers des étages courants sont en corps creux à l'exception de la salle machine et les balcons qui seront réalisés en dalle pleine ;

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

### **C. L'escalier :**

Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier, composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

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

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

### **E. Le coffrage :**

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

### **F. Acrotère**

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de soixante centimètres (60 cm) Qui Va se greffer à la périphérie de la terrasse.

### **G. La maçonnerie :**

**1) Murs extérieurs :** les façades sont en double cloison de briques creuses d'épaisseur de 25 cm (cloison extérieur de 10cm et intérieur de 10cm) avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur afin d'assurer l'isolation thermique et phonique.

**2) Murs intérieurs :** sont des murs de séparation réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

### **H. Les revêtements :**

- Etanchéité : destiné à la protection de plancher terrasse, composé de : gravillon roulé, feuille multi-couches, isolation et une forme de pente de 1,5 %.
- Enduit extérieur : c'est un mortier du ciment de 2 cm d'épaisseur pour le revêtement des murs extérieurs.
- Enduit intérieur : réalisé en plâtre pour le revêtement des murs intérieurs à l'exception des sanitaires et la cuisine qui sont revêtés par un mortier du ciment.
- Granito sera réalisé sur un mortier de pose en béton de 3 cm d'épaisseur pour le revêtement de hall d'entrée et les locaux commerciaux.
- Carrelage reposant sur un mortier de pose pour le revêtement de toutes Les autres pièces.

**I-2) caractéristiques des matériaux :**

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir : le béton et l'acier qui doivent rependre aux règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003 ainsi que les règles de béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99).

**I-2-1) Le béton :**

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, éventuellement des adjuvants, liés entre eux par une pâte de ciment qui présente une bonne résistance à la compression qu'à la traction.

Pour  $1\text{m}^3$  de béton nous avons :

350 kg	Ciment CPA 325
800 L	Gravier ( $5 < \phi < 25\text{mm}$ )
400 L	Sable propre ( $\phi < 5\text{mm}$ )
175 L	Eau

**A) Résistance caractéristique du béton :****A-1) Résistance à la compression :**

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de sa composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, appelées 16x32, de forme cylindrique de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm (Aire de  $200\text{ cm}^2$ ).

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

(Art A.2.1, 11/ BAEL 91 modifié 99)

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

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

Résistance à 28 jours  $\rightarrow f_{c28} = 25\text{Mpa}$

**A-2) Résistance à la traction :**

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60\text{MPa}, \quad [\text{I-03}] \quad (\text{Art2.1, 12 BAEL 91 modifié 99})$$

Dans notre cas :  $f_{t28} = 0.6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$

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

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

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad [\text{I-04}]$$

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

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

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

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad [\text{I-05}]$$

- pour  $j = 28$  jours  $\rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{v28} = 10819 \text{ MPa}$

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

Le module de déformation transversal est donné par :

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

Avec :

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

➤ **Coefficient de poisson :**

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

- $\nu = 0$  pour des sollicitations à ELU
- $\nu = 0.2$  pour le calcul des déformations à ELS

**I-3) Les états limites:**

On distingue deux types d'états limites à savoir :

- ELS : état limite de service
- ELU: état limite ultime

**I-3-1) Le béton :**

La masse volumique du béton est prise égale à  $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$

**a) Calcul du béton à l'ELS :**

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. Donc on va adopter la loi de Hook de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, pour des charges de longue durée  $E_b = E_{vj}$  et  $\nu = 0.2$ . La résistance mécanique du béton tendu est négligé [Art A.4.5, 1/BAEL 91 modifiée 99].

On général on adopte une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier ( $E_a = 200000 \text{ Mpa}$  ;  $E_b \approx 13333 \text{ Mpa}$ )

**b) La contrainte dans le béton à l'ELS :**

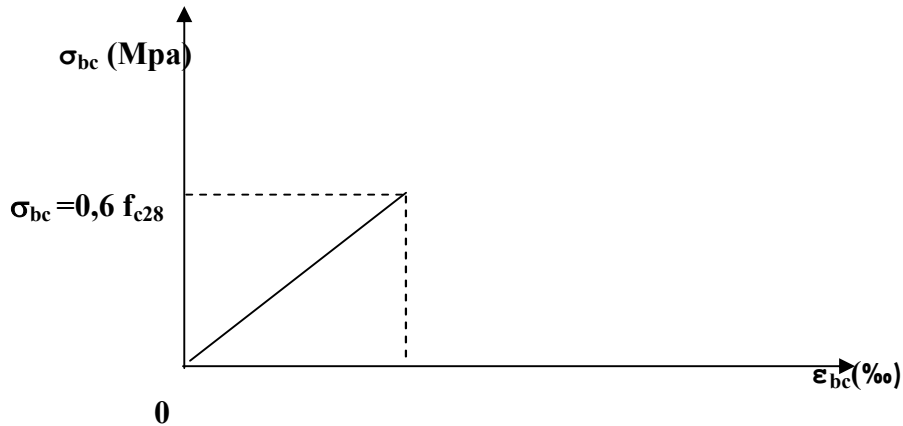
D'après [Art 4.5, 2/ BAEL91modifiées 99] cette contrainte est limitée à :

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

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

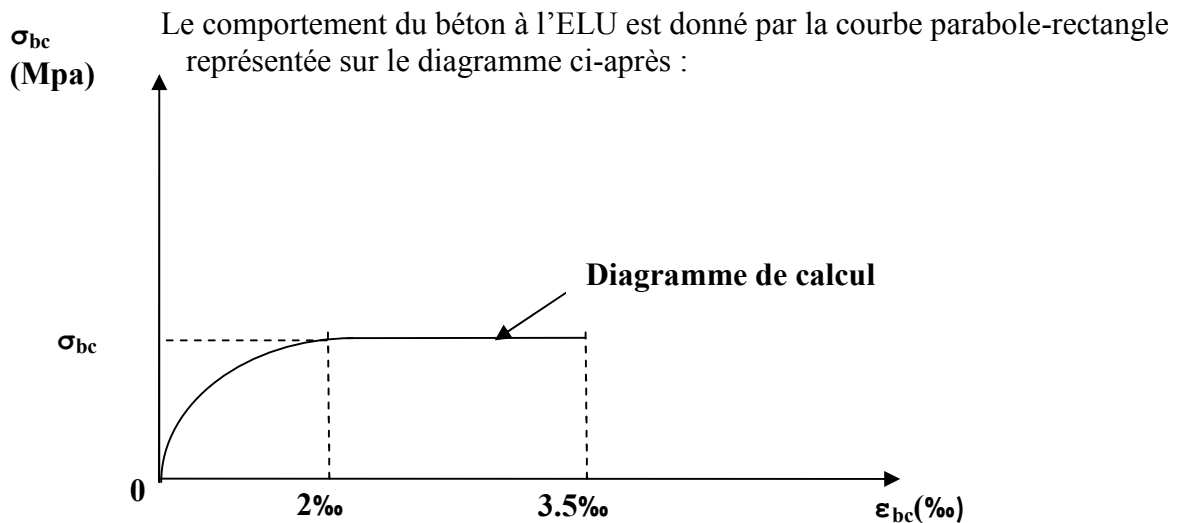
À  $j=28$  jours, dans notre cas  $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$

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



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

**c) Calcul du béton à l'ELU :** Cet état limite correspond à la perte d'équilibre statique, l'instabilité de forme et à la perte de résistance (rupture), ce qui conduit à la ruine de l'ouvrage.



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

La contrainte limite du béton à 28jours :

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

Avec  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{situation durable (courante) : ELU ;} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{situation accidentelle (séisme) ;} \end{array} \right.$$

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

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

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{MPa} \quad \text{pour } \gamma_b = 1,5$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.15} = 18.48 \text{MPa} \quad \text{pour } \gamma_b = 1.15$$

#### d) Contrainte tangentielle conventionnelle (cisaillement) : [Art 5.1, 1 /BAEL91 modifié 99]

Elle est donnée par la formule suivante :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

$V_u$  : valeur de calcul de l'effort tranchant dans la section cisailée à l'ELU.

$b_0$  : largeur de la section cisailée.

$d$  : hauteur utile de la section cisailée  $d = h - c$ .

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

• Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left( 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 [\text{MPa}] \right)$$

• Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right)$$

#### I-3-2) Les aciers:

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

\* **Les ronds lisses** : FeE215 et FeE235 correspondant à des limites d'élasticité garanties de 215 [MPa] et 235 [MPa] respectivement.

\* **Les aciers à haute adhérence** : FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 [MPa] et 500 [MPa].

\* **Treillis soudé** : quadrillage en fil écrouis soudés électriquement de type TS520.

#### a) Calcul des aciers à l'ELS :

Comme le béton, à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique. On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité. On adopte une valeur du module de Young forfaitaire  $E_s = 200\,000 \text{MPa}$ . [Art A.2.2, 1 /BAEL91 modifié 99]

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

❶ **Fissuration peu nuisible** : Dans le cas où les aciers sont protégés, aucune limitation n'est nécessaire, [Art.4.5, 32/BAEL91 modifiées 99]

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

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

❷ **Fissuration préjudiciable** :

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

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

Avec  $\eta$  coefficient de sécurité :

$$\begin{cases} \eta = 1,0 \dots \dots \dots \text{pour les ronds lisses (R.L).} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{pour les hautes adhérences (H.A).} \\ \eta = 1,3 \dots \dots \dots \text{pour les treillis soudés (T.S).} \end{cases}$$

La contrainte pour les différents aciers est :

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

Les aciers doux (RL) :  $\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 \times 235 ; \text{Max} [0,5 \times 235 ; 110 (1,0 \times 2,1)^{1/2}] \} = 156,67 \text{ MPa}$

❸ **Fissuration très préjudiciable** :

Les éléments sont exposés au milieu agressif, dans ce cas, la contrainte doit se limiter comme suit : [A.4.5,34/BAEL91 modifiées 99]

$$\bar{\sigma}_{st} = \min ( 1/2 f_e; 90(\eta f_{ij})^{1/2} ) \quad [I-11]$$

Les aciers (HA)  $\bar{\sigma}_{st} = \min ( 1/2 \times 400; 90(1,6 \times 2,1)^{1/2} ) = 165 \text{ MPa}$

Les aciers doux  $\bar{\sigma}_{st} = \min ( 1/2 \times 235; 90(1,0 \times 2,1)^{1/2} ) = 117,5 \text{ MPa}$

**b) Calcul d'aciers à l'ELU :**

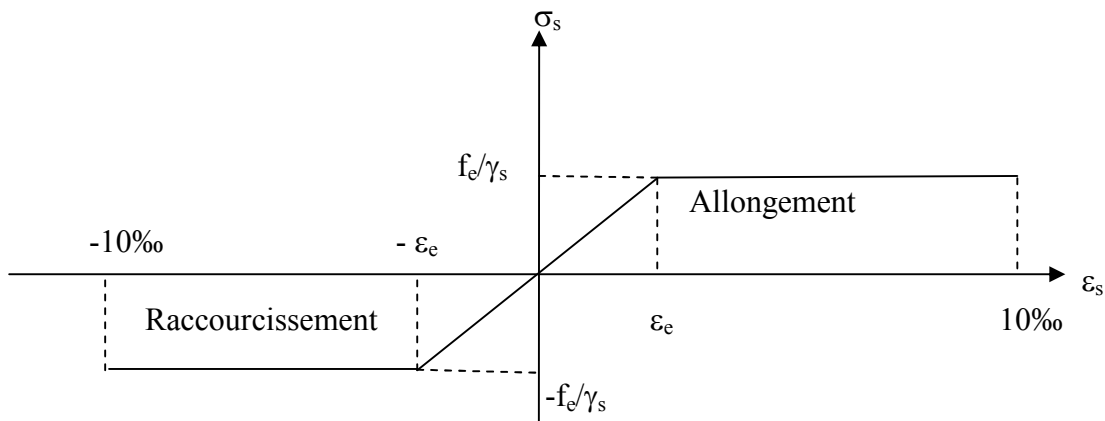
Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfaite, comme décrit sur le diagramme contrainte-déformation de la figure I-3. [A.4.3, 2 /BAEL91 modifiées 99], où la valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie  $f_{su}$  est définie par :

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

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

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,0 \dots \dots \dots \text{Situation accidentelle} \\ \gamma_s = 1,15 \dots \dots \dots \text{situation courante} \end{cases}$$

Le diagramme ci-après présente le comportement de l'acier à l'ELU



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

#### **I-4) Protection des armatures :**

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur, l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les valeurs suivantes [Art A.7.1 /BAEL91modifiées 99] :

☞  **$c \geq 5 \text{ cm}$**  : pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industries chimiques).

☞  **$c \geq 3 \text{ cm}$**  : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

☞  **$c \geq 1 \text{ cm}$**  : pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

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

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

## II. Pré dimensionnement des éléments :

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

Il a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections de différents éléments de la construction.

Pour cela on se réfère aux règles de pré dimensionnement fixées par RPA 99 version 2003.

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

Les planchers sont des aires horizontales limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils doivent être conçus de manière à :

Transmettre les efforts aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.

Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Dans notre ouvrage les planchers seront en corps creux.

#### ❖ Plancher à corps creux :

Sont constitués de panneaux à corps creux associés et des poutrelles disposées suivant l'axe de la petite portée, son épaisseur est déterminée par la norme suivante :

[BAEL91 modifiées 99/ArtB.6.8.423]

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

Avec :

$h_t$  : Epaisseur de la dalle.

$L$  : la plus grande portée libre dans le sens porteur considéré. (Sens des poutrelles)

$$L = 430 - 30 = 400 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{400}{22,5} = 17,78 \text{ cm}$$

On prend  $h_t = 20 \text{ cm}$

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

- l'épaisseur de corps creux : 16 cm

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

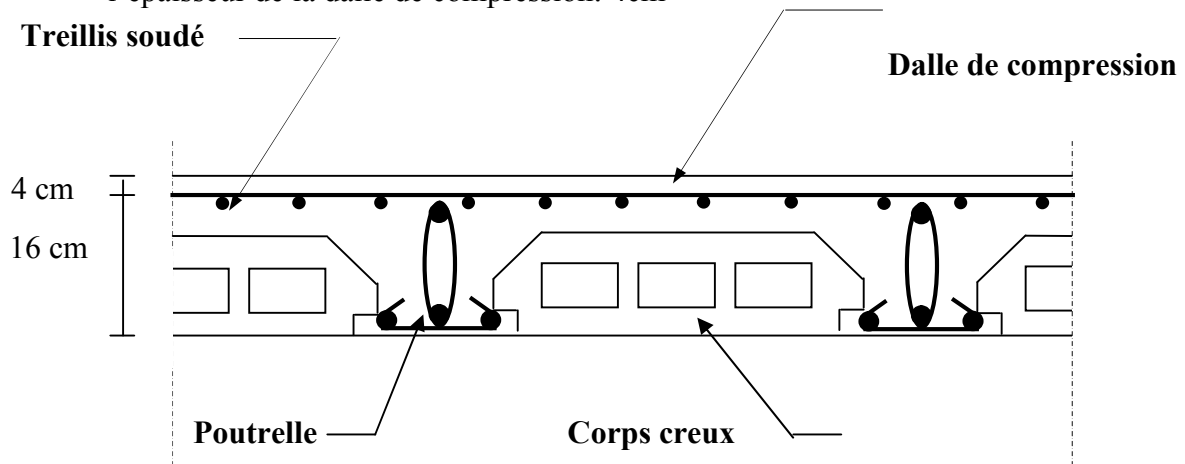


Fig.II-1 : Schématisation du plancher en corps creux

### ❖ Les dalles pleines :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis.

Dans le cas de notre bâtiment nous avons des dalles pleines reposant sur trois appuis le cas des paliers intermédiaires des escaliers, Ce type d'élément travail essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance.

### II -1-2) poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulées sur place, leur rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

Selon le (règlement B.A.E.L 91 modifié 99) les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche.

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

Largeur :  $b \geq 20$  cm

Hauteur :  $h \geq 30$  cm

Rapport :  $\frac{h}{b} \leq 4$

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

Avec : h : hauteur de la poutre ;

b : largeur de la poutre ;

b<sub>1</sub> : largeur de poteau ;

### ❖ les Poutres principales :

Ce sont des poutres porteuses, disposées perpendiculairement aux poutrelles.

▪ **Hauteur de la poutre :**  $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec : h<sub>t</sub> : hauteur totale de la poutre ;

L : portée maximale considérée entre nus d'appuis ;

Dans notre cas  $L = 470 - 30 = 440$  cm

Donc :

$$\frac{440}{15} \leq h_t \leq \frac{440}{10} \iff 29,33 \leq h_t \leq 44 \quad (\text{cm}).$$

On prendra comme hauteur h<sub>t</sub> pour les poutres principales, et pour des raisons de sécurité

$$h_t = 35 \text{ cm}$$

▪ **Largeur de la poutre:**  $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

$$\text{Donc : } 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \iff 14 \leq b \leq 24,5 \quad (\text{cm})$$

Et pour mesure de sécurité on prendra une largeur de 30 cm.

❖ **Les poutres secondaires :**

Ce sont des poutres non porteuses parallèles aux poutrelles.

▪ **Hauteur de la poutre :**  $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

Avec  $L = 430 - 30 = 400$  cm

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \quad \Longrightarrow \quad 26,66 \leq h_t \leq 40 \text{ (cm)}$$

On prend  $h_t = 35$  cm

▪ **Largeur de la poutre :**  $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \quad \Longrightarrow \quad 14 \leq b \leq 24,5 \quad \text{(cm)}$$

Soit  $b = 30$  cm

Vérification des conditions :

Pour les poutres principales :

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ .....vérifiée ;  
 $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ .....vérifiée ;  
 $h_t / b = 1,16 \leq 4$ .....vérifiée.

Pour les poutres secondaires :

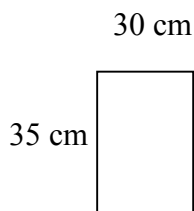
$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ .....vérifiée ;  
 $h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ .....vérifiée ;  
 $h_t / b = 1,16 \leq 4$ .....vérifiée.

• **Conclusion :**

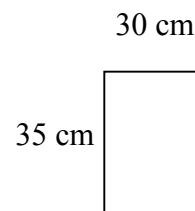
Les dimensions retenues sont :

Poutres principales : 30 x 35 (cm<sup>2</sup>).

Poutres secondaires : 30 x 35 (cm<sup>2</sup>).



**Fig. II-2 :** Poutre principale



**Fig. II-3 :** poutre secondaire

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

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

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

**▪ L'épaisseur :**

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

$h_e = h - e_p$  avec h: hauteur de l'étage  $e_p$ : hauteur de plancher

- étage courant :  $h_e = 306 - 20 = 286$  cm.  
 $a = \max (h_e / 25; h_e / 22; h_e / 20) = H_e / 20$ .  
 $a \geq 286 / 20 = 14.30$  cm.
- Sous sols:  $h_e = 352 - 20 = 332$  cm.  
 $a = \max (h_e / 25; h_e / 22; h_e / 20) = H_e / 20$   
 $a \geq 332 / 20 = 16.60$  cm

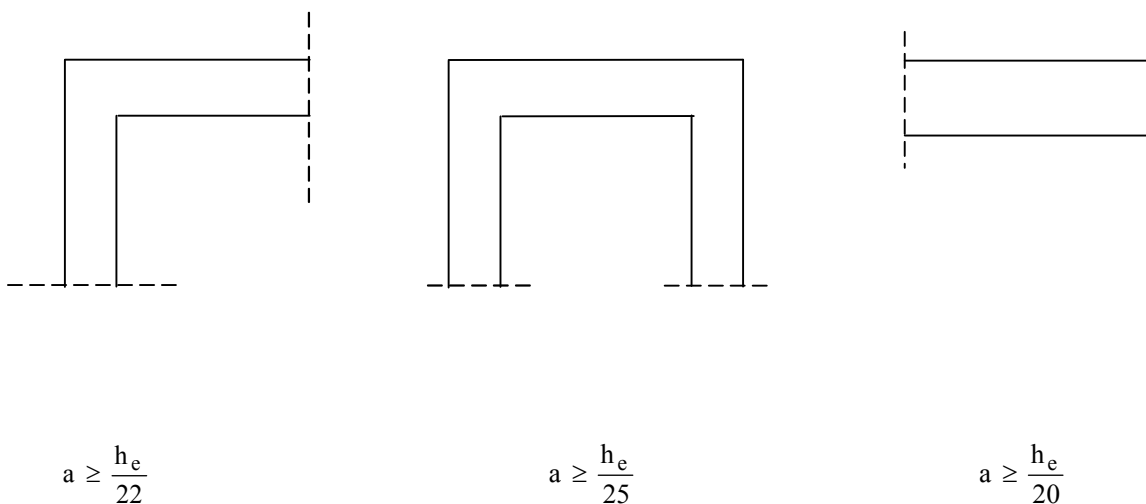
On prend l'épaisseur de voile **a = 20 cm**

Vérification des exigences du RPA :

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

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

$L_{\min} = 1.45 \text{ m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8$  Condition vérifiée



**Fig. II-4 : Epaisseurs des voiles**

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

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal  $N_s$ .

On calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante

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

Avec :

S : section transversale du poteau ;

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

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

donnée par :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

#### a) Calcul de la surface revenant au poteau (B2):

$$S_1 = 2.00 \times 2.20 = 4.40 \text{ m}^2$$

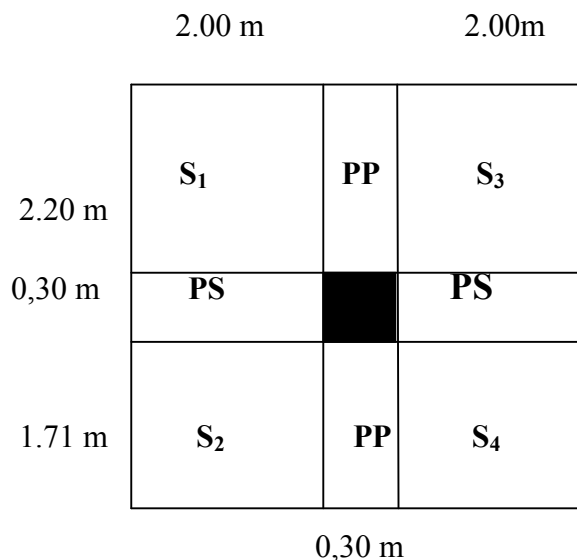
$$S_2 = 2.00 \times 1.71 = 3.42 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.00 \times 2.20 = 4.40 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 2.00 \times 1.71 = 3.42 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 15.65 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{brute}} = 4.21 \times 4.30 = 18.10 \text{ m}^2$$



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

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

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

$$G_{PP} = [0,30 \times 0,35 \times (4,70 - 0,30)] \times 25 = 11,55 \text{ KN}$$

▪ **Poutres secondaires :**

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

$$G_{PS} = [0,30 \times 0,35 \times (4,30 - 0,30)] \times 25 = 10,50 \text{ KN}$$

▪ **Poids des poteaux :**

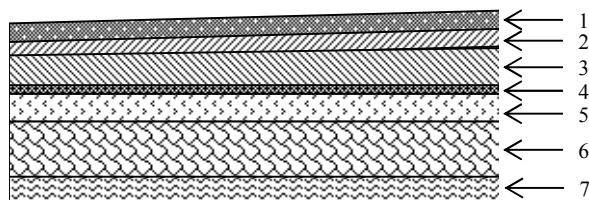
$$\text{Étage courant : } P = 3,06 \times (0,3 \times 0,3) \times 25 = 6,88 \text{ kN}$$

$$\text{RDC : } P = 3,06 \times (0,3 \times 0,3) \times 25 = 6,88 \text{ kN}$$

$$\text{Sous-sol : } P = 3,52 \times (0,3 \times 0,3) \times 25 = 7,92 \text{ kN}$$

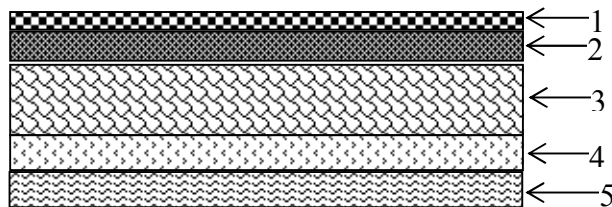
**II-2) Descente de charges :****II-2-1) Détermination des charges et surcharges :**❖ **Charges permanentes :****Plancher terrasse : Tableau II-1 :**

N°	désignation	Epaisseur e [m]	Poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	Charge G <sub>i</sub> [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Couche de gravillon	0,05	20	1,00
2	Etanchéité	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,05	22	1,10
4	Feuille de polyane	0,001	1	0,01
5	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
6	Plancher en corps creux (16+4)	0,20	-	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
	total	/	/	<b>5,39</b>

**Fig. II-5 : Coupe verticale du plancher terrasse**

➤ **plancher d'étage courant : Tableau II-2 :**

N°	Désignation	Epaisseur e [m]	Poids volumique $\gamma$ [KN/m <sup>3</sup> ]	Charge $G_i$ [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	22	0,44
4	Plancher en corps creux (16+4)	0,20	-	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Maçonnerie en brique creuse	10	/	0,90
			total	<b>5,18</b>



**Fig. II-6 : coupe verticale d'un plancher d'étage courant**

➤ **Maçonnerie :**

**1) Murs extérieurs : Tableau II-3**

N°	Désignation	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	Epaisseur [m]	Charge $G_i$ [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Mortier de ciment	18	0.02	0,36
2,4	Brique creuse	9	2x0.1	1,80
3	Lame d'aire	/	0,05	/
5	Enduit de plâtre	10	0.02	0,2
	Total			<b>2,36</b>

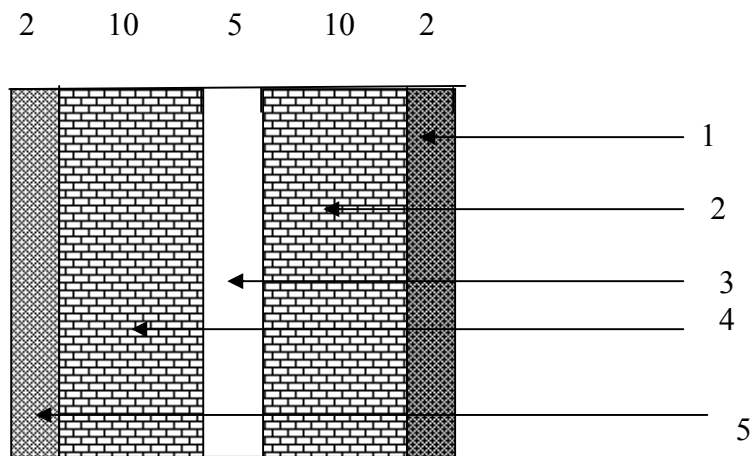


Fig.II-7 : Coupe verticale d'un mur extérieur

2) Murs intérieurs : Tableau II-4

N°	Désignation	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	Epaisseur [m]	Charge Gi [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
2	Brique creuse	9	0.1	0.9
3	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
	Total			<b>1.30</b>

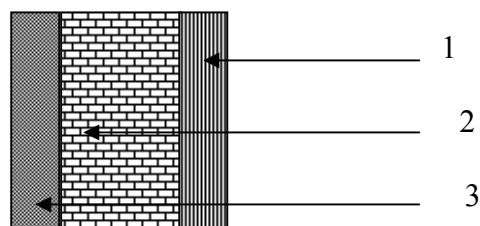


Fig.II-8 Coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau II-5 : Dalle pleine :

N°	Désignation	Epaisseur e [m]	Poids volumique $\gamma$ [KN/m <sup>3</sup> ]	Charge $G_i$ [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	dalle en béton arme	0,15	25	3,75
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
			total	<b>5,11</b>

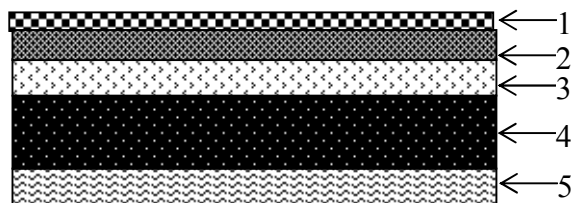


Figure II-9: Coupe transversale de la dalle pleine

## ❖ La charge de l'acrotère:

$$\text{Poids propre} : G = \rho \times S \times 1\text{m}$$

Avec :  $\rho$  : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 \times 1\text{ml}$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

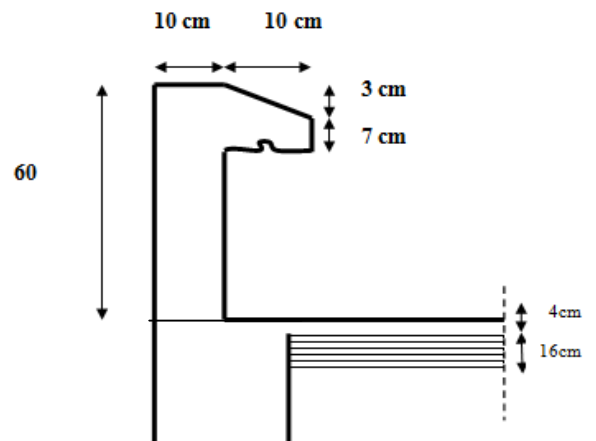


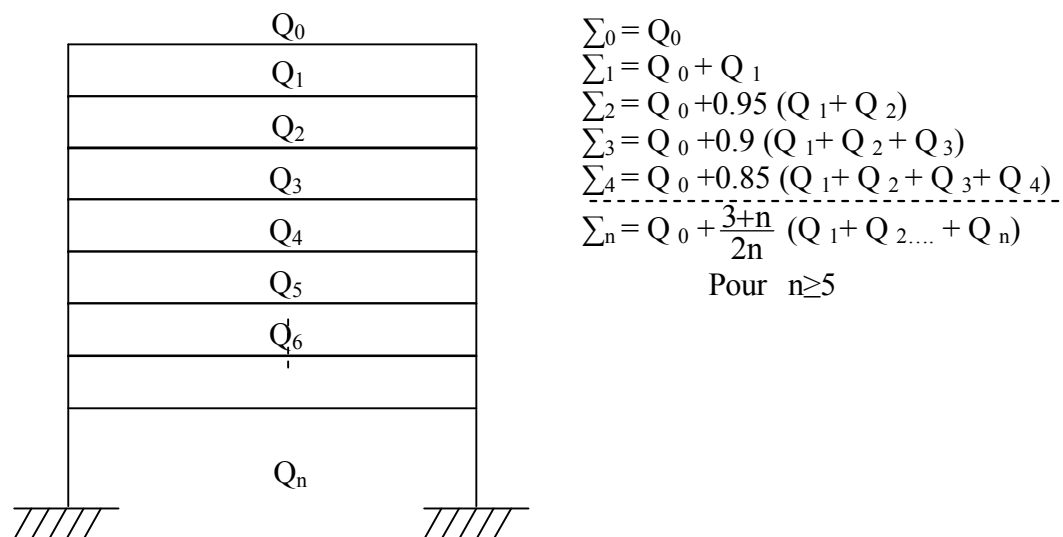
Figure II.10 : Coupe verticale de l'acrotère.

**Tableau II-6 : Surcharge d'exploitation**

Elément	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1.0
Plancher d'étage courant a usage habitation	1,5
Acrotère	1.0
Plancher sous sol (cave)	2.5
Escaliers desservants les différents étages	2.50
Consol	3,5

- Plancher terrasse inaccessible :  $1.00 \times 18.10 = 18.10$  KN.
- Plancher d'étage courant a usage habitation :  $1.5 \times 18.10 = 27.15$ KN.
- Acrotère :  $1 \times 18.10 = 18.10$ KN.
- Plancher sous sol (cave) :  $2.5 \times 18.10 = 45.25$  KN.
- Escaliers desservants les différents étages:  $2.5 \times 18.10 = 45.25$  KN.

### II-2-2) La loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :



- Coefficients de dégression des surcharges .

**Tableau II-7**

Niveau	Terrasse	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	SS
Coeff	1	1	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75	0,714	0,687	0.666	0.65	0.636

**Niveau 09** :  $Q_0 = 18.10$  KN.

**Niveau 08** :  $Q_1 = 18.10 + 27.15 = 45.25$  KN.

**Niveau 07** :  $Q_2 = 18.10 + 0.95 (2 \times 27.15) = 69.68$  KN.

**Niveau 06** :  $Q_3 = 18.10 + 0.90 (3 \times 27.15) = 91.40$  KN.

**Niveau 05** :  $Q_4 = 18.10 + 0.85 (4 \times 27.15) = 110.41$  KN.

**Niveau 04** :  $Q_5 = 18.10 + 0.80 (5 \times 27.15) = 126.70$  KN.

**Niveau 03** :  $Q_6 = 18.10 + 0.75 (6 \times 27.15) = 140.27$  KN.

**Niveau 02** :  $Q_7 = 18.10 + 0.714 (7 \times 27.15) = 153.80$  KN.

**Niveau 01** :  $Q_8 = 18.10 + 0.687 (8 \times 27.15) = 167.32$  KN.

**Niveau RDC** :  $Q_{RDC} = 18.10 + 0.666 (9 \times 27.15) = 180.84$  KN.

**Niveau SS** :  $Q_{ss} = 18.10 + 0.65 [10 \times (27.15) + 45.25] = 223.99$  KN.

### Poids du plancher :

#### a) Poids du plancher terrasse :

$$G = 5.39 \times 18.10 = 97.56 \text{ KN}$$

#### b) Poids du plancher d'étage courant ; RDC ; Sous Sols :

$$G = 5.18 \times 18.10 = 93.76 \text{ KN}$$

### II-2-3): Dimensionnement des poteaux : Tableau II-8

Etages	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation		N =G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub> (KN)	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	
	Poids de plancher (KN)	Poids poteaux (KN)	Poids poutres (KN)	G (KN)	G <sub>c</sub> cumulé (KN)	Q (KN)	Q <sub>c</sub> cumulé (KN)		$\frac{N}{\sigma_{bc}}$ (cm <sup>2</sup> )	S (cm <sup>2</sup> )
9	97.56	0.00	22.05	119.61	119.61	18.10	18.10	137.71	91.81	(35x35)
8	93.76	6.88	22.05	122.69	242.30	45.25	63,35	305,65	203.77	(35x35)
7	93.76	6.88	22.05	122.69	364.99	69.68	133,03	498,02	332.01	(35x35)
6	93.76	6.88	22.05	122.69	487.68	91.40	224,43	712,11	474.74	(35x35)
5	93.76	6.88	22.05	122.69	610.37	110.41	334,84	945,21	630,14	(35x35)
4	93.76	6.88	22.05	122.69	733.06	126.70	461,54	1194,87	796,58	(40x40)
3	93.76	6.88	22.05	122.69	855.75	140.27	601,81	1457,56	971.71	(40x40)
2	93.76	6.88	22.05	122.69	978.44	153.80	755,61	1734,05	1156.03	(40x40)
1	93.76	6.88	22.05	122.69	1101,13	167.32	922,93	2024,06	1349.37	(40x40)
RDC	93.76	6.88	22.05	122.69	1223,82	180.84	1103,77	2327,59	1551.73	(45x45)
SS	93.76	7.92	22.05	123.73	1347,55	223.99	1327,76	2675,31	1783.54	(45x45)

### II-3) Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA [Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003]

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur ( $h_e$ ) en une seule fois.

Les décalages sont interdits

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

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  en zone I et IIa
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$  en zone IIb et III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Condition exigées par RPA	Poteaux	Valeurs calculée	Vérfications
$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$	35 x 35	$\text{Min}(b, h) = 35$	✓
	40 x 40	$h_e/20=286/20=14.3$	✓
	45 x 45	$b/h=1$	✓
$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$	Sous /sol 45 x 45	$\text{Min}(b, h) = 45$	✓
$1/4 < b_1/h_1 < 4$		$h_e/20=332/20=16.6$	✓
		$b/h=1$	✓

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

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

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

Avec :

$$\begin{cases} i = \sqrt{\frac{I}{B}} \\ I_x = \frac{bh^3}{12} \quad I_y = \frac{hb^3}{12} \text{ (Faible inertie) et } B = bh \end{cases}$$

$B$  : section du poteau ( $b \times h$ ) ;

$\lambda$  : Élanement ;

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

$l_0$  : Longueur libre du poteau ;

$i$  : Rayon de giration ;

$I$  : Moment d'inertie.

Donc :

$$\begin{cases} i = \sqrt{\frac{hb^3}{12bh}} = \frac{b}{\sqrt{12}} \\ \lambda = \sqrt{12} \times 0,7 \times \frac{l_0}{b} \leq 50 \end{cases}$$

La condition de flambement s'applique sur le poteau le plus élancé, dans notre cas est :  
RDC et le Sous Sol

Pour le RDC: (45 x45) cm<sup>2</sup>  $l_0 = 3,06 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 16,48 < 50 \dots \dots \text{Vérfiée}$

Pour le sous sols: (45 x45) cm<sup>2</sup>  $l_0 = 3,52 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 18,96 < 50 \dots \dots \text{Vérfiée}$

Tous les poteaux sont vérifiés vis-à-vis la condition de non flambement.

**Introduction :**

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leurs reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles (**BAEL 91 modifié 99**).

**III.1) Calcul de l'acrotère :**

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'effort « **G** » du à son poids propre et à un effort horizontale « **Q** » du à la main courante provoquant un moment de renversement « **M** » dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Les calculs se feront pour une bande de **1m** de largeur et le ferrailage sera déterminé en flexion composée.



**Fig. III.1.1** : coupe verticale de l'acrotère

**III.1.a) Détermination des sollicitations :**

- Poids propre :

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation: **Q = 1.00KN/ml.**

- Effort normal dus au poids propre G :

$$N = G \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$$

- Effort tranchant :  $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$ .
- Moment de renversement du à la surcharge Q :

$$M = Q \times H \times 1 = 0.60 \text{ KN.m}$$

### III.1.b) Diagramme des efforts :

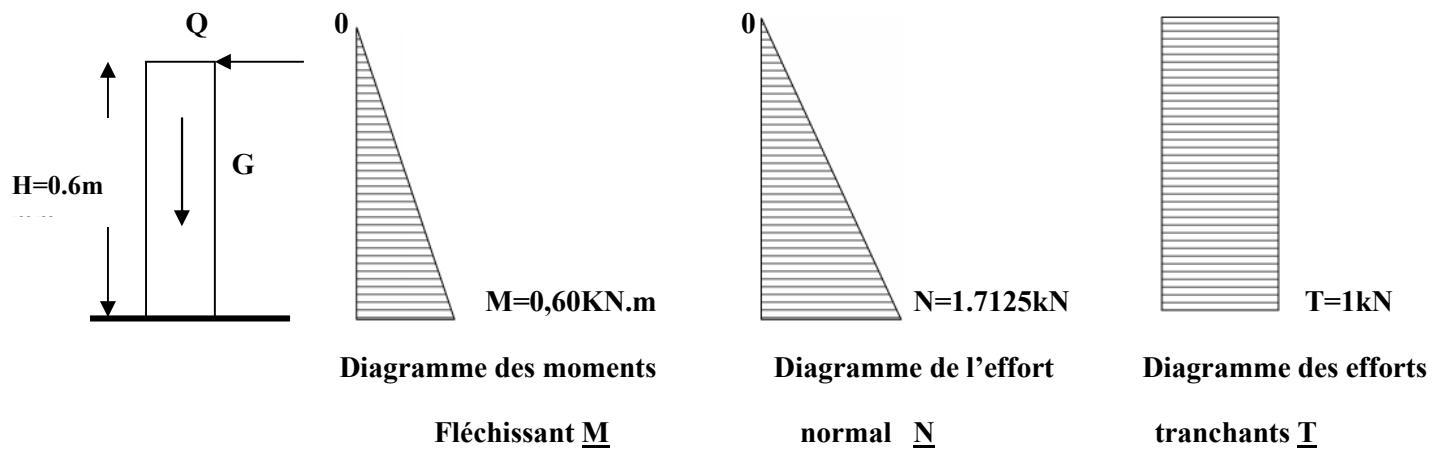


Fig. III.1.2: Schema statique de calcul de l'acrotère.

### III.1.c) Combinaisons de Charge :

➤ **ELU :  $1.35G + 1.5Q$**

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ KN (du à G).}$$

$$M_u = 1.5 M_q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN m (du à Q).}$$

$$T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN.}$$

➤ **ELS :  $G + Q$**

$$N_s = G = 1.7125 \text{ KN.}$$

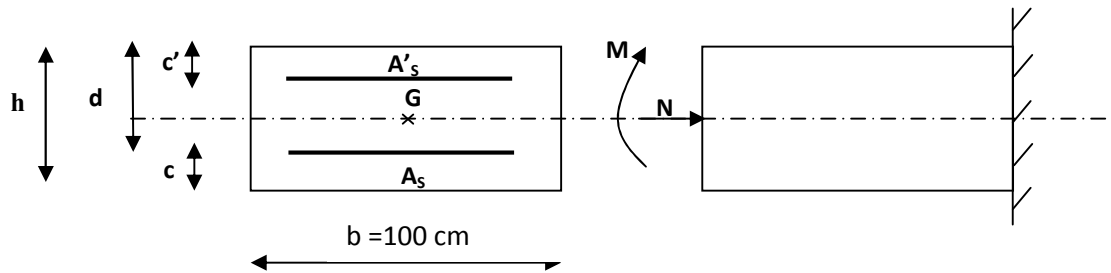
$$M_s = M = 0.60 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T = 1 \text{ KN.}$$

### III .1.2) Ferrailage de l'acrotère :

#### III .1.2.a) Calcul des armatures à l'ELU :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous ( $N_u$ ) et ( $M_u$ ), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous ( $N_s$ ) et ( $M_s$ ).



#### ❖ Position du centre de pression :

$$e_v = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.312} = 0.389\text{m} = 39\text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5\text{ cm}$$

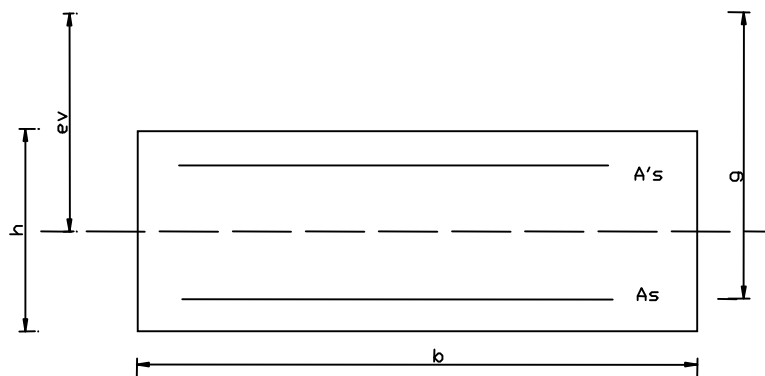
$e_u > \frac{h}{2} - C \Rightarrow$  Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec :  $M_u$  : moment dû à la compression ;  $N_u$  : effort de compression ;

$C_p$  : centre de pression ;  $e_u$  : excentricité ;

$C$  : l'enrobage ;

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



❖ **Calcul en flexion simple :**• **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

Avec :  $g = eu + \left(\frac{h}{2} - c\right)$

**g** : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendues.

$$M_f = 2.312 \times \left| 0.39 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02\right) \right| = 0.970 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_f = 0.970 \text{ KN.m}}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d f_{bu}} = \frac{0.970 \times 10^3}{100 \times 7.5^2 \times 14.2} = 0.0106$$

$\mu_b = 0.0106 < \mu_l = 0.392$ . La section est simplement armée (**SSA**), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires **Asc = 0**.

$$\mu_b = 0.0106 \longrightarrow \beta = 0.995$$

❖ **Armatures fictives (flexion simple) :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.995$$

Donc :  $A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{970}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.350 \text{ cm}^2$ .

❖ **Armature réelles (flexion composée) :**

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}}\right) = 0.350 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.284$$

$$\mathbf{A_s = 0.284 \text{ cm}^2}$$

**III.1.2.b) Vérifications:****III.1.2.b1) Vérification à l'ELU :**❖ **Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :**

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature.

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

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

Remarquons que :  $A_s < A_{\min}$ , la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale  $A_s = A_{\min} = 0.905 \text{ cm}^2$ .

La section d'acier est **4HA 8 / ml = 2.01 cm<sup>2</sup>** avec un espacement de **St = 25 cm**.

✓ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.505 \text{ cm}^2.$$

Donc :  **$A_r = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$** . Espacées de **15 cm<sup>2</sup>**.

❖ **Vérification aux cisaillements : (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)**

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad \text{avec : } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \quad \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \text{ (MPa).}$$

$$\text{Et } \begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \text{situation courante.} \\ V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0.018 \quad \min \{0.15, 25/1.5, 4\} = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{ la condition est}$$

vérifiée, donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

### ❖ Vérification de l'adhérence des barres :

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d U_i} ; \quad U_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$U_i = 4 \pi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 10.05} = 0.207 \text{ MPa.}$$

On a  $\tau_{se} = 0.207 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow$  donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm.}$$

### ❖ Vérification des espacements des barres :

(Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99) :

La fissuration est préjudiciable ; donc  $S_t = \min \{2h, 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$

$h = 10 \text{ cm}$ . C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de **15 cm** ; donc la condition est vérifiée.

### III-1-2-b2) Vérification à l'ELS :

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

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}.$$

$$\text{Les aciers } \left\{ \begin{array}{l} HA : 6 \text{ mm} \\ f_e E 400 \end{array} \right. \longrightarrow \eta = 1.6$$

$$\sigma_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\text{Calcul de } \sigma_{st} : \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} ; \quad \text{avec : } A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

Calcul de  $\beta_1$  :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.253$$

$$\rho = 0.253 \longrightarrow \beta_1 = 0.920 \longrightarrow K_1 = 47.50 \longrightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.02$$

$$\sigma_{st} = \frac{600}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.55 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} = 40.55 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa}$  ;  $\longrightarrow$  condition est vérifiée.

Vérifions que :  $\sigma_{bs} \leq \sigma_{bs}$  avec :  $\sigma_{bs} = k \sigma_s$

$\sigma_{bs} = 0.02 \times 40.55 = 0.811 \text{ MPa}$  ; et  $\sigma_{bs} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifiée.

### III.1.2.b3) Vérification de l'acrotère au séisme :

(RPA 99 / Art A.6.2.3)

D'après le RPA 99 (version 2003), les forces horizontales de calcul ( $F_p$ ) agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule :  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ .

$A$  : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage } Zone II a  
groupe d'usage 2  $\longrightarrow A = 0.15$

$C_p$  : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003), dans notre cas  $C_p = 0.8$

$W_p$  : poids de l'élément secondaire (acrotère) ;  $W_p = G = 1.7125 \text{ KN/ml}$ .

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0.822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Nota :**

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force  $F_p$ .

**Conclusion :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- ✓ Armatures principales : 4 HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> /ml avec un espacement de 25 cm.
- ✓ Armatures de répartition : 4 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup> /ml avec un espacement de 15 cm.

**III.2) Plancher :****III.2.1) Introduction :**

Le plancher est constitué de corps creux et de la dalle de compression (16+4) ; reposant sur des poutrelles préfabriquées espacées de 65cm. Elles sont disposées dans le sens de la petite portée. Ces derniers possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

**III.2.2) Calcul de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés nuance TS 520).

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles. BAEL (Art B.6.8.423).

**III.2.3) Calcul des armatures****III.2.3.a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = 4.L / f_c = 4 \times 65 / 520 = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L:Distance entre axes des poutrelles (L = 65cm)

Nous adaptons :

$$\text{Soit : } 6\Phi 6 / \text{ml} \quad , \quad A = 1.7 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15\text{cm}$$

Avec :  $S_t$  : distance entre les armatures.

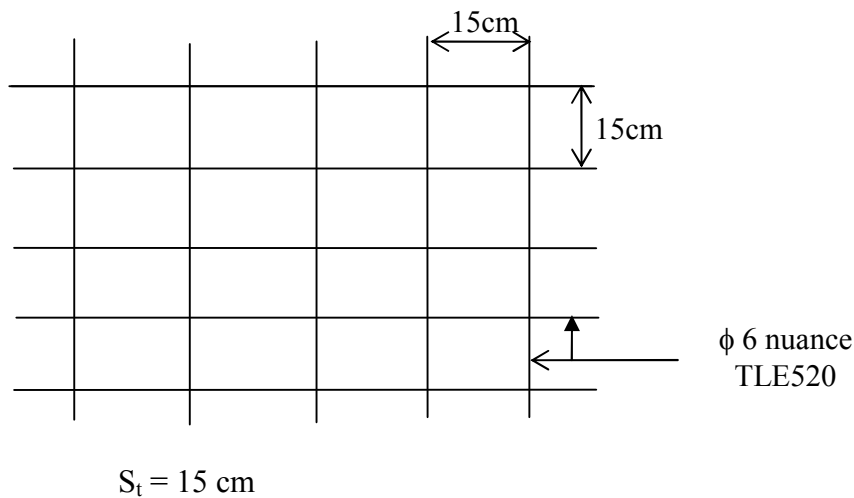
**III.2.3.b) Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1.7 / 2 = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\Phi 6 / \text{ml} \quad , \quad A = 1.7 \text{ cm}^2$$

**Finalement :**

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE520) de dimension (6x 6x150x150) mm<sup>2</sup>.



**Fig III.2.1 : Treillis soudé de 15x15cm**

### III.2.3.c) Calcul des poutrelles :

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est à dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation. Elle se calcule comme une section en T

#### C1) Dimensionnement de la poutrelle

$$b_1 \leq \min (L / 2, L_1 / 10, 8h_0)$$

Avec :

$L$  : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. (65 - 12), ( $L = 53 \text{ cm}$ )

$L_1$  : longueur de la plus grande travée. ( $L_1 = 470 \text{ cm}$ )

$b_0$  : largeur de la nervure. ( $b_0 = 12 \text{ cm}$ )

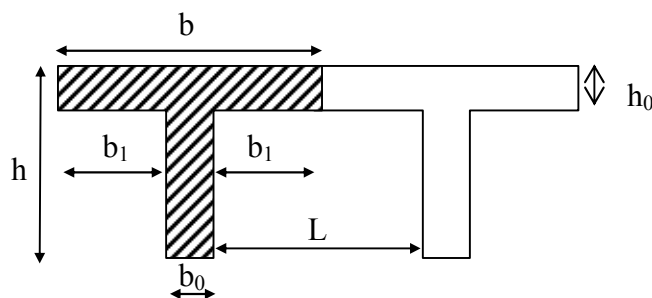
$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression ( $h_0 = 4 \text{ cm}$ ).

#### Application

$$b_1 \leq \min (26,5 ; 47,0; 32 )$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2.b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$



**Fig III.2.2 : construction de la section en T**

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

➤ **1<sup>ère</sup> étape : Avant coulage de la dalle de compression**

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

**C2) Chargements**

Poids propre de la poutrelle .....  $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

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

Poids de la main d'œuvre.....  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

La hauteur de la poutrelle est de .....  $h = 20 \text{ cm}$

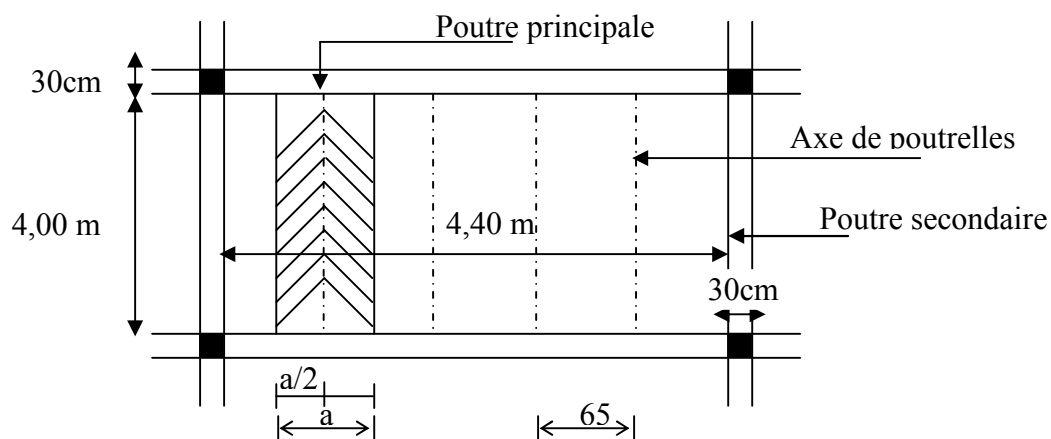
La hauteur de la dalle de compression...  $h_0 = 4 \text{ cm}$

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

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

La hauteur utile .....  $d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$

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



**Fig.III.2.3 : surface revenant aux poutrelles**

**C3) Ferrailage à L'ELU :**

La combinaison de charges à considérer :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q \text{ avec } (G = G + G')$$

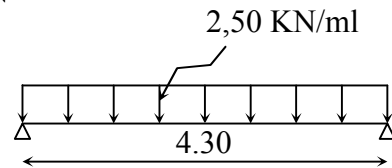
$$q_u = 1,35 \times (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,50 \text{ KN/ml}$$

Le moment en travée :

$$M_t = q L^2 / 8 = 2,50 \times (4,30)^2 / 8 = 5,78 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant :

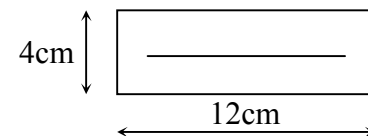
$$T = q L / 2 = 2,5 \times 4,30 / 2 = 5,38 \text{ KN}$$

**C4) Ferrailage de la poutrelle :**

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

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{5,78 \cdot 10^3}{12 \cdot 2^2 \cdot 14,2} = 8,48 > 0,392$$

$$\mu_b > \mu_c = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$



- **Conclusion :**

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (**12 x 4**) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées (**Asc = 0**) ne soient pas nécessaires.

(espacement entre étais : 80 à 120 cm).

➤ **2<sup>ème</sup> étape : après coulage de la dalle de compression :**

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

Poids propre du plancher :

$$G = 5,18 \times 0,65 = 3,367 \text{ KN/ ml.}$$

Surcharge d'exploitation :

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

Les combinaisons des charges :

- ELU :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,01 \text{ KN/ml}$

- ELS :  $q_s = G + Q = 4,342 \text{ KN/ml}$

❖ **Largeur efficace de la table de compression :**

(Article A.4.1, / BAEL 91) (Voir cours BAEL 91, E.II.5.b)

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme ; ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur.

La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{430}{10} = 43 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} = 143.33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

**On prend :  $b = 26.5 \text{ cm}$**

**C5) Choix de la méthode :**

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

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

**a) Méthode forfaitaire :**

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

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

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$ .

$$Q = 1.5 \text{ (habitation)} \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\} = 10.36 \text{ KN/ml} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées  $\longrightarrow$  condition vérifiée.

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

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

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{430}{430} = 1$$

Même longueurs pour toutes les travées  $\longrightarrow$  condition vérifiée

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

• **Conclusion :**

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

**b) Principe de la méthode :**

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

**c) Exposé de la méthode :**

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

- ✓  $M_0$  : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.  
 $M_0 = q l^2 / 8$  ; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- ✓  $M_w$  et  $M_e$  : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- ✓  $M_t$  : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

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

$$2) M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

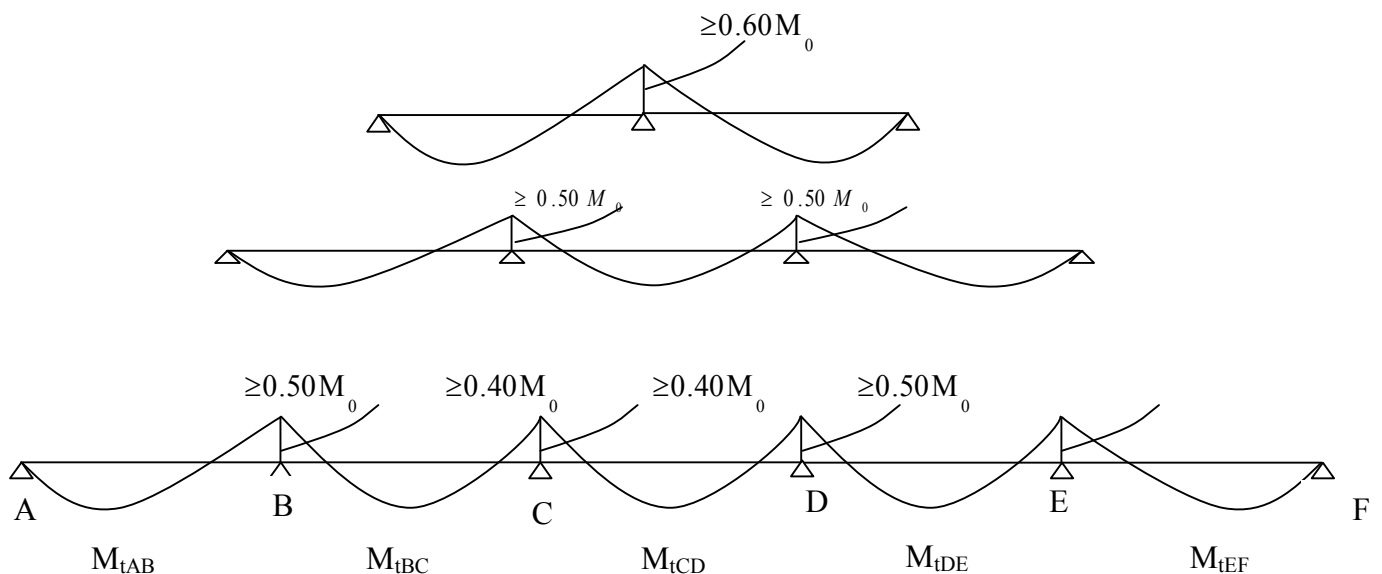
3) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

**0.6  $M_0$**  —————> pour une poutre de deux travées.

**0.5  $M_0$**  —————> pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

**0.4  $M_0$**  —————> pour les autres les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (06) appuis, on aura le diagramme suivant



**Figure III.2.4 :** Schéma statique de la méthode forfaitaire.

**5 : Application :****A) Combinaison de charge :**

$$\begin{cases} G = 5.18 \times 0.65 = 3.367 \text{ KN/ml.} \\ Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$\text{E.L.U.} : q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.01 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{E.L.S} : q_s = G + Q = 4.342 \text{ KN / ml.}$$

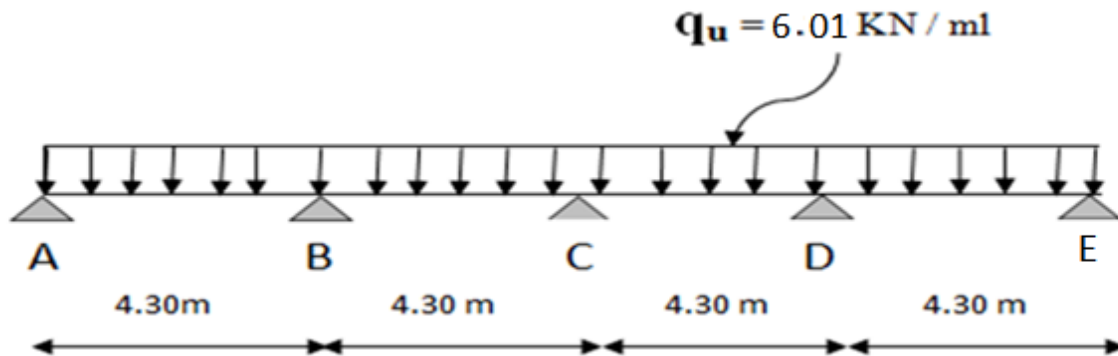


Figure III.2.5 Schéma statique de la poutre continue reposant sur cinq appuis.

➤ Calcul du rapport des charges  $\alpha$  :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.18} = 0.22$$

➤ Calcul des moments statiques :

$$M_0 = M_{01} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6.01 \times 4.30^2}{8} = 13.89 \text{ KN.m}$$

Car les longueurs des travées sont égales.

➤ Calcul des moments fléchissant sur appuis :

$$M_A = M_E = 0.2 M_0 = 0.2 \times 13.89 = 2.78 \text{ KN.m.}$$

$$M_B = M_D = 0.5 M_0 = 0.5 \times 13.89 = 6.95 \text{ KN.m.}$$

$$M_C = 0.4 M_0 = 0.4 \times 13.89 = 5.56 \text{ KN.m.}$$

➤ Calcul des moments fléchissant en travées :

a) Etude de la travée AB (de rive) :

$$1) M_{t_{AB}} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \left\{ (1 + 0.3\alpha) M_0, 1.05 M_0 \right\}$$

Avec :  $(1 + 0.3\alpha) = 1.066 > 1.05$  → Condition vérifiée.

$$M_{t_{AB}} \geq (1.066 \times 13.89) - \left( \frac{2.78 + 6.95}{2} \right) = 9.94 \text{ KN.m}$$

$$2) M_{t_{AB}} \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 = \left( \frac{1.2 + (0.3 \times 0.22)}{2} \right) \times 13.89 = 8.79 \text{ KN.m}$$

Donc :  $M_{t_{AB}} = M_{t_{DE}} = 9.94 \text{ KN.m}$

**b) Etude de la travée BC :**

- 1)  $M_{t_{BC}} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max \left\{ (1 + 0,3\alpha) M_0, 1,05 M_0 \right\}$   
 Avec :  $(1 + 0,3\alpha) = 1,066 > 1,05 \longrightarrow$  Condition vérifiée.  
 $M_{t_{AB}} \geq (1,066 \times 13.89) - \left( \frac{6.95 + 5.56}{2} \right) = 8.55 \text{ KN.m}$
- 2)  $M_{t_{BC}} \geq \left( \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 = \left( \frac{1 + (0,3 \times 0,22)}{2} \right) \times 13.89 = 7.40 \text{ KN.m}$

Donc :  $M_{t_{BC}} = M_{t_{CD}} = 8.55 \text{ KN.m}$

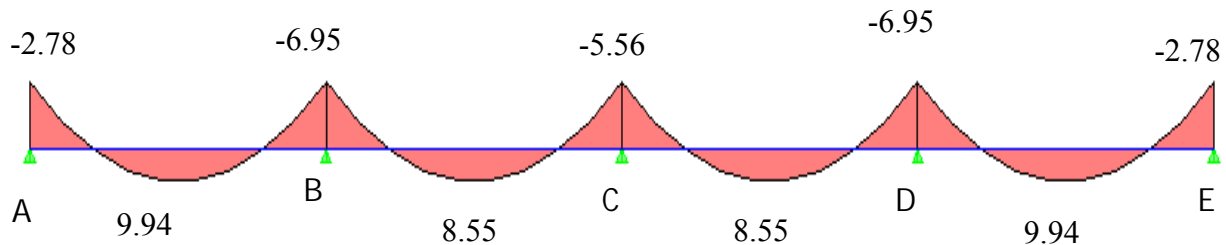


Figure III.2.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

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

➤ **Travée AB :**

$$T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = \frac{6.01 \times 4.30}{2} + \frac{(-6.95) - (-2.78)}{4.30} = 11.95 \text{ KN.}$$

$$T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -\frac{6.01 \times 4.30}{2} + \frac{(-6.95) - (-2.78)}{4.30} = -13.89 \text{ KN.}$$

➤ **Travée BC :**

$$T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = \frac{6.01 \times 4.30}{2} + \frac{(-5.56) - (-6.95)}{4.30} = 13.24 \text{ KN.}$$

$$T_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -\frac{6.01 \times 4.30}{2} + \frac{(-5.56) - (-6.95)}{4.30} = -12.60 \text{ KN.}$$

➤ **Travée CD :**

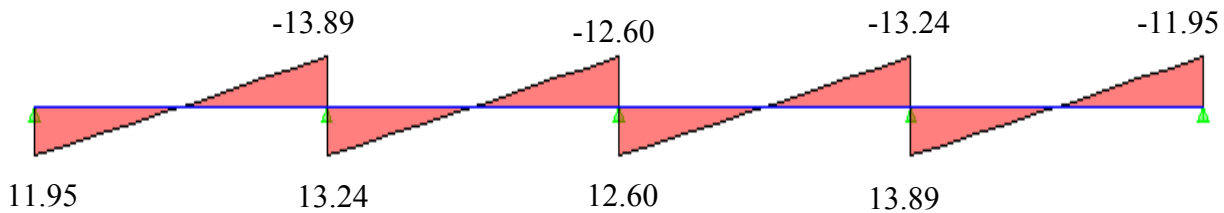
$$T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = \frac{6.01 \times 4.30}{2} + \frac{(-6.95) - (-5.56)}{4.30} = 12.60 \text{ KN.}$$

$$T_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -\frac{6.01 \times 4.30}{2} + \frac{(-6.95) - (-5.56)}{4.30} = -13.24 \text{ KN}$$

➤ **Travée DE :**

$$T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = \frac{6,01 \times 4,30}{2} + \frac{(-2,78) - (-6,95)}{4,30} = 13,89 \text{ KN.}$$

$$T_E = -\frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -\frac{6,01 \times 4,30}{2} + \frac{(-2,78) - (-6,95)}{4,30} = -11,95 \text{ KN.}$$



**Figure III.2.7 :** Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

**Note :**

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées et les appuis en utilisant les moments maximum.

$$M_t \max = 9,94 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a \max = 6,95 \text{ KN.m}$$

**C6) Ferrailage à l'ELU :**

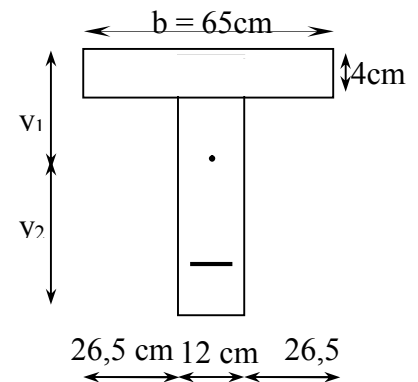
**a) Armatures longitudinales :**

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 9,94 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 6,95 \text{ KN.m.}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en **Té** dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0 = 12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0 = 4\text{cm}; d = 18\text{cm.}$$



**Figure III.2.8:** Schéma statique de la poutrelle.

➤ **En travées :**

$$M_t^{\max} = 9,95 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_t = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 9,94 \text{ KN.m} < M_t \rightarrow \rightarrow L'axe neutre est dans la table de compression ;$$

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de  $(65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.94 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,034$$

$$\mu = 0,034 < \mu_l = 0,392 \rightarrow S.S.A$$

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

$$A_t = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.94 \times 10^5}{0,983 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.62 \text{ cm}^2$$

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

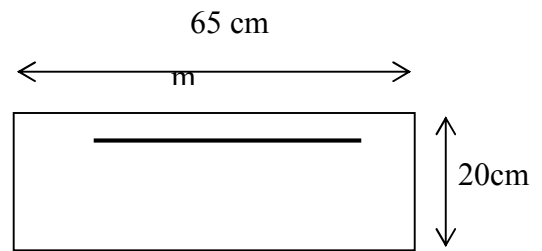


Figure III.2.9 : Section de la poutrelle à étudier.

➤ **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 6.95 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur  $b_0=12\text{cm}$  et de hauteur  $h=20\text{cm}$ .

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{6.95}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0.130$$

$$\mu = 0,130 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.130 \Rightarrow \beta = 0.930$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{6.95 \times 10^5}{0,930 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

**b) Armatures transversales : (Art. A.7.2.2/BAEL91)**

D'après l'article A.7.2.12.BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{l\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1.2 \right\} = 0,57 \text{ cm}$$

$$\Phi_t = 0.57 \text{ cm}$$

$\Phi_t$  : Diamètre des armatures transversales.

$\phi_{l\max}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$h$  : Hauteur du plancher.

$b_0$  : Largeur de lame.

$$\text{Soit : } A_t = 2 \text{ HA } 8 = 1.00 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi 8$

**c) Espacement des armatures :(cadres) (Art. A.5.1.22.BAEL91)**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(16,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$  constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91 modifiée 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1.00 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**C 7) Les Vérification à l'ELU :****a) Condition de non fragilité : (BAEL 91, A 4.2.1)****➤ En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1/400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**➤ Sur appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1/400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Détermination de la longueur des chapeaux et arrêt des barres inférieur de second lit : (Art E.1 ,3 /BAEL91 modifiée99)**

La longueur des chapeaux, à partir du nu des appuis, est au moins égale :

- 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.

**Dans notre cas on a les longueurs libres des travées qui sont égaux à  $L=4.30 \text{ m}$ .**

$L_1 = L/5 = 4.30/5 = 0.8 \text{ m}$ , pour appui n'appartenant pas à une travée de rive.

$L_2 = L/4 = 4.30/4 = 1 \text{ m}$ , pour appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

**c) Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{On a : } V_u^{\max} = 13.89 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max}/b_0 d = 13.89 \times 10^3 / 120 \times 180 = 0.643 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible:

$$\bar{\tau} = \min(0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.643 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement : (BAEL91, A.6.1,3)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (3 \times 12) = 113.04 \text{ mm}:$$

$$\tau_{se} = \frac{13.89 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113.04} = 0.76 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

*Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales*

**e) L'ancrage des barres (longueur de scellement) :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}, \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

La longueur de l'ancrage droit nécessaire :

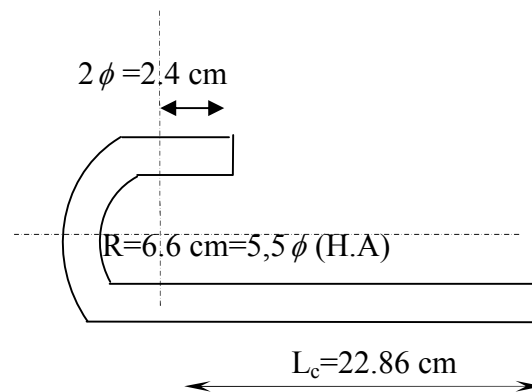
Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,10} = 57,14 \text{ cm}$$

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

Donc:

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 57,14 = 22,86 \text{ cm.}$$



**Définition de l'ancrage normal.**

**f) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

$$\text{On doit vérifier que : } A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{a\max}}{0,9d})$$

**➤ Appui de rive :**

$$A = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \left[ \frac{1,15}{400 \times 0,1} \right] \times \left( 13,89 - \frac{2,78}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,09 \text{ cm}^2 < 0$$

Condition vérifiée.

**➤ Appui intermédiaire :**

$$A = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \left[ \frac{1,15}{400 \times 0,1} \right] \times \left( 13,89 - \frac{6,95}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,83 \text{ cm}^2 < 0$$

Condition vérifiée

**Donc les armatures calculées sont suffisantes.**

**g) Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

(Art A.1.313/BAEL91 modifiée99)

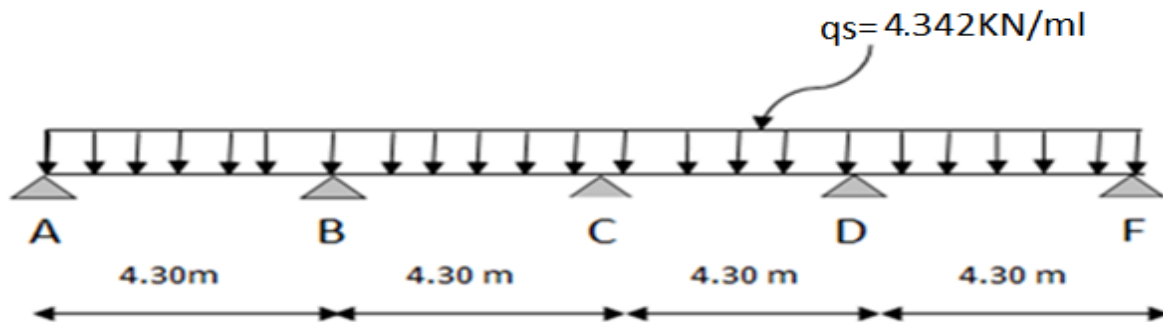
$$\text{On doit vérifier que : } V_{MAX} \leq 0,4 \left[ \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right] \times a \times b_0 \quad \text{Avec } (a=0,9d=0,9 \times 18=16,2 \text{ cm})$$

$$0.4 \left[ \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right] \times a \times b_0 = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 16.2 \times 12 \times 10^{-1} = 129.6 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 13.89 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### C8 ) Calcul à l'ELS:

$$\text{E.L.S : } q_s = G + Q = 4.342 \text{ KN / ml.}$$



**Figure III.2.10 :** Schéma statique de la poutre continue reposant sur cinq appuis.

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 résumées dans les tableaux suivants :

$$q_s/q_u = 4.342 / 6.01 = 0.72$$

#### a) Moment aux appuis :

Noeuds	A	B	C	D	E
$M_{\text{Appuis}}(\text{KN.m})$	2.008	5.02	4.016	5.02	2.008

**Tableau C8.a :** Moment en appuis a l'ELS.

#### b) Moment en travée :

Travées	[A-B]	[B-C]	[C-D]	[D-E]
$M_t(x) (\text{KN.m})$	7.19	6.18	6.18	7.19

**Tableau C8.b:** Moment en travée a l'ELS.

#### c) Calcul des efforts tranchant :

Travées	[A-B]	[B-C]	[C-D]	[D-E]
$T_i[\text{KN}]$	8.63	9.57	9.10	10.04
$T_{i+1}(\text{KN})$	-10.04	-9.10	-9.57	-8.63

**Tableau C8.c :** Les efforts tranchants a l'ELS.

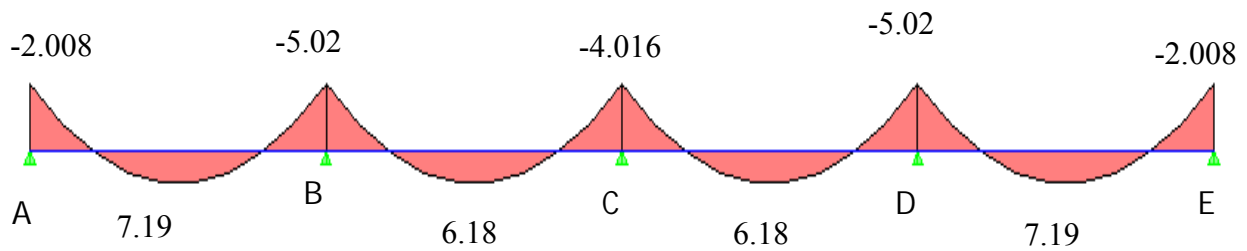


Figure III.2.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

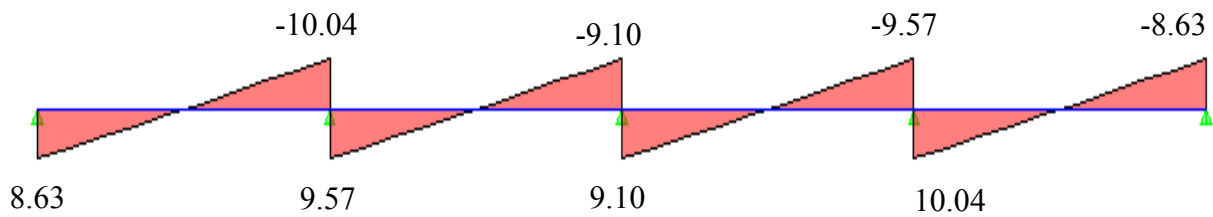


Figure III.2.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

### C9) Vérification à L'ELS :

#### 1) Etat limite de résistance à la compression du béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

➤ **En appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.727$$

Après interpolation :

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.8767. \\ K = 0.039. \end{array} \right. \quad \sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{5.02 \times 10^6}{0.8767 \times 18 \times 1.57 \times 10^3} = 202.62 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 0.039 \times 202.62 = 7.90 < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travées :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.56$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 0.063 \\ \beta = 0.837 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{7.19 \times 10^6}{0.837 \times 18 \times 3.39 \times 10^3} = 140.78 \text{ MPa}$$

$$K \cdot \sigma_s = 0.063 \times 140.78 = 8.87 < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## 2) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est effectuée.

## 3) Etat limite de déformation :(Vérification de la flèche BAEL91 A.3.6.51)

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

Les règles du **BAEL.91 (article B.5.6.1)**, précisent qu'on peut se dispenser de vérifier l'ELS les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \qquad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} \qquad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.04 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{1}{15} \times \frac{9.94}{13.89} = 0.05 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{3.39}{12 \cdot 18} = 0.015 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, alors le calcul de la flèche est indispensable.

### ❖ Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_V \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{Avec : } \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.80 \text{ cm}$$

$L = 430 - 30 = 400$  : Longueur réel (libre) de la poutrelle.

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_V$  : Module de déformation différée,  $E_V = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$

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

la

$$I_{fv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

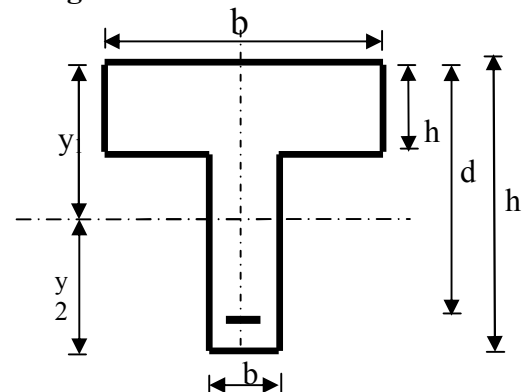
$M_S$  = Moment de service maximum dans la travée.

$I_0$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section.

### Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

Figure III.2.13 : Section de



$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 3.39$$

$$B_0 = 502.85 \text{ cm}^2$$

**Calcul de  $V_1$  et  $V_2$  :**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.43 = 12.57 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.43^3 + 12.57^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7.43 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.57 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799.85 \text{ cm}^2$$

**Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0,015$$

$$\lambda_V = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0,015} = 1,096$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{0,99; 0\} = 0,99$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_V \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 21799,85}{1 + 1,096 \times 0,99} = 11500,90 \text{ Cm}^4$$

**D'ou la flèche :**

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{7,19 \times 10^4 \times 400^2}{10 \times 10819 \times 11500,90} = 0,092 \text{ cm} < \bar{f} = 0,80 \text{ cm}$$

—————> **Condition vérifiée .**

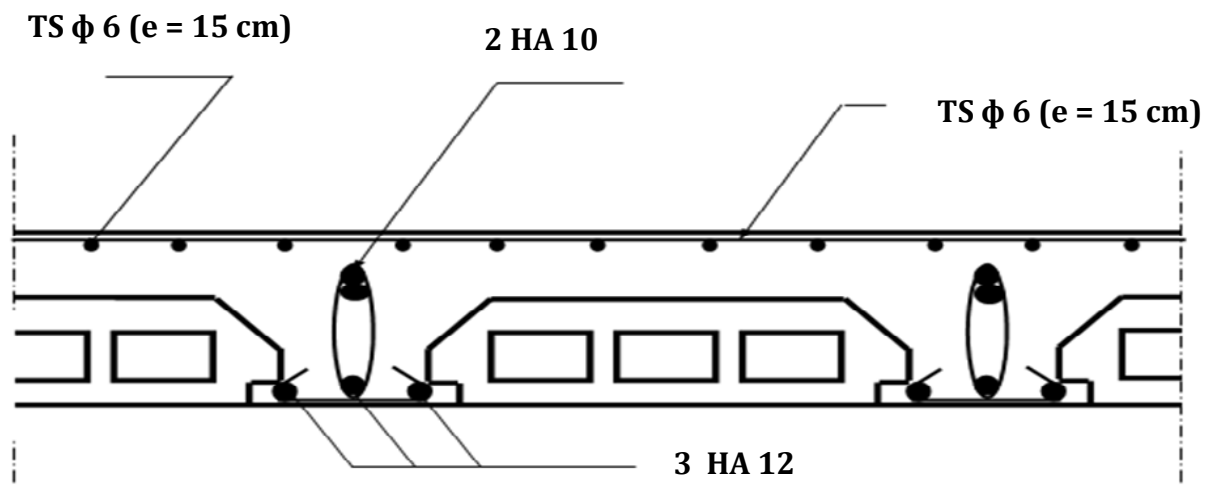
**Résultats :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

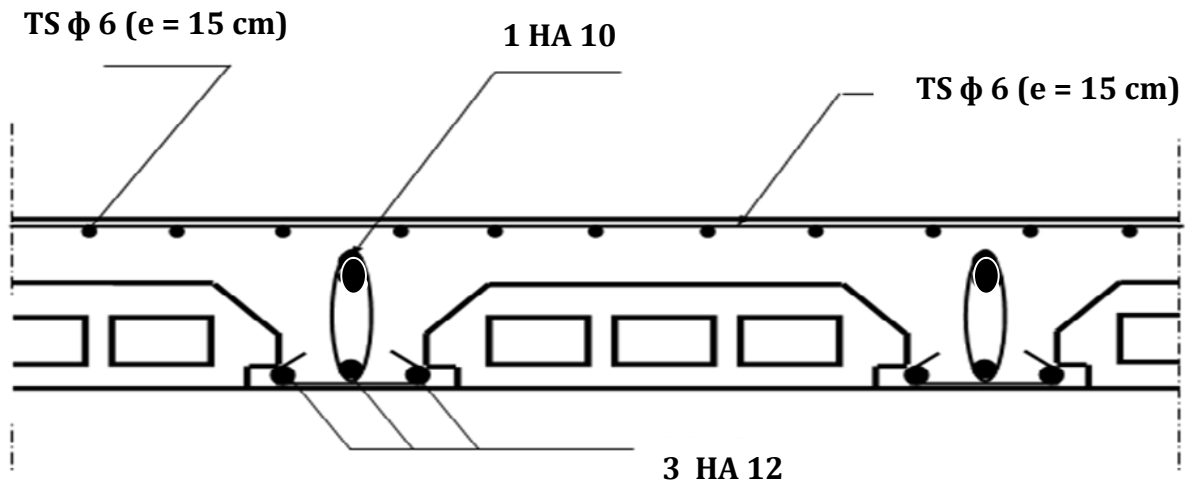
**Armatures en travées : 3 HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>.**

**Armatures en appuis : 2 HA 10 = 1.57cm<sup>2</sup>.**

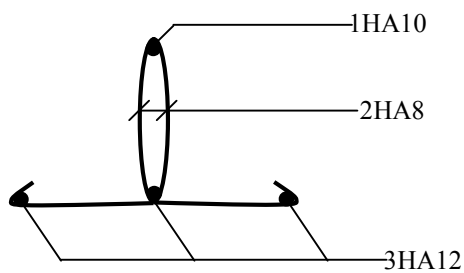
**Armatures transversales : 2HA8=1.00 cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 15 cm.**



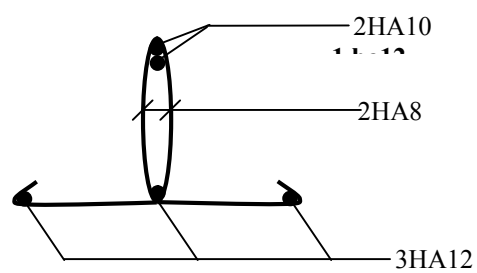
**Ferrailage des poutrelles en appuis.**



Ferraillage des poutrelles en travée.



Ferraillage en travée



Ferraillage en appui

Figure III.2.14 : Ferraillage des poutrelles

### III.3 : Calcul des escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

#### III.3.1 : Pré-dimensionnement :

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

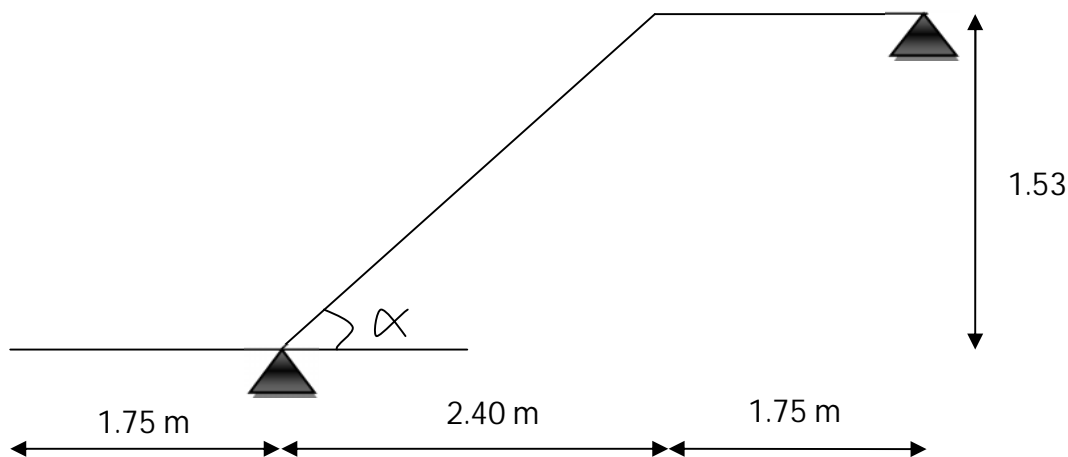


Figure III.3.1 : Schéma statique d'escalier.

#### a) Calcul de n, h et g :

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

- **La hauteur de la marche h :**

On a:  $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$ ; on prend **h = 17 cm**.

- **Nombre de marches n :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ marches.}$$

Donc on a 18 marches qui se divisent sur deux volées identiques telles que chacune comporte 9 marches.

- **Le giron g :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm.}$$

**b) Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 65 \text{ cm.}$$

$$2h+g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h+g = 64 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm.}$$

**La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.**

**1 : Epaisseur de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation :  $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

**Avec :**

$L$  : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) :  $L = L_1 + L_2$ .

$L_1$  : longueur de la paillasse projetée.

$L_2$  : longueur du palier.

$$\text{tg } \alpha = 17 / 30 = 0.566 \longrightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$L_1 = \frac{240}{\cos \alpha} = 276 \text{ cm} \quad L_2 = 175 \text{ cm.}$$

**Donc :**  $L = 276 + 175 = 451 \text{ cm.}$

$$\text{D'où : } \frac{451}{30} \quad e_p \quad \frac{451}{20} \longrightarrow 15.03 \text{ cm} \quad e_p \quad 22.55 \text{ cm}$$

**Soit :  $e_p = 18 \text{ cm.}$**

**N.B :** On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

**III.3.2 : Détermination des charges et surcharges :**

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

➤ **Les charges permanentes :**

• **Le palier :**

Éléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
- Poids propre de la dalle pleine en BA	$25 \times 0.18 = 4.5$
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) (0.44+0.4+0.4+0.2)	1.44
<b>Charge permanente totale.</b>	<b><math>G_1 = 5.94.</math></b>

**Tableau III.3.1 :** Charge totale du palier.

- **La volée :**

Eléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
- Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0.18}{\cos \alpha} = 5.17$
- Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.12$
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) (0.44+0.4+0.4+0.2)	1.44
<b>Charge permanente totale.</b>	<b>G<sub>2</sub> = 8.73</b>

**Tableau III.3.2 :** Charge totale de la volée.

- **la charge concentrée :**

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (**P**).

$$P = (3.06 - 0.18) \times 2.36 \times 1\text{m} = 6.80 \text{ KN.}$$

➤ **Les surcharges d'exploitation :**

**Surcharge d'exploitation :** selon le (**DTR C2-2**) pour une construction a usage d'habitation

$$Q = 2.5 \text{ KN / m}^2.$$

### III.D.3 : Combinaison des charges :

❖ **ELU:**  $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1 \text{ m.}$

**Palier :**  $q_{u1} = (1.35 \times 5.94 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.77 \text{ KN / ml.}$

**Volée :**  $q_{u2} = (1.35 \times 8.73 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ m} = 15.54 \text{ KN / ml.}$

**Mur extérieure :**  $P = 1.35 \times 6.80 = 9.18 \text{ KN.}$

❖ **ELS:**  $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m.}$

**Palier :**  $q_{s1} = (5.94 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 8.44 \text{ KN / ml.}$

**Volée :**  $q_{s2} = (8.73 + 2.5) \times 1 \text{ m} = 11.23 \text{ KN / ml.}$

**Mur extérieure :**  $P = 6.80 \text{ KN.}$

### III.3.4 : Calcule des moments et effort tranchant a l'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée  $L_p = 2.4 \text{ m.}$

➤ Les réactions aux appuis :

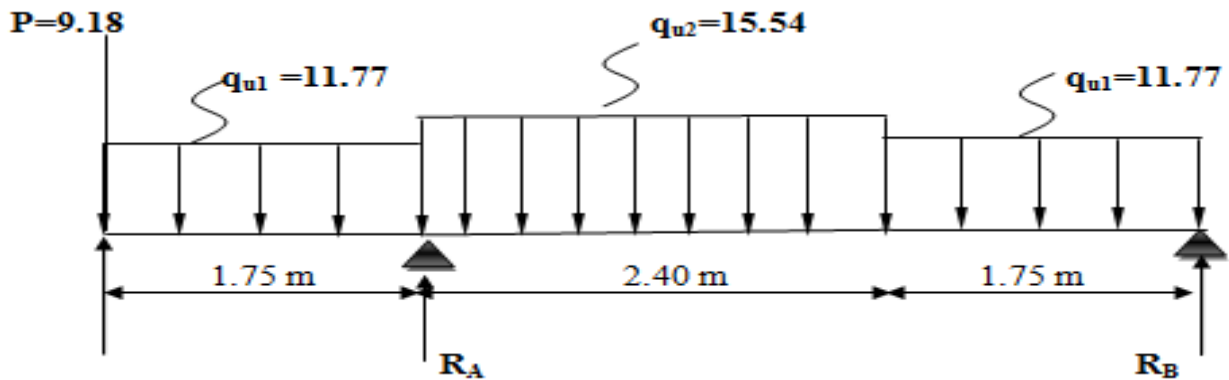


Figure III.3.2 : Schéma statique d'escalier à l'ELU.

➤ D'après les formules de la RDM :

$$\Sigma F = 0 ; \quad R_A + R_B = 87,67 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M / A = 0 ; \quad R_B = 18,83 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M / B = 0 ; \quad R_A = 68,84 \text{ KN.}$$

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	x (m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,75	-11,77 x X - 9,18	-5,887 . X <sup>2</sup> - 9,18 . X	0	-9,18	0
			1,75	-29,77	-34,09
1,75 ≤ x ≤ 4,15	-15,54 . X + 66,26	-7,77 . X <sup>2</sup> + 66,26 . X - 126,23	1,75	39,06	-34,09
			4,15	1,77	14,95
0 ≤ x ≤ 1,75	11,77 . X - 18,83	-5,885 . X <sup>2</sup> + 18,83 . X	0	-18,83	0
			1,75	1,77	14,95

Tableau III.3.3 : Les efforts internes à l'ELU.

**Remarque :** Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité de l'appui B, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui B et en travée.

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0$$

$$11,77 \cdot X - 18,83 = 0 \quad \longrightarrow \quad X = 1,6 \text{ m (de la droite)}$$

Le moment  $M_z(x)$  est maximum pour la valeur  $X = 1,6 \text{ m}$ . Donc  $M_{zMAX} = 15,06 \text{ KN.m}$

➤  $M_B \text{ appui} = -0,3 \times 15,06 = -4,52 \text{ KN.m}$

➤  $M_T \text{ travée} = 0,85 \times 15,06 = 12,80 \text{ KN.m}$

➤  $M_A \text{ appui} = -34,09 \text{ KN.m}$

➤  $M_{\text{console}} = 34,09 \text{ KN.m}$

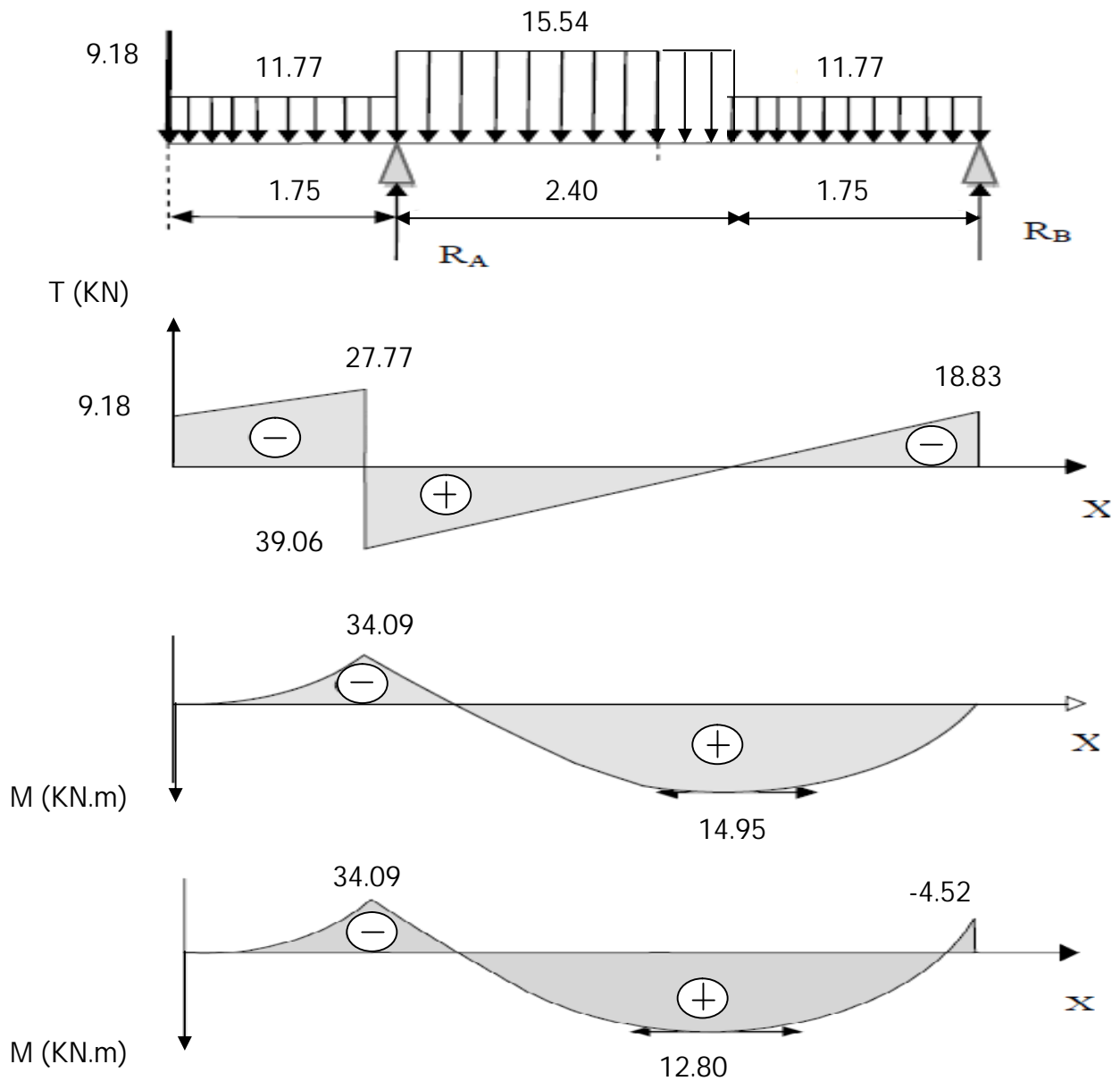


Figure III.3.3 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.

**1 : Ferrailage :**

Etude d'une section rectangulaire, soumis à la flexion simple.

$b = 100 \text{ cm}$ ;  $h = 18 \text{ cm}$ ;  $c = 2 \text{ cm}$ ;  $d = 16 \text{ cm}$ .

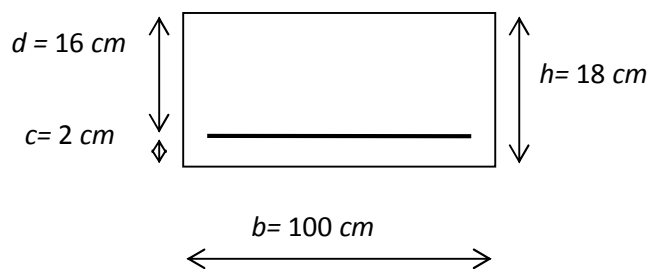


Figure III.3.4 : Schéma statique d'escalier a l'ELU.

❖ **Aux appuis :**➤ **Appui B :  $M_B = 4.52 \text{ KN.m}$ .**• **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_B}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{4.52 \times 1000}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.012$$

$$\mu_a = 0.012 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.012 \longrightarrow \beta_1 = 0.994$$

$$A_{st} = \frac{M_B}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.52 \times 1000}{0.994 \times 16 \times 348} = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$A_B = 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de } S_t = 20 \text{ cm.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_B}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 4\text{HA}10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de } S_t = 25 \text{ cm.}$$

➤ **Appui B :  $M_A = 34.09 \text{ KN.m}$ .**• **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_A}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{34.09 \times 1000}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.094$$

$$\mu_a = 0.094 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.094 \longrightarrow \beta_1 = 0.951$$

$$A_A = \frac{M_A}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{34.09 \times 1000}{0.951 \times 16 \times 348} = 6.44 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5\text{HA}14 / \text{ml} = 7.69 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de } S_t = 20 \text{ cm.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_A}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_a = 4\text{HA}10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de } S_t = 25 \text{ cm.}$$

❖ **En travée :  $M_t = 12.80 \text{ KN.m}$**

• **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{12.80 \times 1000}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.036$$

$$\mu_t = 0.036 < \mu_l = 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_t = 0.036 \quad \beta_1 = 0.982$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{12.80 \times 1000}{0.982 \times 16 \times 348} = 2.34 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5\text{HA}10 / \text{ml} = 3.92 \text{ cm}^2 \quad \text{avec un espacement de} \quad S_t = 20\text{cm.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

**Soit :**  $A_{rt} = 4\text{HA}10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 25\text{cm.}$

**2: Vérification à l'ELU :**

a) **Condition de non fragilité : (BEAL 91 modifié 99 / Art. A.4.2.1):**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.932 \text{ Cm.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_B = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_A = 7.69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travées :**

$$A_t = 3.92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.932 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) **Espacement des barres :**

$$\text{Armatures principales : } S_t \text{ max} = 20 \text{ cm} < \text{Min} \{3 \text{ h}, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$$

—————> Condition vérifiée.

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

—————> Condition vérifiée.

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

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

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} = \frac{39.06 \times 1000}{1000 \times 160} = 0.244 \text{ Mpa}$$

Avec  $T_{u\max}$  : Effort tranchant maximal. Avec :  $T_{u\max} = 39.06 \text{ KN}$

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

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

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

$\tau_u = 0,244 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow$  Condition vérifiée.

**d) - Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (BAEL 99, Art 5-1-3)**

❖ Influence sur le béton :

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_s} \quad \text{Avec : } a = 0,9d$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 16 \times 10}{1,5} = 960 \text{ KN}$$

$V_u^{\max} = 39.06 < 960 \text{ KN} \longrightarrow$  Condition vérifiée

❖ Influence sur Les armatures:

Il faut avoir :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left( V_u^{\max} + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left( 39.06 + \frac{(-34.09) \times 10^2}{0,9 \times 16} \right) = -0,57 \text{ cm}^2$$

$A_a = 7.69 \text{ cm}^2 \geq -0.57 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  Condition vérifiée.

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

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$  Pour HA :  $\Psi_s = 1.5$

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

➤ **Appui A :**

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{39.06}{0.9 \times 160 \times 21.98} = 0.012 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = 0.012 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Appui B :**

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 1.0 = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.83}{0.9 \times 160 \times 15.7} = 0.008 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0.008 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

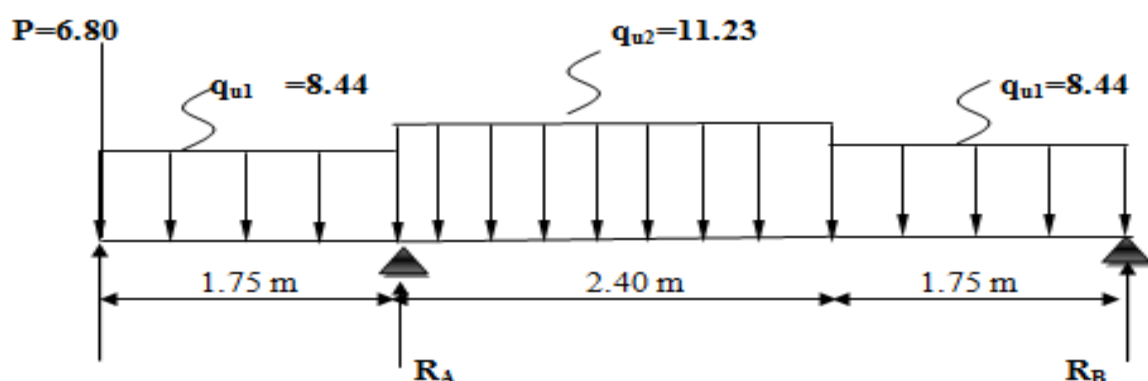
**f) Ancrage des barres aux appuis : (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1)**

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

$$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \phi \text{ cm} = 35.27 \times 1 = 35.27 \text{ cm}$$

$$\text{Pour l'appui B : } \phi_B = 1 \text{ cm.} \quad L_{sB} = 35.27 \times 1 = 35.27 \text{ cm.}$$

$$L_B = 0.4 \times L_{sB} = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm.}$$

**III.3.5 : Calcul des moments et effort tranchant a l'ELS :**❖ **Les réactions aux appuis :****Figure III.D.5 :** Schéma statique d'escalier a l'ELS.

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = 63.29 \text{ KN.}$$

$$\sum M / A = 0 ; \quad R_B = 13.47 \text{ KN.}$$

$$\sum M / B = 0 ; \quad R_A = 49.82 \text{ KN.}$$

Tronçon (m)	Effort tranchant (Ty)	Moment fléchissant (Mz)	x (m)	Ty (KN)	Mz (KN.m)
$0 \leq x \leq 1.75$	$-8.44 x X - 6.80$	$-4.22 x X^2 - 6.80 x X$	0	-6.80	0
			1.75	-21.57	-24.82
$1.75 \leq x \leq 4.15$	$-11.23 x X + 47.9$	$-5.61 x X^2 + 47.9 x X - 91.44$	1.75	28.25	-24.82
			4.15	1.3	10.64
$0 \leq x \leq 1.75$	$8.44 x X - 13.47$	$-4.22 x X^2 + 13.47 x X$	0	-13.47	0
			1.75	1.3	10.64

Tableau III.3.4 : Les efforts internes à l'ELU.

**Remarque :**

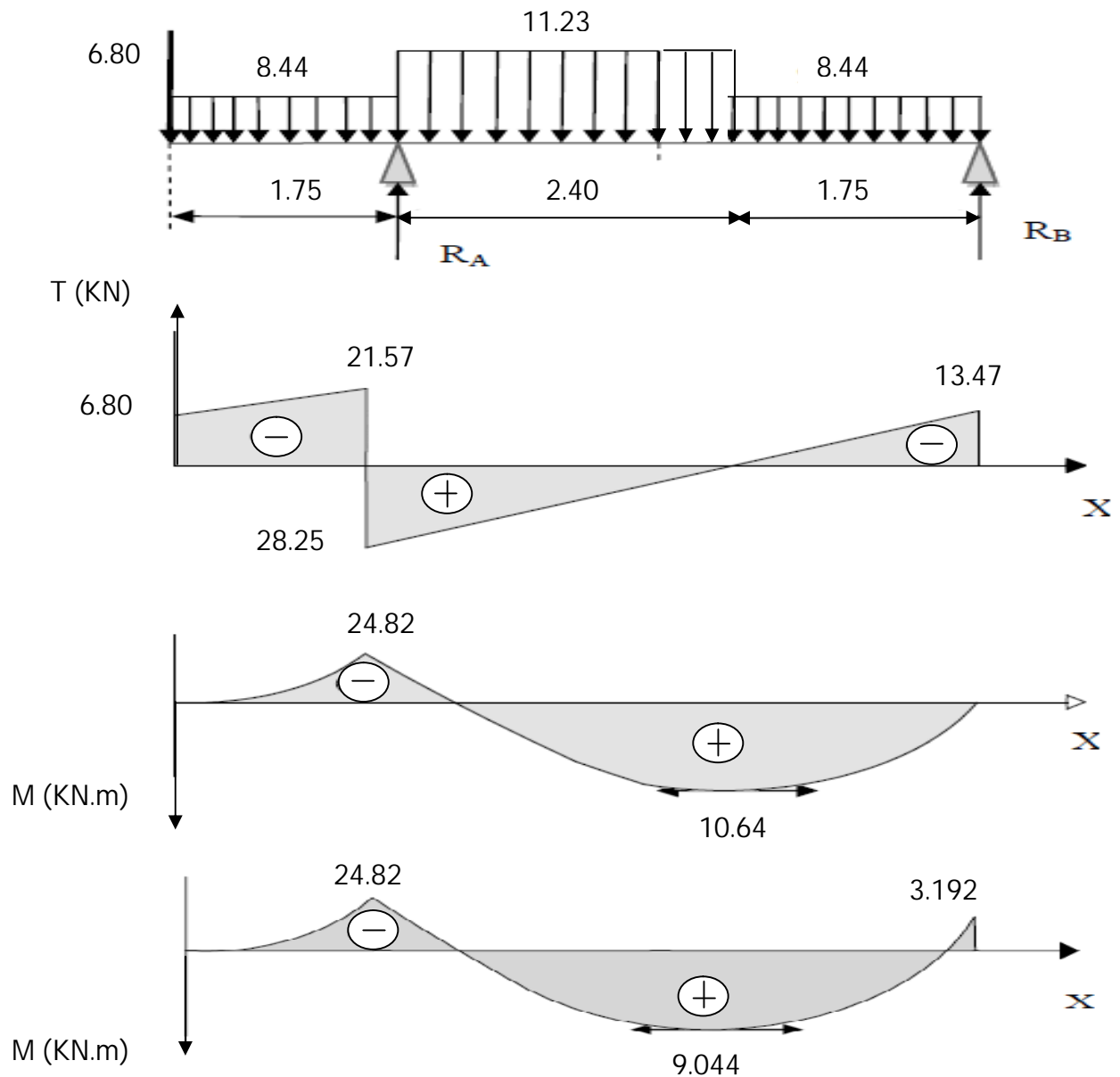
Compte tenu du semi encastrement à l'extrémité de l'appui B, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments au niveau de l'appui B et en travée.

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0$$

$$8.44 x X - 13.47 = 0 \quad \longrightarrow \quad X = 1.6 \text{ m (de la droite)}$$

Le moment  $M_z(x)$  est maximum pour la valeur  $X = 1.6 \text{ m}$ . **Donc :**  $M_{z\text{MAX}} = 10.75 \text{ KN.m}$ .

- $M_B \text{ appui} = -0.3 \times 10.64 = -3.192 \text{ KN.m}$ .
- $M_T \text{ travée} = 0.85 \times 10.64 = 9.044 \text{ KN.m}$ .
- $M_A \text{ appui} = 24.82 \text{ KN.m}$ .
- $M_{\text{console}} = 24.82 \text{ KN.m}$ .



**Figure III.3.6 :** Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS.

### III.3.5 : Vérifications à l'ELS :

#### ❖ Les contraintes dans le béton et l'acier :

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

La fissuration est peu nuisible car la cage d'escalier est à l'intérieur du bâtiment (milieu fermé), donc aucune vérification à effectuer.

#### ➤ Appui A :

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 16} = 0,483$$

$$\rho = 0,483 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,895 \\ K = 0.030 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{24.82 \times 10^3}{0,895 \times 16 \times 7.69} = 225.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.030 \times 225.38 = 6.76 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

➤ **Appui B :**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 16} = 0,245$$

$$\rho = 0,245 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K = 0.020 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{bs}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{3.192 \times 10^3}{0,921 \times 16 \times 3.92} = 55.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.020 \times 55.25 = 1.105 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

➤ **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 16} = 0,245$$

$$\rho = 0,245 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,921 \\ K = 0.020 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{9.044 \times 10^3}{0,921 \times 16 \times 3.92} = 156.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.020 \times 156.56 = 3.13 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

➤ **Pour paillasse :**

Les règles (Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifiée 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} ; \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{415} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

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

Avec :  $q_s = 11.23 \text{ KN/ml}$ .

$E_v$  : Module de déformation différé.

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$I_{fv}$  : moment d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

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

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

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

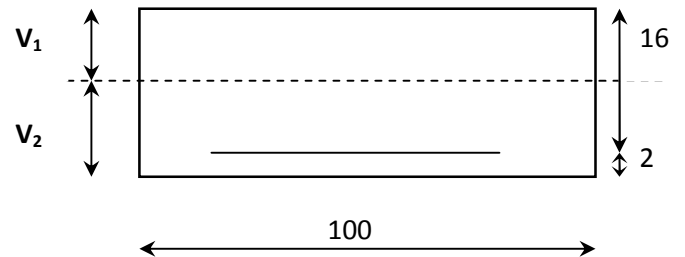


Figure III.D.7 : La section de la paillasse.

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times (18)^2}{2} + (15 \times 3.92 \times 16) = 17140.8 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 18) + (15 \times 3.92) = 1858.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } V_1 = \frac{17140.8}{1858.8} = 9.22 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.22 = 8.78 \text{ cm.}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A \times (y_2 - c)^2 = 28776.696 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times ((9.22)^3 + (8.78)^3) + 15 \times 3.92 \times (8.78 - 2)^2$$

$$I_0 = 51390.0 \text{ cm}^4.$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.92}{100 \times 16} = 0,00245$$

• **Calcul des coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  :**

$$\lambda = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,00245 \times \left( 2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 3,42$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00425 \times 156,56 + 2,1} = 0,22$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1,1 \times 51390}{1 + 3,52 \times 0,22} = 31858,1 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,23 \times 10^3 \times 4,15^4}{10818,86 \times 10^6 \times 31858,1 \times 10^{-8}} = 0,012 \text{ cm} \quad \langle \bar{f} = \frac{415}{500} = 0,83 \text{ cm} \rangle$$

—————> Condition vérifiée.

➤ **La console :**

Les règles (**Art. A.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99**), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5}$  ;  $\frac{h}{l} = \frac{20}{175} = 0,11 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044$
  - $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0}$  ;  $\frac{h}{l} = 0,11 \geq \frac{1}{15} \times \frac{M_t}{M_0} = 0,06$
  - $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3,6}{f_e}$  ;  $\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,92}{100 \times 16} = 0,00245 \leq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009$ .
- } Condition vérifiée.

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

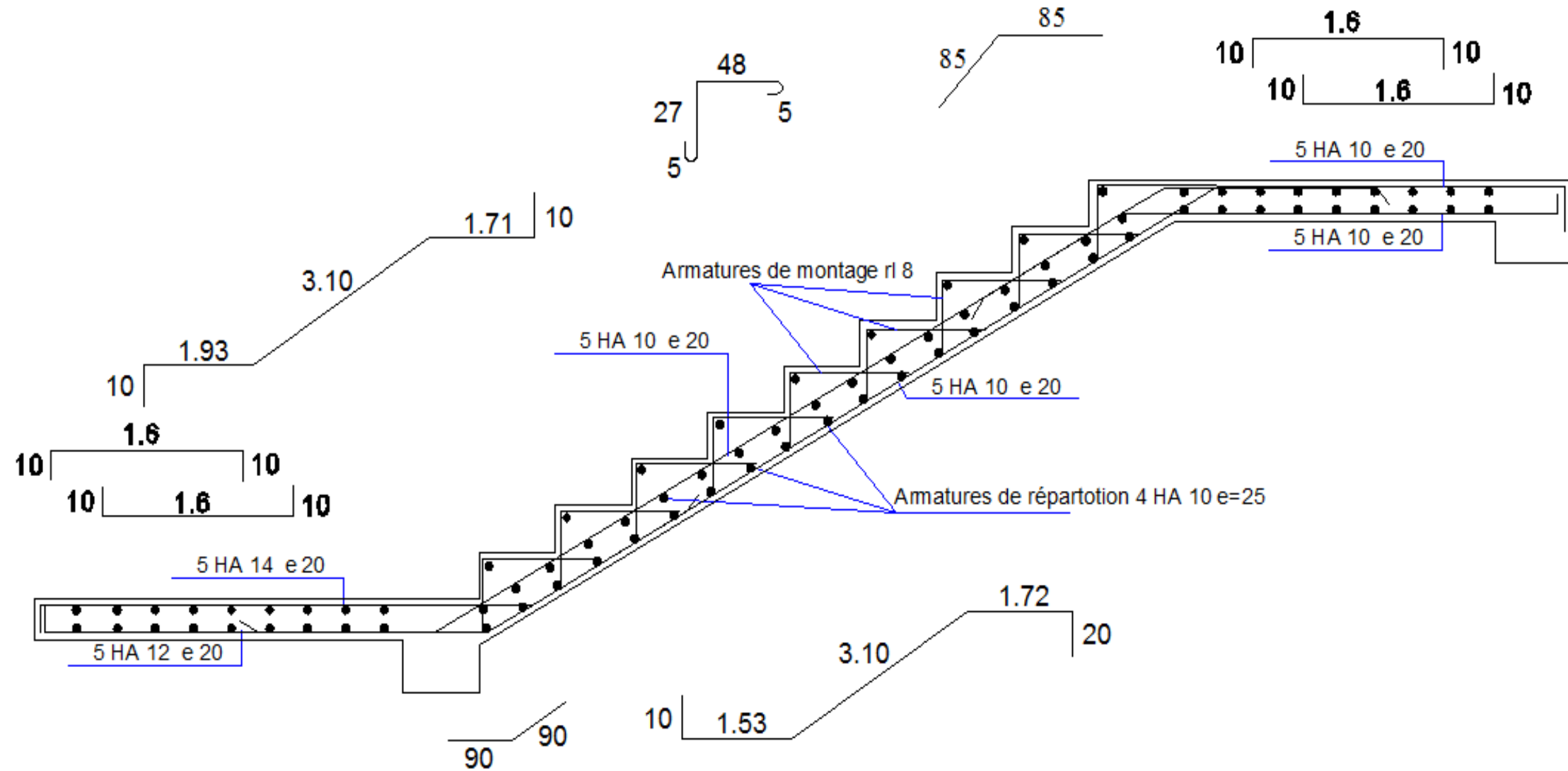
**Résultats :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Appuis A : 5 HA14 = 7.69 cm<sup>2</sup> /ml avec un espacement de 20 cm.
- Appuis B : 5 HA 10 = 3.92 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 20 cm.
- Travée : 5 HA 10 = 3.92 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 20 cm.



Figure III.D.8: Ferrailage de l'escalier.



### III.G : Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, du palier et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

#### III. G.1 : Prédimensionnement :

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

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

$$\frac{295}{15} \leq h_t \leq \frac{295}{10} \Rightarrow 19.66\text{cm} \leq h_t \leq 29.5\text{cm}$$

On prend  $h_t = 35\text{cm}$

➤ La largeur  $b$  est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

On prend  $b = 30\text{cm}$ .

#### ❖ Recommandation de RPA 99 Version 2003 :

$$b \geq 25\text{cm} \quad , \quad h \geq 30\text{cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \mathbf{d'o\grave{u}} \quad 14 \text{ cm} \leq h_t \leq 24.5 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on opte pour :  $b = 30 \text{ cm}$ .

Notre poutre a pour dimension ( $b \times h$ ) = ( $30 \times 35$ )  $\text{cm}^2$

#### III.G.2 : Détermination des charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre:  $G = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$ .
- Charge d'exploitation ;  $Q = 2.5 \text{ KN/m}$ .
- Effort tranchant à l'appui A :
- ELU:  $R_U = 68.84 / 1\text{m} = 68.84 \text{ KN / ml}$ .
- ELS:  $R_s = 49.80 / 1 \text{ m} = 49.80 \text{ KN / ml}$ .

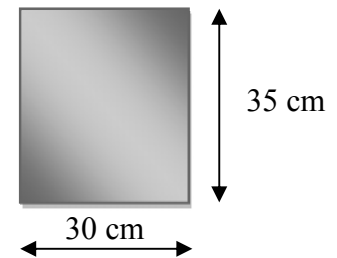


Figure III.G.1 : Section de la poutre palière.

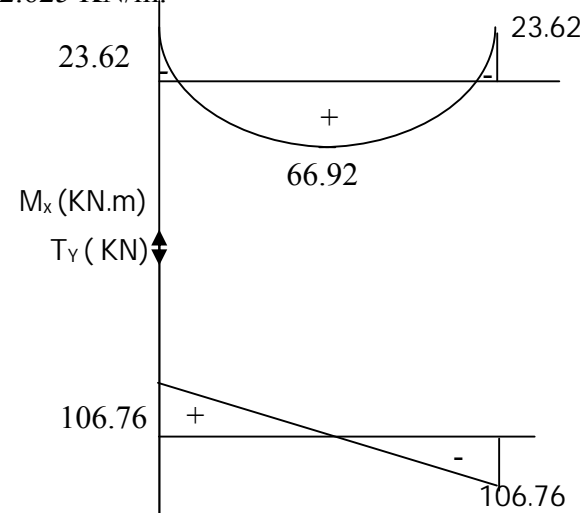
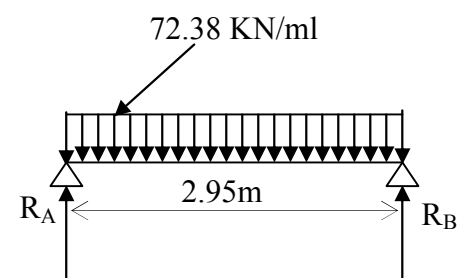


Figure III.G.2 : Schéma statique à l'ELU

**III.G.3 : Calcul à l'ELU:****a) Combinaison à considérée :**

$$\begin{cases} q_u = 1,35 G + R_u = 1,35 \times 2,625 + 68,84 = 72,38 \text{ KN/ml.} \\ q_u = 72,38 \text{ KN/ml} \\ q_s = G + R_s = 2,625 + 49,80 = 52,42 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 52,42 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

**b) Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{72,38 \times 2,95}{2} = 106,76 \text{ KN}$$

**c) Moment fléchissant et l'effort tranchant :**

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = 72,38 \times \frac{(2,95)^2}{8} \quad M_0 = 78,73 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement

$$M_a = -0,30 M_0 = -23,62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 66,92 \text{ KN.m}$$

**d) Calcul les armatures longitudinales :**

$$b = 30 \text{ cm}; \quad h = 35 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = 33 \text{ cm.}$$

**❖ Aux appuis :**

$$M_u^{ap} = 23,62 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^{ap}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23,62 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times (14,2)} = 0,050 < \mu_l = 0,392. \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,050 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,974$$

$$A_a = \frac{M}{Bd\sigma_{st}} = \frac{23,62 \times 10^3}{0,974 \times 33 \times 348} = 2,11 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$ .

**❖ En travée :**

$$M_u^t = 66,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{66,92 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times (14,2)} = 0,140 < \mu_l = 0,392. \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,140 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,924$$

$$A_t = \frac{M}{Bd\sigma_{st}} = \frac{66,92 \times 10^3}{0,924 \times 33 \times 348} = 6,30 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } A_t = 6 \text{ HA } 12 = 6,78 \text{ cm}^2.$$

**III.G.4 : Vérification à l'ELU :**

**a) Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91)**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1.195 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.195 \text{ cm}^2 < (A_t = 6.78 \text{ cm}^2, A_u = 3.39 \text{ cm}^2) \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/A.5.1.21) :**

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

$$\tau_{uj} = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{106.76}{30 \times 33} = 0,107 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,107 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

**c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u = 106.76 \text{ KN} \leq 0,4 \times 30 \times 0,9 \times 33 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_s} = 594 \text{ KN.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

**d) - Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : BAEL 99, Art 5-1-3) :**

❖ **Influence sur le béton :**

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_s} \quad \text{Avec : } a = 0,9d$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,325 \times 0,30}{1,5} = 585 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 10676 < 585 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Influence sur Les armatures:**

Il faut avoir :

$$A_u = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 106.76 + \frac{-23.62}{0,9 \times 0,33} \right) = 0,078 \text{ cm}^2.$$

$$\longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**e) Vérification de l'adhérence aux appuis (Art6.13/BAEL91) :**

La contrainte d'adhérence d'entraînement sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{T_{ua}}{0.9 \cdot d \sum U_i} = \frac{106.76}{0.9 \times 33 \times (3 \times 3.14 \times 1.2)} = 0.318 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 0.318 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

**f) Calcul les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

❖ **Diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}, \frac{30}{10}, 12 \right\} = 10 \text{ mm}$$

On adoptera 1 cadre et un étrier en HA8

$$s_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(29.7 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 29.7 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

❖ **Espacement :** selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :

$$\text{En appuis : } st \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\phi_t, 30 \right) = \min(8.75, 14.4, 30) \longrightarrow \text{St}=7 \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } st \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm} \longrightarrow \text{St}=15 \text{ cm}$$

**III.G.5 : Vérification à l'ELS :**

$$q_s = G + R_s = 2.625 + 49.80 = 52.42 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = 52.42 \text{ KN/ml}$$

**a) Réaction aux appuis :**

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 52.42 \times \frac{2.95}{2} = 77.31 \text{ KN}$$

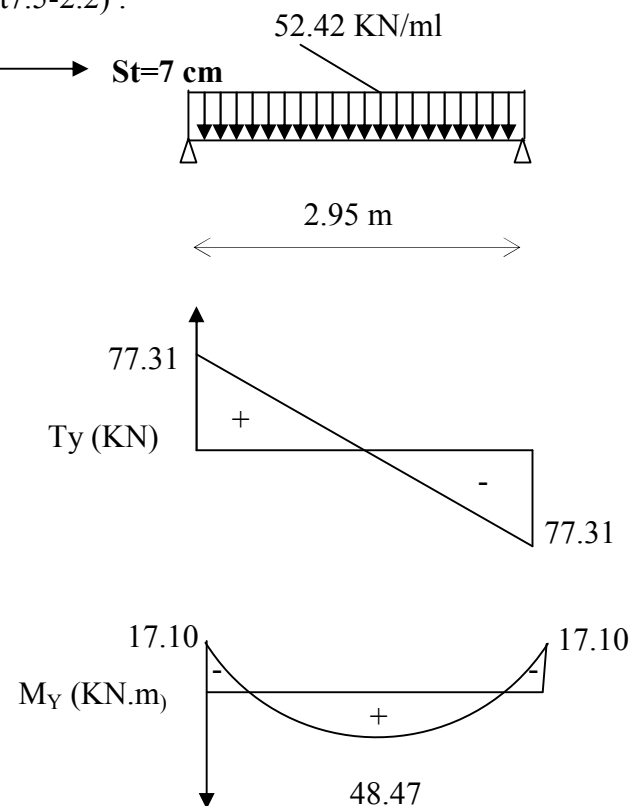
**b) Les moments :**

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 52.42 \times \frac{2.95^2}{8} = 57.02 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,3 \times 57.02 = -17.10 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 57.02 = 48.47 \text{ KN.m}$$



**Figure III.G.3:** Schéma statique à l'ELS

❖ **Etat limite de résistance à la compression dans le béton :(BAEL91/Art.4.5,2)**

On doit avoir  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$

$$\rho = \frac{100 A_s}{b.d} ; \sigma_{bc} = K \sigma_s ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$$

zone	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$
travée	46.88	6.78	0.647	0.882	0.036	237.56	8.55	15
appuis	16.55	3.39	0.324	0.911	0.024	162.39	3.90	15

**Tableau III.G.1** : vérification à l'ELS.

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

❖ **Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures :**  
**(BAEL 91, Art A.5.34)**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire

❖ **Vérification de la flèche : (BAEL.99/Artb6.5,2)**

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

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

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{295} = 0.101 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.10 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{48.47}{10 \times 57.02} = 0.085$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{4.62}{25 \times 28} = 0.006 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105$$

Condition vérifiée

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

**Remarque :**

Une vérification vis-à-vis du séisme est nécessaire pour la poutre palière, qu'on effectuera lors de la modélisation de la structure par le logiciel.

**Résultats:**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures en travées :  $6 \text{ HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

Armatures en appuis :  $3 \text{ HA} 12 = 3.39 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 7 \text{ cm}$ .

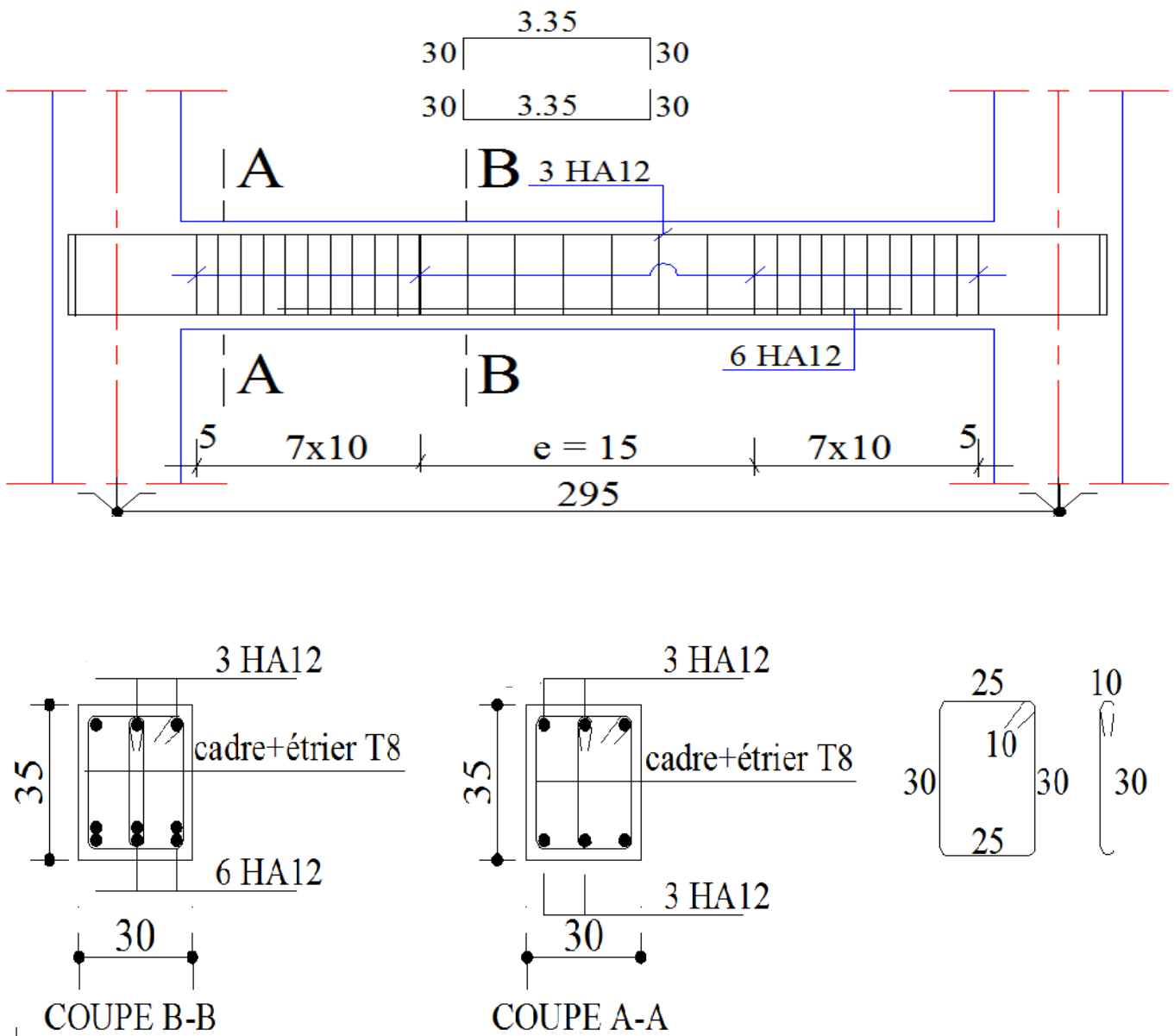


Figure III.G.4: Ferrailage de la poutre palière.

### III.E : Calcul de la salle machine :

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

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

#### III.E.1 : Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

- La surface de la salle machine est de :  $1.75 \times 1.60 = 2.8 \text{ m}^2$ .
- La surface de la cabine est de :  $1.40 \times 1.00 = 1.40 \text{ m}^2$ .
- La charge total du système de levage et la cabine chargée est de :  $8t$  ( $P=80 \text{ KN}$ ).

#### III.E.2-Calcul de la dalle plane :

##### a) Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :  $h_t = \frac{L_{\max}}{30} = \frac{175}{30} = 5.83 \text{ cm}$

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

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

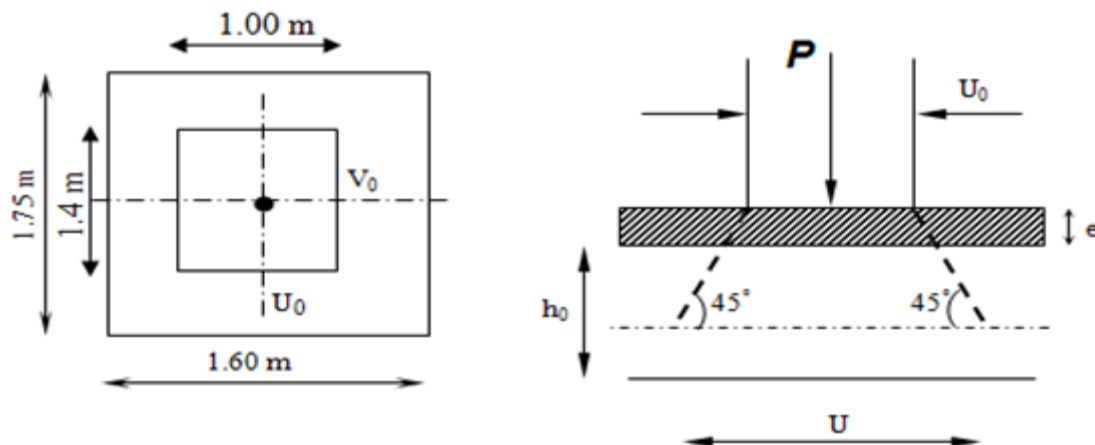


Figure III.E.1 : Caractéristiques géométriques de la dalle pleine de la salle machine.

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} U = U_0 + 2xKxe + h_0 \\ V = V_0 + 2xKxe + h \end{array} \right.$$

Avec :

$h_0$  : Épaisseur de la dalle (15cm)

$e$  : épaisseur du revêtement (5cm)

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

$U_0 = 100$  cm.

$V_0 = 140$  cm.

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

**On remplace :**

$$\begin{cases} U = U_0 + 2xKxe + h_0 = 100 + 2x1x5 + 15 = 125 \text{ cm.} \\ V = V_0 + 2xKxe + h_0 = 140 + 2x1x5 + 15 = 165 \text{ cm.} \end{cases}$$

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

Ils sont donnés par la formule :

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u (M_1 + vM_2) \\ M_{y1} = q_u (vM_1 + M_2) \end{cases}$$

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

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

abaques de **PIGEAUD**.

$v$  : coefficient de poisson. **À l'ELU,  $v = 0$**

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.25}{1.60} = 0.78 \qquad \frac{V}{L_y} = \frac{1.65}{1.75} = 0.94$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{1.75} = 0.91 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

**Après interpolation :  $M_1 = 0.0602$ ,  $M_2 = 0.0598$ .**

$$\begin{cases} M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 80 \times 0.0602 = 6.50 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 80 \times 0.0598 = 6.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

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

Ils sont donnés par les formules :

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{1.75} = 0.91 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0.0448 ; \mu_y = 0.798. \text{ (Tirer des tableaux de Pigeaud)}$$

Poids propre de la dalle :  $G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0448 \times 6.56 \times 1.60^2 = 0.752 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.798 \times 0.752 = 0.600 \text{ KN.m} \end{cases}$$

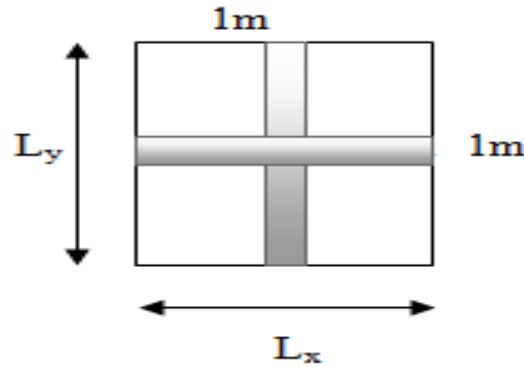


Figure III.E.2: Schéma de dalle travail dans les 2 sens.

d) Superposition des moments:

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.50 + 0.752 = 7.252 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.46 + 0.600 = 7.06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15% (0.85)** en travée et **70% (0.3)** aux appuis.

e) Ferrailage de la dalle :

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

• En travée :

$$M_u = 0.85 \times 7.252 = 6.16 \text{ KN.m} \quad \text{avec } c=3\text{cm.}$$

$$\mu = \frac{6.16 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.030 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.816$$

$$A_{st} = \frac{6.16 \times 10^5}{0.816 \times 12 \times 34800} = 1.81 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10 ( $A_s=3.14\text{cm}^2$ )** avec un espacement  **$S_t = 25\text{cm}$** .

• Aux appuis :

$$M_{u,x} = 0.3 \times 7.252 = 2.18 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2.18 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.01 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.995$$

$$A_{st} = \frac{2.18 \times 10^5}{0.995 \times 12 \times 34800} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 ( $A_s=3.14\text{cm}^2$ )** avec un espacement  **$S_t = 25\text{cm}$** .

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

• En travée :

$$M_{u,y} = 0.85 \times 7.06 = 6.00 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{6.00 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.03 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.985$$

$$A_{st} = \frac{6 \times 10^5}{0.985 \times 12 \times 34800} = 1.46 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10** ( $A_s=3.14 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t=25 \text{ cm}$ .

• Aux appuis :

$$M_{u,y} = 0.3 \times 7.06 = 2.118 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2.118 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0.01 < 0.39 \longrightarrow \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.995$$

$$A_{st} = \frac{2.118 \times 10^5}{0.995 \times 12 \times 34800} = 0.51 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** ( $A_s=3.14 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

➤ Résumé des résultats

Zone	Sens	Mu (KN. m)	$\mu$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A Adoptée (cm <sup>2</sup> )	St max (cm)
Sur appuis	x-x	6.16	0.030	0.816	1.81	4HA10=3.14	25
	y-y	2.18	0.01	0.995	0.52	4HA10=3.14	25
En travée	x-x	6.00	0.03	0.985	1.46	4HA10=3.14	25
	y-y	2.118	0.01	0.995	0.51	4HA10=3.14	25

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

III.E.3 : Vérification à L'ELU :

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

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{h_t}{2} \left( 3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction.}$$

$$\rho_0 = 0.8\%, \text{ pour les HA, FeE400 et FeE500.}$$

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left( 3 - \frac{160}{175} \right) = 1.25 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

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

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

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

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

$$P \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

**P**: charge de calcul à L'ELU

**h<sub>t</sub>**: épaisseur totale de la dalle

**U<sub>c</sub>**: périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1.60+1.75) = 6.7\text{m}$$

$$P = 80 \leq 0.045 \times 6.7 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 753.75 \text{KN/ml} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**D- Vérification des contraintes tangentielles :**

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

$$\text{➤ Sens x-x : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{80}{(2 \times 1.25) + 1.65} = 19.28 \text{KN}$$

$$\text{➤ Sens y-y : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3 \times 1.65} = 16.16 \text{KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{19.28 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.161 \text{MPa}$$

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

On remarque que  $\tau < \tau$   $\longrightarrow$  Condition est vérifiée.

**E- Diamètre minimales des barres :**

Il faut vérifier la condition suivante :  $\Phi_{\max} \leq h_0 / 10$

$$\Phi_{\max} \leq h_0 / 10 = 150 / 10 = 15 \text{ mm.}$$

Donc :  $\Phi = 8 \text{mm} < \Phi_{\max} = 15 \text{mm}$   $\longrightarrow$  Condition est vérifiée.

**III.E.3 : Vérification à l'ELS :****a) Moments engendrés par le système de levage :**

$$\text{À l'ELS } \nu = 0.2 \quad ; \quad M_1 = 0.0602 \quad ; \quad M_2 = 0.0598$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 80(0.0602 + 0.2 \times 0.0598) = 5.77 \text{KN.m} \\ M_{y1} = 80(0.2 \times 0.0602 + 0.0598) = 5.75 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

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

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

Ils sont donnés par les formules :

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

$$\mu_x = 0.0447 \quad ; \quad \mu_y = 0.8036$$

$$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml} \quad \begin{cases} M_{x2} = 0.0447 \times 4.75 \times 1.6^2 = 0.54 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.8036 \times 0.54 = 0.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**c) Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = 5.77 + 0.54 = 6.31 \text{ KN.m} \\ M_y = 5.75 + 0.43 = 6.18 \text{ KN.} \end{cases}$$

**d) Ferrailage de la dalle :****➤ Dans le sens de la petite portée : x-x****• En travée :**

$$M_s = 0.85 \times 6.31 = 5.36 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{5.36 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00091 \quad \longrightarrow \quad \beta_s = 0.948$$

$$A_s = \frac{5.36 \times 10^5}{0.948 \times 12 \times 40000} = 1.18 \text{ cm}^2$$

**• Aux appuis :**

$$M_s = 0.3 \times 6.31 = 1.89 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{1.89 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00033 \quad \longrightarrow \quad \beta_s = 0.968$$

$$A_s = \frac{1.89 \times 10^5}{0.968 \times 12 \times 40000} = 0.41 \text{ cm}^2$$

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

$$M_s = 0.85 \times 6.18 = 5.25 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{5.25 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00091 \quad \longrightarrow \quad \beta_s = 0.948$$

$$A_s = \frac{5.25 \times 10^5}{0.948 \times 12 \times 40000} = 1.15 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 0.3 \times 6.18 = 1.85 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{1.85 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0.00032 \longrightarrow \beta_s = 0.9685$$

$$A_s = \frac{1.85 \times 10^5}{0.9685 \times 12 \times 40000} = 0.4 \text{ cm}^2$$

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

### III.E.4 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\}.$$

Les aciers } HA 6 mm  $\eta = 1.6$   
                   } fe E 400

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{(2/3) \times 400, 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = \min\{266.67, 201.63\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

➤ **Sens x-x :**

- **En travée :**

$$M_s = 5.36 \text{ KN.m ; } A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_l = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.26 \text{ avec : } k_1 = 46.73 ; \quad \beta_1 = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.36 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 3.14 \times 100} = 154.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5360}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 154.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{154.79}{46.73} = 3.31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = 1.89 \text{ KN.m ; } A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_l = 0.26 ; \quad k_1 = 46.73 ; \quad \beta_1 = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1.89 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 3.14 \times 100} = 54.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{1.89 \times 1000}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 54.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{54.58}{46.73} = 1.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens y-y :**

• **En travée :**

$$M_s = 5.25 \text{KN.m}; A_s = 3.14 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.26 \quad k_1 = 46.73 \quad \text{avec} \quad \beta_1 = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.25 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 3.14 \times 100} = 151.61 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5.25 \times 10^6}{0.919 \times 120 \times 3.14 \times 100} = 151.6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifier.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{151.61}{46.73} = 3.24 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = 1.85 \text{KN.m}; A_s = 3.14 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.26 \quad k_1 = 46.73 \quad \text{avec} \quad \beta_1 = 0.919$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1850}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 53.42 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{1850}{0.919 \times 12 \times 3.14} = 53.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifier.}$$

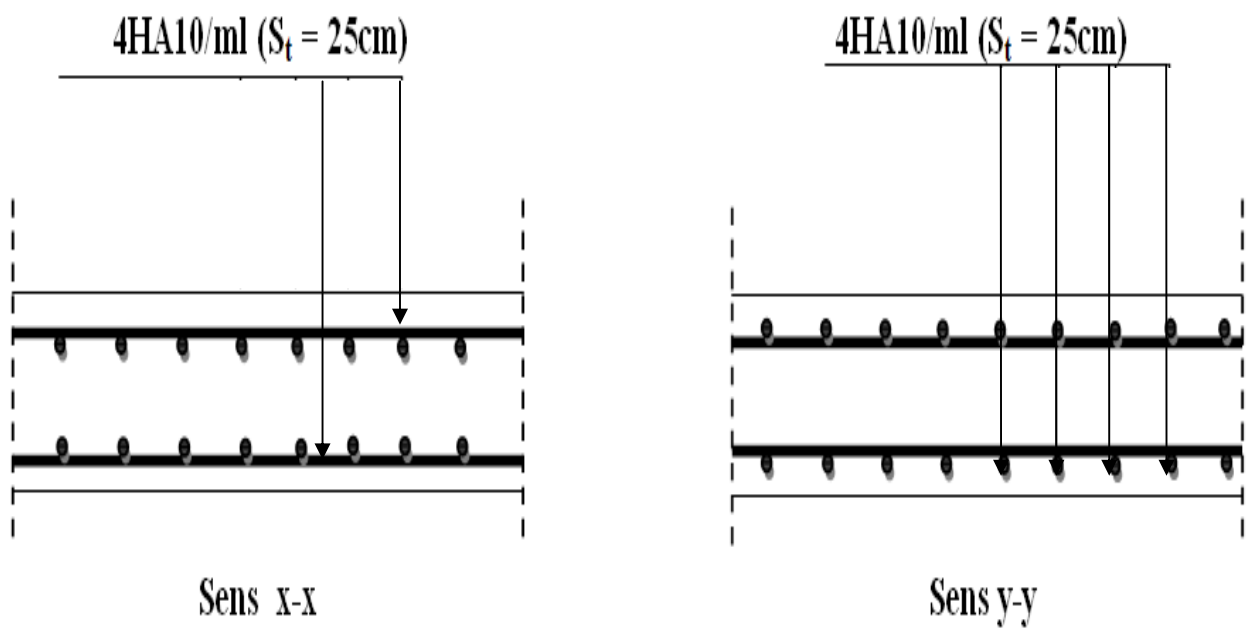
$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{53.42}{46.73} = 1.14 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Résultats :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

On a adopté le même ferrailage pour les travées et les appuis **4HA10**

**(3.14 cm<sup>2</sup>/ml)**, Avec un espacement de **25cm**.



**Figure III.E.3:** Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.

**III.E.5 : Calcul des cloisons en béton armé :**

Par raison d'une grande excentricité, les murs de la salle machine seront réalisés en béton armé (avec un ferrailage minimum) mais ne participent pas au contreventement de la structure, On admet que la section est entièrement comprimée:

❖ **Armatures verticales minimales : (BAEL91/Art A.8.1, 21).**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$0.2\% \leq (A_{min}/B) \leq 0.5\%$$

Soit à calculer le ferrailage du mur dont les caractéristiques géométriques sont :

$$L = 2.00 \text{ m}, \quad e = 0.12 \text{ m}, \quad B = 0.24 \text{ m}^2.$$

❖ **Armatures verticales :**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } A = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0.2\% \leq (4 / 0.24) = 0.166\% \leq 0.5\% \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **On prend : 6HA10 (A = 4.71 cm<sup>2</sup>)      Avec : St = 10 cm.**

❖ **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après BAEL 91 : } A_h = A_v / 4 = 4.71 / 4 = 1.177 \text{ cm}^2.$$

$$\text{D'après RPA modifié 2003 : } A_h \geq 0.15\% \times B = 0.15\% \times 0.24 \times 10^4 = 3.60 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On prend : 6HA10 (A = 4.71 cm}^2\text{)      Avec : St = 10 cm.}$$

❖ **Armatures transversales :**

$$\text{Soit 4 épingles de HA8 / m}^2\text{.}$$

**Remarque :** Vu que la section d'armature trouvée à la base de la cloison n'est pas très grande alors on adopte le même ferrailage pour tous les niveaux.

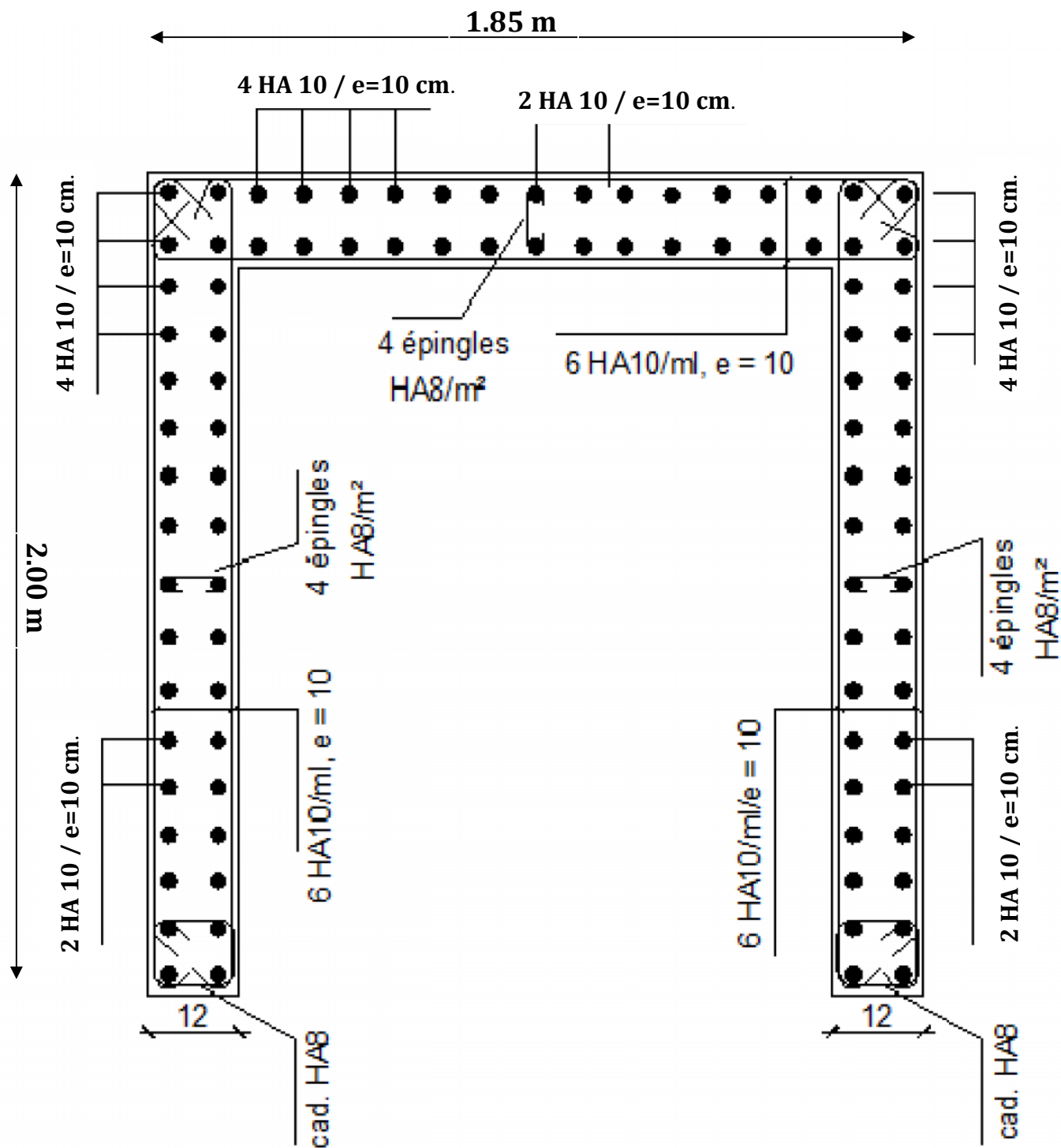


Figure III.E.4: Ferrailage de la cloison de la cage d'ascenseur.

### III.B : Calcul des consoles :

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

Son est assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisée en dalle pleine coulée sur place.

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

#### III.B.1 : Dimensionnement de la console :

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

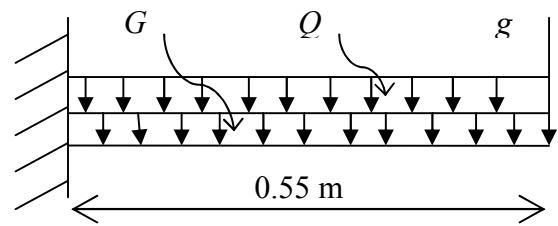
$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{0.55}{10} = 0.055m \text{ Avec } L : \text{ largeur de la console.}$$

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

**G** : Charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

**Q** : Surcharge d'exploitation verticale revenant à la console.

**g** : Charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde corps en brique creuse de **10 cm** d'épaisseur.



**Figure III.B.1** : Schéma statique de la console

#### III.B.2 : Détermination des charges et surcharges de la console.

- **Charges permanentes** :  $G = 5.11 \text{ KN/ml}$  (déterminer dans le chapitre II).
- **Charges permanentes de mur** :  $g = 1.78 \text{ KN}$ .

Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Résultats (KN/m <sup>2</sup> )
Brique ( $e_p=0.1\text{m}$ )	0.1	9	0.90
Enduit de ciment	0.02x2	22	0.88
<b>Somme (g)</b>			<b>g=1.78</b>

**Tableau III.B.1** : charge permanentes de garde corps.

- **Surcharge d'exploitation** : D'après le DTR :  $Q = 3.5 \text{ KN/ml}$ .

**III.B.3 : Combinaisons de charges :**

- **A l'ELU :**
- **La dalle :**  $q_u = (1.35G + 1.5 Q) \times 1m = (1.35 \times 5.11) + (1.5 \times 3.5) = 12.15 \text{ KN/ml}$ .
- **Le garde corps :**  $g_u = (1.35 \times g) \times 1 \text{ m} \times 1 \text{ m} = 1.35 \times 1.78 = 2.403 \text{ KN}$ .

**III.B.4 : Calcul a l'ELU:****1 : Calcule des efforts internes :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l = \frac{12.15 \times 0.55^2}{2} + 2.403 \times 0.55 = 3.16 \text{ KN.m}$$

$$V_U = q_u \times l + g_u = (12.15) \cdot (0.55) + 2.4 = 9.08 \text{ KN}$$

**2 : Ferrailage a l'ELU :**

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

**a) Armatures principales :**

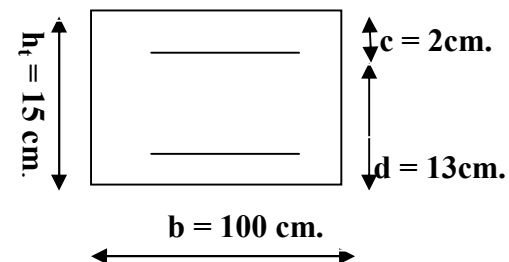
$$M_U = 3.16 \text{ KN.m.} \quad b = 100 \text{ cm.} \quad d = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.16 \times 1000}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.013$$

$$\mu_b = 0.013 < \mu_l = 0.392 \rightarrow SSA \longrightarrow \mu_b = 0.013 \rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.25 \times 1000}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.72 \text{ cm}^2$$

Soit : 6 HA 10 /ml = 4.71 cm<sup>2</sup> : avec : S<sub>t</sub> = 15cm.

**b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Figure III.B.2 : Schéma géométrique de la console.

Soit : 6 HA 8 = 2.35 cm<sup>2</sup>/ml avec : S<sub>t</sub> = 15 cm

**3: Vérifications à l'ELU :****A : Conditions de non fragilité : (A.4.2,1/BAEL91 modifié 99)**

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

$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_s = 4.71 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  Condition vérifiée.

**B : Vérification de l'entraînement des barres : (A.6.1,3/BAEL91modifié 99)**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{9,08 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188} = 0,41 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \sum U_i = 6 \times 3,14 \times 1,0 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 0,41 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**C : Vérification au cisaillement : (A.5.1,2/BAEL91modifié 99)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration très préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{9,08 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,070 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**D : Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)**• **Armatures principales :**

$$S_{t1} = 15 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$S_{t2} = 15 \text{ cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**E : Ancrage des barres aux appuis :**

$$\tau_{se} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5 \times 1,5 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{se}} = 1 \times 400 / 4 \times 2,84 = 35,21 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prévoit des crochets.}$$

$$\text{Soit un crochet de longueur } L_r : L_r = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,21 = 14,08 \text{ cm}$$

**F : Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (ART-4-2-1 /BAEL91)**

$$\bar{V}_u = 0,4 f_{c28} \cdot 0,9 \frac{db}{\gamma_s} = 0,4 \times 25 \cdot 10^3 \times 0,9 \times \frac{0,13 \times 1}{1,15} = 1017,39 \text{ KN}$$

$$V_u = 9,08 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 1017,39 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**G : Influence de l'effort tranchant aux appuis :(armatures principales).**

$$A_s \geq V_U / (f_e / \gamma) \quad \text{avec : } V_U = 9.08 \text{ KN.}$$

$$V_U / (f_e / \gamma) = (9.08 \times 1000 \times 1.15) 10^{-2} / 400 = 0.26 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } A_s = 4.71 \text{ cm}^2 \geq 0.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**G : Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.84} = 35.21 \text{ cm.} \quad \text{Soit : } l_s = 45 \text{ cm}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99) est fixée pour les barres à haute adhérence à :  $L_r = 0.4 \times L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

On adopte :  $L_r = 18 \text{ cm.}$

**III.B.5 : Vérification à l'ELS :****1 : Combinaison de charge :**

- **A l'ELS :**

- **La dalle :**  $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 5.11 + 3.5 = 8.61 \text{ KN /ml.}$

- **Le garde corps :**  $g_s = g = 1.78 \text{ KN.}$

**2 : Calcul des moments :**

$$M_s = M_{qs} + M_{gs}$$

$$M_s = q_s \frac{L^2}{2} + g_s x L$$

$$M_s = 8.61 \times \frac{0.55^2}{2} + 1.78 \times 0.55$$

$$M_s = 2.30 \text{ KN.m}$$

**3 : Les contraintes dans le béton et l'acier :**

$$\text{La contrainte dans les aciers : } \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\{0.5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{t28}}\} = \{0.5 \times 400, 90 \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = 164.97 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{A_s \times 100}{b \times d} = \frac{4.71 \times 100}{100 \times 13} = 0,360$$

$$\beta = 0.907 \longrightarrow K_1 = 38.76 \longrightarrow K = 0.025$$

$$\sigma_{st} = \frac{2.35 \times 10^3}{0,907 \times 13 \times 4.71} = 42.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \sigma_{bc} = \frac{42.31}{38.76} = 1.09 \text{ MPa}$$

**D'où :**  $\sigma_{bc} = 1.09 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

#### 4 : Vérification de la flèche :

$$f_v = \frac{M_s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_v}} \leq \bar{f} = \frac{55}{250} = 0.22 \text{ cm.}$$

**Avec :**

**Ev :** Module de déformation différée : **Ev = 10818.865 MPa.**

**Ifv:** Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée.

$$M_s = 2.30 \text{ KN.m}$$

$$L = 0.55 \text{ m}$$

$$y_1 = \frac{S / xx}{B_0}$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A = 100 \times 15 + 15 \times 3.92 = 1558.8 \text{ cm}^2$$

$$S / xx = b \times h \times \frac{h}{2} + 15 \times A \times d = 100 \times 15 \times \frac{15}{2} + 15 \times 3.92 \times 13 = 12014.4 \text{ cm}^3$$

$$y_1 = \frac{12014.4}{1558.8} = 7.71 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 \times A \times (y_2 - c)^2 = 29273.31 \text{ cm}^4$$

- Calcul des coefficients  $\lambda$  et  $\mu$  :**

$$\lambda = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0030 \times \left( 2 + \frac{3 \times 100}{100} \right)} = 2.80$$

$$y_2 = h - y_1 = 15 - 7.71 = 7.29 \text{ cm}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0030 \times 49.53 + 2,1} = -0.36$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.92}{100 \times 13} = 0,0030$$

$$Ifv = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1,1 \times 29273.31}{1 + 2.8 \times (-0.36)} = -4025080.125 \text{ cm}^3$$

$$f = \frac{2.35 \times 55^2 \times 100}{10 \times 10818.865 \times 1000 \times (-4025080.125) \times 0.0001} = -1.60 \text{ cm} < \bar{f} = 0.22$$

—————> Condition vérifiée.

### Résultats :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armatures principales : **6 HA10 = 4.71 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de **15 cm**.

Armatures de répartition : **6 HA 8 = 3.01 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de **15 cm**.

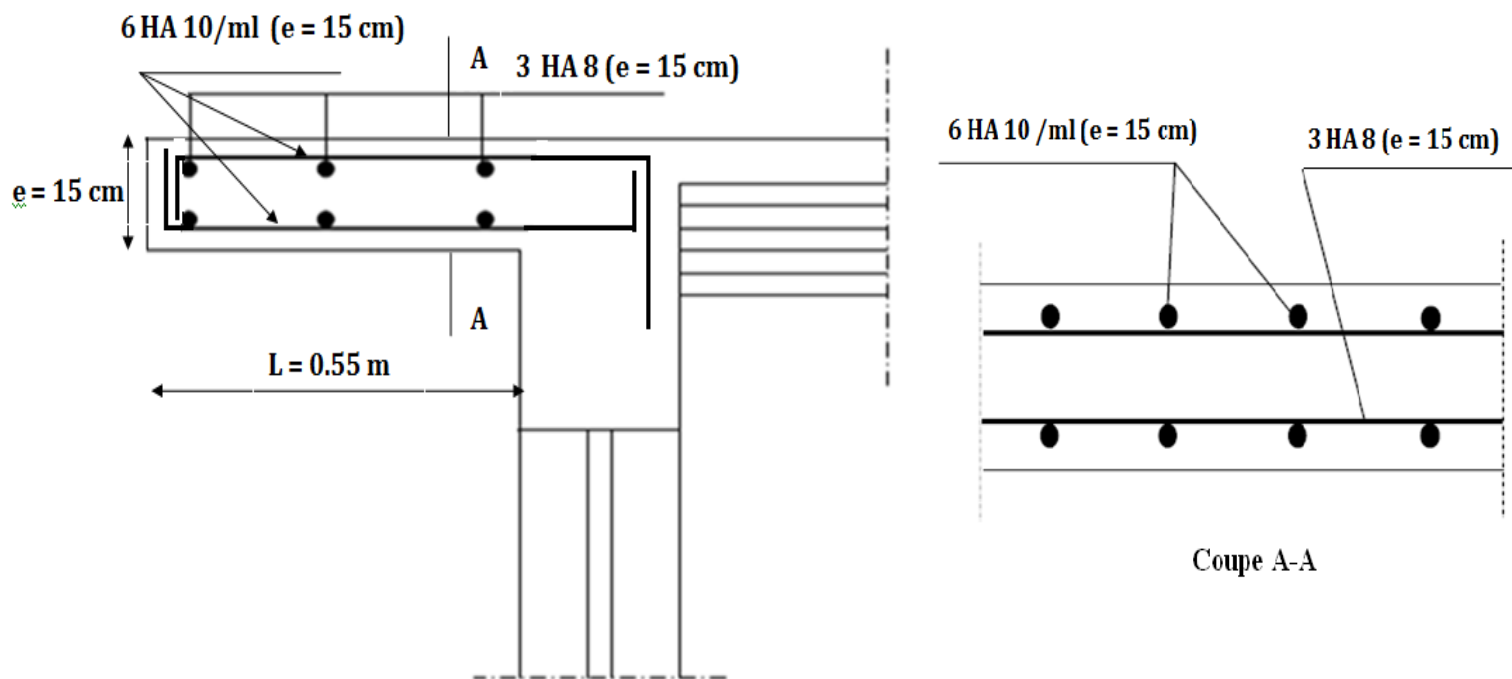


Figure III.B.2 : Ferrailage de la console.

### IV.1.) Description générale du logiciel ROBOT v.23 :

Le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis** (nommé **Robot** dans le fichier d'aide entier) est un progiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

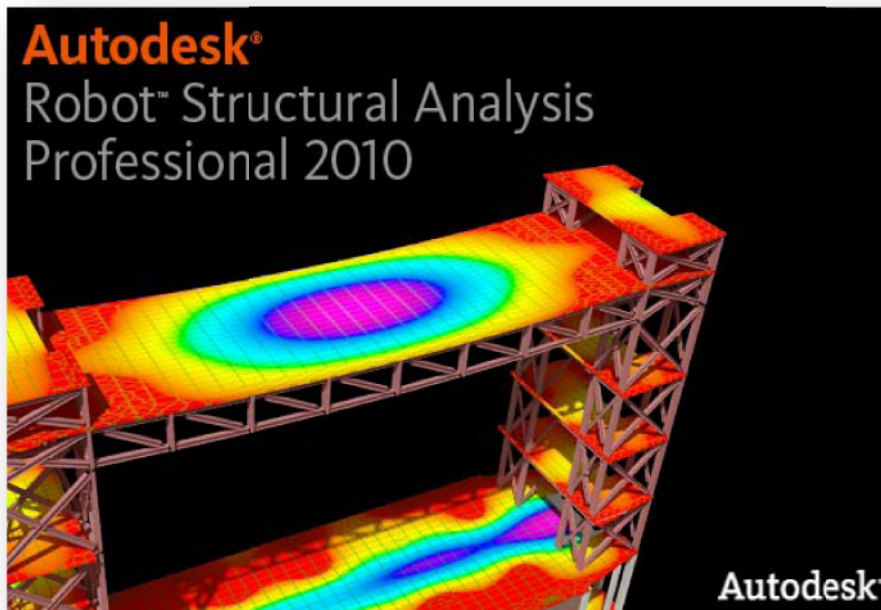


Figure5.1 : Page d'accueil du logiciel ROBOT

#### IV.2.1) Choix du type de structure

Pour notre cas on étudiera une structure en portique spatial comme montré sur la figure suivante :

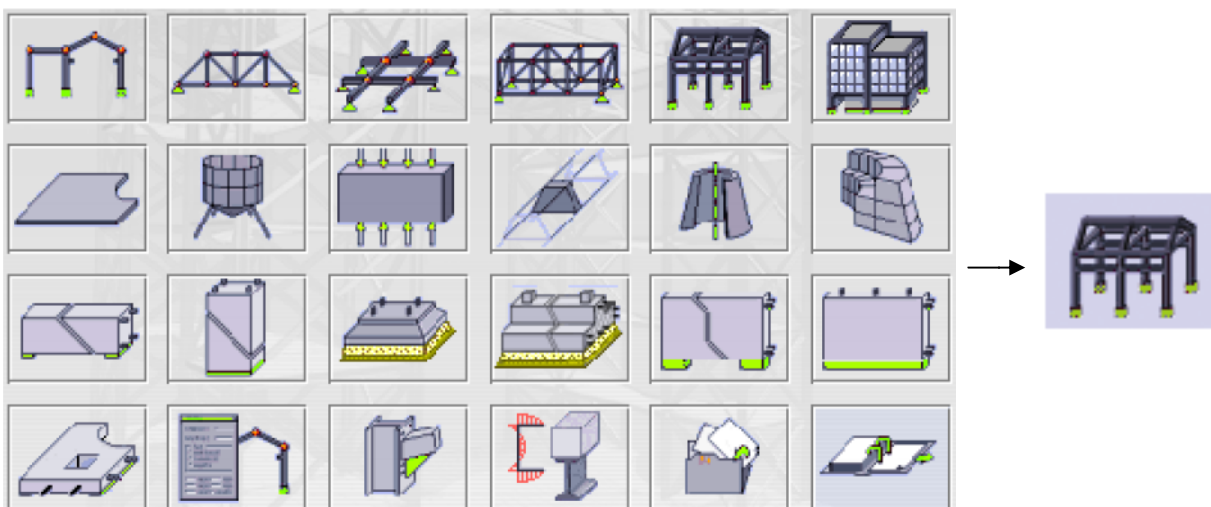


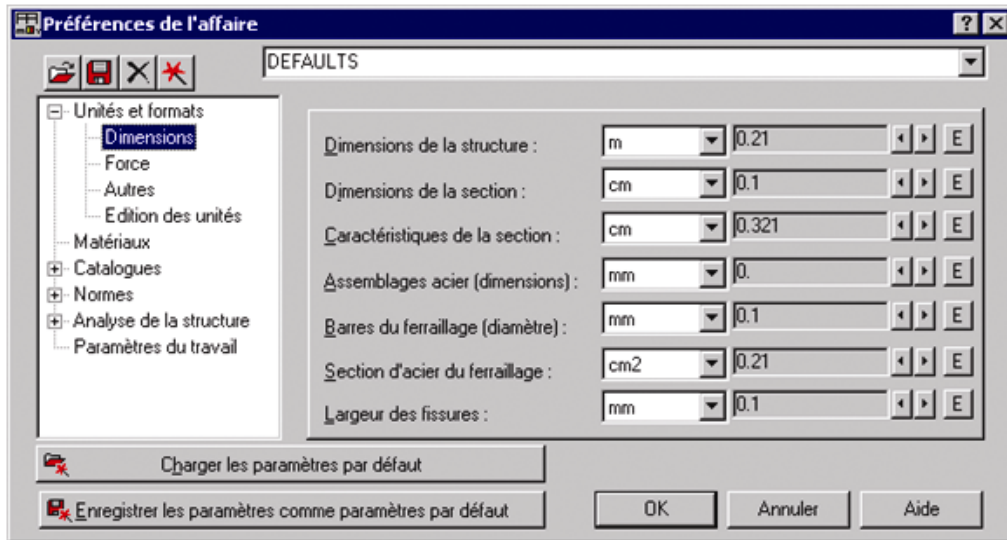




Figure5.2 : Choix de la structure à étudier.

### IV.2.2) Configuration des préférences de l'affaire

Dans le menu « **outils** » on choisit « **préférences de l'affaire** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire. Ou cliquer sur l'icône  et .



**Figure 5.3 : Préférences de l'affaire**

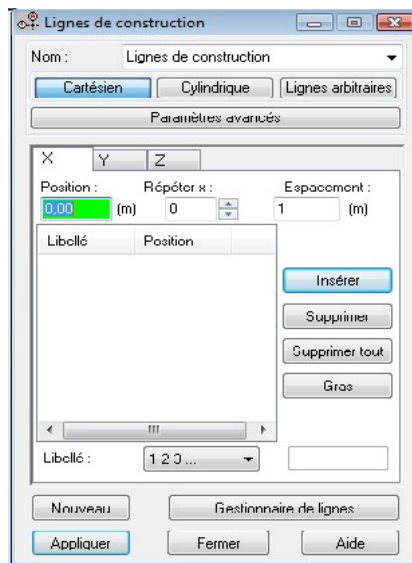
- ❖ Unités et formats :
  - Dimensions : mettez toutes les valeurs avec trois (3) chiffres après la virgule.
  - Force : mettez la Force (kn), le Moment (kn.m), et la Contrainte (kn/m<sup>2</sup>).
  - Autres : mettez le Déplacement (cm), Rotation (deg), Température (°C), Poids (kn) et la Masse (kg).
  - Edition des unités : mettez les longueurs (m), Force (N) et Masse (kg).
- ❖ Matériaux : mettez la Langue (Français), Acier (acier), Béton (béton), Aluminium (aluminium) et Bois (CR\_RESIN C18).
- ❖ Catalogue :
  - Barres d'armatures : Sélectionner BAEL99 et cliquer sur l'icône 
  - Treillis soudés : Sélectionner BIOMETAL et cliquer sur l'icône 
- ❖ Normes de conceptions : Pour Structure acier et aluminium avec Assemblage acier (CM66), Structure bois (CB71), Béton armé (BAEL91 mod.99, et Géotechnique (DTU 13.12).
  - Charges : Pondérations (BAEL91), Charges de neige et vent (NV65/N84mod.96), Charges sismique (RPA99 (2003)).
- ❖ Analyse de la structure : Cocher (liaisons rigides).
  - Analyse modale : Dans la rubrique Type de matrice de masse coché (Cohérente).
- ❖ Paramètres du travail : Dans type de maillage sélectionné (Normal).  
Avant de cliquer sue OK, donner un nom à la nouvelle configuration.

**IV.2.3) Lignes de construction**

Avant de dessiner la structure, on doit créer les lignes de construction qui servent à modéliser la structure. Dans le menu « structure-lignes de constructions » ou dans la barre d’outils « Modèle de structure » à droite, on clique sur l’icône



Les cotes des lignes de construction de la structure sont introduites dans la fenêtre donnée ci-dessous dans un système de coordonnées cartésiennes, cylindriques ou arbitraires.



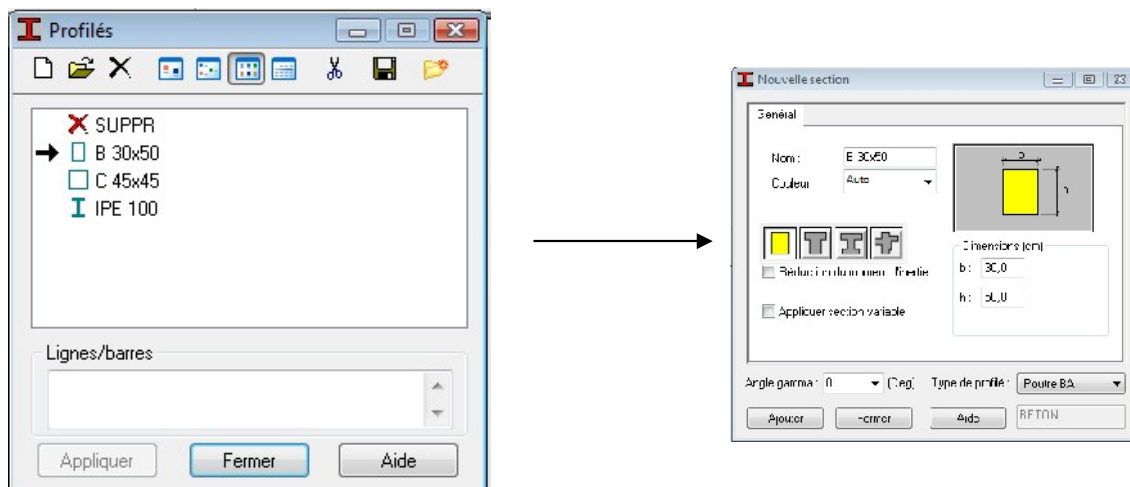
**Figure 5.4 : Lignes de construction.**

**IV .2.4) Profilés des barres**

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « structure - Caractéristiques- Profilés de barres » ou dans la barre d’outils « Modèle de structure », on clique sur l’icône :




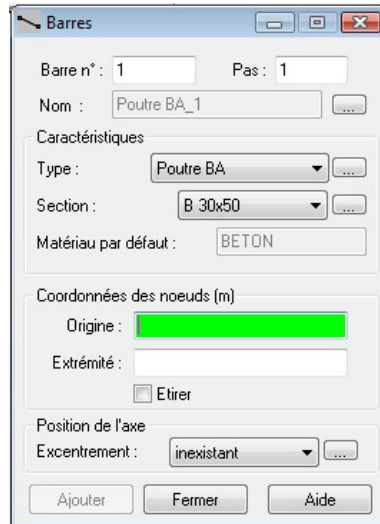
Puis on clique sur « Définir un nouveau profilé » et on choisit le type et la géométrie de notre section, en introduisant les dimensions de nos éléments.



**Figure 5.5 : Choix des profilés des barres**

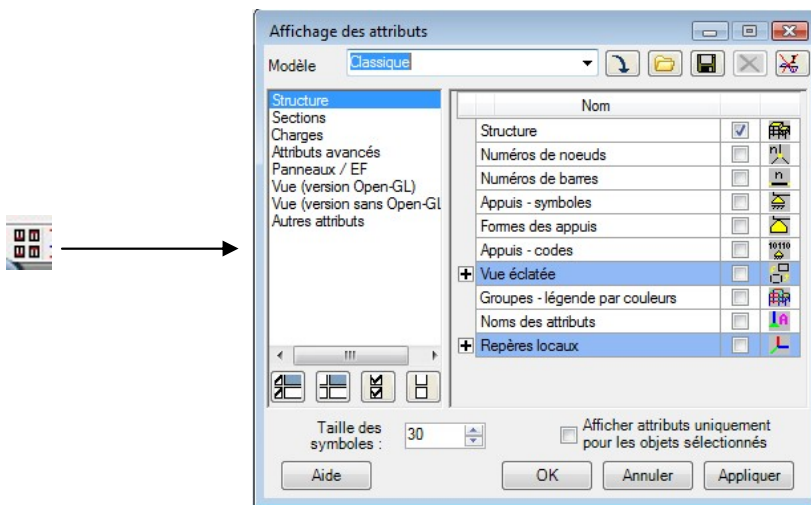
**IV .2.5) Création du modèle de la structure**

Dans le menu « structure-Barres » ou avec la commande « Barre »  a barre d'outils, on choisit l'élément et sa section. Le dessin du modèle de la structure est fait suivant les lignes de construction.

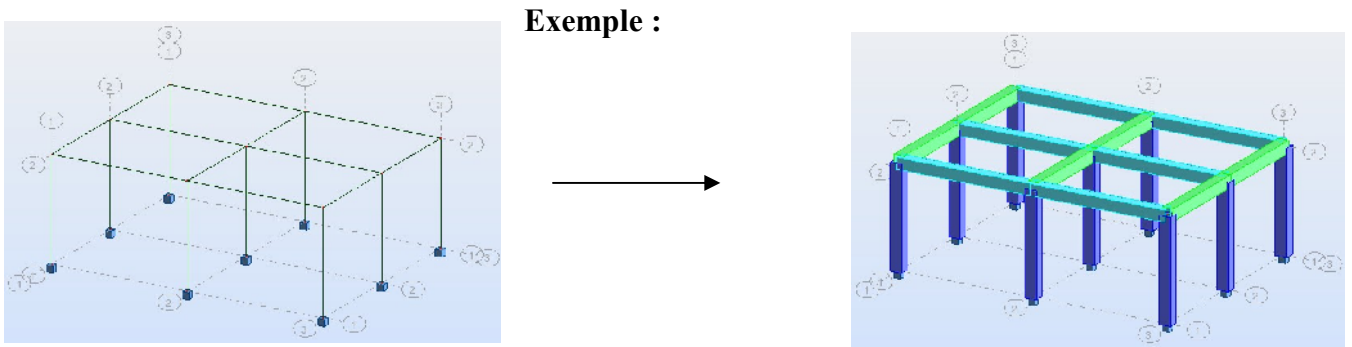


**Figure 5.6 : Modélisation des poteaux et des poutres.**

Après avoir dessiné la structure, le logiciel permet de donner aux éléments de la structure les attributs. Pour choisir les attributs à afficher à l'écran, Dans le menu « Affichage-Attributs » ou on clique sur l'icône « Affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la fenêtre de ROBOT.

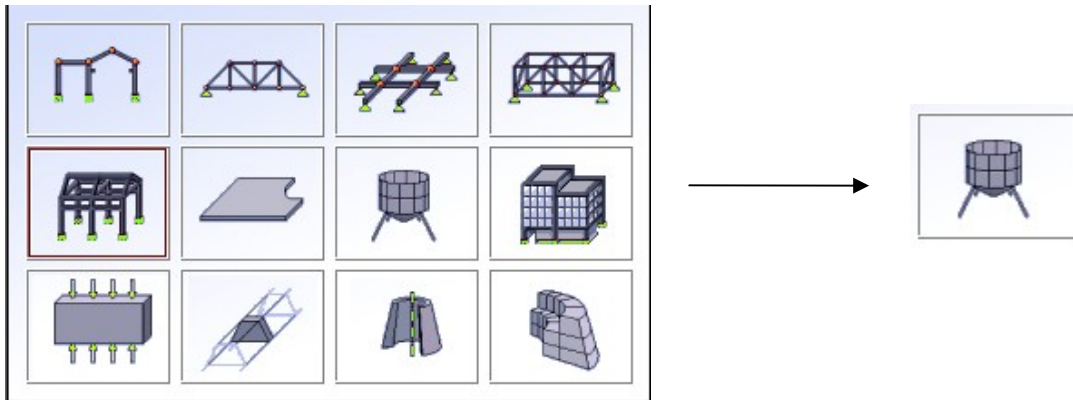


**Figure5.7 : Boite de dialogue « Affichage des attributs »**

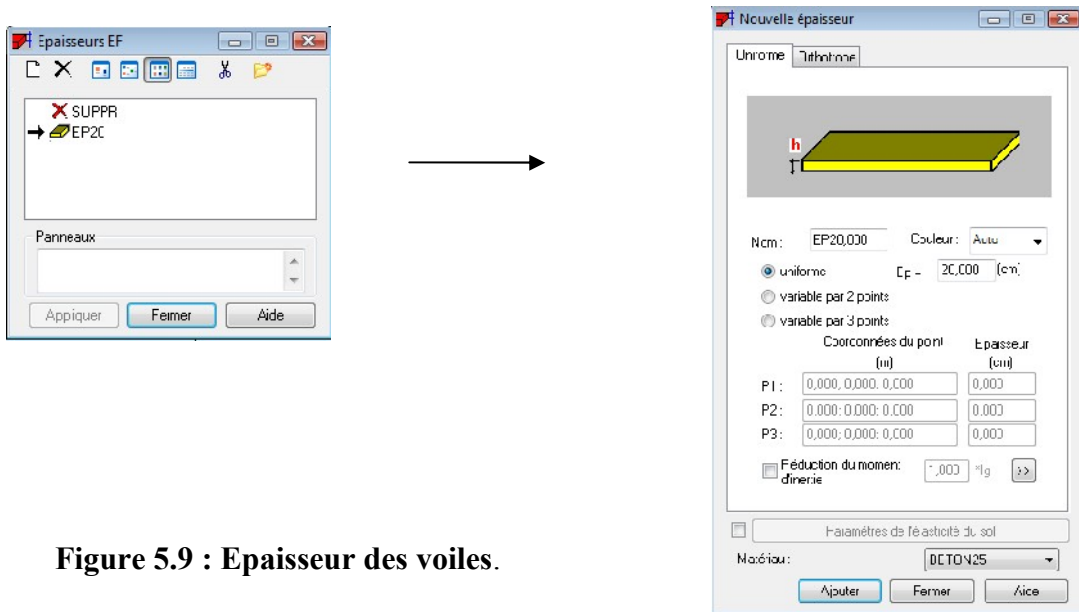


**IV.2.6) Définition des voiles de contreventement**


Dans le menu « **structure** », « **type de structure** », on choisit la case « **étude d'une coque** »




**Figure 5.8: Définition des voiles.**



**Figure 5.9 : Epaisseur des voiles.**

Dans la barre d'outils « **Modèle de structure** » de l'interface **ROBOT** on clique sur l'icône  pour introduire les caractéristiques géométriques des voiles (épaisseur). On clique sur le bouton « **Définir nouvelle épaisseur** ». On choisit l'onglet « **Uniforme** » et on introduit le nom, l'épaisseur et le type de la géométrie ainsi que le matériau.

Avant de modéliser les voiles, on crée leurs lignes de construction, comme montré précédemment. On doit, pour cela, définir les contours des voiles. On clique sur l'icône « Poly ligne-contour »  et on coche la case « Contour » ainsi que la case « Panneau » du bouton « Paramètres ». La construction du contour peut se faire aussi bien en mode graphique qu'en mode texte.

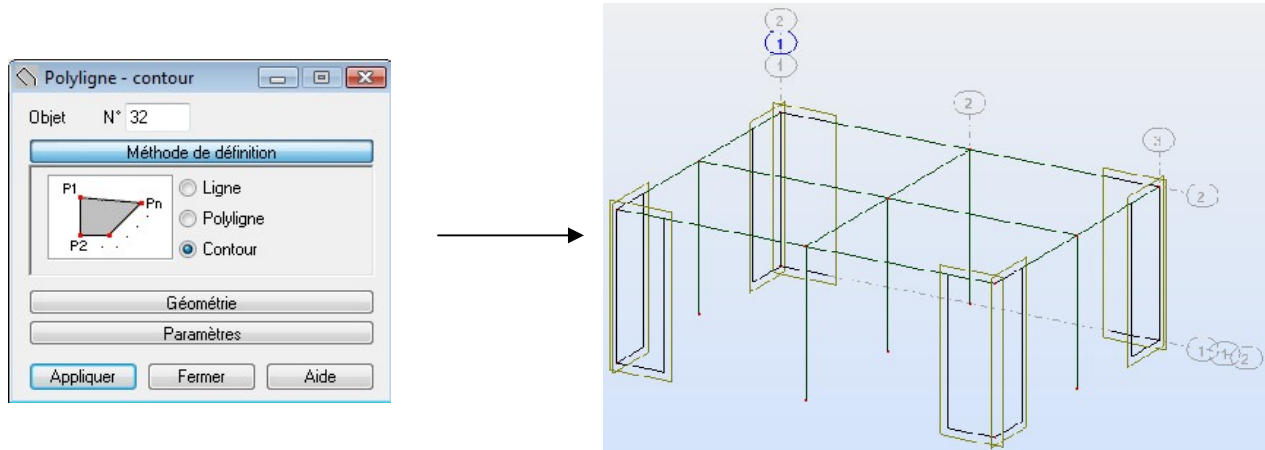



Figure 5.10 : Définition des contours des voiles.

Pour créer les voiles, on clique sur l'icône « Panneau »  de la barre d'outils, cocher la case panneau et poser le curseur dans la case où l'on demande un point interne. La définition s'accomplit par un clic à l'intérieur du contour du voile.

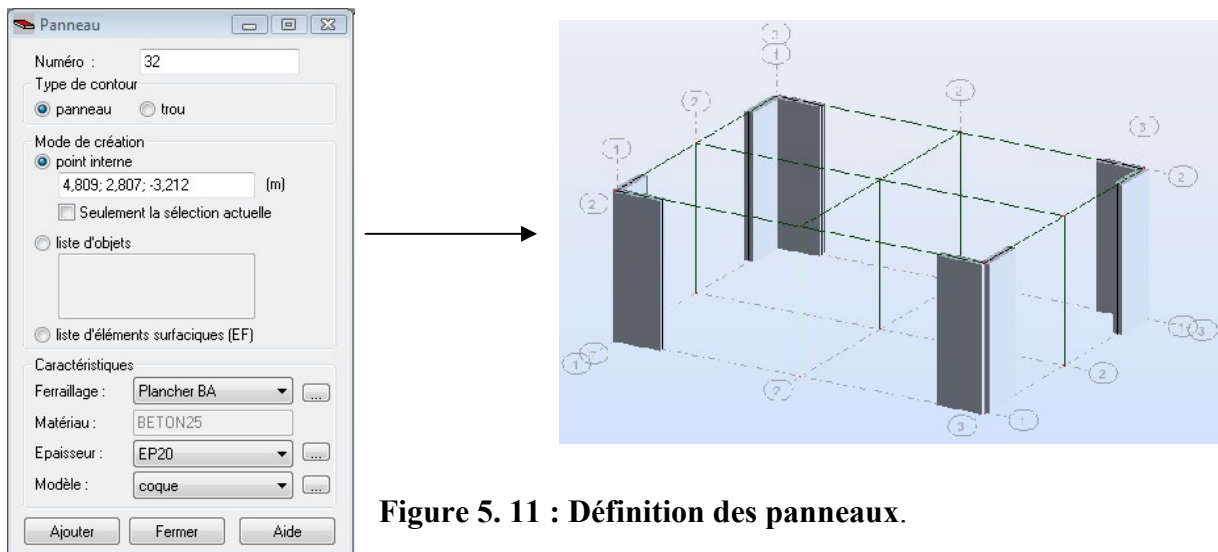



Figure 5.11 : Définition des panneaux.

Pour afficher la structure ainsi créée, on clique sur la case du repère  et dans la boîte de dialogue « Vue » qui apparaît, on peut choisir de visualiser la structure en 2 ou 3 dimensions et se déplacer entre les différents niveaux et portiques.

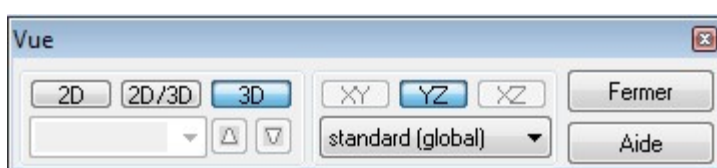
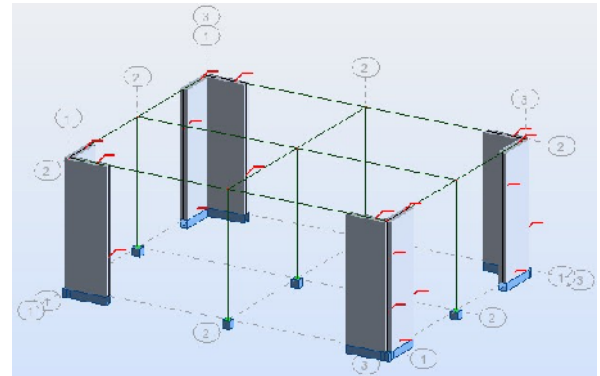
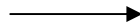
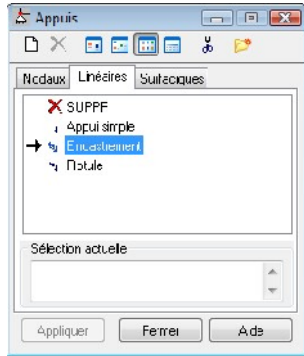


Figure 5.12 : Choix de la présentation.

**IV.2.7) Définitions des degrés de liberté des nœuds de la base**


Pour bloquer le mouvement des nœuds de la base de la structure on les sélectionne puis dans le menu « **Structure** », on choisit « **Appui** ». Dans la boîte de dialogue « **Appuis** », on clique sur l’onglet « **Nodaux** » puis sur Encastrement.

Pour encastrer la base des voiles on la sélectionne et on clique sur l’onglet « **Linéaires** » puis sur Encastrement.



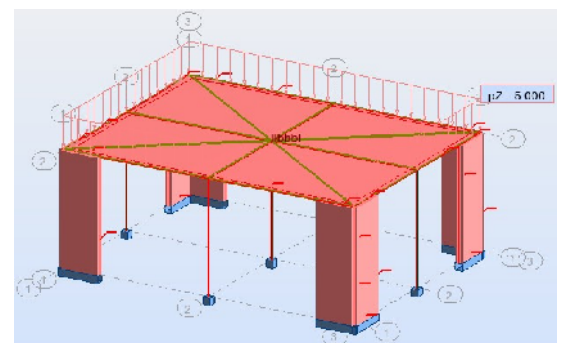
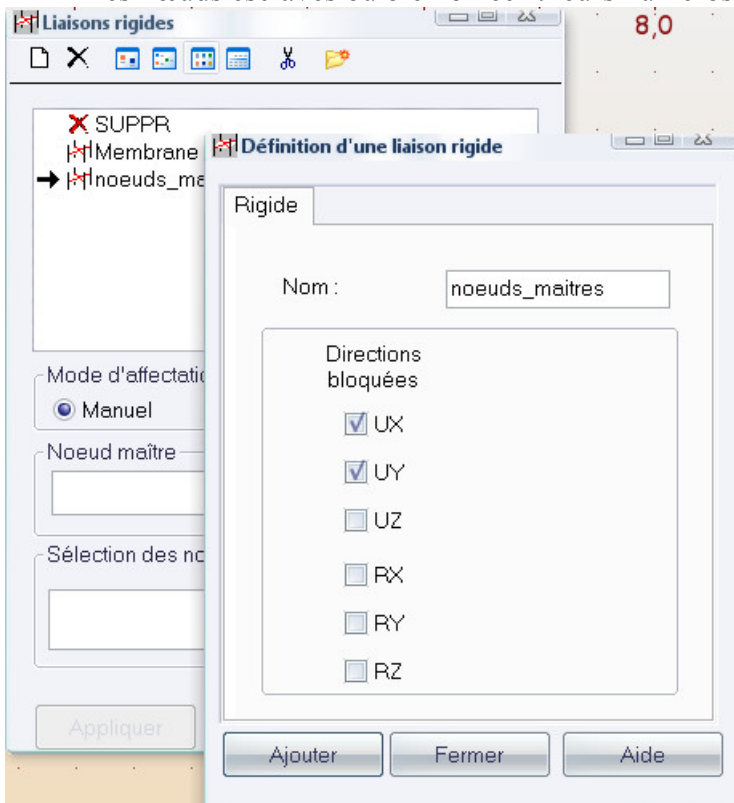
**Figure 13 : Définition des appuis**

**IV.2.8) le choix de nœud maitre et nœuds esclaves**

Pour satisfaire l’hypothèse du plancher infiniment rigide (diaphragmes) on doit définir le nœud maitre et les nœuds esclaves. Dans le menu « **Structure** » puis « **caractéristiques additionnels** » puis « **liaisons rigides** » dans la boîte de dialogue on crée une nouvelle liaison rigide en cliquant sur l’icône 

On clique dans la zone « **nœuds maitres** » et on sélectionne graphiquement le nœud maitre ou bien on écrit son numéro.

On clique dans la zone « **sélectionner les nœuds esclaves** » et on sélectionne graphiquement les nœuds esclaves ou bien on écrit leurs numéros.



**Figure 5.14 : liaison rigide**

### IV.2.9) Définition des cas de charges

Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu « **Chargement** », « **Cas de charge** » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « **Nouveau** ». Ou bien dans la barre de menu cliquer sur l'icône :



Figure 5.15 : Définition des charges.

On peut créer les types de charges suivantes :

**G** : Charge permanente.

**Q** : Charge d'exploitation.

**S** : Charge des neiges.

**W** : Charge du vent.

**E** : Charge sismique. Et pour se faire on :

Choisit le type de charge, on lui donne un nom puis on clique sur « nouveau ».

Et c'est la même procédure pour toutes les charges.

### IV.2.10) Chargement de la structure

Pour charger la structure on choisit le type de charge G (permanente) ou Q (exploitation).



Avant d'appliquer la charge surfacique, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu « **structure** », « **caractéristiques additionnelles** », « **répartition des charges-bardages..** »

Dans la boite de dialogue ci-dessous on clique sur Nouveau. On introduit le nom, la direction des charges (X-Y) et la méthode de la répartition des charges.

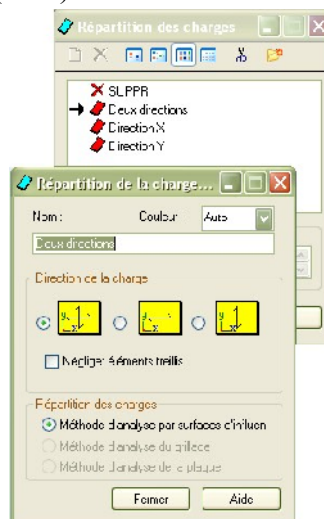


Figure 5.17 : Choix des bardages.

Dans le menu « charge », « autres charges », « charge surfacique sur barre par objet 3D), on introduit la valeur de G ou Q dans la zone « charge » :

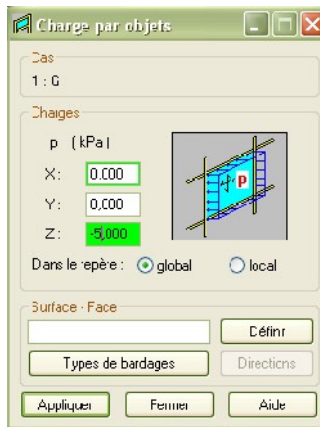


Figure 18 : Application des charges surfaciques

Puis on clique sur « Définir » pour définir géométriquement le contour du plancher qui est soumis à une charge uniformément répartie.

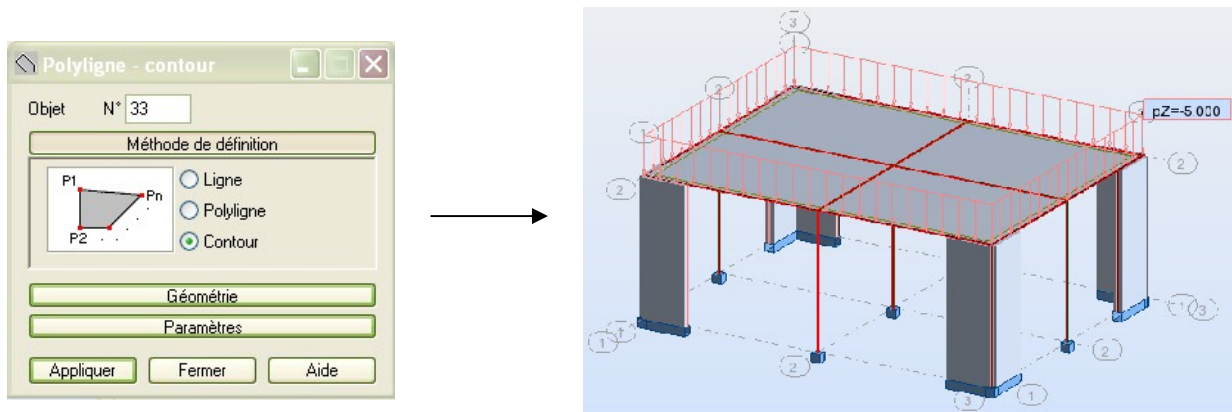


Figure5.19 : Application des charges surfaciques.

IV.2.11) Définition des options de calculs : (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « Analyse », « Type d'analyse » on choisit les options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique), modèle de la structure et la masse. Où l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du règlement parasismique algérien 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

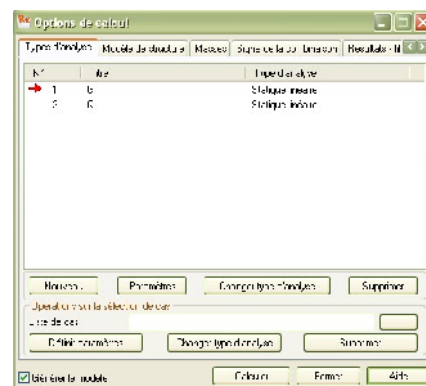


Figure5. 20 : Définition des charges dynamiques.

On clique sur « **Nouveau** » et sélectionné le champ « **Modale...** ». Les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boîte de dialogue qui s'affiche à l'écran après validation de la précédente.

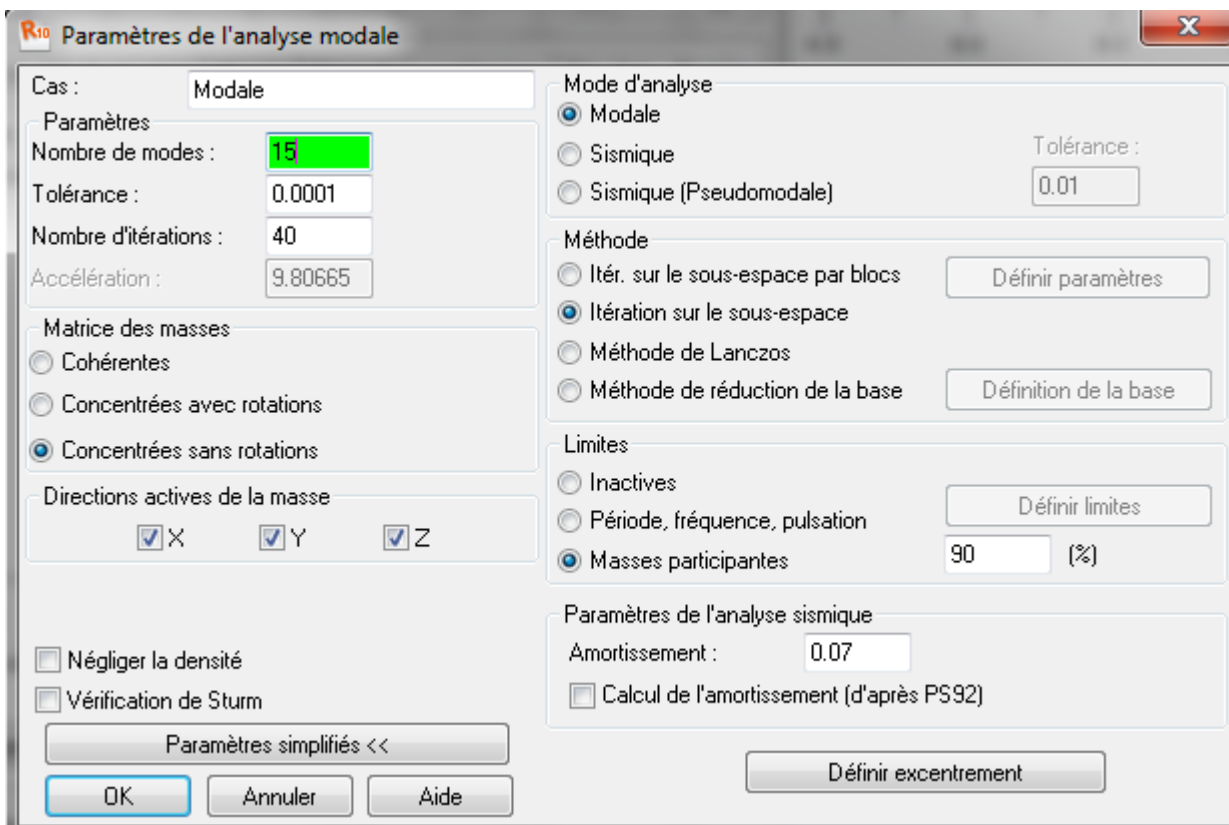
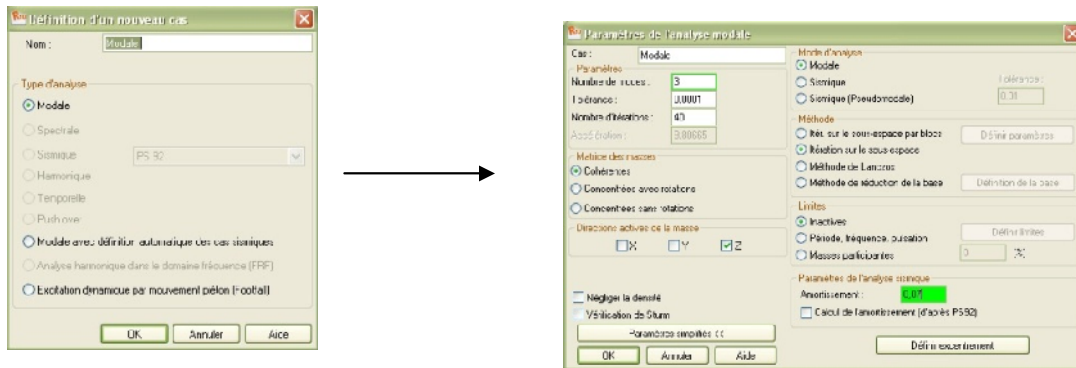


Figure 5. 21 : Définition des charges dynamiques.

On clique une second fois sur « Nouveau », on coche la case sismique, on choisit RPA99 version2003 et OK.

On introduit les paramètres concernant notre structure et on valide et met Z=0 dans « Définition de la direction ».

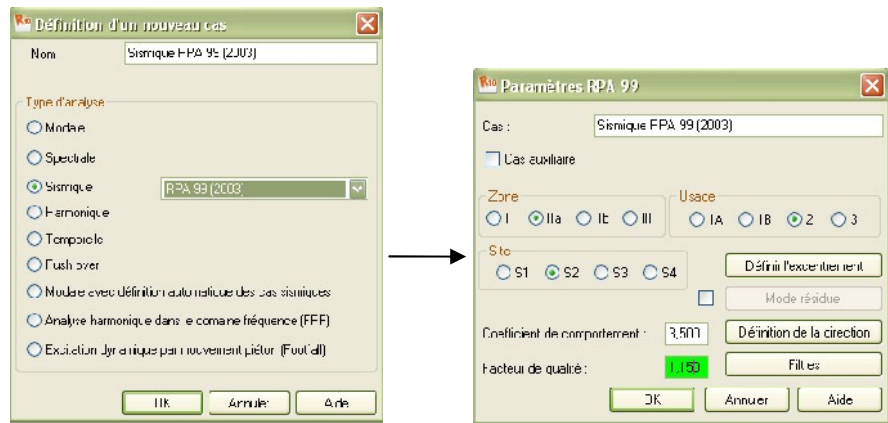



Figure 5.6 : Définition des paramètres RPA.

Le logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduits.

Dans le menu « masse » de la boîte de dialogue « option de calcul », on click sur convertir les cas puis dans la fenêtre qui apparait, on choisit le cas de charge (G ou Q) et on click sur  puis on fermer. On choisit la direction ainsi que le coefficient et on click sur ajouter. On refait la même opération pour l'autre charge et on fermer.

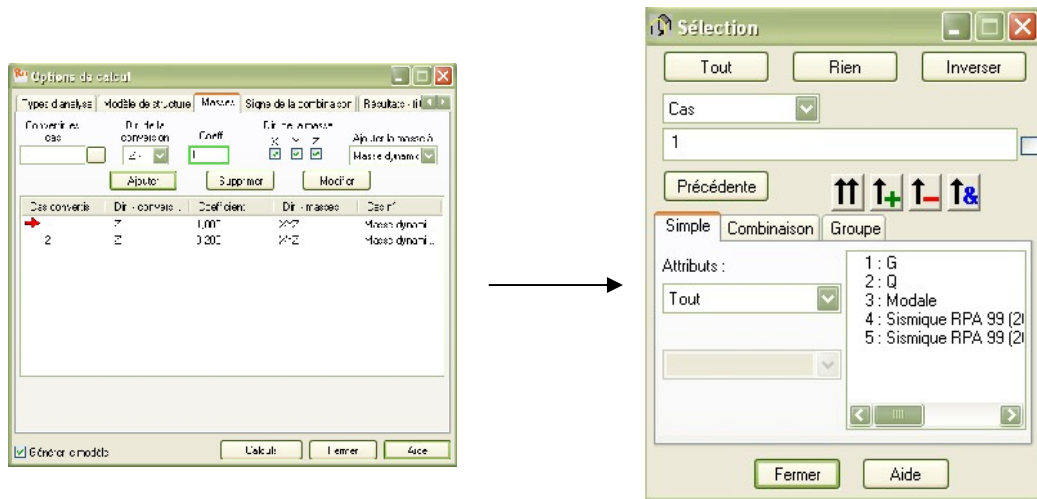

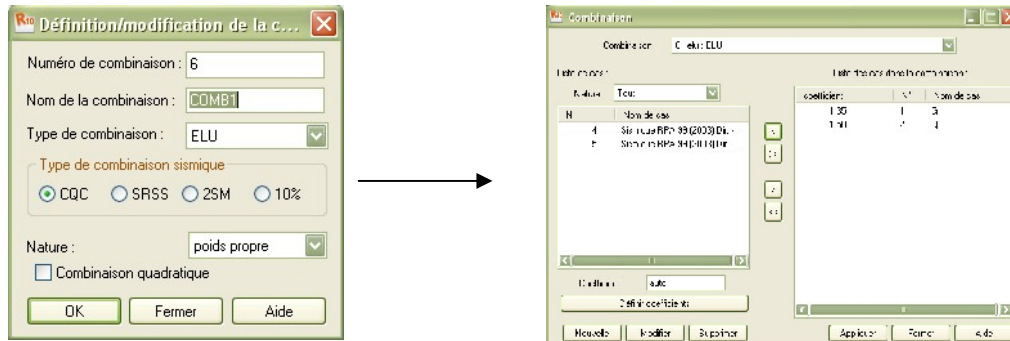


Figure 5. 23 : Considération de la masse totale et de 20% des charges d'exploitations

### IV.2.12) Les combinaisons d'actions

Dans le menu « **chargement** », « **combinaison manuel** », on choisit le type de la combinaison et sa nature. On valide avec la touche 



**Figure 5.24 : définir les combinaisons d'actions**

Pour faire une autre combinaison on click sur nouvelle, on refait la même opération pour toutes les combinaisons.

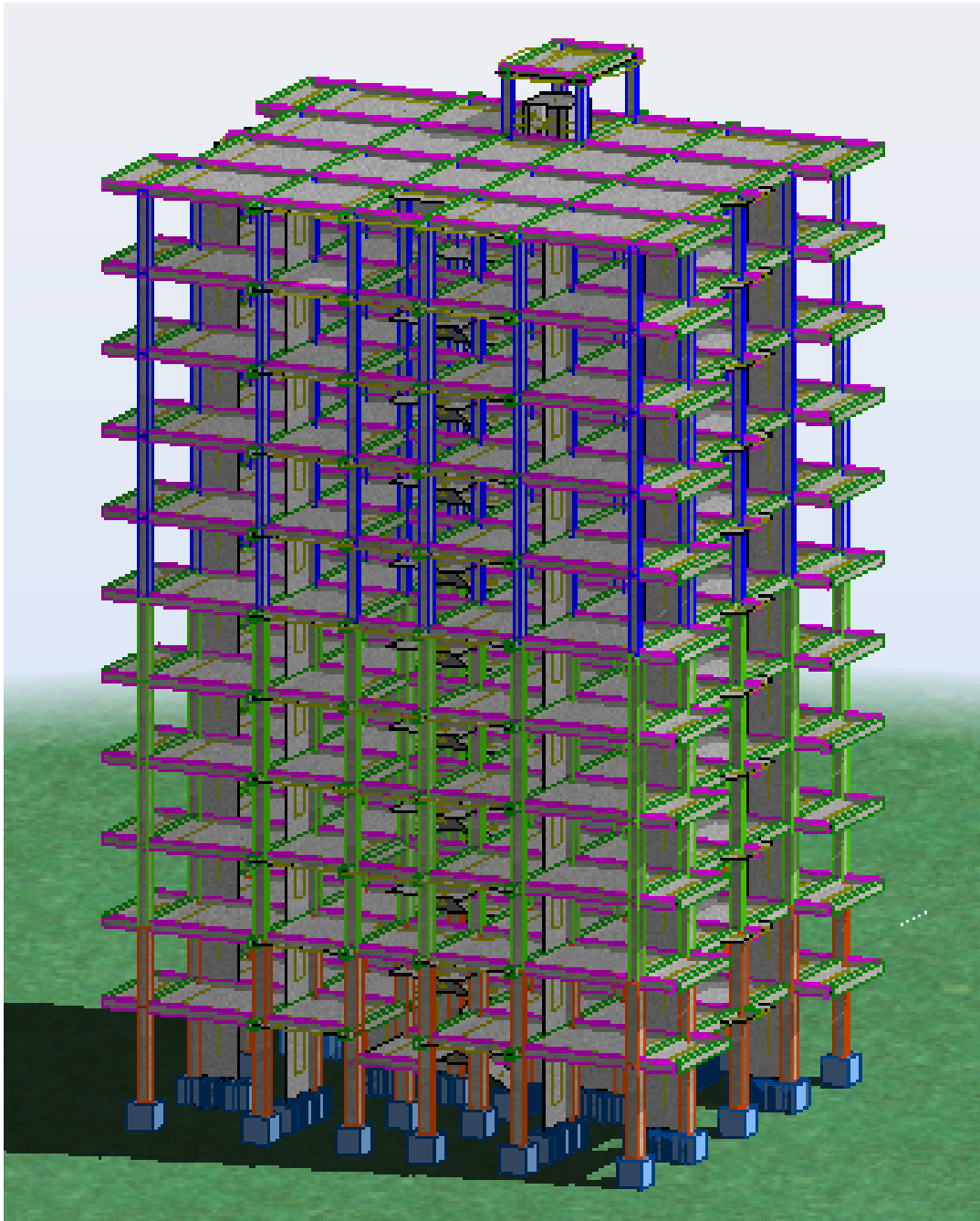


Figure 5.25 : Vue finale de la structure

#### IV.2.13) Vérification de la structure

Avant de passer à l'analyse de la structure, le logiciel permet de vérifier s'il y a des erreurs dans la modélisation. Dans le menu « **analyse** », on click sur « **vérifier la structure** » et ROBOT nous affiche le nombre et la nature des erreurs.

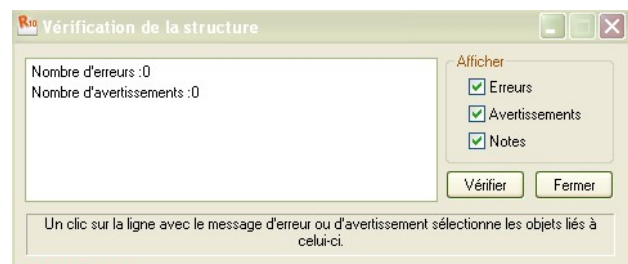


Figure 5.26 : Vérification de la structure

**IV.2.14) Analyse de la structure**

Dans le menu « analyse », « calculer », on lance l’analyse de la structure.

**2.15) Exploitation des résultats**

Dans le menu « résultat » on click sur le résultat que l’on veut afficher (réactions, diagrammes, flèche, efforts, contraintes, déplacements, ferrailage,...). On peut aussi click sur le bouton droit de la souris, on choisit « tableau », on coche la case du résultat que l’on veut extraire. ROBOT donne plusieurs résultats, dès efforts internes aux plans de ferrailage en passant par des notes de calculs, nous allons donner quelques exemples des résultats que l’on exploite le plus.



**Figure 5.27 : Exploitation des résultats**

**IV.2.16) Vérification des périodes**

On click sur le bouton droit de la souris et puis sur tableau, on coche la case (mode propre) ou bien dans le menu « résultats » « avancé » « mode propre », on aura donc toutes les informations nécessaires concernant l’analyse modale.

**Tableau 2.16.1 : Résultats dynamiques**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	1.154	0.867	0.005	0.216	#ind#	0.005	0.216	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
3/ 2	1.195	0.837	0.005	72.712	#ind#	0.000	72.496	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
3/ 3	2.100	0.476	76.265	72.713	#ind#	0.000	0.000	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
3/ 4	3.283	0.305	76.281	72.715	#ind#	0.016	0.002	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
3/ 5	3.763	0.266	76.281	87.102	#ind#	0.000	14.388	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
3/ 6	5.905	0.169	77.041	87.103	#ind#	0.761	0.000	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
3/ 7	6.363	0.157	89.829	87.103	#ind#	12.788	0.000	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
3/ 8	6.983	0.143	89.829	90.354	#ind#	0.000	3.252	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
3/ 9	7.819	0.128	89.829	92.789	#ind#	0.000	2.435	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
3/ 10	7.882	0.127	90.968	92.790	#ind#	1.138	0.000	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
3/ 11	8.829	0.113	90.989	92.790	#ind#	0.021	0.000	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
3/ 12	9.452	0.106	91.015	92.790	#ind#	0.026	0.000	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
4/ 1	1.154	0.867	0.005	0.216	#ind#	0.005	0.216	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
4/ 2	1.195	0.837	0.005	72.712	#ind#	0.000	72.496	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
4/ 3	2.100	0.476	76.265	72.713	#ind#	0.000	0.000	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
4/ 4	3.283	0.305	76.281	72.715	#ind#	0.016	0.002	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
4/ 5	3.763	0.266	76.281	87.102	#ind#	0.000	14.388	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
4/ 6	5.905	0.169	77.041	87.103	#ind#	0.761	0.000	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
4/ 7	6.363	0.157	89.829	87.103	#ind#	12.788	0.000	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
4/ 8	6.983	0.143	89.829	90.354	#ind#	0.000	3.252	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
4/ 9	7.819	0.128	89.829	92.789	#ind#	0.000	2.435	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
4/ 10	7.882	0.127	90.968	92.790	#ind#	1.138	0.000	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
4/ 11	8.829	0.113	90.989	92.790	#ind#	0.021	0.000	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
4/ 12	9.452	0.106	91.015	92.790	#ind#	0.026	0.000	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0

On click sur extrêmes globaux et on obtient les valeurs max et min.

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
<b>MAX</b>	9.452	0.867	91.015	92.790	#ind#	76.260	72.496	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
<b>Cas</b>	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
<b>Mode</b>	12	1	12	12	1	3	2	1	1	1	1
<b>MIN</b>	1.154	0.106	0.005	0.216	#ind#	0.000	0.000	#ind#	6157322.390	6157322.390	0.0
<b>Cas</b>	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
<b>Mode</b>	1	12	1	1	1	2	12	1	1	1	1

Tableau 2.16.2 : L'analyse modale

#### IV.2.17) Vérification des déplacements des nœuds

On coche la case (déplacement des nœuds) dans le tableau précédant ou bien dans le menu « résultats » « déplacements » et on aura les déplacements des nœuds de la structure

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
<b>MAX</b>	0.866	1.616	0.148	0.002	0.001	0.000
<b>Noeud</b>	6780	6792	19313	19143	20279	8254
<b>Cas</b>	16 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	5	18 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)
<b>Mode</b>			CQC			
<b>MIN</b>	-0.872	-1.785	-0.563	-0.001	-0.001	-0.000
<b>Noeud</b>	6780	7715	19530	18681	2936	18544
<b>Cas</b>	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	7 (C)	19 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)
<b>Mode</b>						

Tableau 2.17.1 : Les déplacements

#### IV.2.18) Vérification de la flèche

Même opération que précédemment, en cochant (flèche des barres).

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
<b>MAX</b>	0.008	0.033	0.111
<b>Barre</b>	424	766	637
<b>Cas</b>	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)
<b>Mode</b>			
<b>MIN</b>	-0.008	-0.039	-0.160
<b>Barre</b>	305	767	962
<b>Cas</b>	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	7 (C)
<b>Mode</b>			

Tableau 2.18 : Vérification des déformations

**IV.2.19) Réactions d'appuis**

Même opération que précédemment en cochant (réactions).

**Tableau 2.19.1 : réaction d'appuis**

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	352.131	179.042	1919.195	88.550	99.179	3.057
<b>Noeud</b>	27	39	27	29	27	29
<b>Cas</b>	16 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)
<b>Mode</b>						
<b>MIN</b>	-347.520	-185.877	-224.860	-70.651	-97.626	-1.092
<b>Noeud</b>	33	15	16741	29	33	7
<b>Cas</b>	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)
<b>Mode</b>						

**2.20) Les efforts internes dans les barres**

Si l'on veut avoir les efforts dans les poutres principales par exemple, on les sélectionne et on choisit la combinaison avec laquelle on veut avoir les résultats, ROBOT affiche les résultats des poutres sélectionnées.

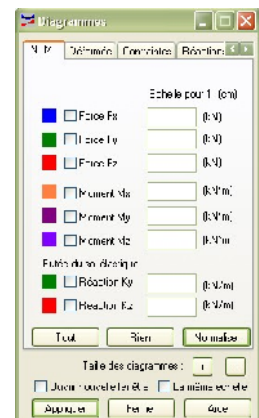
**Tableau 2.20.1 : Efforts internes**

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
<b>MAX</b>	1655.753	423.961	304.673	20.800	116.104	204.192
<b>Barre</b>	7	192	637	31	204	210
<b>Noeud</b>	13	84	231	79	28	102
<b>Cas</b>	16 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)	7 (C)	17 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)
<b>Mode</b>						
<b>MIN</b>	-109.926	-432.654	-304.172	-20.730	-115.903	-199.005
<b>Barre</b>	541	210	622	31	207	192
<b>Noeud</b>	192	102	228	80	34	84
<b>Cas</b>	13 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	7 (C)	16 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)
<b>Mode</b>						

**IV.2.21) Diagramme des efforts dans barres**

Dans le menu « **résultat** » on click sur « **diagramme** », on click sur la case « **paramètre** » pour régler l'affichage des diagrammes.

Si l'on veut avoir les diagrammes des moments fléchissant, des efforts tranchant ou des efforts normaux il suffit de cocher la case correspondante (effort normaux FX; efforts tranchant FZ, FY; moments MY et MZ) appliquer et fermer.



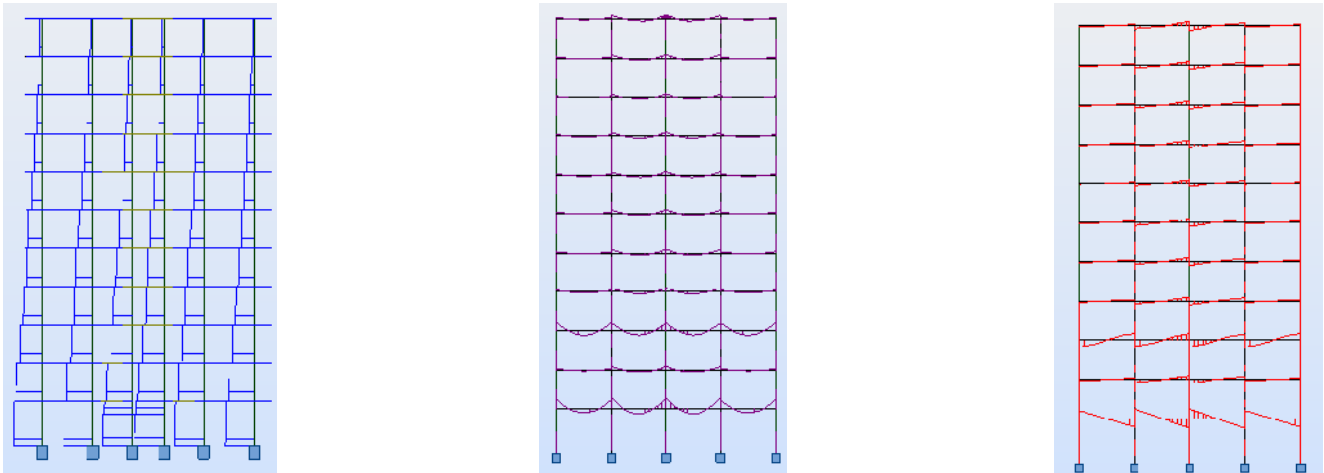


Figure 5. 28 : les différents diagrammes des portiques (N, T et M)

On peut également avoir la déformée de la structure avec animation. On click sur « déformée », puis sur « démarrer ».

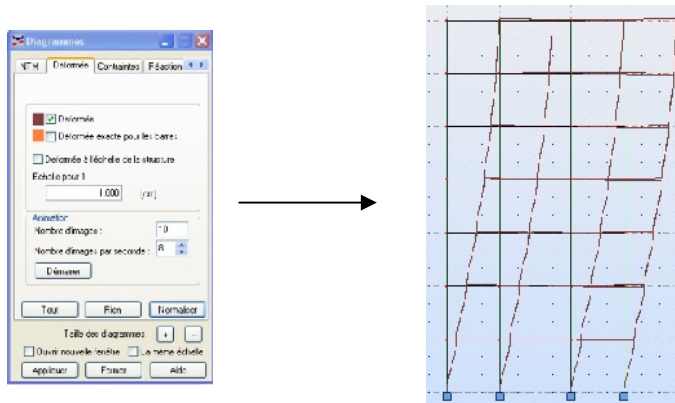
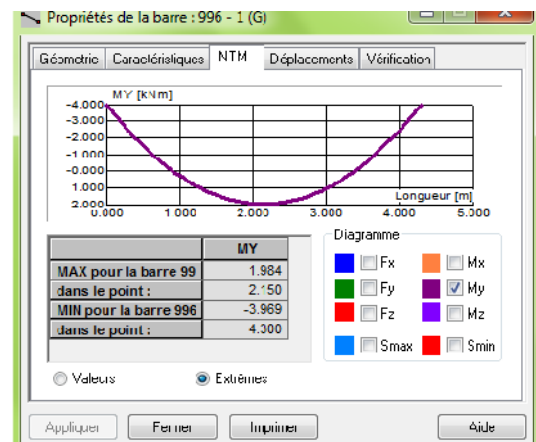


Figure 5. 29 : déformée d'un portique

Nous avons aussi la possibilité d'afficher pour un élément donné ses propriétés. On le sélectionne et par le bouton droit de la souris on click sur « propriétés de l'objet ». Voici un exemple d'une poutre sous chargement à ELU.

Figure 5. 30 : Propriété de la structure



#### IV.2.22) les efforts dans les voiles

Dans le menu « **résultats** » on click sur cartographie-panneaux », on sélectionne les voiles dont on veut avoir les résultats et on coche la case de ce qu'on veut obtenir et la valeur s'affiche sur le voile.

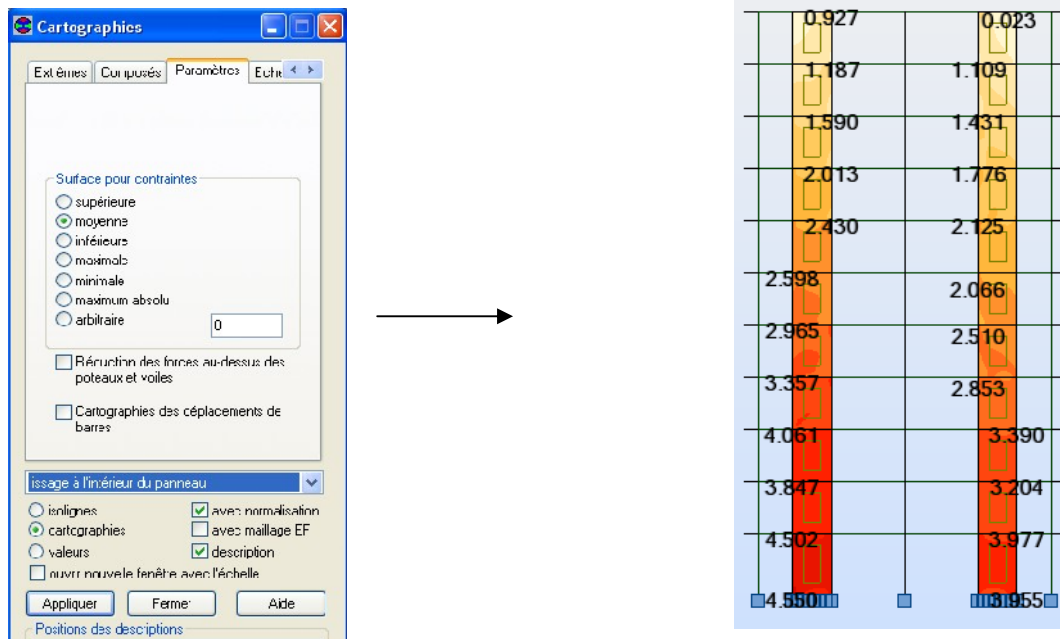


Figure 5. 31: Interaction des voiles

On a aussi la possibilité d'afficher ces résultats sous forme de diagrammes dans le menu « **résultats** », « **coupes sur panneaux** ».

#### IV.2.23) note de calcul

Dans le menu « **analyse** », « **note de calcul** » et on choisit simple ou détaillée. Nous avons la possibilité de l'enregistrer sous fichier Word et l'imprimer.

#### IV.2.24) Ferrailage

ROBOT nous donne le ferrailage des éléments de la structure, les plans d'exécution avec la nomenclature, et pour se faire, on choisit dans le menu « **analyse** », « **dimensionnement élément en BA** » et on choisit « **dimensionnement poteaux en BA** » après avoir sélectionner un poteau par exemple. Une boîte de dialogue s'affiche, on choisit sous quelle combinaison le calcul s'effectuera.

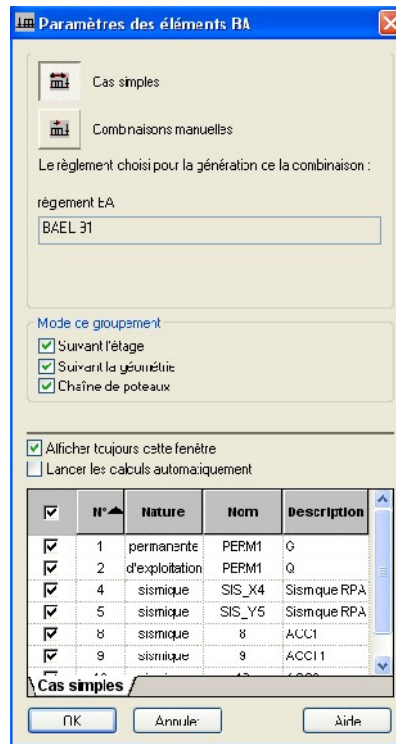
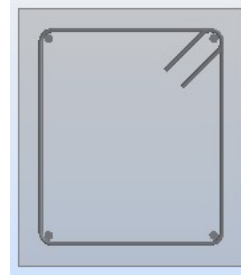
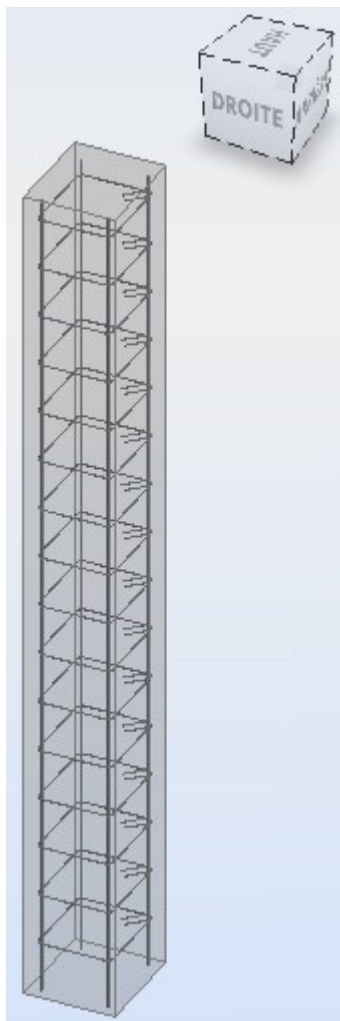


Figure 5.32 : Ferrailage de la structure

Dans le menu « analyse », on règle les options de calcul, disposition du ferrailage et les paramètres de niveau ainsi que ceux de dessin et on click sur calculer. On aura la boîte de dialogue 5.34 et on coche la case « ferrailage » puis « calculer ».



Figure 5.33 : Option de calcul de ferrailage

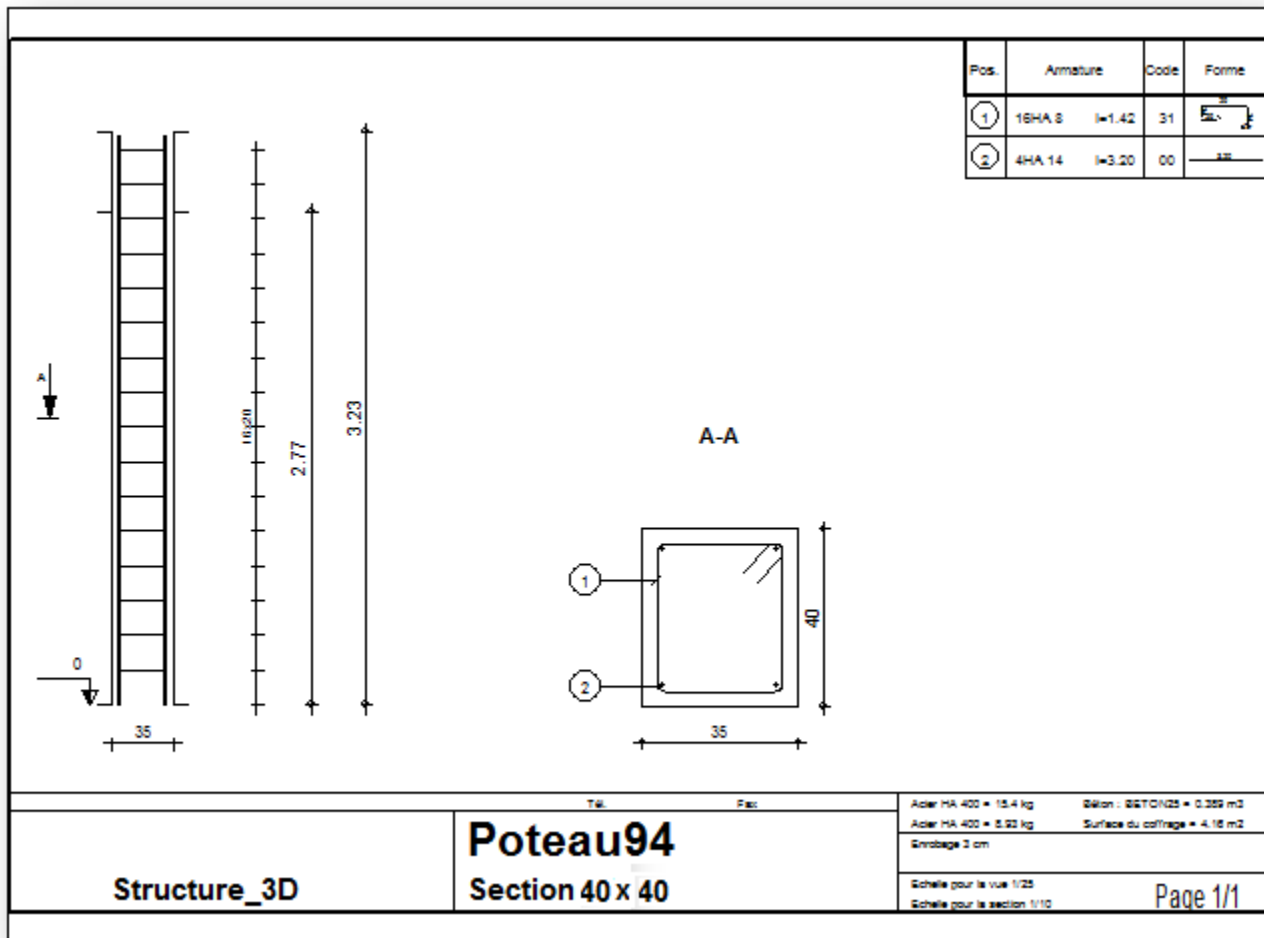


	N°	Type d'armature	Type d'acier	Diamètre [mm]	Code de la forme	Nombre	[m]	[m]	[m]	[m]
1	1	transversale	HA 400	8	31	16	A = 0,290	B = 0,340	C = 0,290	D = 0,340
2	2	principale	HA 400	14	00	4	A = 3,195			
*										

Figure 5. 34 : ferrailage d'un poteau

Si on veut avoir le dessin complet, on click sur « **dessin** »,

Figure 5. 34 : Plan de ferrailage



**CONCLUSION**

Nous avons présenté en générale les grandes lignes de la modélisation d'un bâtiment avec le logiciel ROBOT2010 et l'exploitation des résultats.

## V.1) Introduction

Les sollicitations à prendre en considération pour ferrailer notre structure, sont imposées par le **BAEL99...** [2], et le **RPA99Ver 2003...** [1]

### ➤ Combinaison de BAEL 99..... [2]

- ELU :  $1.35G + 1.5Q$
- ELS :  $G + Q$

### ➤ Combinaison du RPA 99Ver 2003(Art5.2)..... [1]

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle dans le calcul aux états

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des efforts internes et les déformations de la structure sont comme suit :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation

E : action du séisme

Ces combinaisons de charges sont distribuées sur les différents éléments de la structure comme suit :

#### 1) Portique

Eléments	BAEL 99		RPA 99Ver 2003	
	ELU	ELS		
<b>Poutres</b>	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q$	$G + Q \pm E$	$0.8G \pm E$
<b>poteaux</b>	$1.35G + 1.5Q$	$G + Q$	$G + Q \pm E$	$0.8G \pm E$

#### 2) Les voiles

Les combinaisons à considérer pour le cas de voiles :

- $G + Q + E$
- $0.8 G + E$
- $0.8 G + E$
- ELU
- ELS

Les résultats sont donnés par les tableaux obtenus en fonction des combinaisons d'action

Tableau 6.1: Résultat dynamique

Cas	Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas. UX [kg]	Tot.mas. UY [kg]
3	1	1.15	0.87	0.00	0.22	#ind#	0.00	0.22	#ind#	6157322.3	6157322.3
3	2	1.20	0.84	0.00	72.71	#ind#	0.00	72.50	#ind#	6157322.3	6157322.3
3	3	2.10	0.48	76.26	72.71	#ind#	76.26	0.00	#ind#	6157322.3	6157322.3
3	4	3.28	0.30	76.28	72.71	#ind#	0.02	0.00	#ind#	6157322.3	6157322.3
3	5	3.76	0.27	76.28	87.10	#ind#	0.00	14.39	#ind#	6157322.3	6157322.3
3	6	5.91	0.17	77.04	87.10	#ind#	0.76	0.00	#ind#	6157322.3	6157322.3
3	7	6.36	0.16	89.83	87.10	#ind#	12.79	0.00	#ind#	6157322.3	6157322.3
3	8	6.98	0.14	89.83	90.35	#ind#	0.00	3.25	#ind#	6157322.3	6157322.3
3	9	7.82	0.13	89.83	92.79	#ind#	0.00	2.43	#ind#	6157322.3	6157322.3
3	10	7.88	0.13	90.97	92.79	#ind#	1.14	0.00	#ind#	6157322.3	6157322.3
3	11	8.83	0.11	90.99	92.79	#ind#	0.02	0.00	#ind#	6157322.3	6157322.3
3	12	9.45	0.11	91.02	92.79	#ind#	0.03	0.00	#ind#	6157322.3	6157322.3

Tableau 6.2 : Extrêmes globaux des résultats dynamique

	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas. UX [kg]	Tot.mas. UY [kg]
MAX	9.45	0.87	91.02	92.79	#ind#	76.26	72.50	#ind#	6157322.39	6157322.39
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	12	1	12	12	1	3	2	1	1	1
MIN	1.15	0.11	0.00	0.22	#ind#	0.00	0.00	#ind#	6157322.39	6157322.39
Cas	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Mode	1	12	1	1	1	2	12	1	1	1

Tableau 6.3 : Extrêmes globaux des des efforts

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1534,898	357,107	260,370	20,800	101,473	172,150
Barre	7	192	637	31	204	210
Noeud	13	84	231	79	28	102
Cas	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	7 (C)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-109,926	-366,012	-259,873	-20,730	-101,206	-166,895
Barre	541	210	622	31	207	192
Noeud	192	102	228	80	34	84
Cas	13 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	7 (C)	8 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)
Mode						

Tableaux 5.3 : Les réactions d'appuis

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	313,047	162,839	1776,402	75,283	86,380	2,875
Noeud	27	39	27	29	27	29
Cas	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	8 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)
Mode						
MIN	-308,016	-170,462	-224,860	-59,975	-84,688	-0,981
Noeud	33	15	16741	29	33	19
Cas	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)

Tableau 5.4 : Exemples de calcul des déplacements

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]
MAX	0.008	0.033	0.111
Barre	424	766	637
Cas	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	18 (C) (CQC)
Mode			
MIN	-0.008	-0.039	-0.160
Barre	305	767	962
Cas	17 (C) (CQC)	19 (C) (CQC)	7 (C)
Mode			

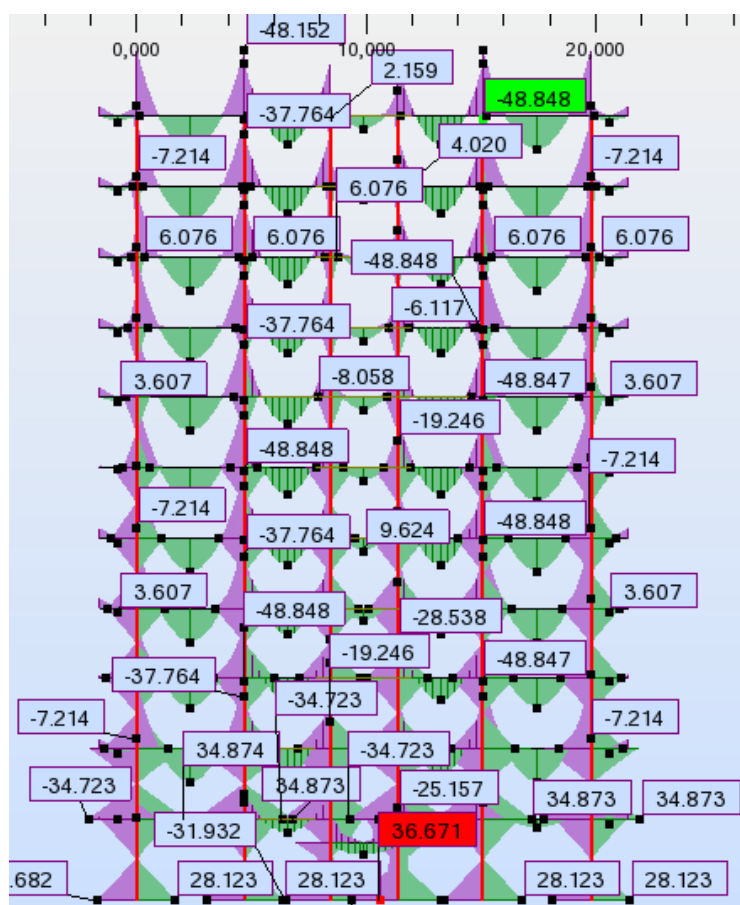


Figure 5.1 : Exemple des moments

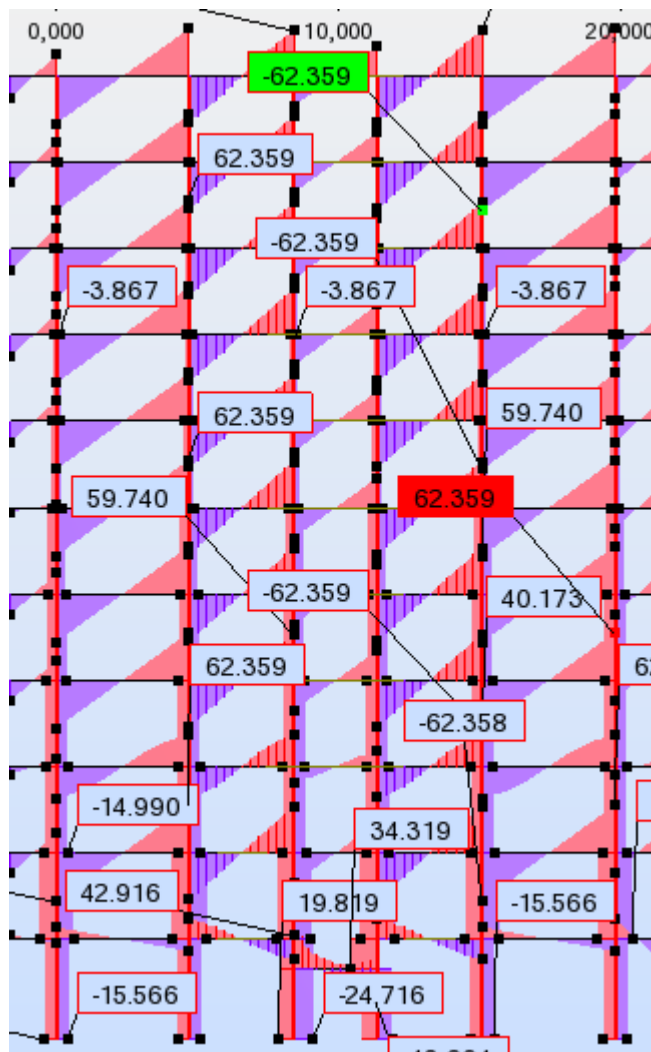


Figure 5.2 : Exemple des efforts tranchants

### Caractéristiques de l'analyse de l'exemple :

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 9.895 (m)

Y = 8.600 (m)

Z = 15.810 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 9.895 (m)

Y = 8.724 (m)

Z = 15.053 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

$I_x = 224179238.085 \text{ (kg} \cdot \text{m}^2)$

$I_y = 240132268.262 \text{ (kg} \cdot \text{m}^2)$

$I_z = 120941445.650 \text{ (kg*m}^2\text{)}$

Masse = 1719122.848 (kg)

## Description de la structure

Nombre de noeuds:	17773
Nombre de barres:	1129
Eléments finis linéiques:	4448
Eléments finis surfaciques:	15087
Eléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	517
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	131
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	19
Combinaisons:	14

## Resumé de l'analyse

Méthode de solution - SPARSE M		
Nbre de degrés de liberté stat.:	105852	
Largeur de la bande		
avant/après optimisation:	0	0
Durée des calculs [s]		
Durée max agrégation + décomp.:	185	
Durée max itér. sur sous-espace:	37	
Durée max solution prb. nonlin.:	0	
Durée totale:	296	
Espace disque et mémoire utilisés [o]		
Espace totale du disque utilisé:	331226048	
Espace pour fichier TMP solveur:	0	
Espace pour itérat. s/sous-esp.:	23711072	
Mémoire:	37882396	
Elém. diagon. de la matrice de rigidité		
Min/Max après décomposition:	6.812111e+006	4.344103e+017
Précision:	3	

## Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G  
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 3.43012e+001 (kN\*m)  
Précision : 2.98992e-007

Cas 2 : Q  
Type d'analyse: Statique linéaire

Energie potentielle : 1.18006e+000 (kN\*m)  
Précision : 3.28805e-007

Cas 3 : Modale  
Type d'analyse: Modale

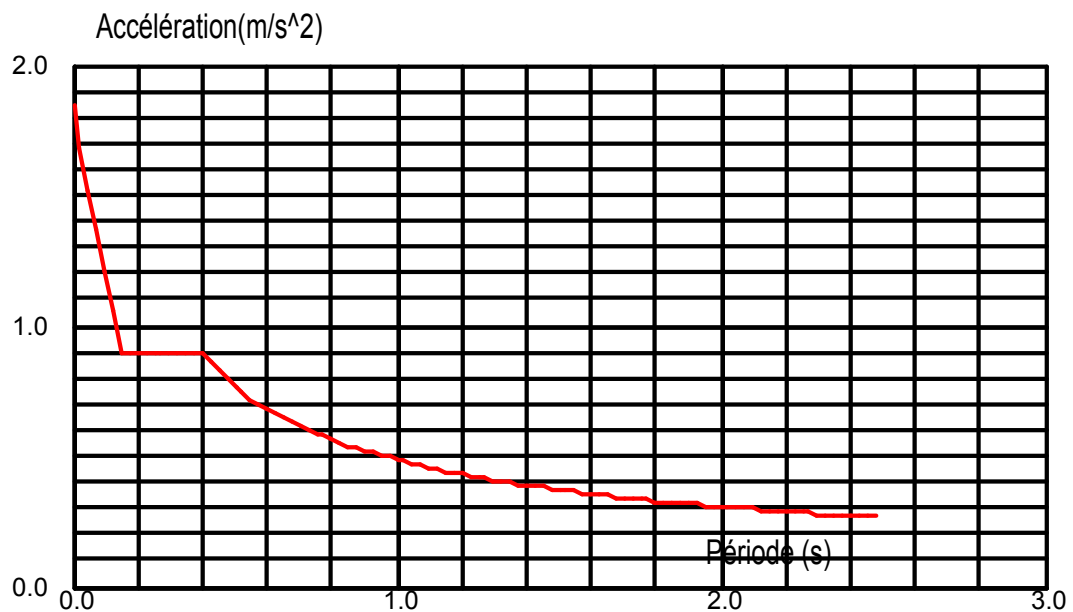
**Données:**

Mode d'analyse : Modal  
Méthode : Itération sur le sous-espace  
Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations  
Nombre de modes : 12  
Nombre d'itérations : 40  
Tolérance : 1.00000e-004  
Amortissement : 0.070  
Limites : 0.000  
Coefficient des masses participantes : 90.000

Cas 4 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses\_X  
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000  
Y = 0.000  
Z = 0.000

**Données:**

Zone : IIa  
Usage : 2  
Assise : S2  
Coefficient de qualité : 1.100  
Coefficient de comportement : 5.000  
Amortissement :  $\gamma = 7.00\%$

**Paramètres du spectre:**

Correction de l'amortissement :  $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.882$   
A = 0.150  
T<sub>1</sub> = 0.150  
T<sub>2</sub> = 0.400

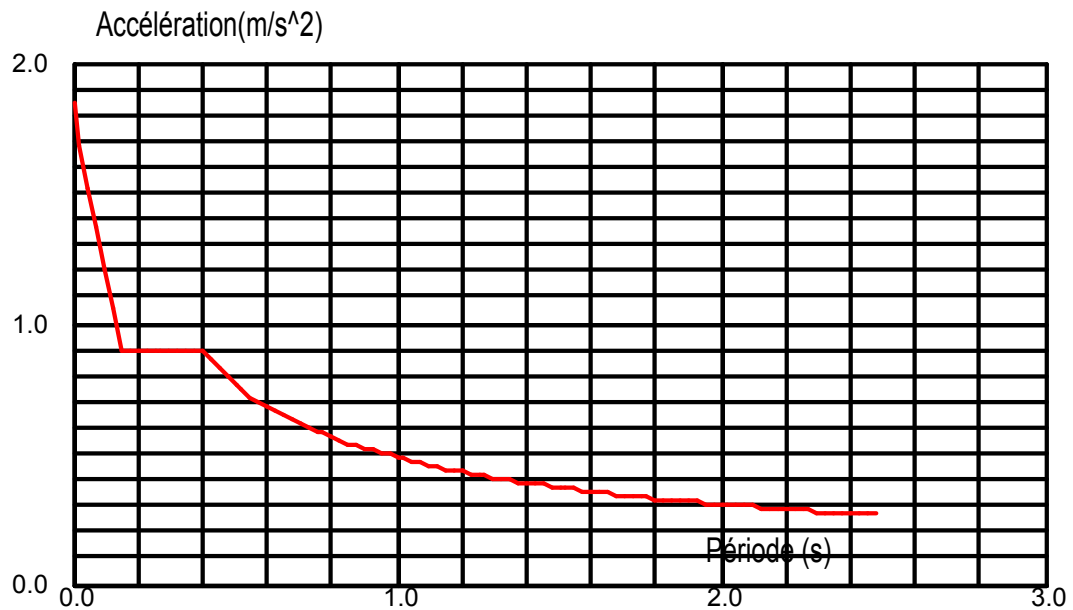
Cas 5 : Sismique RPA 99 (2003) Dir. - masses\_Y  
 Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000



**Données:**

Zone : IIa  
 Usage : 2  
 Assise : S2  
 Coefficient de qualité : 1.100  
 Coefficient de comportement : 5.000  
 Amortissement :  $\alpha = 7.00 \%$

**Paramètres du spectre:**

Correction de l'amortissement :  $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.882$

A = 0.150

T<sub>1</sub> = 0.150

T<sub>2</sub> = 0.400

Cas 6 : G+Q  
 Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 7 : ELU  
 Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 8 : G+Q+Ex  
 Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 9 : G+Q-Ex  
 Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : G+Q+Ey  
 Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : G+Q-Ey  
 Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : 0.8G+Ex  
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : 0.8G-Ex  
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : 0.8G+Ey  
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : 0.8G-Ey  
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : G+Q+1.2Ex  
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 17 : G+Q-1.2Ex  
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 18 : G+Q+1.2Ey  
Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 19 : G+Q-1.2Ey  
Type d'analyse: Combinaison linéaire

## VI.1 Introduction

- Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  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

## VI.2 Caractéristique de la structure

### ✓ Evaluation du poids de la poutre

Notre ouvrage est considéré comme étant un bâtiment à usage d'habitation, bureaux, commerciale ou assimilés. Le poids propre de la structure doit comprendre la totalité des charges permanentes et **20%** des charges d'exploitations ;  
**RPA 4.5 2003..... [1]**

## VI.3 Vérification de la période

### Estimation de la période fondamentale de la structure

- La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ( $N$ )

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA2003.... [1] ———→  $C_T=0.05$ .

### Remarque

Les valeurs de  $T$ , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0,05 \times 34,12^{3/4} = \mathbf{0.705 \text{ sec}}$$

$$D'où : T = 1,3 \times 0,705 = \mathbf{0.916} \quad T_{\text{robot}} = \mathbf{0,867 [s]} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

## VI.4 Vérification de l'effort tranchant à la base

### ❖ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- **A = 0.15.**
- **R = 5** (structure mixte avec interaction)
- **W kn** (poids total de la structure).
- **D** (facteur d'amplification dynamique)

Pour faire le calcul, on doit déterminer les coefficients suivants :

➤ **Coefficient d'accélération de zone (A)**

Le coefficient A est donné par le tableau 4-1-RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$A = 0.15 \text{ (groupe d'usage 2, zone IIa)} \dots\dots [1]$$

➤ **Coefficient de comportement global de la structure (R)**

Le coefficient R est donné par le tableau (4.3 RPA 2003)..... [1] en système de contreventement mixte (portiques/voiles avec interaction), dans notre cas :

$$R=5$$

➤ **Facteur d'amplification moyen D**

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3,0}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003)..... [1]

$$\text{Site 2} \longrightarrow T_2 = 0.4 \text{ [s] (Site ferme)} \dots [1]$$

**$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

**$\xi$**  : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie  $\zeta = 7\%$ .

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0,88 > 0,7 \text{ vérifiée.}$$

➤ **Facteur de qualité (Q)**

$P_q$  : pénalité à retenir selon la satisfaction au non dU critère de qualité, sa valeur est donné par le tableau suivant :

**Calcul de Q**

Le 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 :

$$Q = 1 + P_q$$

$P_q$  : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

**1) Régularité en plan**

- 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.

**Sens x-x :** .....**condition vérifiée.**

**Sens y-y :** .....**condition vérifiée.**

**2) 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 non vérifiée.**

- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension..... **Condition non vérifiée.**

On a aussi :

$$\frac{B_M}{B} \quad 0.67 \longrightarrow \frac{19.31}{17.65} = 1.09 > 0.67 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Sachant que :

$B_M$ : Est la largeur d'étage ou il ya le décrochement.

B : La largeur de bâtiment a la base.

- 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 est importante ..... **Condition non vérifiée.**

**La régularité en élévation n'est pas vérifiée  $P_{2x} = P_{2y} = 0.05$  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.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

**Condition vérifiée dans le sens xx.  $P_{x3} = 0.00$ .**

**Condition vérifiée dans le sens yy.  $P_{y3} = 0.00$ .**

#### 4) 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 vérifiée  $P_{4x} = 0.00$**

Suivant y-y : **Condition vérifiée.  $P_{4y} = 0.00$**

#### 5 Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier

Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Sens x-x :

Critère q	observé	$p_q$
1-condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2-redondance en plan	Oui	0.00
3-régularité en plan	Oui	0.00
4-régularité en élévation	Non	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 = 1+0.10=1.10$$

Sens y-y :

Critère q	observé	p <sub>q</sub>
1-condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0.00
2-redondance en plan	Oui	0.00
3-régularité en plan	Oui	0.00
4-régularité en élévation	Non	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 = 1+0.10=1.10$$

Poids total de la structure :( W = 61573.2239KN)

➤ Sens x-x

$$T_x = \min\left(C_T \times h_N^{3/4}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}}\right)$$

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 du RPA2003..... [2]**

$h_N$  : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :

$$h_N = 34.12 \text{ m}$$

$D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$D_x = 20.25 \text{ m}$$

**Donc :**

$$\begin{cases} T_x = \min\left(\left(0.05 \times 34.12^{3/4}\right); \left(0.09 \frac{34.12}{\sqrt{20.25}}\right)\right) \\ T_x = \min(0.705 \text{ s}; 0.682 \text{ s}) \longrightarrow T_x = 0.682 \text{ s} \end{cases}$$

**Donc :**

$$\begin{cases} D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{2/3} \dots T_2 < T_x < 3.0 \text{ [s]} \\ D = 1.54 \end{cases}$$

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0.15 \times 1.54 \times 1.10}{5} \times 61573.2239 = 3129.15 \text{ KN}$$

$$0.8V_x = 250332kN$$

➤ **Sens y-y**

$$T_y = \min\left(c_T \times h_N^{\frac{3}{4}}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}}\right)$$

$$D_y = 17.65m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_y = \min\left(0.05 \times 34.12^{\frac{3}{4}}, 0.09 \times \frac{34.12}{\sqrt{17.65}}\right) \\ T_y = \min(0.705 \text{ s}, 0.73 \text{ s}) \longrightarrow T_y = 0.705 \text{ s} \end{array} \right.$$

**Donc**

$$\left\{ \begin{array}{l} D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} \dots T_2 < T_x < 3.0 \text{ sec} \\ D = 1.513 \end{array} \right.$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0.15 \times 1.513 \times 1.1}{5} \times 61573.2239 = 3074.28 [kN]$$

$$0.8V_y = 2459.42kN$$

❖ **Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 3826.263 [KN]. \\ V_y = 2611.020 [KN]. \end{array} \right.$$

$V_{x \text{ dyn}} = 3826.263 > 80\% V_x = 2503.32 \text{ KN} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

$V_{y \text{ dyn}} = 2611.020 > 80\% V_y = 2459.42 \text{ KN} \dots \dots \dots$  **Condition vérifiée.**

**Conclusion**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales est inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$

### VI.5 Vérification des déplacements

- **Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA)..... [2]**

- Le déplacement horizontal à chaque à chaque niveau « k » de la structure est

$$\text{calculé comme suit : } \delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{et} \quad \delta_{ek} = \frac{T_k}{R_{jk}}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$ .

$R$  : Coefficient de comportement

- Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau « k+1» est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- **Justification vis-à-vis des déformations**

D'après le **RPA Art 5-10...[1]**, 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.

$$\Delta_k \leq \Delta_k \leq 0.01 h_e$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants

NIVEAU	$\delta_x$ (cm)	$\delta_y$ (cm)	$\Delta_k x$ (cm)	$\Delta_k y$ (cm)	1% $h_e$ (cm)	Vérification
11	0.644	1.364	/	/	/	/
10	0.603	1.270	0.041	0.094	3.06	OK
9	0.554	1.160	0.049	0.110	3.06	OK
8	0.500	1.036	0.054	0.124	3.06	OK
7	0.433	0.897	0.067	0.139	3.06	OK
6	0.380	0.749	0.053	0.148	3.06	OK
5	0.315	0.604	0.065	0.145	3.06	OK
4	0.248	0.458	0.067	0.146	3.06	OK
3	0.181	0.314	0.067	0.144	3.06	OK
2	0.114	0.180	0.067	0.134	3.06	OK
1	0.056	0.077	0.058	0.103	3.52	OK

### VI.6 Les excentricités [Art 4.2.7 RPA 99 version 2003

Comme pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans

leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- a) 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
  - b) Excentricité théorique résultant des plans
- **Les excentricités théoriques** sont données par Robot affichées dans le tableau suivant

Etage	Nom	Liste	Couleur	Lx [m]	Ly [m]	ex1 [m]	ey1 [m]
1	Etage 1	1A31 42A45 5		23.030	18.860	1.152	0.943
2	Etage 2	32 33A41P2 52		23.030	18.860	1.152	0.943
3	Etage 3	292A321 328A		23.030	18.860	1.152	0.943
4	Etage 4	410A439 446A		23.030	18.860	1.152	0.943
5	Etage 5	528A557 564A		23.030	18.860	1.152	0.943
6	Etage 6	646A675 682A		23.030	18.860	1.152	0.943
7	Etage 7	764A793 800A		23.030	18.860	1.152	0.943
8	Etage 8	882A911 918A		23.030	18.860	1.152	0.943
9	Etage 9	1128A1241 15		23.030	18.860	1.152	0.943
10	Etage 10	1242A1355 15		23.030	18.860	1.152	0.943
11	Etage 11	1357A1366 13		23.030	18.860	1.152	0.943
12	Etage 12	1470A1482 17		3.550	4.900	0.177	0.245

Figure 5.1: des excentricités théoriques.

- **Les excentricités accidentelle**

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]
1/ 1	Etage 1	183819.708	9.893 8.562 -0.	9.883 9.330 -0.	5881507.777	7433037.936	12825828.486	0.010	0.768
1/ 2	Etage 2	165608.072	9.895 8.653 3.2	9.907 9.330 3.2	5274945.913	6845909.654	11786692.280	0.012	0.677
1/ 3	Etage 3	155849.001	9.895 8.656 6.3	9.907 9.357 6.3	4901562.955	6420069.194	11011898.584	0.012	0.701
1/ 4	Etage 4	155849.001	9.895 8.656 9.3	9.907 9.357 9.3	4901563.288	6420069.528	11011898.584	0.012	0.701
1/ 5	Etage 5	155846.375	9.895 8.656 12.	9.907 9.357 12.	4901592.698	6420058.076	11011918.512	0.012	0.701
1/ 6	Etage 6	155849.001	9.895 8.656 15.	9.907 9.357 15.	4901563.955	6420070.194	11011898.584	0.012	0.701
1/ 7	Etage 7	147238.056	9.895 8.659 18.	9.907 9.377 18.	4571661.322	6043884.720	10328350.741	0.013	0.718
1/ 8	Etage 8	147238.056	9.895 8.659 21.	9.907 9.377 21.	4571661.655	6043885.054	10328350.741	0.013	0.718
1/ 9	Etage 9	147238.056	9.895 8.659 24.	9.907 9.377 24.	4571661.988	6043885.387	10328350.741	0.013	0.718
1/ 10	Etage 10	147238.056	9.895 8.659 27.	9.907 9.377 27.	4571662.322	6043886.109	10328351.130	0.013	0.718
1/ 11	Etage 11	139723.379	9.895 8.826 30.	9.895 9.379 30.	4470087.727	6031660.171	10227978.613	0.000	0.553
1/ 12	Etage 12	17626.086	9.895 14.837 3	9.895 15.050 3	57206.476	34360.175	68859.831	0.000	0.213
2/ 1	Etage 1	183819.708	9.893 8.562 -0.	9.883 9.330 -0.	5881507.777	7433037.936	12825828.486	0.010	0.768
2/ 2	Etage 2	165608.072	9.895 8.653 3.2	9.907 9.330 3.2	5274945.913	6845909.654	11786692.280	0.012	0.677
2/ 3	Etage 3	155849.001	9.895 8.656 6.3	9.907 9.357 6.3	4901562.955	6420069.194	11011898.584	0.012	0.701
2/ 4	Etage 4	155849.001	9.895 8.656 9.3	9.907 9.357 9.3	4901563.288	6420069.528	11011898.584	0.012	0.701

Figure 5.2: des excentricités accidentelles

On doit vérifier que :

$$e = \max \{0.05 L_{\max}, e_0\} > e_1$$

$$e_x = \max \{0.05 (23.03), 0.013\} > e_{1x}$$

$$e_y = \max \{0.05 (18.86), 0.768\} > e_{1y}$$

$$e_x = \max \{1.15, 0.013\} > 1.15 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \max \{0.94, 0.768\} > 0.94 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### ❖ Conclusion

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure

## VII.1) Ferrailage des poutres

### VII.1.1 Introduction

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

#### ➤ Les combinaisons de calcul

Ils sont ferrailés en flexion simple sous les combinaisons de charge les plus défavorables, et vérifiées à L'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- \*  $1,35G+1,5Q$  .....à l'ELU
- \*  $G+Q$ .....à l'ELS
- \*  $G+Q\pm E$ .....RPA 99 révisé 2003
- \*  $0,8G\pm E$ .....RPA 99 révisé 2003

#### ➤ Recommandations du RPA

##### ❖ Pourcentage total minimum

$A_{\min} = 0.5 \% (b \times h)$ , en toute section.

**Poutres principales PP** :  $A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2$

**Poutres secondaires PS** :  $A_{\min} = 5,25 \text{ cm}^2$

##### ❖ Pourcentage total maximum

$A_{\max} = 4 \% (b \times h) \rightarrow$  En zone courante,

$A_{\max} = 6 \% (b \times h) \rightarrow$  En zone de recouvrement.

##### • Poutres principales PP (30x35)

- Zone courante :  $A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$ ,

- Zone de recouvrement :  $A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$ .

##### • Poutres secondaires PS (30x35)

- Zone courante :  $A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$ ,

- Zone de recouvrement :  $A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$ .

### VII.1.2 Etapes de calcul de ferrailage

#### 1) Calcul du moment réduit « $\mu$ »

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

#### 2) Calcul du moment réduit limite « $\mu_1$ »

Le moment réduit limite  $\mu_1$  est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

3) On compare les deux moments réduits «  $\mu$  » et «  $\mu_l$  » :

➤ **1er cas** :  $\mu \leq \mu_l \Rightarrow$  Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $\rightarrow A_{sc} = 0$ .

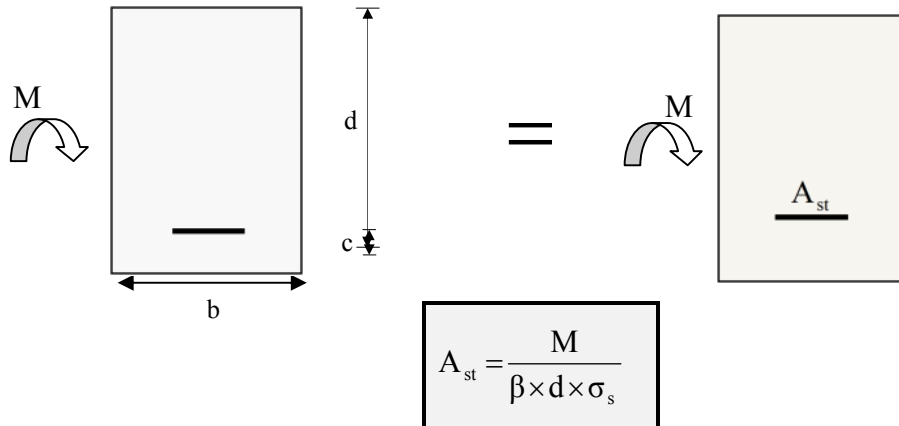


Figure VII.1. : Disposition des armatures tendus S.S.A

➤ **2ème cas** :  $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$  Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

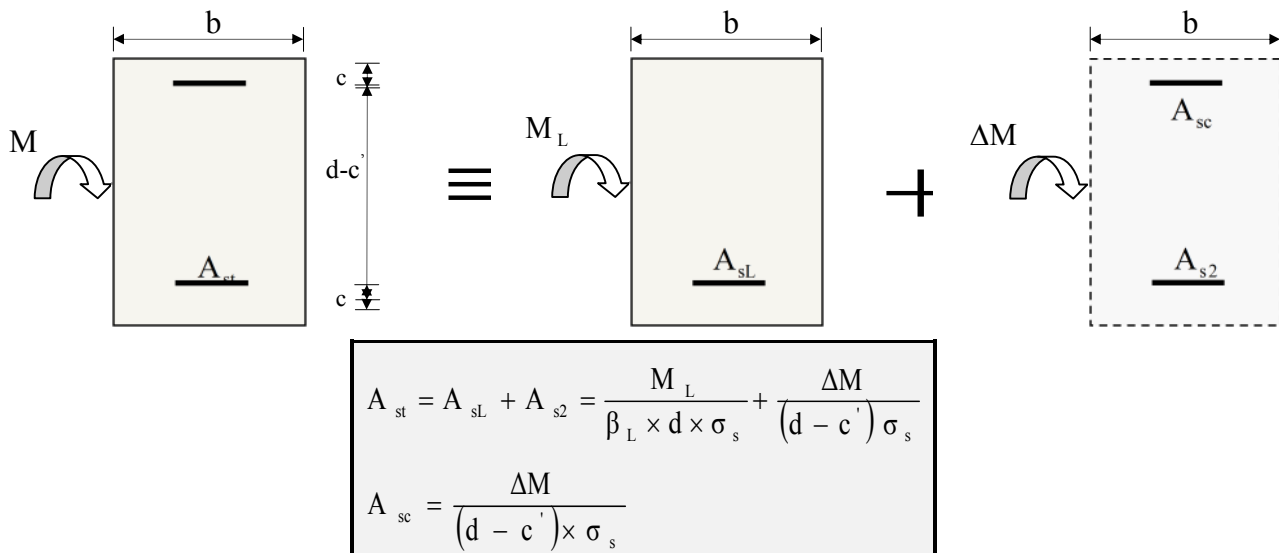


Figure VII.2. : Disposition des armatures SDA

### VII.1.3 Ferraillage des poutres

Après avoir extrait les moments, nous avons ferraillé comme suit on prend les moments max soit aux appuis ou bien en travée et adopte adopter leur ferraillage.

**Nota**

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

$M_{elu}$  : Moment max à l'ELU

$M_{sa}$  : Moment max du aux combinaisons accidentelles.

### VII.1.3.1 Etudes des poutres principales

Ces poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces horizontales. Dans ce cas le RPA exige des **armatures symétriques** avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

#### ➤ Ferrailage en travée

**Tableau1 : Ferrailage des poutres principales en travées**

Niv	$M_{elu}$ (KN.m)	$A_{s\ elu}$ [cm <sup>2</sup> ]	$M_{sa}$ (KN.m)	$A_{s\ sa}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ max}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s\ min}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	$A_{s\ adopté}$ [cm <sup>2</sup> ]
1	21.12	1.9	19.02	1.7	1.5	5,25	3HA12+3HA12	6.78
2	39.78	3.6	28.80	2.2	3.6	5,25	3HA12+3HA12	6.78
3	32.97	3.0	26.60	2.1	3.0	5,25	3HA12+3HA12	6.78
4	39.78	3.6	28.80	2.2	3.6	5,25	3HA12+3HA12	6.78
5	39.78	3.6	28.80	2,2	3.6	5,25	3HA12+3HA12	6.78
6	39.78	3.6	28.80	2,2	3.6	5,25	3HA12+3HA12	6.78
7	39.78	3.6	28.80	2,2	3.6	5,25	3HA12+3HA12	6.78
8	39.78	3.6	28.80	2,2	3.6	5,25	3HA12+3HA12	6.78
9	39.78	3.6	28.80	2,2	3.6	5,25	3HA12+3HA12	6.78
10	39.78	3.6	28.80	2,2	3.6	5,25	3HA12+3HA12	6.78
11	37,93	3.4	27.66	2.2	3.5	5,25	3HA12+3HA12	6.78

➤ **Ferrailage en appuis**

**Tableau 2 : Ferrailage des poutres principales aux appuis**

Niv	M <sub>elu</sub> (KN.m)	A <sub>s elu</sub> [cm <sup>2</sup> ]	M <sub>sa</sub> (KN.m)	A <sub>s sa</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s max</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	A <sub>s adopté</sub> [cm <sup>2</sup> ]
1	43.81	4.08	53.25	4.2	4.08	6.00	3HA12+3HA14 (chapeaux)	8.01
2	79.56	7.79	58.43	4.6	7.79	6.00	3HA12+3HA14 (chapeaux)	8.01
3	56.02	5.30	54.68	4.3	5.30	6.00	3HA12+3HA14 (chapeaux)	8.01
4	79.56	7.79	57.61	4.5	7.79	6.00	3HA12+3HA14 (chapeaux)	8.01
5	79.56	7.79	57.61	4.5	7.79	6.00	3HA12+3HA14 (chapeaux)	8.01
6	79.56	7.79	57.61	4.5	7.79	6.00	3HA12+3HA14 (chapeaux)	8.01
7	79.56	7.79	57.61	4.5	7.79	6.00	3HA12+3HA14 (chapeaux)	8.01
8	79.56	7.79	57.61	4.5	7.79	6.00	3HA12+3HA14 (chapeaux)	8.01
9	79.56	7.79	57.61	4.5	7.79	6.00	3HA12+3HA14 (chapeaux)	8.01
10	79.56	7.79	57.61	4.5	7.79	6.00	3HA12+3HA14 (chapeaux)	8.01
11	75.87	7.39	55.32	4.4	7.39	6.00	3HA12+3HA14 (chapeaux)	8.01

❖ **Vérifications des sections minimales pour les poutres principales**

❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)..... [2]**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

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

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 32,5 \times 2,1}{400} = 1,17 \text{ cm}^2 \quad A_s > A_{\min}$$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux (Art 7.5.2.1/RPA2003).....[2]**

Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

**Conclusion**

$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}}$   $\longrightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée ; ainsi que les sections recommandées par le RPA.

**VII.1.3.2 Etudes des poutres secondaires**

Ces poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces sismiques, dans ce cas le RPA exige des **armatures symétriques** avec une section en travée au moins égale à **la moitié de la section sur appui**

❖ **Ferrailage poutres secondaires.****Tableau 3 : Ferrailage des poutres secondaires en travée et aux appuis**

	$M_{\text{elu}}$ (KN.m)	$A_{s \text{ elu}}$ [cm <sup>2</sup> ]	$M_{\text{sa}}$ (KN.m)	$A_{s \text{ sa}}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \text{ max}}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s \text{ min}}$ [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	$A_{s \text{ adopté}}$ [cm <sup>2</sup> ]
<b>Travée</b>	32.65	2.9	49.65	3.33	3.33	5,25	3HA12	3.39
<b>Appui</b>	65.31	6	89.59	7.2	7.2	5,25	3HA12+2HA16	7.41

**1) Vérifications des sections minimales pour les poutres secondaires**❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91).....[2]**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 32,5 \times 2,1}{400} = 1,17 \text{ cm}^2 \quad A_s > A_{\text{min}}$$

**2) Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux :(Art 7.5.2.1/RPA2003).....[2]**

$$A_{\text{min}} = 0,5 \% (b \times h) = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

**Conclusion**

$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}}$   $\longrightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée ; ainsi que les sections recommandées par le RPA.

**VII.1.4 Vérification à l'ELU**❖ **Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentielles (BAEL91.art A.5.1)..... [2]**

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = T_u / b \cdot d$$

➤ **Poutres principales PP**

$$\tau_u = \frac{134.305 \times 10^3}{300 \times 325} = 1,37 \text{ MPa}$$

➤ **Poutres secondaires PS**

$$\tau_u = \frac{91.142 \times 10^3}{300 \times 325} = 0,93 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)..... [2]**

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte  $\tau_u$  doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

**Poutres principales PP :**  $\tau_u = 1,37 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$  .....

**Poutres secondaires PS :**  $\tau_u = 0,93 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$  .....

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (BAEL91 art 5.1.32).... [2]**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Poutres principales PP**

$$T_u = 134,305 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,325 \cdot 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,15} = 847,82 \text{ kN} \dots\dots\dots$$

**Poutres secondaires PS**

$$T_u = 91,142 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,325 \cdot 0,3 \times 25 \times 10^3}{1,15} = 847,82 \text{ kN} \dots\dots\dots$$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures**

➤ **Appuis de rive : (Art 5.1.31 / BAEL91)..... [2]**

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

**Poutres principales PP**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{134,305 \cdot 10^3}{348.100} = 3,85 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 6 \text{ HA } 12 = \mathbf{6,78 \text{ cm}^2} \dots\dots$$

**Poutres secondaires PS**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{91.142 \cdot 10^3}{348.100} = 2,61 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = 3 \text{ HA } 12 = \mathbf{3,39 \text{ cm}^2} \dots\dots$$

➤ **Appuis intermédiaire : (Art 5.1, 32 / BAEL91).....[2]**

Lorsqu'au droit d'un appui l'effort tranchant  $T_u$  est supérieur à  $\frac{M_u}{0.9 \times d}$ , on doit prolonger les armatures au-delà de l'appui et y ancrer une section d'armature supérieur à :

$$A_s \geq \left( T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{1}{f_{su}}$$

**Poutres principales PP**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left( 134,305 - \frac{79.56 \times 10^3}{0.9 \times 32.5} \right) \times \frac{1}{f_{su} \times 10^{-1}} = -74 \text{ cm}^2 < 0 \quad A_{st \text{ adopté}} = \mathbf{6.78 \text{ cm}^2}.$$

**Poutres secondaires PS**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left( 134,305 - \frac{79.56 \times 10^3}{0.9 \times 32.5} \right) \times \frac{1}{f_{su} \times 10^{-1}} = -74 \text{ cm}^2 < 0 \quad A_{st \text{ adopté}} = \mathbf{3.39 \text{ cm}^2}.$$

Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de l'entraînement des barres : (BAEL91 art. A6.13).....[2]**

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa.}$$

$U_i$  : périmètre utile des barres.

**Poutres principales PP1:** 6 HA 12 →  $U_i = 22.62 \text{ cm.}$

$$\tau_{se} = \frac{134.305 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 226.2} = 2.02 \text{ Mpa} \dots\dots$$

**Poutres secondaires PS:** 3HA12 →  $U_i = 11.30 \text{ cm.}$

$$\tau_{se} = \frac{91.142 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 113.0} = 2.75 \text{ Mpa} \dots\dots$$

### ❖ Longueur de scellement droit des barres

On définit la longueur de scellement droit  $l_s$  comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ Mpa.}$$

Pour les  $T_{12}$  :  $l_s = 42.32\text{cm}$ .

Pour les  $T_{14}$  :  $l_s = 49.38\text{cm}$ .

Pour les  $T_{16}$  :  $l_s = 56.43\text{cm}$

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

Pour les  $\Phi 12$  :  $l_a = 16.928\text{cm}$ .

Pour les  $\Phi 14$  :  $l_a = 19.752\text{cm}$ .

Pour les  $\Phi 16$  :  $l_a = 22.572\text{cm}$

### ❖ Calcul des armatures transversales

#### a) Poutres principales

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(10\text{mm}, 12\text{mm}, 30\text{mm}) = 10\text{mm}$$

Soit :  $\Phi_t = 8\text{mm}$ .

$\Phi_1$  : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ .

#### b) Poutres secondaires

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(10\text{mm}, 12\text{mm}, 30\text{mm}) = 10\text{mm}$$

Soit :  $\Phi_t = 8\text{mm}$ .

$\Phi_t$  : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ .

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

❖ **Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1, 22 / BAEL91)..... [2]**

$$S_{t \max} = \min(0,9d ; 40\text{cm})$$

PP:  $S_t = \min(29,25 ; 40\text{cm}) = 29,5 \text{ cm}$ .

PS :  $S_t = \min(29,25 ; 40\text{cm}) = 29,25 \text{ cm}$ .

❖ Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante (Art.A.5.1,232 / BAEL91)....[2]

$$\text{PP : } S_t = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(1,21 - 0,3 \times 2,1) \cdot 1,15 \times 30} = 36,20\text{cm} \dots\dots$$

$$\text{PS : } S_t = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(0,75 - 0,3 \times 2,1) \cdot 1,15 \times 30} = 36,20\text{cm} \dots\dots$$

❖ **Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003).....[2]**

➤ **Poutres principales**

• **Zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1,2\right\} = \min(8,75\text{cm}; 14,4\text{cm}) = 8,75\text{cm}$$

On opte pour  $S_{t \max} = 8 \text{ cm}$ .

- **Zone courante**

$$St \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm.}$$

On opte pour **St<sub>max</sub>=15cm**

➤ **Poutres secondaires**

Ces poutres sont sollicitées essentiellement par les charges sismiques, par conséquent l'effort tranchant est constant sur toute leurs longueurs ; on se doit de maintenir un écartement constant des armatures transversales.

$$St \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min \left( \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.2 \right\} \right) = \min (8.75 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm}) = \mathbf{8.75 \text{ cm}}$$

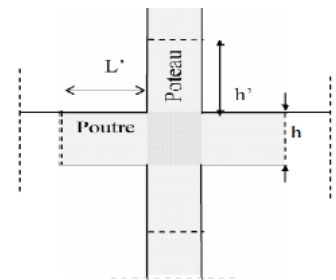
On opte pour **St = 8 cm.**

❖ **Délimitation de la zone nodale**

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale  $L'$  est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

**Poutres principales PP** :  $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$

**Poutres principales PS** :  $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm.}$



**Figure VII.3** : Délimitation de la zone nodale.

❖ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\text{‰} S_t \times b$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.35 \text{ cm}^2} < A_{\text{adopté}} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2} \dots\dots$$

- Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

➤ **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des 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 :

- À  $\frac{1}{5}$  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.
- À  $\frac{1}{4}$  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 prolongées 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.

❖ **Vérification à L'ELS**

➤ **Etat d'ouverture des fissures**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **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 admissibles.

Contrainte admissible de l'acier  $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_u}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad K_1 \text{ et } \beta_1 \text{ (tableau)}$$

$\sigma_s$  : contrainte de traction des aciers.

$A_{st}$  : armatures adoptées à l'ELU

$\beta_1$  et  $K_1$  : sont tirés des tableaux en fonction de  $\rho_1$ .

Tableau 4 : Vérification des contraintes en travées aux appuis à l'ELS PP

	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ adoptée	$\rho_1$	$\beta_1$	$\alpha_1$	K	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
Travée	28.80	6.78	0.695	0.878	0.366	25.98	148.86	5.72	15	vérifiée
Appui	57.61	8.01	0.821	0.870	0.390	23.46	254.36	10.84	15	vérifiée

Tableau 5 : Vérification des contraintes en travées et aux appuis à l'ELS PS

	$M_s$ (KNm)	$A_s$ adoptée	$\rho_1$	$\beta_1$	$\alpha_1$	K	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
Travée	23.65	3.39	0.347	0.909	0.273	39.35	236.14	6.00	15	vérifiée
Appui	47.30	7.41	0.760	0.878	0.366	25.98	244.12	9.39	15	vérifiée

#### ❖ Etat limite de déformations

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

On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens BAEL99 (A.6.5.2)

On doit vérifier  $f < \bar{f}$

La valeur de la flèche maximale donnée par le logiciel ROBOT et de  $f = 0.111 \text{ cm}$

##### • Sens des Poutres principales :

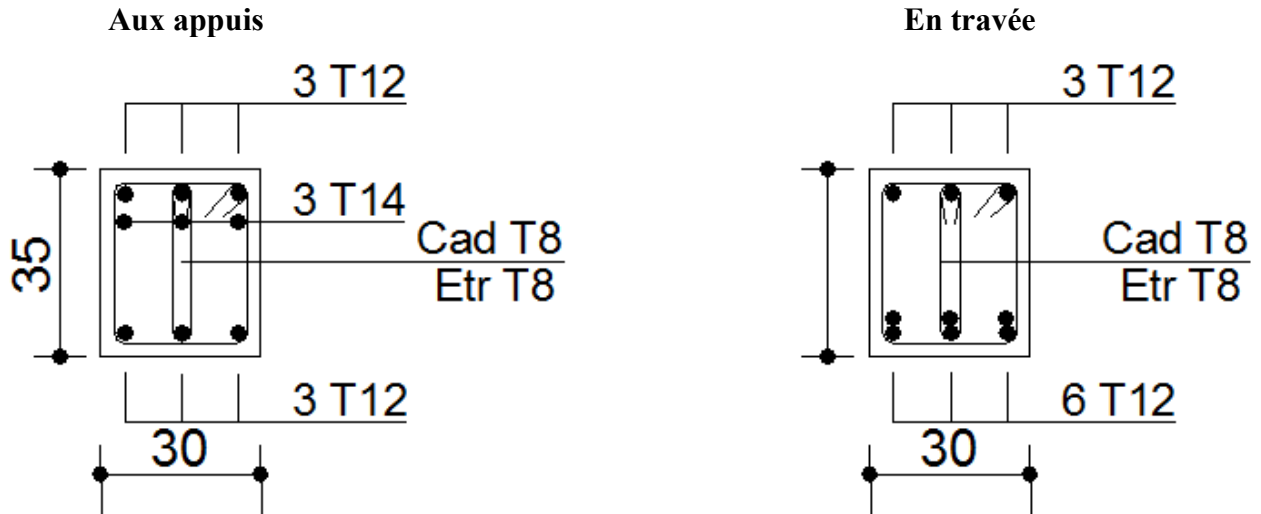
La flèche admissible :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0.94 \text{ cm} > f = 0.111 \text{ cm} \longrightarrow$  condition vérifiée

##### • Sens des Poutres secondaires :

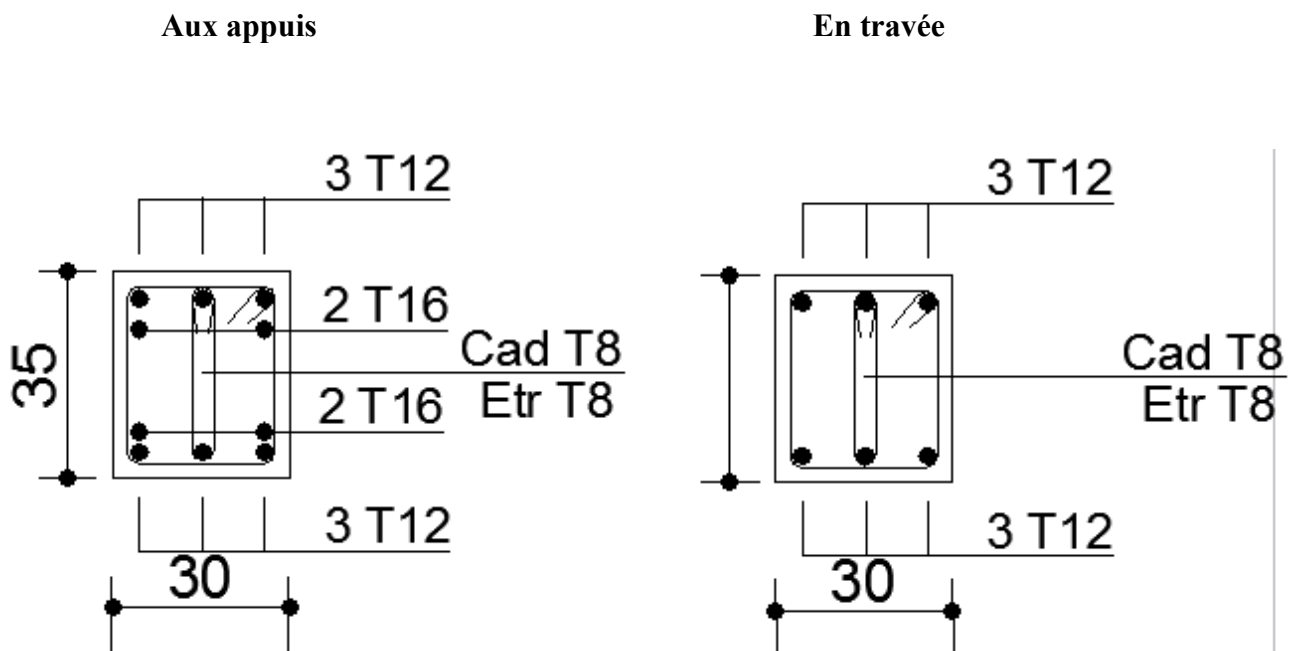
La flèche admissible :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm} > f = 0.111 \text{ cm} \longrightarrow$  condition vérifiée

VII.1.5: Ferraillage des poutres principales et secondaires.

❖ Poutre principale :



❖ Poutre secondaire :



## VII.2 Ferraillage des poteaux

### VII.2.1 Introduction

Le calcul se fera en **flexion composée** sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- moment maximal et effort normal correspondant.
- effort normal maximal de **traction** et moment correspondant.

#### ❖ Recommandation du RPA 2003

##### A) Armature longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \phi$  (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.

##### • Pourcentage minimal

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8 %** de la section du béton :

$$\text{poteaux (45 45): } A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,20\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (40 40): } A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,80\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (35 35): } A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,80\text{cm}^2$$

##### • Pourcentage maximal

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

##### ➤ Zone courante

$$\text{poteaux (45 45): } A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (40 40): } A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (35 35): } A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$$

##### ➤ Zone de recouvrement

$$\text{poteaux (45 45): } A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,50\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (40 40): } A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96,00\text{cm}^2$$

$$\text{poteaux (35 35): } A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 35 \times 35 = 73$$

**B) Armature transversale**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

**Avec**

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

L'espacement ( $S_t$ ) des armatures est donné par :

$$S_t \leq \min (15 \text{ cm} ; 10 \phi_1) \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15\phi_1 \text{ en zone courante.}$$

Ou :  $\phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

- Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,3\% \times b_0 \times S_t$
- Si  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0,8\% \times b_0 \times S_t$
- Si  $3 \leq \lambda_g \Rightarrow A_{\min} = L'$  interpolation entre les valeurs limites précédentes.

**Avec :**

$\lambda_g$  : élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

a, b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau ; qui égal dans cas 0,7 $l_0$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par un crochet à 350° ayant une longueur 10 $\phi_t$  minimale.

➤ Conventions

**Efforts normaux**

$N > 0$  : compression

$N < 0$  : traction

**VII.2.2 Calcul des armatures à L'ELU**

**a) Section partiellement comprimée (S.P.C)**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de segment limité par les armatures

( $\forall$  L'effort normal appliqué, effort de traction ou de compression).

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur de segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression, et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f \quad (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Avec

$$g = e + \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \dots \dots \text{Si } (N) \text{ étant un effort de compression}$$

$$g = e - \left(\frac{h}{2} - c'\right) \dots \dots \dots \text{Si } (N) \text{ étant un effort de traction.}$$

➤ Détermination des armatures

• Calcul du moment fictif

$$M_f = M + N_u \left(\frac{h}{2} - c'\right) = N \times g$$

• Calcul du moment réduit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si  $\mu_f \quad \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA } (A'=0)$

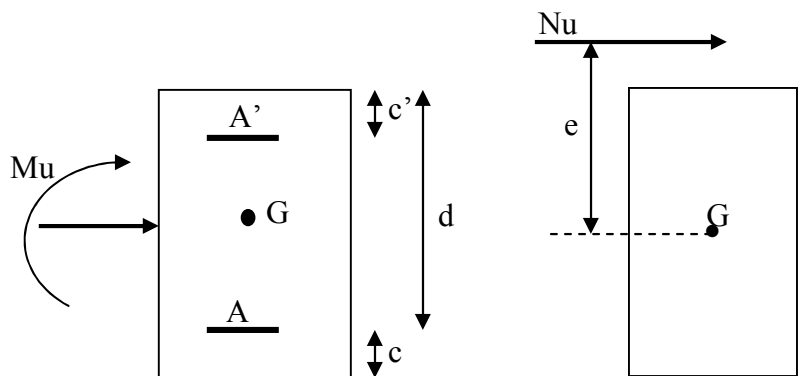


Figure 7.2.1. : Les moments exerçant sur les

**poteaux**

• Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

• Armatures réelles.

$$A = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$$

(-) si N : effort de compression.

(+) si N : effort de traction.

Si  $\mu_f > \mu_l = 0.392 \Rightarrow$  la section est doublement armée ( $A' \neq 0$ )

- Armatures en flexion simple

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_f = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

- Armatures en flexion composée

$$A = A'_f$$

$$A = A_f \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

### b) Section entièrement comprimé (S.E.C)

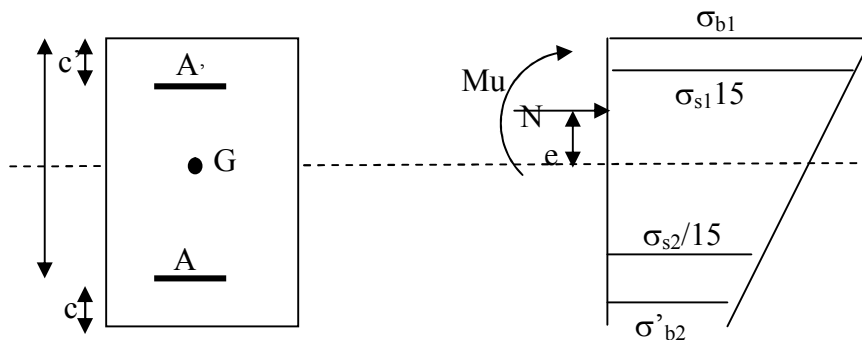


Figure 7.2.3 : Disposition des contraintes (S.E.C)

La section est entièrement comprimée suivantes sont satisfaites

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

- Le centre de pression est situé dans la zone délimitée par les armatures.
- $N$  : effort de compression.
- et la condition suivante est vérifiée :

$$N_u(d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

#### ➤ Détermination des armatures

**1<sup>er</sup> cas:**  $N_u(d - c') - M_f > (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$  S.D.A

$$A' = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_{st}(d - c')}$$

$$A = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'$$

$A'$  : Armatures comprimées.

$A$  : Armatures tendues.

**2<sup>er</sup> cas:**  $N_u(d - c') - M_f > (0.5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$  S.S.A

$$A' = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma'_{st}}$$

$A = 0$

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

$$\varepsilon'_s = 2 + \left( 3.437 - 8.437 \frac{c'}{h} \right) \sqrt{1 - \psi}$$

$$\varepsilon'_s \quad \varepsilon_e \Rightarrow \sigma'_{st} = \frac{f_e}{\delta_s}$$

Tel que  $\varepsilon_e = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$

**c) Section entièrement tendu (S.E.T)**

$$A = \frac{N \cdot a}{\sigma(d - c')} = \frac{N \cdot a}{\sigma_{s1} \cdot Z} ; \quad A' = \frac{N}{\sigma_{s2}} - A$$

➤ **Compression pur (centrée)**

$$e = \frac{M}{N} = 0$$

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme à l'état limite ultime de résistance.

➤ **Calcul des armatures (BAEL91/art B.8.4.1)..... [2]**

$$N_u \leq \alpha \left( \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \sigma_s \right)$$

$B_r$  : Représentation l'aire obtenue en déduisant de la section droite du poteau 1cm de tout son périphérique.

As : Section d'armature

$$A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} \right) \cdot \frac{1}{\sigma_{sc}}$$

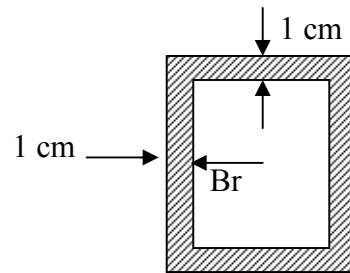


Figure 7.2.4 : La section étudiée dans le poteau

Si plus de 1/2 des charges sont appliquées avant 90 jours "α" doit être divisé par 1,1

**N<sub>u</sub>** : Effort normal donné par la combinaison la plus défavorable.

### VII.2.3 Vérification à l'ELS :

#### o 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 admissibles.

Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_s = \underline{348 \text{ Mpa}}$

Contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = \underline{15 \text{ Mpa}}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions

- Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée.
- Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

**Avec :**  $M_{ser}$  : est le moment de flexion à l'ELS.

$N_{ser}$  : est l'effort normal à l'ELS.

$B_0 = b \cdot h + 15(A + A') \Rightarrow$  Section total homogène.

$V_2$  : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

$$\begin{cases} V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A \cdot c' + A' \cdot d) \right] \\ V_2 = h - V_1 \end{cases}$$

$I_0$  = moment d'inertie de la section homogène.

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A \cdot (V_1 - c)^2 + A' \cdot (V_2 - c')^2]$$

On doit vérifier que

**a) Section entièrement comprimée S.E.C**

**a-1) Calcul des contraintes dans le béton**

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

**b) Section partiellement comprimée S.P.C**

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{MPa}$$

**Avec**  $K = \frac{N_{ser}}{S}$  ;  $S = \frac{b}{2} \cdot y_{ser} + 15[A'(y_{ser} - c') - A \cdot (d - y_{ser})]$

$$y_{ser} = y_c + c ; c = d - e_a ; e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{d}{2} \right)$$

$y_c$  = Sera obtenu par résolution de l'équation :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0$$

$$p = -3 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2$$

$$q = -2 \cdot c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} (c - c') + \frac{90 \cdot A}{B} \cdot (d - c)^2.$$

La solution de l'équation du 3<sup>ème</sup> degré :

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \cdot p^3}{27}$$

Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$  ;  $u = \sqrt[3]{t}$  ;  $y = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

$$\text{Si : } \Delta < 0 \Rightarrow \begin{cases} \cos \rho = \frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} \\ \rho = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} \end{cases}$$

Choisir une solution parmi les trois solutions

$$y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3}\right) ; y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 120^\circ\right) \text{ et } y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\rho}{3} + 240^\circ\right)$$

Section (cm <sup>2</sup> )	Effort normal (KN)	Moments (KN.m)	Situation	Nature	Asc (cm <sup>2</sup> )	Ast (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I (45x45)</b>	N <sub>max</sub> = 1534.89	M <sub>2corr</sub> = -20.58	Accidentelle	SEC	0	0
		M <sub>3corr</sub> = 1.956		SEC	0	0
	N <sub>min</sub> = -38.75	M <sub>2corr</sub> = 26.33	Accidentelle	SEC	0	0
		M <sub>3corr</sub> = -1.910		SEC	0	0
	N <sub>Corr</sub> = 310.16	M <sub>2max</sub> = 94.041	Accidentelle	SPC	0	1,89
N <sub>Corr</sub> = 1002.42	M <sub>3max</sub> = 172.15	SEC		0	0	
<b>Zone II (40x40)</b>	N <sub>max</sub> = 1208.430	M <sub>2corr</sub> = -34.88	Accidentelle	SEC	0	0
		M <sub>3corr</sub> = -0.213		SEC	0	0
	N <sub>min</sub> = -109.92	M <sub>2corr</sub> = 55.30	Accidentelle	SPC	0	5,19
		M <sub>3corr</sub> = -1.54		SET	1,48	1,26
	N <sub>Corr</sub> = 146.283	M <sub>2max</sub> = 72.018	Accidentelle	SPC	0	9,61
N <sub>Corr</sub> = 844.352	M <sub>3max</sub> = 149.63	SPC		0	02,12	
<b>Zone III (35x35)</b>	N <sub>max</sub> = 640.135	M <sub>2corr</sub> = -33.90	Accidentelle	SEC	0	0
		M <sub>3corr</sub> = 0.077		SEC	0	0
	N <sub>min</sub> = -106.69	M <sub>2corr</sub> = 25.34	Accidentelle	SPC	0	3,39
		M <sub>3corr</sub> = -0.92		SET	1,41	1,26
	N <sub>Corr</sub> = 85.78	M <sub>2max</sub> = 34.10	Accidentelle	SPC	0	1,58
N <sub>Corr</sub> = 130.01	M <sub>3max</sub> = -103.16	SPC		7,07	0	

**Tableau V.A.2:** Ferrailage des poteaux a l'ELU suivant les deux sens  
Vérification a L'ELS

Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \left[ \frac{e_s - 0.455 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right]$$

Section (cm <sup>2</sup> )	Combinaison	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>s</sub> (KN.m)	e <sub>s</sub> (m)	h/6 (m)	Nature	A <sub>min</sub>	A adopte	σ <sub>bc</sub> sup	σ <sub>st</sub> MPa	σ̄ <sub>bc</sub> MPa	σ̄ <sub>s</sub> MPa	OBS
<b>Zone I (45x45)</b>	Nmax-Mcor	994.63	7.931	0.007	0.075	SEC	5.68	20.60	4.78	60.2	15	348	OK
			4,740										
	Nmin-Mcor	668.545	1.611	0.002	0.075	SEC	5.65	20.60	3.02	43	15	348	OK
			-0.067										
	Ncor-Mmax	745.201	42.187	0.056	0.075	SEC	5.68	20.60	5.43	20.5	15	348	OK
			799.87										
<b>Zone II (40x40)</b>	Nmax-Mcor	751.999	32.474	0.043	0.067	SEC	2.91	16.08	6.64	31.6	15	348	OK
			-17,011										
	Nmin-Mcor	348.230	1.149	0.003	0.067	SEC	4.45	16.08	2.04	28.2	15	348	OK
			-0,104										
	Ncor-Mmax	615.256	35.368	0.057	0.067	SEC	4.47	16.08	6.09	17.3	15	348	OK
			566.431										
<b>Zone III (35x35)</b>	Nmax-Mcor	388.080	25.808	0.066	0.058	SPC	3.40	14.19	5.57	6.11	15	348	OK
			-14,702										
	Nmin-Mcor	-1.359	0.826	0.607	0.058	SPC	3.60	14.19	0.12	-6.12	15	348	OK
			-0.027										
	Ncor-Mmax	183.732	-16.04	0.105	0.058	SPC	3.41	14.19	5.02	-17.5	15	348	OK
			259.87										

❖ **Vérification contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003).... [1]**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous **combinaison sismique** doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

Niveau	b (cm)	d (cm)	$\lambda_{rg}$	$\rho_a$
S/ SOL	45	42.5	5.16	0.075
RDC	45	42.5	4.44	0.04
1 ; 2 ; 3 ; 4	40	37.5	5.00	0.075
5 ; 6 ; 7 ; 8 ; 9	35	32.5	5.72	0.075

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec

$$\tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

- **Poteaux (45 x 45)**

$$\text{Les 2 Sens : } \tau_b = \frac{47.01 \times 10^3}{450 \times 425} = 0,245 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$$

- **Poteaux (40 x 40)**

$$\text{Les 2 Sens : } \tau_b = \frac{38.13 \times 10^3}{400 \times 375} = 0,254 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$$

- **Poteaux (35 x 35)**

$$\text{Les 2 Sens : } \tau_b = \frac{22.60 \times 10^3}{350 \times 325} = 0,198 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875$$

❖ Les contraintes tangentielles sont admissibles.

**Conclusion :**

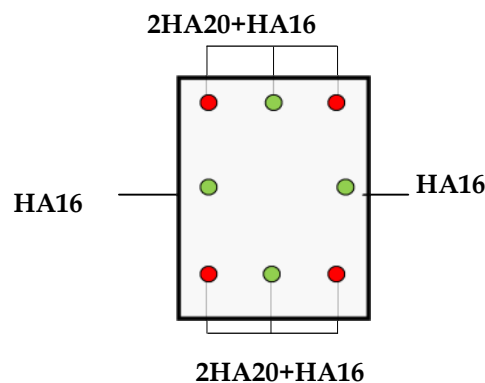
Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

**Tableau 5 : Résultats de ferrailage des poteaux**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adopté
Zone I (SS+RDC)	(45x45)	5.68	4 HA 20 + 4 HA 16
Zone II (1 à 4)	(40x40)	4.47	4 HA 16 + 4 HA 16
Zone III (5 à 9)	(35x35)	3.60	4 HA 16 + 4 HA 14

**PT (45x45)**

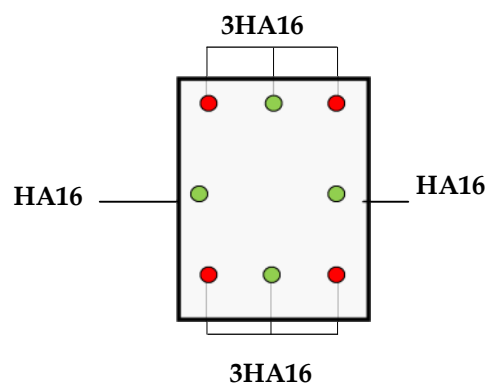
On opte pour le ferrailage suivant :

**Figure 7.2.2.4 : Disposition des armatures (PT 45x45)**

La section totale de  $4HA20 + 4HA16 = 20,60 \text{ cm}^2$  est supérieur à la section minimale exigé par le RPA ( $A_{s \text{ min}} = 16,20 \text{ cm}^2$ ). .....

**PT (40x40) :**

On opte pour le ferrailage suivant

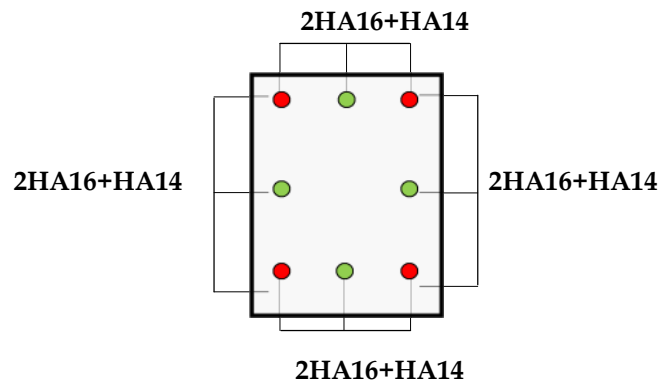
**Figure 7.2.3 : Disposition des armatures (PT 40x40)**

- La section totale de  $4HA16 + 4HA16 = 16,08\text{cm}^2$  est supérieur à la section minimale exigé

par le RPA ( $A_{s\text{ min}} = 12,80\text{cm}^2$ ). .....

**PT (35x35) :**

On opte pour le ferrailage suivant



**Figure 7.2.4 : Disposition des armatures (PT 35x35)**

La section totale de  $4HA16 + 6HA14 = 14,19\text{ cm}^2$  est supérieur à la section minimale exigé

par le RPA ( $A_{s\text{ min}} = 9,80\text{cm}^2$ ). .....

❖ **Délimitation de la zone nodale :**

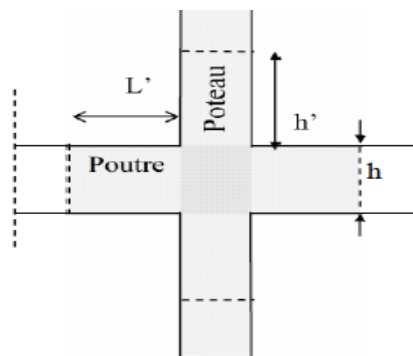
$$h' = \max = (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{ cm}).$$

**b1, h1 :** Dimensions du poteau.

**h<sub>e</sub> :** Hauteur entre nu des poteaux.

**Poteaux de s /sol :**  $h' = \max = (332/6 ; 45 ; 45 ; 60\text{ cm}) = 60\text{ cm}$ .

**Poteaux de RDC et autres niveaux :**  $h' = \max = (286/6 ; 45 ; 45 ; 60\text{ cm}) = 60\text{ cm}$ .



#### VII.2.4 Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

- **Diamètre des armatures transversales**

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$\phi_l$  : Diamètre max des armatures longitudinales.

- **Espacement armatures transversales**

**Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

**V<sub>u</sub>** : effort tranchant de calcul,

**h<sub>1</sub>** : hauteur totale de la section brute,

**f<sub>e</sub>** : limite élastique de l'acier d'armature transversale,

**A t** : espacement des armatures transversales,

**ρ<sub>a</sub>** : 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 λ<sub>g</sub> dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à **3,75** dans le cas contraire.

$$\rho_b = \begin{cases} 2.50 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

### Espacement des armatures selon le RPA version 2003

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min (10 \varnothing_1^{\min}, 15 \text{ cm}) < (14\text{cm}, 15\text{cm})$$

On adopte  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

- **En zone courante**

$$S_t' \leq 15 \varnothing_1^{\min} < 18\text{cm}$$

On adopte  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

### Elançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

❖ **Poteaux 45x45 :(S / SOL)**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 332}{45} = 5.22 \longrightarrow \rho_a = 2.5$$

**Zone nodale :**  $A_{t \min} = 0.003 \times 45 \times 10 = 1.35 \text{ cm}^2$

**Zone courante :**  $A_{t \min} = 0.003 \times 45 \times 15 = 2.02 \text{ cm}^2$

**Zone nodale :**  $A_t = \frac{\rho_x V_{ux} St}{hx_{fe}} = \frac{2.5 \times 47.01 \times 1000 \times 10}{45 \times 40000} = 0.65$

**Zone courante :**  $A_t = \frac{\rho_x V_{ux} St}{hx_{fe}} = \frac{2.5 \times 47.01 \times 1000 \times 15}{45 \times 40000} = 0.97$

❖ **Poteaux 45x45 :( RDC)**

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.86}{45} = 4.49 \longrightarrow \rho_a = 3.75$$

**Zone nodale :**  $A_{t \min} = 0.0045 \times 45 \times 10 = 2.025 \text{ cm}^2$ .

**Zone courante :**  $A_{t \min} = 0.0045 \times 45 \times 15 = 3.03 \text{ cm}^2$ .

**Zone nodale :**  $A_t = \frac{\rho_x V_{ux} St}{hx_{fe}} = \frac{3.75 \times 47.01 \times 1000 \times 10}{45 \times 40000} = 0.97$

**Zone courante :**  $A_t = \frac{\rho_x V_{ux} St}{hx_{fe}} = \frac{3.75 \times 47.01 \times 1000 \times 15}{45 \times 40000} = 1.46$

❖ **Poteaux 40x40 :(Etage 1 à 4)**

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.86}{40} = 5.05 \longrightarrow \rho_a = 2.5$$

**Zone nodale :**  $A_{t \min} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.20 \text{ cm}^2$

**Zone courante :**  $A_{t \min} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$

**Zone nodale :**  $A_t = \frac{\rho_x V_{ux} St}{hx_{fe}} = \frac{2.5 \times 38.13 \times 1000 \times 10}{40 \times 40000} = 0.59$

**Zone courante :**  $A_t = \frac{\rho_x V_{ux} St}{hx_{fe}} = \frac{2.5 \times 38.13 \times 1000 \times 15}{40 \times 40000} = 0.89$

❖ **Poteaux 35x35 :(Etage 5 à 9)**

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.86}{35} = 5.78 \longrightarrow \rho_a = 2.5$$

**Zone nodale :**  $A_{t \min} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$ .

**Zone courante :**  $A_{t \min} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1.57 \text{ cm}^2$ .

$$\text{Zone nodale : } A_t = \frac{\rho x V_{ux} St}{h x f_e} = \frac{2.5 x 22.60 x 1000 x 10}{35 x 40000} = 0.40$$

$$\text{Zone courante : } A_t = \frac{\rho x V_{ux} St}{h x f_e} = \frac{2.5 x 22.60 x 1000 x 15}{35 x 40000} = 0.60$$

### Les Sections des armatures transversales.

	45 x 45		40 x 40	35 x 35
	S/ sol	RDC	1, 2,3, 4	5,6, 7, 8,9
Efforts tranchants(KN)	47.01		38.13	22.60
Elancement géométrique $\lambda_g$	5.22	4.49	5.05	5.78
Coefficient correcteur 1	2.5	3.75	2.5	2.5
$A_t$ zone nodale (St = 10 cm) cm <sup>2</sup>	0.65	0.97	0.59	0.40
$A_t$ zone courante (St = 15 cm) cm <sup>2</sup>	0.97	1.46	0.89	0.60
$A_t$ min zone nodale (St = 10 cm) cm <sup>2</sup>	1.35	1.04	0.65	1.05
$A_t$ min zone courante (St = 15 cm) cm <sup>2</sup>	2.02	1.25	0.78	1.75

$A_t^{\min} > A_t$  donc les armatures longitudinales des poteaux du (45x45) seront encadrée avec un cadre et un losange de HA10 de section transversal  $4HA10 = 3.93\text{cm}^2$ .

Les poteaux (35x35) et (40 x 40) seront encadrée avec un cadre et un losange de HA8 de section transversal  $4HA8=2.01\text{cm}^2$ ;

### VII.3 Ferrailage des voiles

#### VII.3.1 Introduction

Les voiles seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

##### 7.3.1.1 Exposé de la méthode de calcul

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier :  $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (SEC)
- Section partiellement comprimé (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

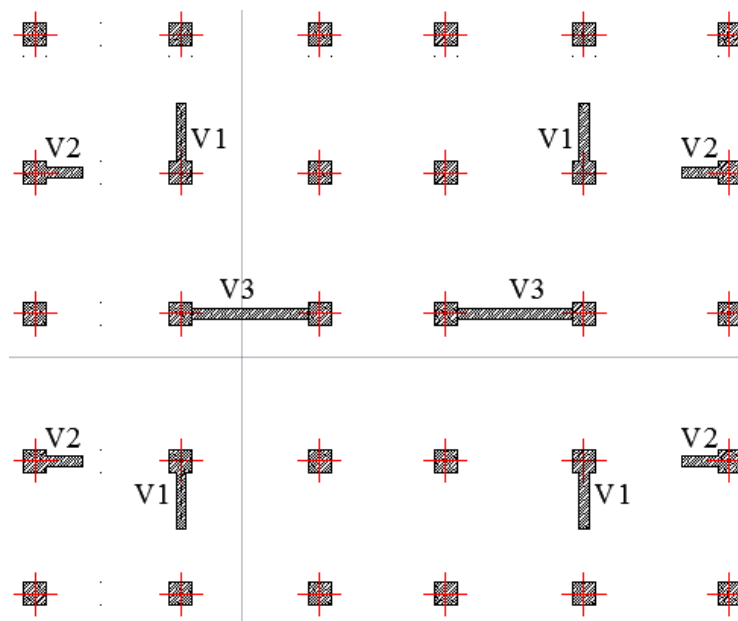


Figure 7.3.1 : La numérotation des voiles

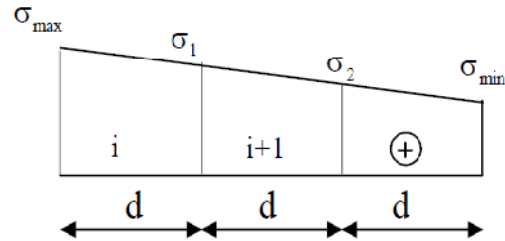
Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- Zone I : S-SOL et RDC
- Zone II : 1<sup>ém</sup> au 4<sup>ém</sup>
- Zone III : 5<sup>ém</sup> au 9<sup>ém</sup> étage

**a) Ferrailage section entièrement comprimé :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



e : épaisseur du voile

**Figure 7.3.2 : Diagramme des contraintes sur les voiles**

La section d'armature d'une section entièrement comprimé 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

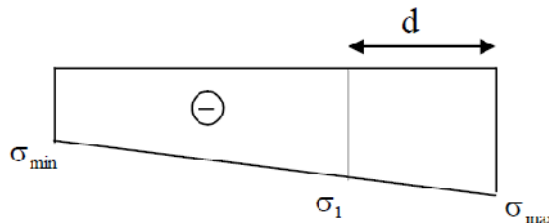
✓ **Armatures minimales :**

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  (Art A.8.1, 21BAEL91).

$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$  (Art A.8.1, 21BAEL91).

**b) Ferrailage section entièrement tendue :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**Figure 7.3.3 : Diagramme des contraintes (S.E.T)**

e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ **Armatures verticales minimales :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

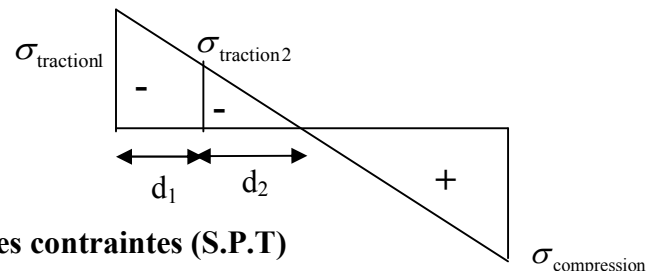
$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

**B** : section du tronçon considéré

➤ **Ferrailage section partiellement comprimé :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{traction 1}} + \sigma_{\text{traction 2}}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{\text{traction 2}}}{2} \cdot d \cdot e$$



**Figure 7.3.4 : Diagramme des contraintes (S.P.T)**

La section d'armature est égale à :  $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

➤ **Armatures verticales minimales :**

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

### VII.3.2 Exigences de R PA 99 révisé 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux. Est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile  $A \geq 0.15\% B$
- En zone courantes  $A \geq 0.10\% B$

➤ **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

D'après le BEAL 91 :  $A_H \geq \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 :  $A_H \geq 0.15\% \cdot B$

➤ **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'Art 7.7.4.3 du RPA 2003..... [2]

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

➤ **Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$\text{Avec : } \begin{cases} A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1.4 L V_u \end{cases}$$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Potelet**

Il faut prévoir à chaque extrémité des beaux voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$

➤ **Espacement :**

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec :  $e$  = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

➤ **Longueur de recouvrement :**



Elles doivent être égales à :

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.

➤ **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

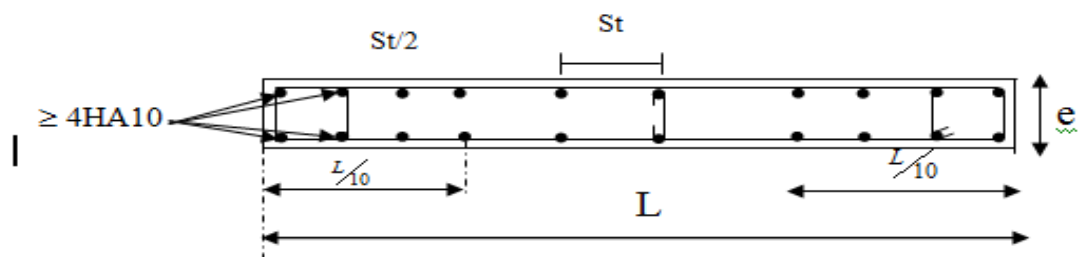


Figure 7.3.2.1: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

**VII.3.2 Vérifications :****❖ Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considéré :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_s$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée (verticales).

**❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :****1- Selon le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b = \frac{V}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

**2- Selon le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

**VII.3.3 Exemple de calcul**

Soit à calculer le ferrailage du voile V3 de sous sol :

$$L = 3.27 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 5952 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -5918 \text{ KN/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L \longrightarrow L_c = 1.64 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 3.27 - 1.64 = 1.63 \text{ m.}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec } d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 1.09 \text{ m}$$

$$\text{On prend : } d = \frac{L_t}{2}$$

Soit un tronçon  $d = 0.815 \text{ m}$ .

➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

- **Zone courante :**  $S_t \leq \min (1.5x e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ .
- **Zone d'appuis :**  $S_A = S_t / 2 = 10 \text{ cm}$ .

❖ **Détermination des armatures :**

❖ **Armatures verticales :**

• **1<sup>ère</sup> tronçon**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\max}}{L_t} = 2959 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d_1 \cdot e = 723.62 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{421.97 \times 10}{400} = 18.09 \text{ cm}^2$$

• **Section minimale :**

$$A_{\min} = \max \left( 0.15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = 8.56 \text{ cm}^2$$

• **2<sup>ième</sup> tronçon :**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 241.205 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 6.03 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale :**

$$A_{\min} = \max \left( 0.15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min} = 8.56 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 1.4 \times T}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 402.66 \times 10}{400} = 3.24 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 18.90$$

$\text{m}^2$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 6.03 \text{ cm}^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

**1<sup>ère</sup> tronçon :** 14HA14 = 21.56 cm<sup>2</sup>/d<sub>1</sub> **soit:** 7HA14 /nappe avec espacement de **10 cm.**

**2<sup>ième</sup> tronçon :** 8HA12 = 9.05 cm<sup>2</sup>/d<sub>2</sub> **soit:** 4HA12/nappe avec espacement de **26.7 cm.**

- ❖ **Armatures horizontales :**

**D'après le BAEL 91 :**  $A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{21.56}{4} = 5.39 \text{ cm}^2$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15 \% B \right\} = 9.96 \text{ cm}^2$$

**Soit :** 16HA10 = 12.48 cm<sup>2</sup>/ ml **avec :** St = 20 cm.

- ❖ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré.

**Soit :** 04 épingles de HA8 / m<sup>2</sup>

- ❖ **Armature des potelets :**

Vu que la section d'armatures doivent dans le poteau est supérieure a celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement:**

❖ **Selon le RPA99 : (Art 7.2.2 /RPA 99 version 2003) :**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e d}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times 84.15 \times 1000}{200 \times 0.9 \times 3270} = 0.2 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **D'après le BAEL 91 : (Art 5.1.1 /BAEL modifié 99) :**

$$\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.26 \text{ MPa} \quad (\text{cas : } \gamma_b = 1.15)$$

$$\tau_u = \frac{84.15 \times 1000}{200 \times 0.9 \times 3270} = 0.143 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A_v} \quad \sigma_{bc} = \frac{3216.19 \times 10^3}{654000 + 15 \times (2156 + 905)} = 4.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.6 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## VII.3.4 Résumé de calcul

## 1 – Sens Y-Y (transversal)

Tableau1 : Type V1

Zones		S-Sol	Zone I	zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.075	2.075	2.1	2.125		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.415	0.415	0.42	0.425		
Caractéristiques géométriques	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	6043	8042	5774	3416		
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-3473	-5168	-3745	-3913		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	402.66	12.34	53.63	84.55		
	L <sub>t</sub> (m)	0.76	0.81	0.83	1.13		
	L <sub>c</sub> (m)	1.32	1.26	1.27	0.99		
	d (m)	0.379	0.406	0.413	0.567		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1736.500	2584.000	1872.500	1956.500		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	197.26	314.65	232.06	332.96	
		N <sub>2</sub>	65.753	104.882	77.352	110.987	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>4.93</b>	<b>7.87</b>	<b>5.80</b>	<b>8.32</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>1.64</b>	<b>2.62</b>	<b>1.93</b>	<b>2.77</b>	
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		15.50	0.48	2.06	3.26	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>8.81</b>	<b>7.98</b>	<b>6.32</b>	<b>9.14</b>	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>1.64</b>	<b>2.74</b>	<b>2.45</b>	<b>3.59</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		3.98	4.26	4.34	5.96	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	<b>12.32</b>	<b>12.32</b>	<b>12.32</b>	<b>12.32</b>	
		Bande 2	<b>6.78</b>	<b>6.78</b>	<b>6.78</b>	<b>6.78</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2X4HA14	2X4HA14	2X4HA14	2X4HA14
			Bande 2	2X3HA12	2X3HA12	2X3HA12	2X3HA12
S <sub>t</sub> (cm)		Bande1	12 cm	12 cm	12 cm	12 cm	
		Bande 2	15 cm	15cm	15 cm	15cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		9.96	8.58	8.58	8.58		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		3.08	3.08	3.08	3.08		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		16HA10/nappe	14HA10/nappe	14HA10/nappe	14HA10/nappe		
ep =20cm		(A=12.48 cm <sup>2</sup> )	(A=10.92 cm <sup>2</sup> )	(A=10.92 cm <sup>2</sup> )	(A=10.92 cm <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA12/m <sup>2</sup>				
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1.078	0.033	0.142	0.221	
		$\tau_b$ (MPa)	1.509	0.046	0.199	0.309	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	2151.22	1951.17	1936.32	1226.94	
$\sigma_b$ (MPa)		<b>4.80</b>	<b>4.4</b>	-	-		

## 2 – Sens X-X (sens longitudinal)

Tableau2 : Type V2

Zones		S-Sol	Zone I	zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.525	1.525	1.55	1.575	
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m)	0.305	0.305	0.31	0.315	
	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	6036	6205	5282	3191	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6741	-5669	-6089	-3885	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	116.52	43.9	0.66	8.18	
	L <sub>t</sub> (m)	0.80	0.73	0.83	0.86	
	L <sub>c</sub> (m)	0.72	0.80	0.72	0.71	
	d (m)	0.402	0.364	0.415	0.432	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3370.500	2834.500	3044.500	1942.500	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	406.77	309.56	379.04	251.96
		N <sub>2</sub>	135.591	103.187	126.347	83.988
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	10.17	7.74	9.48	6.30
		A <sub>v2</sub>	3.39	2.58	3.16	2.10
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		4.49	1.69	0.03	0.31
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	11.29	8.16	9.48	6.38
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	3.39	3.00	3.17	2.18
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		4.22	3.82	4.36	4.54
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	12.31	12.31	12.31	12.31
		Bande 2	6.78	6.78	6.78	6.78
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2X4HA14	2X4HA14	2X4HA14	2X4HA14
		Bande 2	2X3HA12	2X3HA12	2X3HA12	2X3HA12
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	10 cm	10cm	10 cm	10 cm
		Bande 2	13 cm	13cm	13 cm	13 cm
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		9.96	8.58	8.58	8.58
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		3.08	3.08	3.08	3.08
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		16HA10/nappe	14HA10/nappe	14HA10/nappe	14HA10/nappe
ep =20cm		(A=12.48 cm <sup>2</sup> )	(A=10.92 cm <sup>2</sup> )	(A=10.92 cm <sup>2</sup> )	(A=10.92 cm <sup>2</sup> )	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA12/m <sup>2</sup>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.424	0.160	0.002	0.029
		$\tau_b$ (MPa)	0.594	0.224	0.003	0.040
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1628.02	1512.56	1448.77	901.57
$\sigma_b$ (MPa)		4.9	4.5	4.3	2.6	

Tableau 3 : Type V3

Zones		S-Sol	Zone I	zone II	zone III		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.27	3.27	3.32	3.37		
	e (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m)	0.654	0.654	0.664	0.674		
	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	5952	5660	5360	3358		
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5918	-5660	-5365	-3356		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V <sub>u</sub> (kN)	84.15	0.22	3.03	0.67		
	L <sub>t</sub> (m)	1.63	1.64	1.66	1.68		
	L <sub>c</sub> (m)	1.64	1.64	1.66	1.69		
	d (m)	0.815	0.818	0.830	0.842		
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2959.000	2830.000	2682.500	1678.000		
	N (kN)	N <sub>1</sub>	723.62	694.06	668.25	423.99	
		N <sub>2</sub>	241.205	231.353	222.751	141.329	
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>18.09</b>	<b>17.35</b>	<b>16.71</b>	<b>10.60</b>	
		A <sub>v2</sub>	<b>6.03</b>	<b>5.78</b>	<b>5.57</b>	<b>3.53</b>	
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		3.24	0.01	0.12	0.03	
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>v</sub> i/4	<b>18.90</b>	<b>17.35</b>	<b>16.74</b>	<b>10.61</b>	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>v</sub> i/4	<b>6.03</b>	<b>5.79</b>	<b>5.60</b>	<b>3.54</b>	
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		8.56	8.58	8.72	8.84	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande1	<b>21.56</b>	<b>21.56</b>	<b>21.56</b>	<b>21.56</b>	
		Bande 2	<b>9.05</b>	<b>9.05</b>	<b>9.05</b>	<b>9.05</b>	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	<b>2X7HA14</b>	<b>2X7HA14</b>	<b>2X7HA14</b>	<b>2X7HA14</b>
			Bande 2	<b>2X4HA12</b>	<b>2X4HA12</b>	<b>2X4HA12</b>	<b>2X4HA12</b>
S <sub>t</sub> (cm)		Bande1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	
		Bande 2	22.33cm	22.33cm	22.33cm	22.33cm	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		9.96	8.58	8.58	8.58		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		5.39	5.39	5.39	5.39		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>16HA10/nappe</b>	<b>14HA10/nappe</b>	<b>14HA10/nappe</b>	<b>14HA10/nappe</b>		
ep =20cm		(A=12.48c m <sup>2</sup> )	(A=10.92c m <sup>2</sup> )	(A=10.92c m <sup>2</sup> )	(A=10.92c m <sup>2</sup> )		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA12/m <sup>2</sup>				
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.143	0.000	0.005	0.001	
		$\tau_b$ (MPa)	0.200	0.001	0.007	0.002	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	3216.19	3012.02	2905.42	1819.11	
		$\sigma_b$ (MPa)	<b>4.6</b>	<b>4.3</b>	<b>4.1</b>	<b>2.5</b>	

**Conclusion :**

Après avoir ferrailé les poutres, les poteaux et les voiles, le chapitre suivant consiste à étudier l'infrastructure.

### VIII- 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 ;

### VIII.1 - 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 **2 bars** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de **1m**.

### VIII.2 - Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

### 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 sous sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

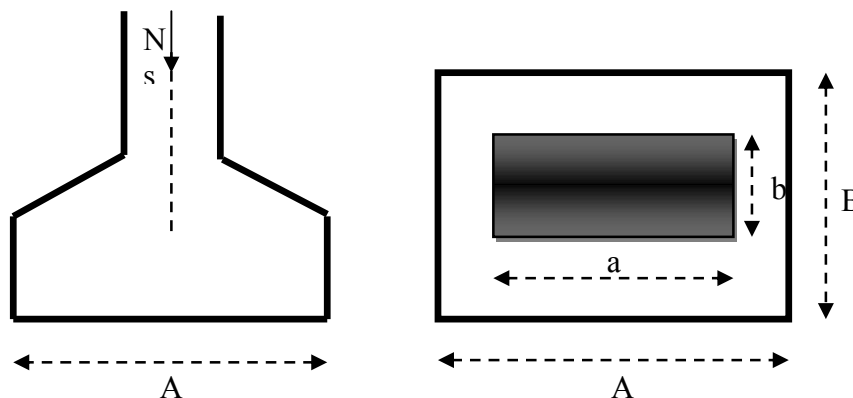
Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$\text{Exemple : } N_{ser} = 994.636 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad A = B = 2.23 \text{ m}$$

**Remarque :** Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



### 2) Semelles filantes :

#### 2.1) 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) :

Voile	N <sub>ser</sub>	L (m)	B (m)	S = B x L (m <sup>2</sup> )
V <sub>T1</sub>	1889,372	2.30	4.10	9.43
V <sub>T1</sub>	2148,428	2.30	4.67	10.74
V <sub>T1</sub>	2151,225	2.30	4.67	10.74
V <sub>T1</sub>	1884,673	2.30	4.09	9.40
				<b>St = 40.31</b>

Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinale) :

Voile	N <sub>ser</sub>	L (m)	B (m)	S = B x L (m <sup>2</sup> )
VL <sub>1</sub>	1628,024	1.75	4.65	8.13
VL <sub>1</sub>	1617,377	1.75	4.62	8.08
VL <sub>1</sub>	1439,817	1.75	4.11	7.19
VL <sub>1</sub>	1445,414	1.75	4.12	7.21
VL <sub>2</sub>	3256,603	3.72	4.37	16.25
VL <sub>2</sub>	3260,951	3.72	4.38	16.29
				<b>St = 63,15</b>

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 103,46m<sup>2</sup>**.

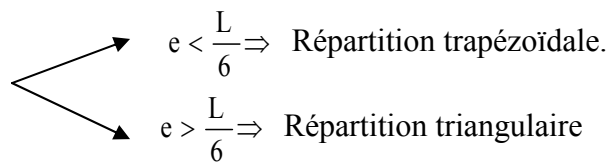
## 2-2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

### a. 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.

### b. 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 :



$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) \qquad q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

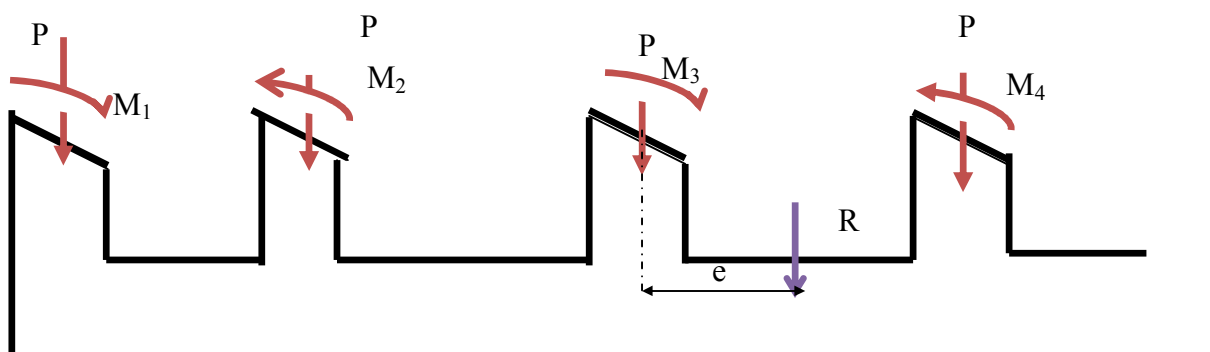
c. Application :

Poteaux	N <sub>s</sub>	e <sub>i</sub>	N <sub>s</sub> x e <sub>i</sub>	M <sub>i</sub>
1	984,973	9.88	9731.53	-0,317
2	984,731	5.18	5100.90	-0,232
3	994,636	1.46	1452.16	7,931
4	994,601	-1.46	-1452.11	9,028
5	984,196	-5.18	-5098.13	-0,043
6	983,954	-9.88	-9721.46	0,042
	<b>=5927.091</b>		<b>=0</b>	<b>= 16.409</b>

On a :

$$e = 0,0027 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{20.25}{6} = 3.37 \text{ m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{5927.091}{20.25} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.0027}{20.25}\right) = 292.81 \text{ kN/m}$$



d. Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{292.81}{200} = 1,46m \text{ soit } B = 1,50m$$

On aura donc,  $S = 1,50 \times 20,25 = 30,37m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$$S_p = 30,37 \times 5 = 151,85m^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 151,85 + 103,49 = 255,34m^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{st} = 20,25 \times 17,65 = 357,41m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{255,34}{357,41} = 0,714$$

$$S_t > 50 \% S_{st}$$

La surface des semelles représente 71,4 % de la surface totale, ce qui est inadmissible.

#### ➤ Conclusion :

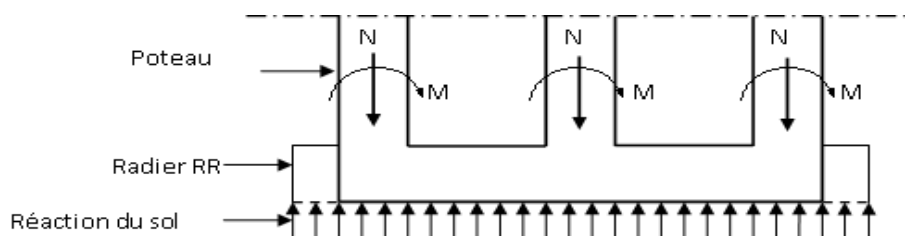
Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général

### VIII.3 - 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 meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;



**VIII.3.1- Pré dimensionnement du radier :****VIII.3.1.1) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} = 25 \text{ cm}$ )

**VIII.3.1.2) Selon la condition forfaitaire :**

a) *Sous voiles :*

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,587 \leq h \leq 0,94$$

$$L_{\max} = 4.70\text{m}$$

$h$  : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de  $h_n = 100\text{cm}$ .

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

$$h_d \geq \frac{470}{20} = 23.5\text{cm}$$

Soit  $h_d = 45 \text{ cm}$

➤ **Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{470}{10} = 47\text{cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Soit  $h_n = 100 \text{ cm}$

$$0.4 h = 0.4 \times 100 = 40\text{cm} < b_n < 0.7 h = 0.7 \times 100 = 70 \text{ cm}$$

Soit :  $b_n = 55 \text{ cm}$ .

**VIII.3.1.3) 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  $K= 40$  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.

$$D'où : \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,70\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0,96 \text{ m} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### ➤ Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$$H_{\text{tot}} = 100 \text{ cm}$$

$$h_{\text{dalle}} = 45 \text{ cm}$$

$$b_{\text{ner}} = 55 \text{ cm}$$

### VIII.3.2 - Détermination des efforts :

D'après le (BAEL91), on doit ajouter au radier un débord minimal de :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de  $L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm}$

D'après le calcul, la surface du débord :

$$S_{\text{débord}} = (20.25 \times 0.5 + 17.65 \times 0.5) \times 2 = 37.9 \text{ m}^2$$

Donc : on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 357.41 + 37.9 = 395.31 \text{ m}^2$

1) Charge permanente :

Poids rad = (Pds de la dalle) + (Pds de la nervure) + (Pds T.V.O) + (Pds de la dalle flottante)

$$\text{Poids de la dalle} = (0.45 \times 395.31 \times 25) = 4447.23 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des nervures} = [(0.5 \times 0.55 \times 20.25 \times 5) + (0.5 \times 0.55 \times 17.65 \times 6)] \times 25 = 1424.15 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du remblai en TVO} : [(395.31 - 113.93) \times 0.55 \times 17] = 2630.90 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la dalle flottante} : [(395.31 \times 25 \times 0,15)] = 1482.41 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 9985.44 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{rad}} = S_{\text{rad}} \times 2.5 = 988.275 \text{ KN.}$$

2) Combinaisons d'actions :

$$G_{sst} = 42352.49 \text{ KN (Les résultats du Robot2010)}$$

$$Q_{SST} = 7655.146 \text{ KN} \quad \text{avec : sst} \rightarrow \text{superstructure}$$

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{sst} = 9985.44 + 42352.49 = 52337.93 \text{ KN.}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{sst} = 988.275 + 7655.146 = 8643.42 \text{ KN.}$$

$$L'ELU : N_u = 1,35 \cdot G_{TOT} + 1,5 \cdot Q_{TOT} = 83621.34 \text{ KN}$$

$$L'ELS : N_s = G_{TOT} + Q_{TOT} = 60981.35 \text{ KN}$$

3) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$L'ELU : S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{83621.34}{1,33 \times 200} = 314.36 \text{ m}^2$$

$$L'ELS : S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{60981.35}{200} = 304.90 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{nrad} = \max(S_{elu}; S_{els}) = 314.36 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} > S_{nrad} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### VIII.4 - Vérification :

##### 1 -Vérification à la contrainte de cisaillement :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,45 = 0,405 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{83621.34 \times 1}{395.31} \times \frac{4,70}{2} = 497.10 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{497.10}{1 \times 0,405} = 1227.40 \text{ kN} / \text{m}^2 = 1.227 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

## 2 - 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) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

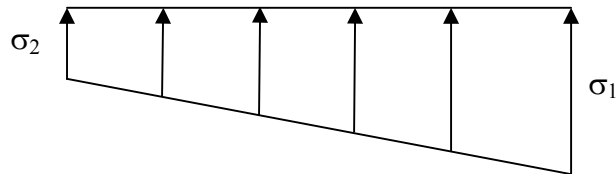
$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure ;

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

$$L'ELU : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$L'ELS : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

a) Calcul du centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10,625m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9,325m$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

b) Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{21.25 \times 18.65^3}{12} = 11487.20 m^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{18.65 \times 21.25^3}{12} = 14913.32 m^4$$

c) Calcul des moments :

$$M_{xx} = 79081.61 + 15530.64 \times 1 = 94612.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 53082.50 + 12074.56 \times 1 = 65157.06 \text{ KN.m}$$

	ELU			ELS			Obser
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	
X - X	278.94	144.12	245.23	221.66	86.85	187.96	OK
Y - Y	264.42	158.64	237.97	207.15	101.36	180.70	OK

### 3- Vérification à l'effort sous pressions :

$$p \leq \alpha S_{rad} \gamma z$$

P: Poids total à la base du radier

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau = 10 KN/m<sup>3</sup>

Z : Profondeur de l'infrastructure Z= 1 m.

$\alpha$ : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement  $\alpha=1,5$

$$P = G_{tot} = 52337.93 \text{ KN}$$

$$\alpha S_{rad} \gamma z = 1.5 \times 395.31 \times 10 \times 1 = 5929.65 \text{ KN.}$$

$P = 52337.93 \text{ KN} > 5929.65 \text{ KN}$  Pas de risque de soulèvement de la structure

**Condition vérifiée.**

### 4- Vérification au poinçonnement :

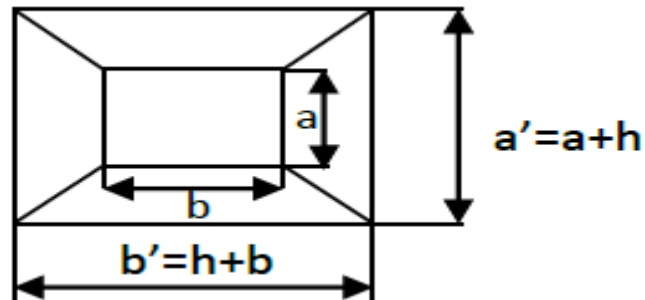
Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times f_{c28}$$

- **Vérification pour les poteaux**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité par la formule suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times f_{c28}$$



$N_u$ : charge de poteau à L'ELU égale à 1366.372 kN.

$U_c$ : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan Moyen du radier

$h$ : hauteur de la nervure égale à 55 cm

$$U_c = (a+b + 2h) \times 2 = (0.45 + 0.45 + 2 \times 0.55) \times 2 = 4 \text{ m}$$

$$N_u = 1366.372 \text{ KN} < 0.045 \times 4 \times 25000 = 4500 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification pour les voiles**

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité Pour une bande de largeur  $b = 1 \text{ m}$

$$N_u \leq 0.045 \times U_i \times f_{c28}$$

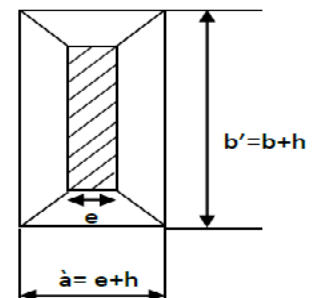
$N_u$ : charge de voile à L'ELU égale à 4477.925kN

$U_i$ : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$h$ : hauteur de la nervure égale à 55 cm

$$U_c = (e+b + 2h) \times 2 = (0.20 + 1.00 + 2 \times 0.55) \times 2 = 4.60 \text{ m}$$

$$N_u = 4477.925 \text{ KN} < 0.045 \times 4.60 \times 25000 = 5179.6 \text{ KN}$$



**Condition vérifiée.**

- **Vérification au renversement:** (*Art 10.1.5. du RPA99/version2003*)

Quelque soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticale gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistante au renversement .

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

On doit vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{65157.06}{60981.35} = 1.06 \text{ m} \\ 1.06 \text{ m} < \frac{18.65}{4} = 4.66 \text{ m} \\ \\ e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{94612.26}{60981.35} = 1.55 \text{ m} \\ 1.55 \text{ m} < \frac{21.25}{4} = 5.31 \text{ m} \end{array} \right.$$

**Conditions vérifiées.**

### VIII.5 – Ferrailage du radier :

#### 1- 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 à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

a) 1<sup>er</sup> Cas :

Si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

b) 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  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

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.

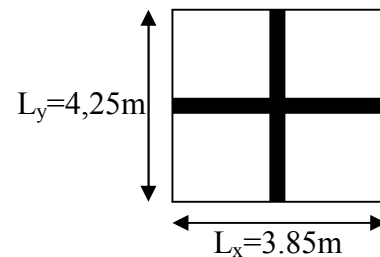
### VIII.5.1 - Identification du panneau :

$$L_x = 3.85 \text{ m} ; L_y = 4,25 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.85}{4.25} = 0,90$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

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 :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 245.23 - \frac{9985.44}{395.31} = 219.97 \text{ kN/m}^2$$

L'E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 187.96 - \frac{9985.44}{395.31} = 162.70 \text{ kN/m}^2$$

### VIII.5.2 - Calcul à L'ELU :

$$q_u = 219.97 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,90 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0458 \\ U_y = 0,778 \end{cases}$$

### IX.5.3 - Calcul des moments $M_{0X}$ et $M_{0Y}$ :

$$M_{0X} = u_x \times q_x l_x^2 = 0,0458 \times 219.97 \times (3.85^2) = 149.33 \text{ KN}$$

$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0,778 \times 149.33 = 116.17 \text{ KN}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorés en leurs affectant un coefficient de (0,5) aux appuis et (0,75) en travée

**VIII.5.4.a - Ferrailage a l'ELU :****1- Ferrailage dans le sens x - x :**

➤ *Aux appuis :*

$$M_{app} = 0,5M_x = 0,50 \times 149.33 = 74.66 \text{ KN.m}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{74.66 \times 10^3}{100 \times 40^2 \times 14,2} = 0,032 < u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B d \sigma_{stt}} = \frac{74.66 \times 10^3}{0,984 \times 40 \times 348} = 4.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7\text{HA}14/\text{ml} = 10.77 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad St = 15 \text{ cm}$$

$$St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = St \leq \min \{135; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}.$$

$$St = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ *En travée :*

$$M_t = 0,75 \times 149.33 = 111.99 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{111.99 \times 10^3}{100 \times 40^2 \times 14,2} = 0,049 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,049 \rightarrow \beta = 0,974 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{111.99 \times 10^3}{0,974 \times 40 \times 348} = 8.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7\text{HA}16/\text{ml} = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad St = 15 \text{ cm}$$

$$St \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = St \leq \min \{135; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}.$$

$$St = 15 \text{ cm} < 33\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**2- Ferrailage dans le sens y - y :**

➤ *Aux appuis :*

$$M_{app} = (0,5) \times 116.17 = 58,08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{58.08 \times 10^3}{100 \times 40^2 \times 14,2} = 0,025 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,025 \rightarrow \beta = 0,987 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{58.08 \times 10^3}{0,987 \times 40 \times 348} = 3.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 7\text{HA}14/\text{ml} = 10.77 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad St = 15 \text{ cm}$$

$$St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = St \leq \min \{180; 45\text{cm}\} = 45\text{cm.}$$

$$St = 15 \text{ cm} < 45\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ *En travée :*

$$M_t = 0,75 \times 116.17 = 87.12 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{87.12 \times 10^3}{100 \times 40^2 \times 14,2} = 0,038 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981 \quad \text{(Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{87.12 \times 10^3}{0,981 \times 40 \times 348} = 6.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 7\text{HA}16/\text{ml} = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad St = 15 \text{ cm}$$

$$St \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = St \leq \min \{180; 45\text{cm}\} = 45\text{cm.}$$

$$St = 15 \text{ cm} < 45\text{cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

**VIII.5.4.b - Vérification de la condition de non fragilité :***Sens x – x :*

$$A_{\min x} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 45 \times \frac{3 - 0,90}{2} = 3,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

*Sens y – y :*

$$A_{\min y} = W_0 \cdot h \cdot b$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 45 = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 10,77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 10,77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{ut}^x = 14,07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,78 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 14,07 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

**VIII.5.5- Calcul a LELS :**

$$q_s = 162,70 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,90 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0529 \\ \mu_y = 0,846 \end{cases}$$

*Calcul des moments  $M_u$ ,  $M_y$ .*

$$M_{0x} = \mu_u \times q_s \times L_x^2 = 0,0529 \times 162,70 \times (3,85)^2 = 127,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_u = 0,846 \times 127,57 = 107,92 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments  $M_a$ ,  $M_t$  dans les sens.*Sens xx :*

$$M_{app} = 0,5M_x = 0,5 \times 127.57 = 63.78 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_x = 0,75 \times 127.57 = 95.67 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$M_{app} = 0,5M_y = 0,5 \times 107.92 = 53.96 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_y = 0,75 \times 107.92 = 80.94 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

Sens	Zone	Mu	Ms	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	74.66	63.78	1.17	0.032	0.0406	0.335	Vérifiée
	Travée	111.99	95.67	1.17	0.049	0.0641	0.335	Vérifiée
Y- Y	Appuis	58.08	53.96	1.07	0.025	0.0330	0.285	Vérifiée
	Travée	87.12	80.94	1.07	0.038	0.0485	0.285	Vérifiée

#### VIII.5.6 - Ferrailage de débord :

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord donc le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

#### VIII.5.7- Ferrailage de la nervure :

Les nervures considérées comme des poutres doublement encadrées

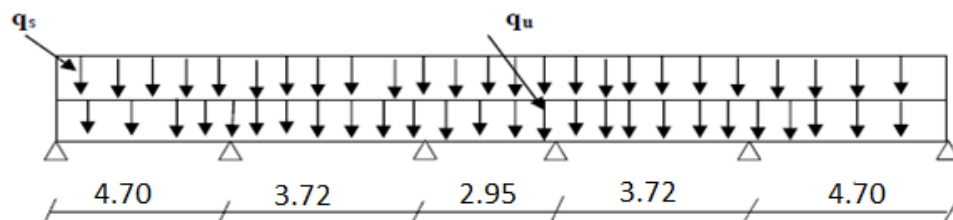
$$h = 100 \text{ cm} ; b = 55 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ROBOT2010

- 1) Détermination des efforts :
- 2) Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal et transversal.

$$ELU : q_u = 219.97 \text{ KN/m}$$

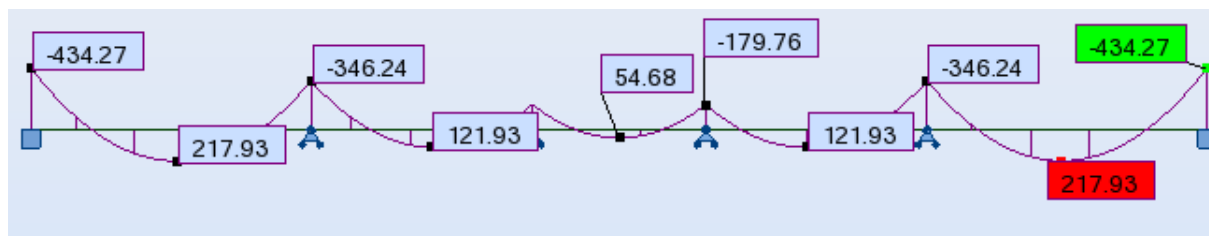
$$ELS : q_s = 162.70 \text{ KN/m}$$



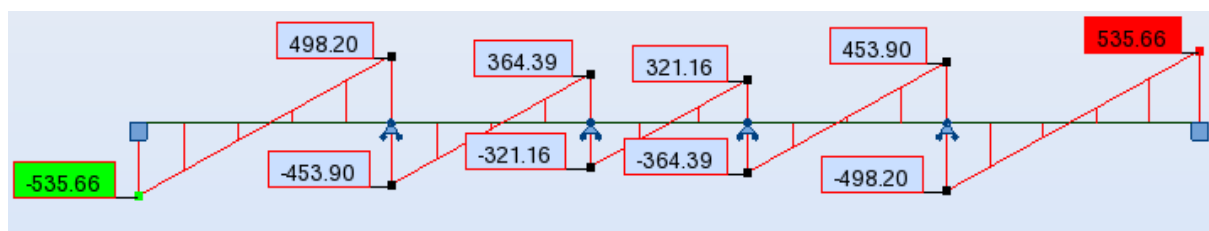
**Fig1** : Schéma statique de la nervure (sens longitudinal).

➤ **Sens longitudinal :**

1) **E.L.U**



**Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U**



**Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U**

➤ **Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 217.93 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -434.27 \text{ KN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm, } h = 100 \text{ cm, } d = 95 \text{ cm, } f_{bc} = 14,2 \text{ MPa, } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ *Aux appuis :*

$$M_{\text{app}} = -434.27 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{434.27 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0,061 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,061 \rightarrow \beta = 0,0968$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{434,27 \times 10^3}{0,968 \times 95 \times 348} = 13,57 \text{ cm}^2$$

➤ *En travée :*

$$M_t = 217,93 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{217,93 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0,030 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

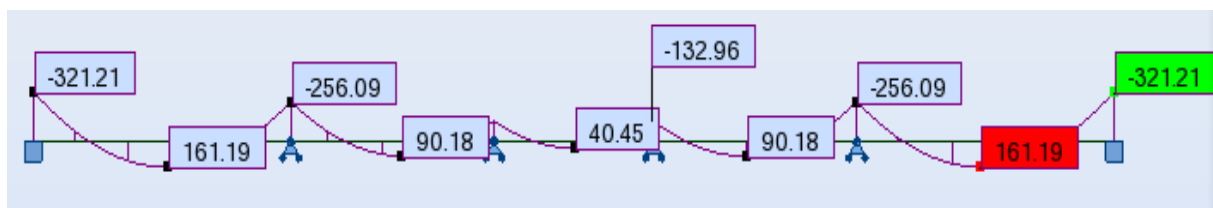
$$\mu_u = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{217,93 \times 10^3}{0,985 \times 95 \times 348} = 6,69 \text{ cm}^2$$

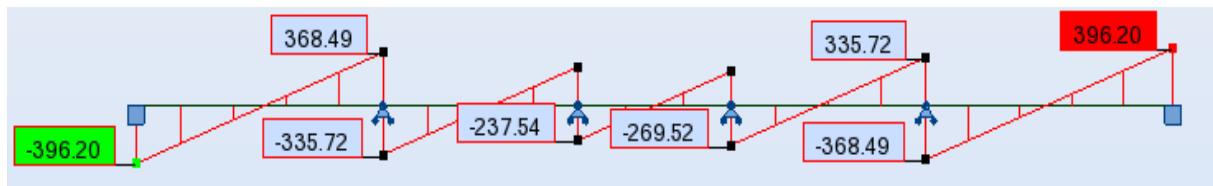
➤ **Ferraillage adoptes**

		$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
<b>Sens</b> <b>x-x</b>	<b>appuis</b>	13.57	4HA16+4HA16 = 16.08
	<b>travée</b>	6.69	4HA16 = 8.04

## 2) ELS



**Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S**



**Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S**

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

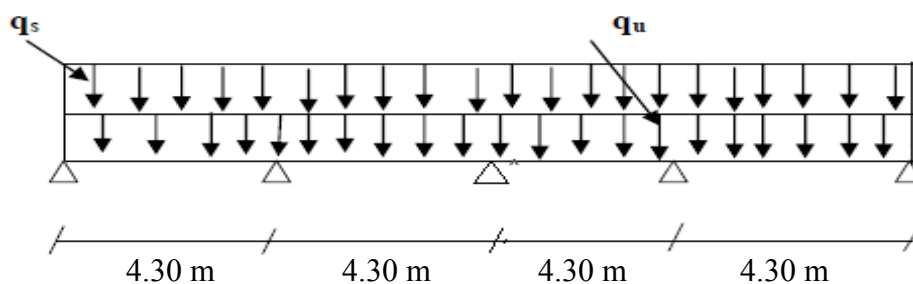
$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	217.93	321.21	0.67	0.061	0.0801	0.085	Condition vérifiée
	Travée	434.27	161.19	2.69	0.030	0.0381	1.095	Condition vérifiée

➤ **Sens transversale :**

ELU :  $q_u = 219.97 \text{ KN/m}$

ELS :  $q_s = 162.70 \text{ KN/m}$



1) **E.L.U**

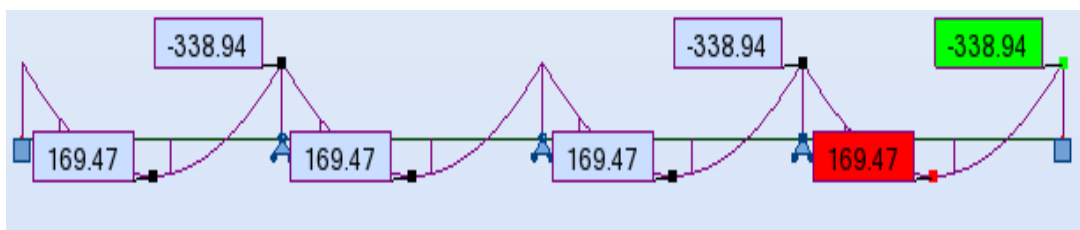
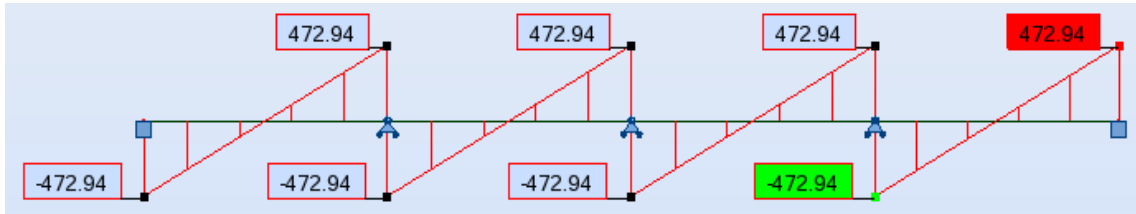


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.UDiagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

## ➤ Calcul des armatures :

$$M_t^{\max} = 169.47 \text{ KN.}$$

$$M_a^{\max} = -338.94 \text{ KN.m}$$

$$b = 55 \text{ cm, } h = 100 \text{ cm, } d = 95 \text{ cm, } f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa, } \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

## ➤ Aux appuis :

$$M_{app} = -338.94 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{338.94 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0,048 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,048 \rightarrow \beta = 0,0975$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{338.94 \times 10^3}{0,975 \times 95 \times 348} = 10.51 \text{ cm}^2$$

## ➤ En travée :

$$M_t = 140.10 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{169.47 \times 10^3}{55 \times 95^2 \times 14,2} = 0,024 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

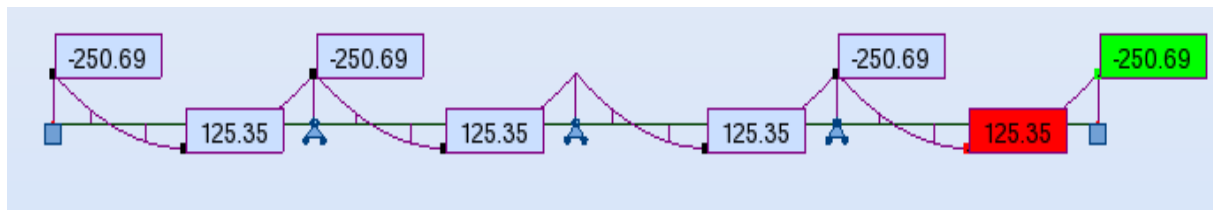
$$\mu_u = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{169.47 \times 10^3}{0,988 \times 95 \times 348} = 5.18 \text{ cm}^2$$

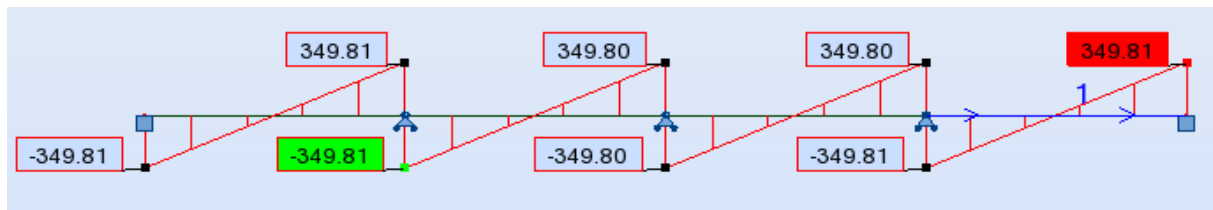
➤ **Ferrailage adoptes**

		As (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Sens y-y	appuis	10.51	4 HA16+4HA16 = 16.08
	travée	5.18	4 HA16 = 8.04

2) *E. L.S*



**Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S**



**Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S**

➤ **Vérification 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.
Y- Y	Appuis	338.94	250.69	1.35	0.048	0.0615	0.425	Condition vérifiée
	Travée	169.47	125.35	1.35	0.024	0.0304	0.425	Condition vérifiée

➤ **Armatures transversales :**

❖ **Diamètre minimal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm.}$$

❖ **Espacement des armatures :**

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{25 ; 19.2\}$$

**Soit :**  $S_t = 10 \text{ cm.}$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq h/2 = 25 \text{ cm.}$$

**Soit :**  $S_t = 20 \text{ cm.}$

❖ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ cm}^2.$$

**Soit :**  $A_t = 6\text{HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier)

➤ **Vérification à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_c} = \frac{0.23 \times 55 \times 95 \times 2.1}{400} = 6.31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

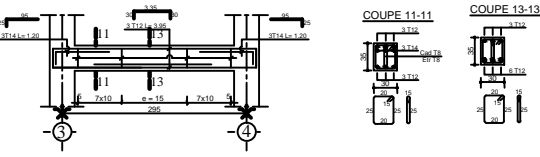
$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

**Avec :**  $T_{u \max} = 535.66 \text{ KN}$

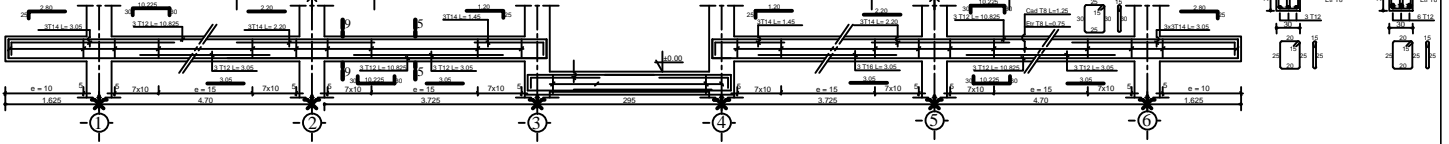
$$\tau_u = \frac{535.66 \times 10^3}{550 \times 950} = 1.025 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

# FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALE

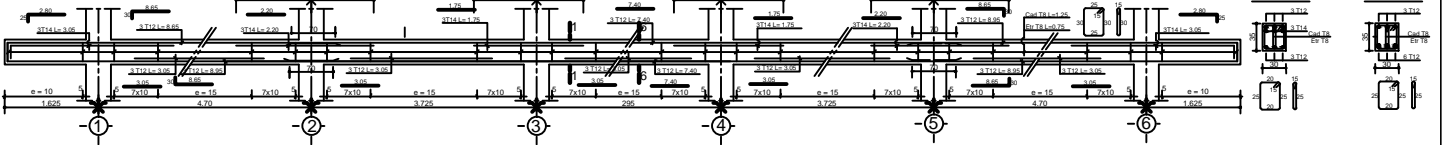
FERRAILLAGE POUTRES AXES AB et C Niv. ±0.00



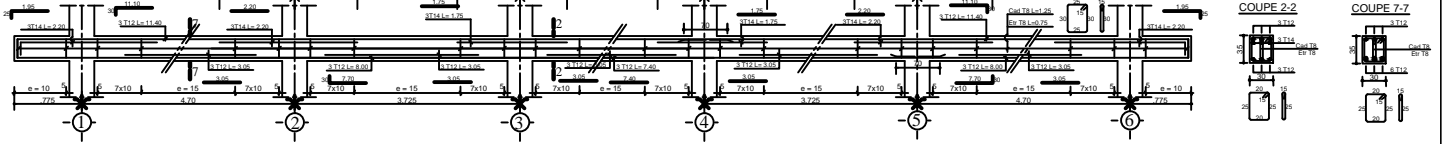
FERRAILLAGE POUTRES AXES A et B Niv. +1.02



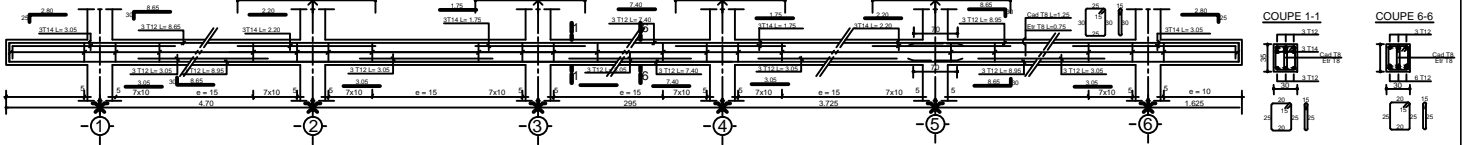
FERRAILLAGE POUTRES AXES D et E Niv. +01.02



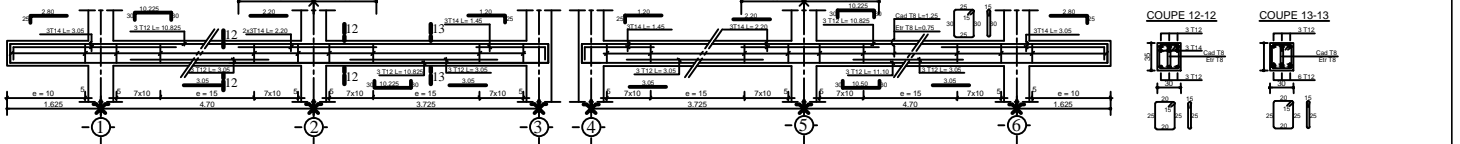
FERRAILLAGE POUTRE AXE C Niv.de +1.02 jusqu'à +31.62



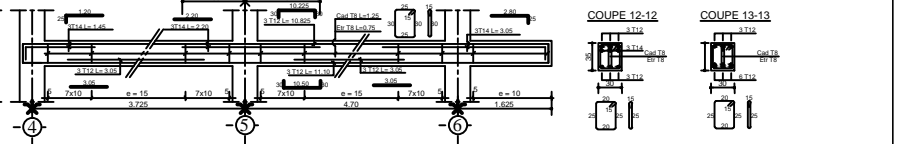
FERRAILLAGE POUTRES AXES A D et E Niv.de +4.08 jusqu'à +31.62



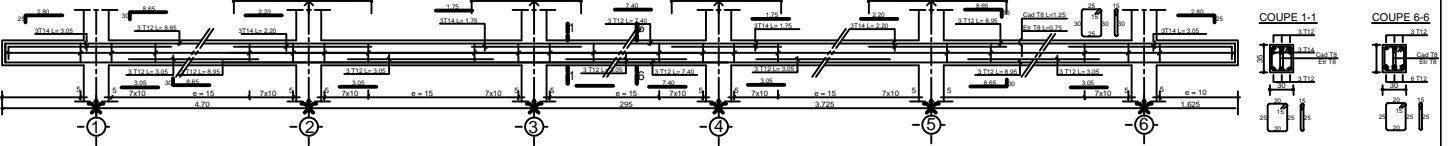
FERRAILLAGE POUTRE AXE B Niv.de +4.08 jusqu'à +28.56



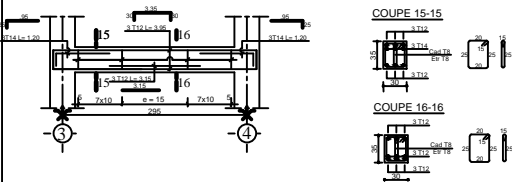
FERRAILLAGE POUTRE AXE B



FERRAILLAGE POUTRES AXES B Niv. +31.62



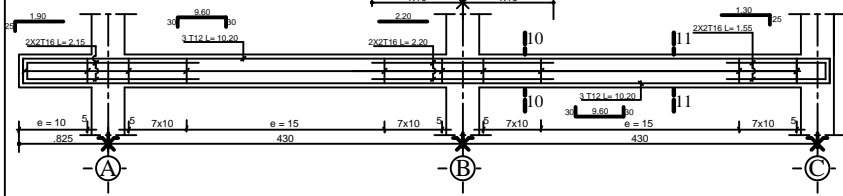
FERRAILLAGE POUTRES AXES D et E +34.12



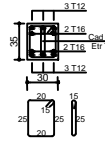
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
PROJET	REALISATION DE LOGEMENTS A TIZI OUZOU		
TITRE	FERRAILLAGE POUTRES	ECHELLE	1/50 - 1/20
LIEU DIT		DATE	
COMMUNE	TIZI OUZOU	DOSSIER	
DARA	TIZI OUZOU	PLAN N°	
WILAYA	(TIZI OUZOU)	Realise par	M. GACEM M. HECHEM M. DIF
		suivi par Mr: GHOULEM	

# FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES

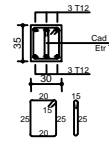
FERRAILLAGE POUTRES AXES 3 et 4 Niv: +0.00



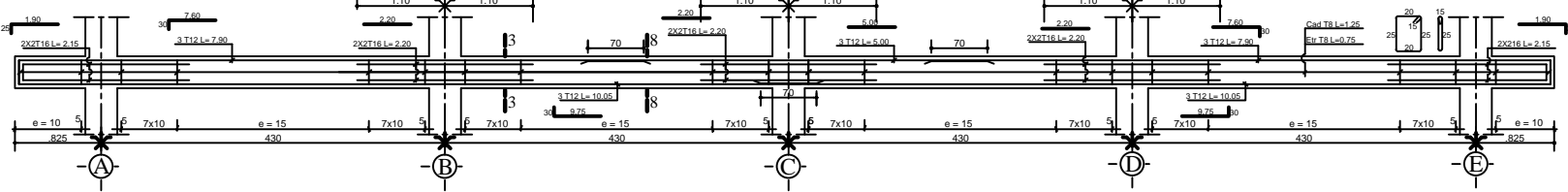
COUPE 10-10



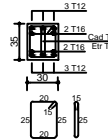
COUPE 11-11



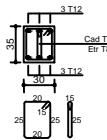
FERRAILLAGE POUTRES AXES 2,3,4 et 5 Niv:de +1.02 jusqu'a +31.62



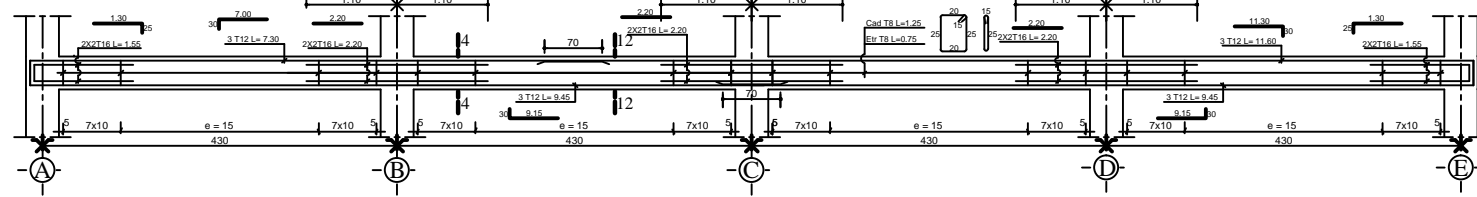
COUPE 3-3



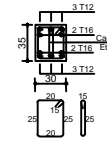
COUPE 8-8



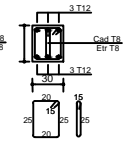
FERRAILLAGE POUTRES AXES 1 et 6 Niv:de +1.02 jusqu'a 31.62



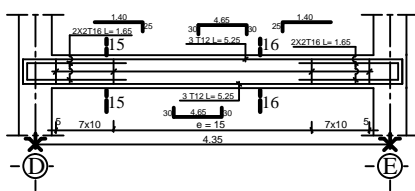
COUPE 4-4



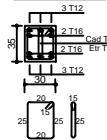
COUPE 12-12



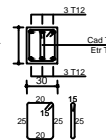
FERRAILLAGE POUTRES AXES 3 et 4 NIV +34.12



COUPE 15-15

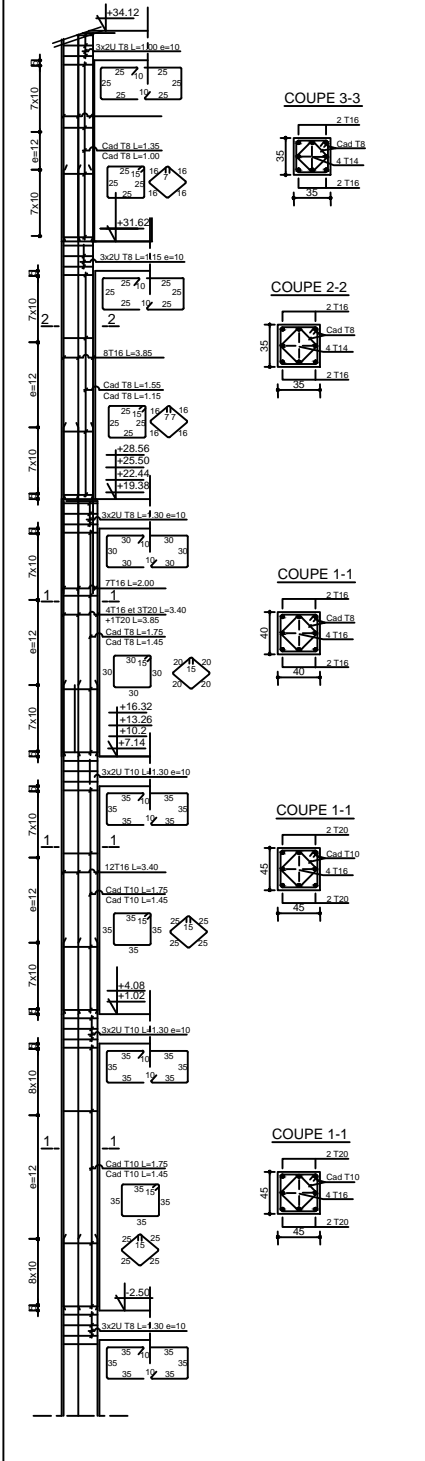


COUPE 16-16

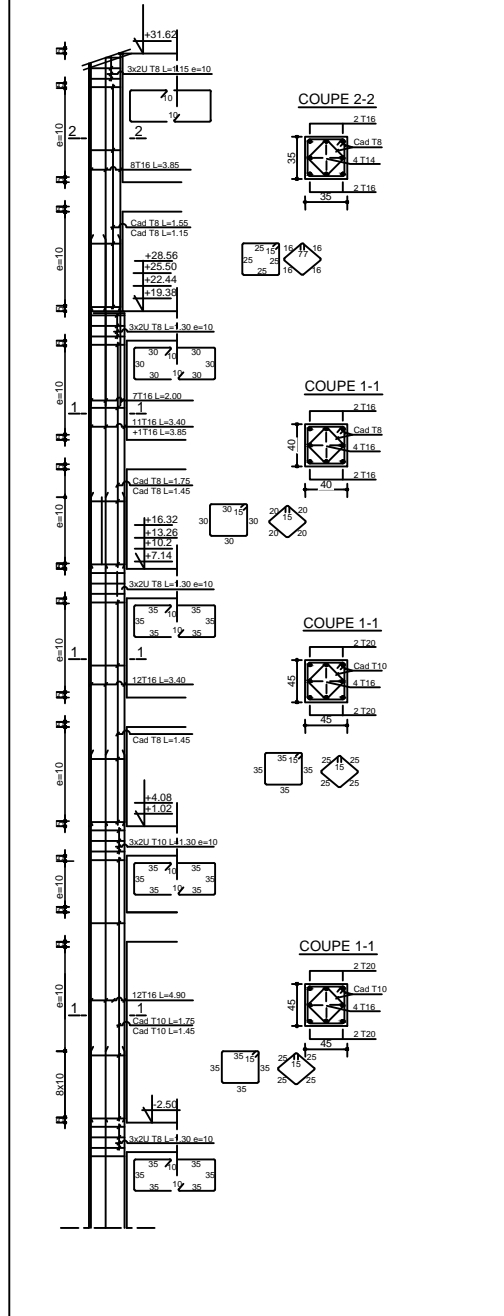


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
PROJET	REALISATION DE ..... LOGEMENTS A TIZI OUZOU		
TITRE	FERRAILLAGE POUTRES	ECHELLE	1/50 -1/20
LIEU DIT		DATE	
COMMUNE	TIZI OUZOU	DOSSIER	
DAIRA	TIZI OUZOU	PLAN N°	
WILAYA	TIZI OUZOU	Realise par:	Mr Gasem Mr Hassani Mr Df
suivi par Mr :GHOULEM			

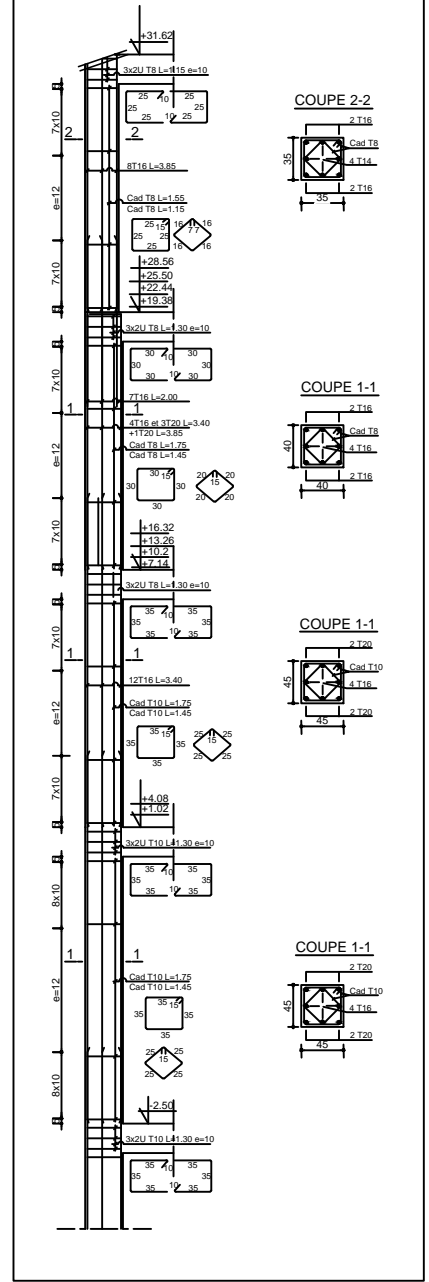
FERRAILAGE POTEAUX P3



FERRAILAGE POTEAUX P2

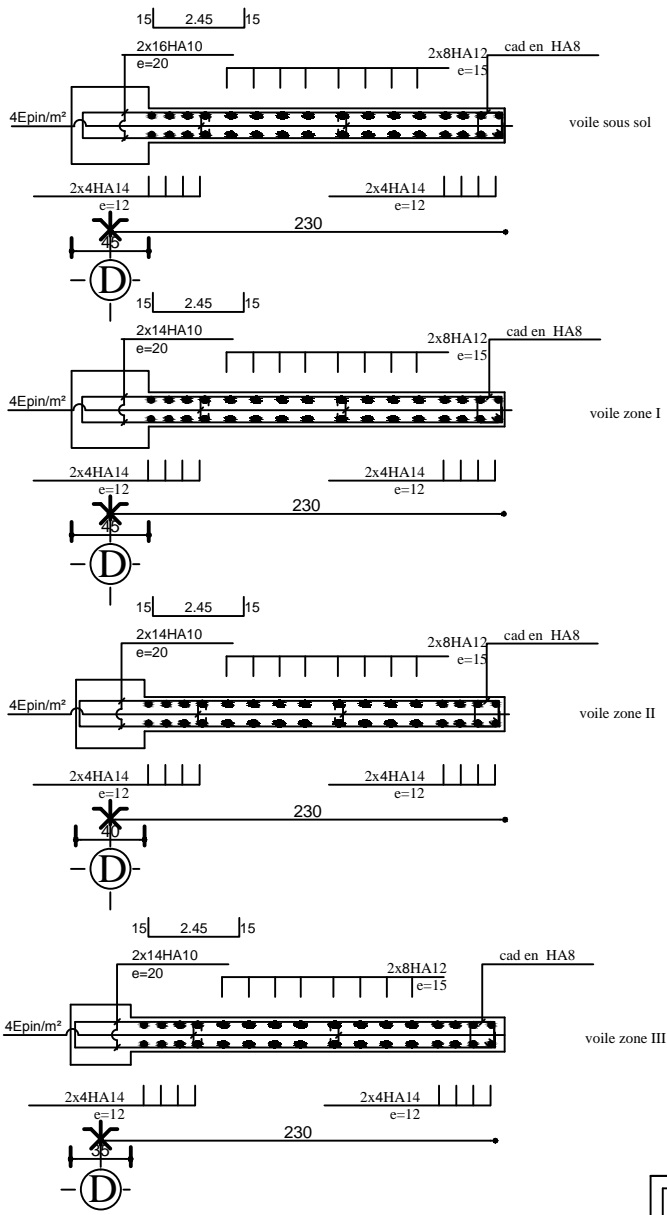


FERRAILAGE POTEAUX P1

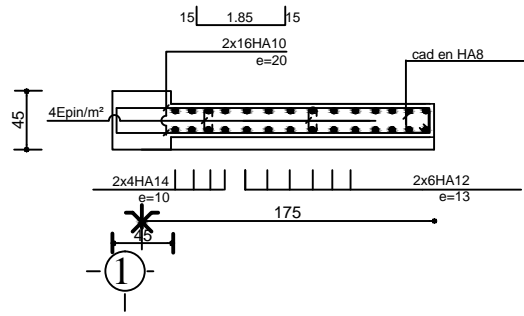


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

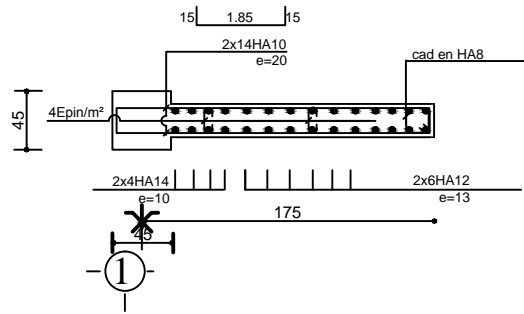
PROJET	REALISATION DE ..... LOGEMENTS A TIZI OUZOU		
TITRE	FERRAILAGE POTEAUX	ECHELLE	1/50 - 1/20
LIEU DIT		DATE	
COMMUNE	TIZI OUZOU	DOSSIER	
DAIRA	TIZI OUZOU	PLAN N°	
WILAYA	TIZI OUZOU	Realise par:	Mr Gacem Mr Hassani Mr Oti
suivi par Mr : GHOUILEM			



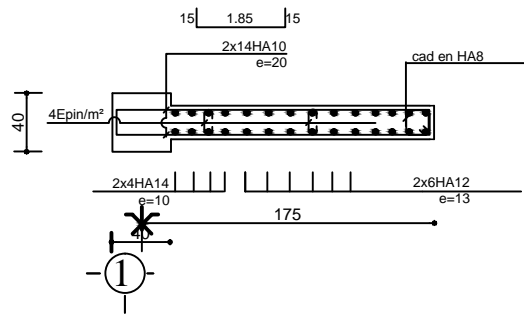
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
PROJET	REALISATION DE ..... LOGEMENTS A TIZI OUZOU		
TITRE	FERRAILLAGE VOILES V1(transversal)	ECHELLE	1/50 -1/20
LIEU DIT		DATE	
COMMUNE	TIZI OUZOU	DOSSIER	
DAIRA	TIZI OUZOU	PLAN N°	
WILAYA	TIZI OUZOU	Realise par: Mr Gacem Mr Hassani Mr Dif	
suivi par Mr :GHOULEM			



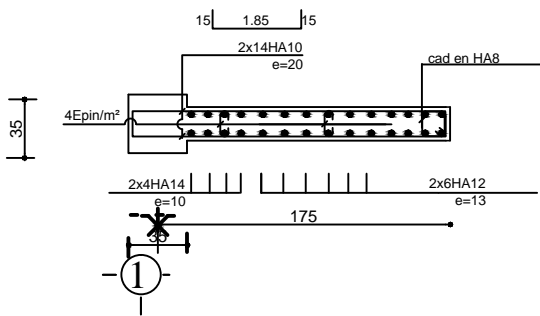
voile sous sol



voile zone I



voile zone II



voile zone III

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

PROJET REALISATION DE ..... LOGEMENTS A TIZI OUZOU

TITRE FERRAILLAGE VOILES V2 (longitudinal) ECHELLE 1/50 -1/20

LIEU DIT DATE

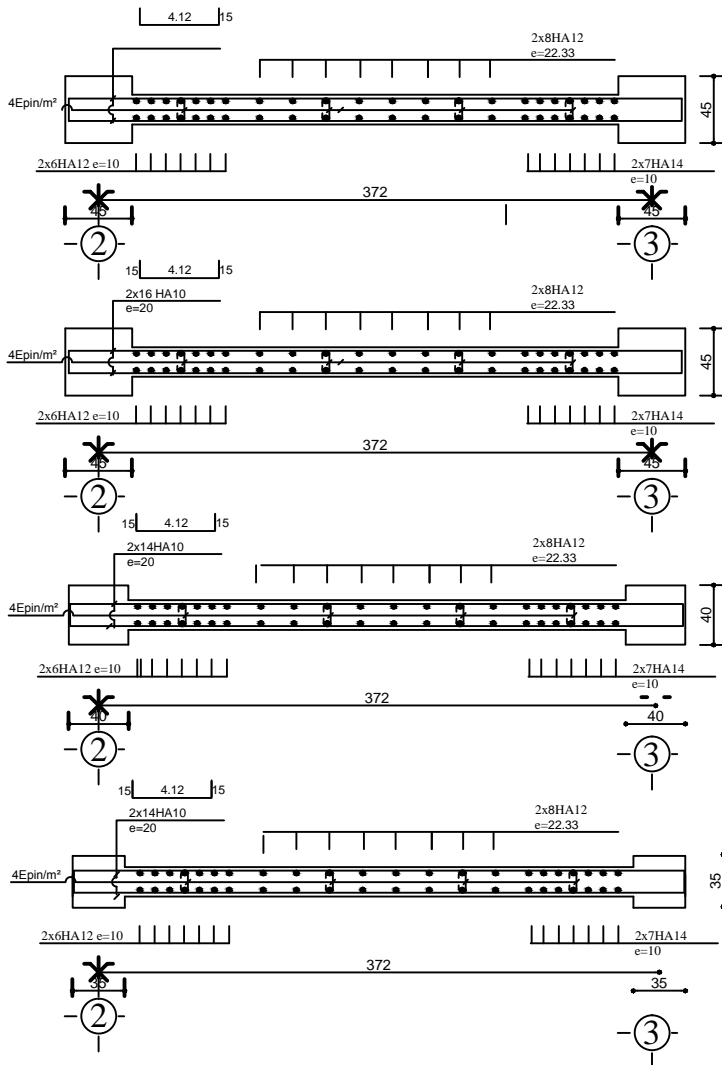
COMMUNE TIZI OUZOU DOSSIER

DAIRA TIZI OUZOU PLAN N°

WILAYA TIZI OUZOU

suivi par Mr :GHOULEM

Realise par:  
Mr Gacem  
Mr Hassani  
Mr Dif



voile sous sol

voile zone I

voile zone II

voile zone III

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

PROJET REALISATION DE ..... LOGEMENTS A TIZI OUZOU

TITRE FERRAILLAGE VOILES V3(longitudinal) ECHELLE 1/50 -1/20

LIEU DIT DATE

COMMUNE TIZI OUZOU DOSSIER

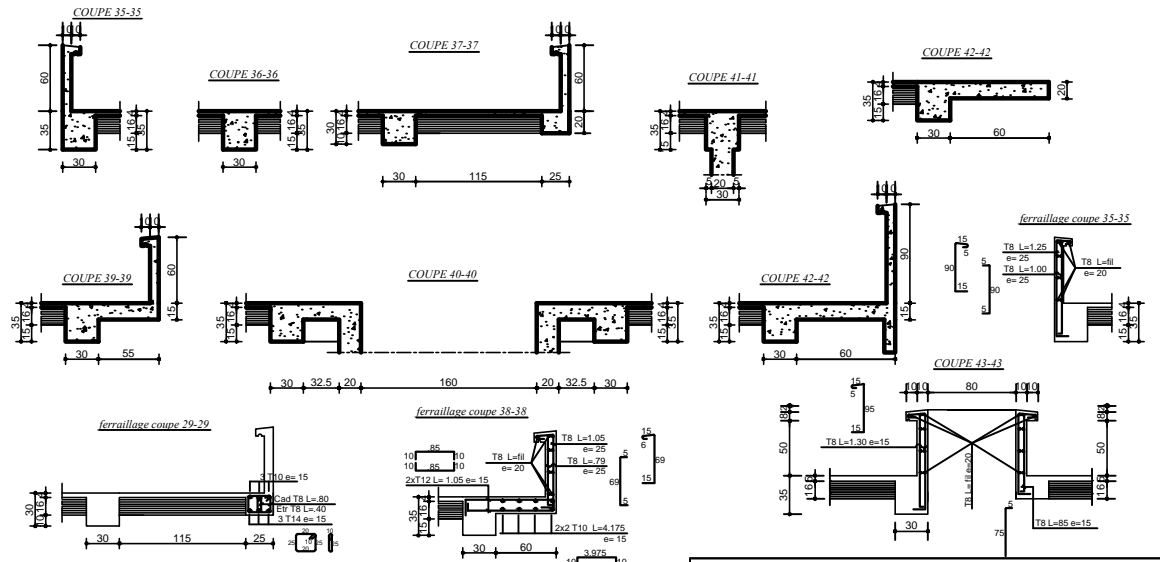
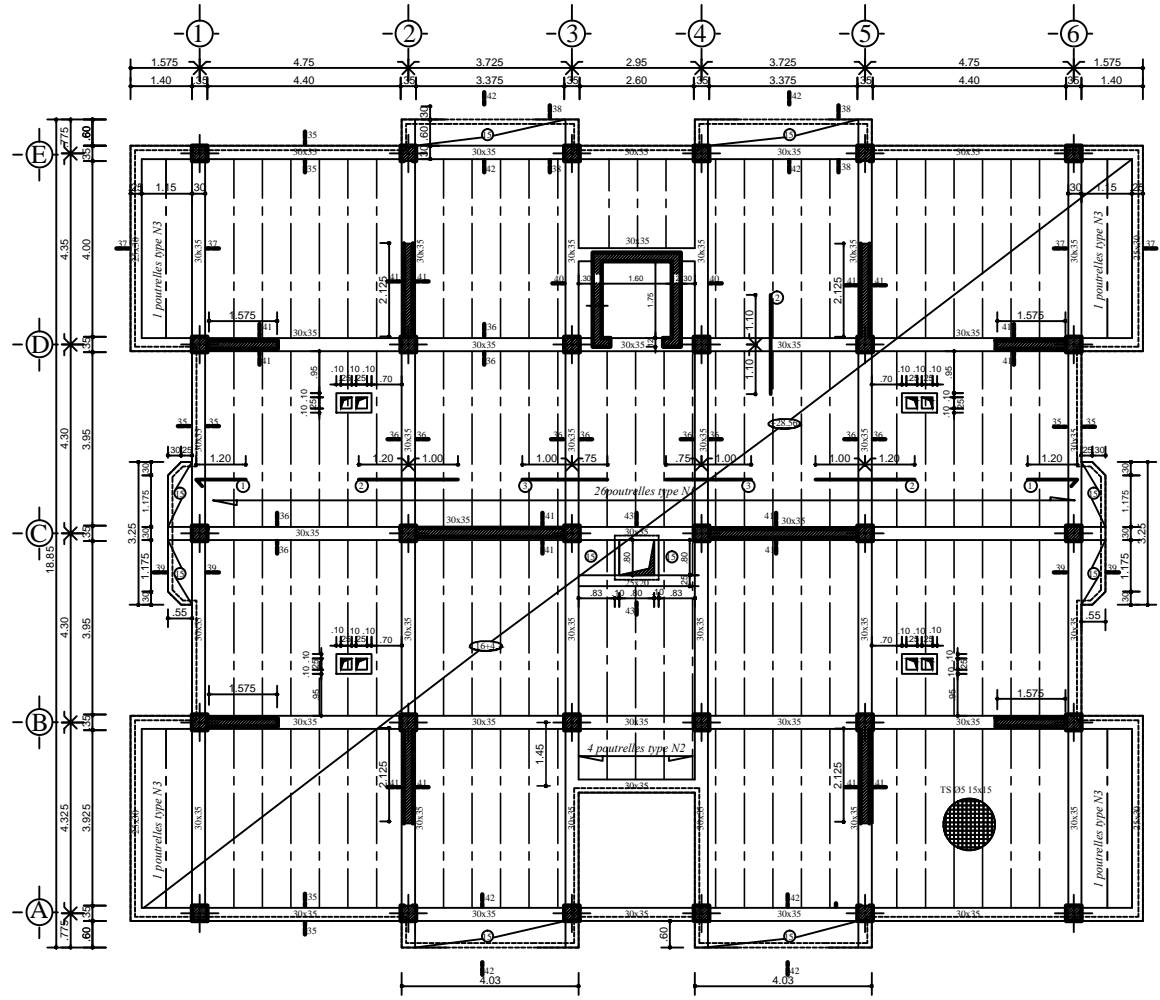
DAIRA TIZI OUZOU PLAN N°

WILAYA TIZI OUZOU

suivi par Mr :GHOUILEM

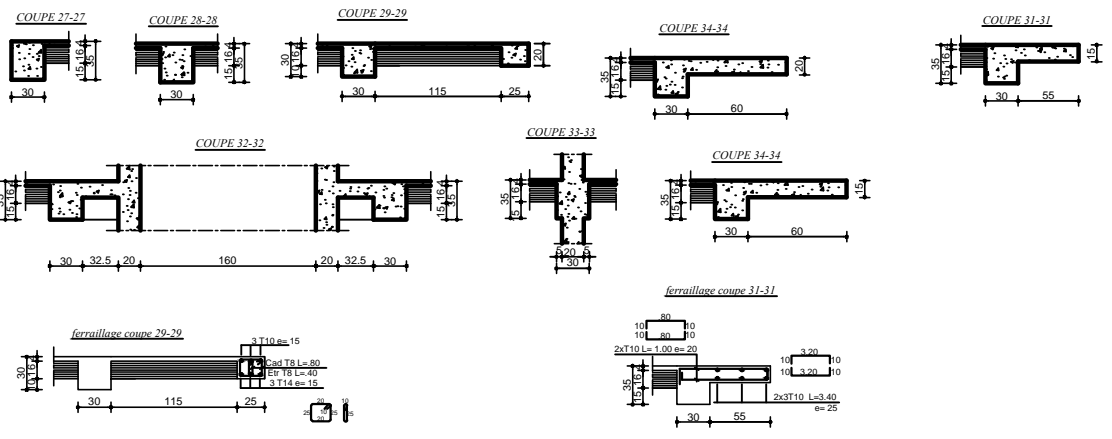
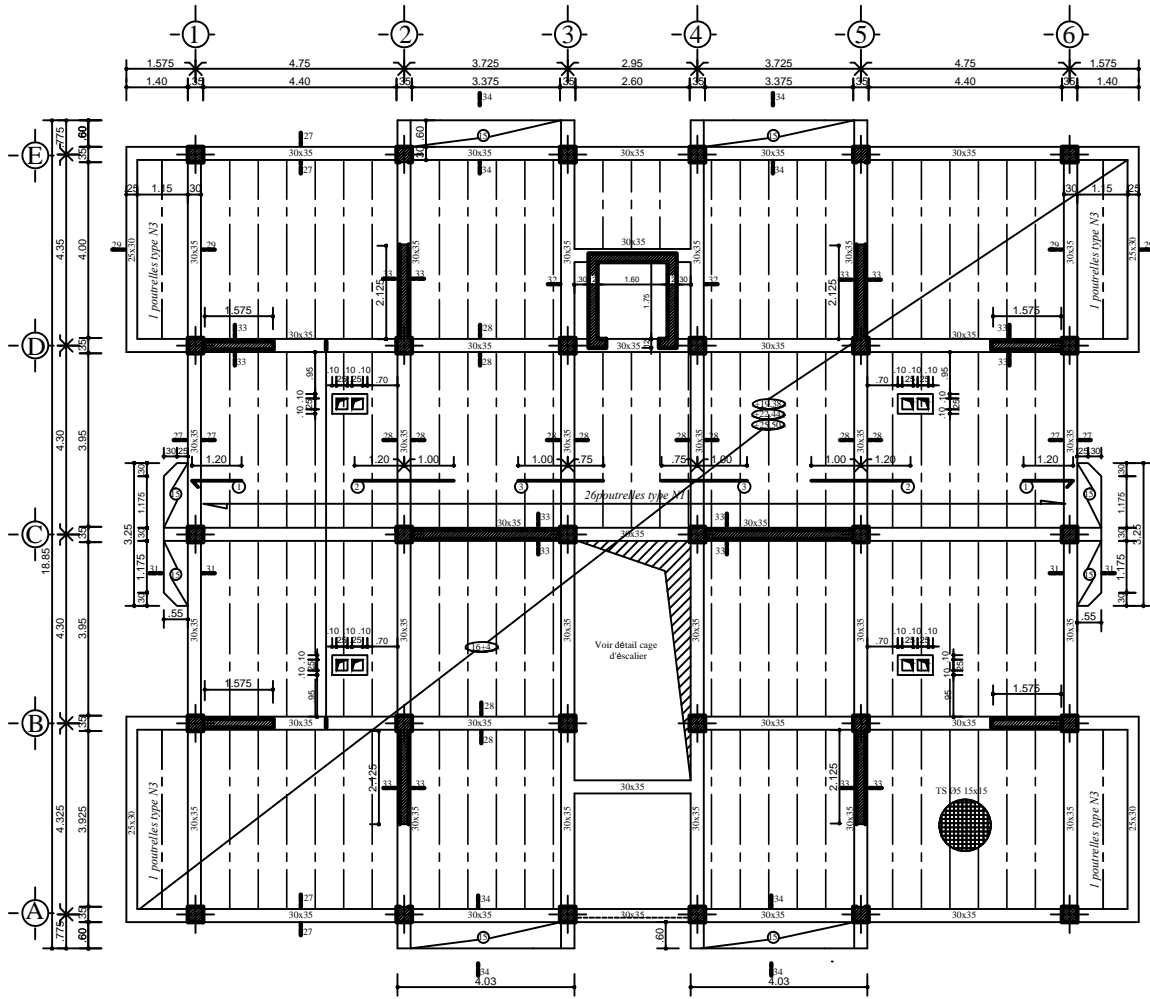
Realise par:  
Mr Gacem  
Mr Hassani  
Mr Dif

COFFRAGE PLANCHER NIV +31.62



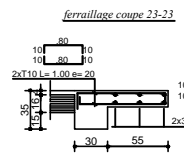
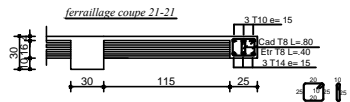
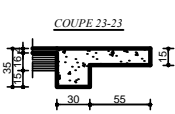
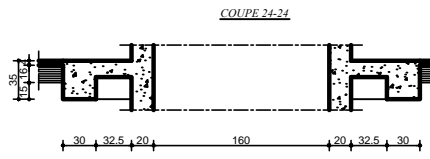
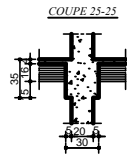
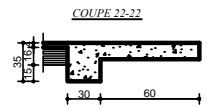
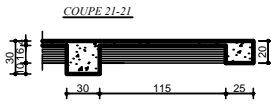
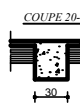
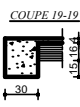
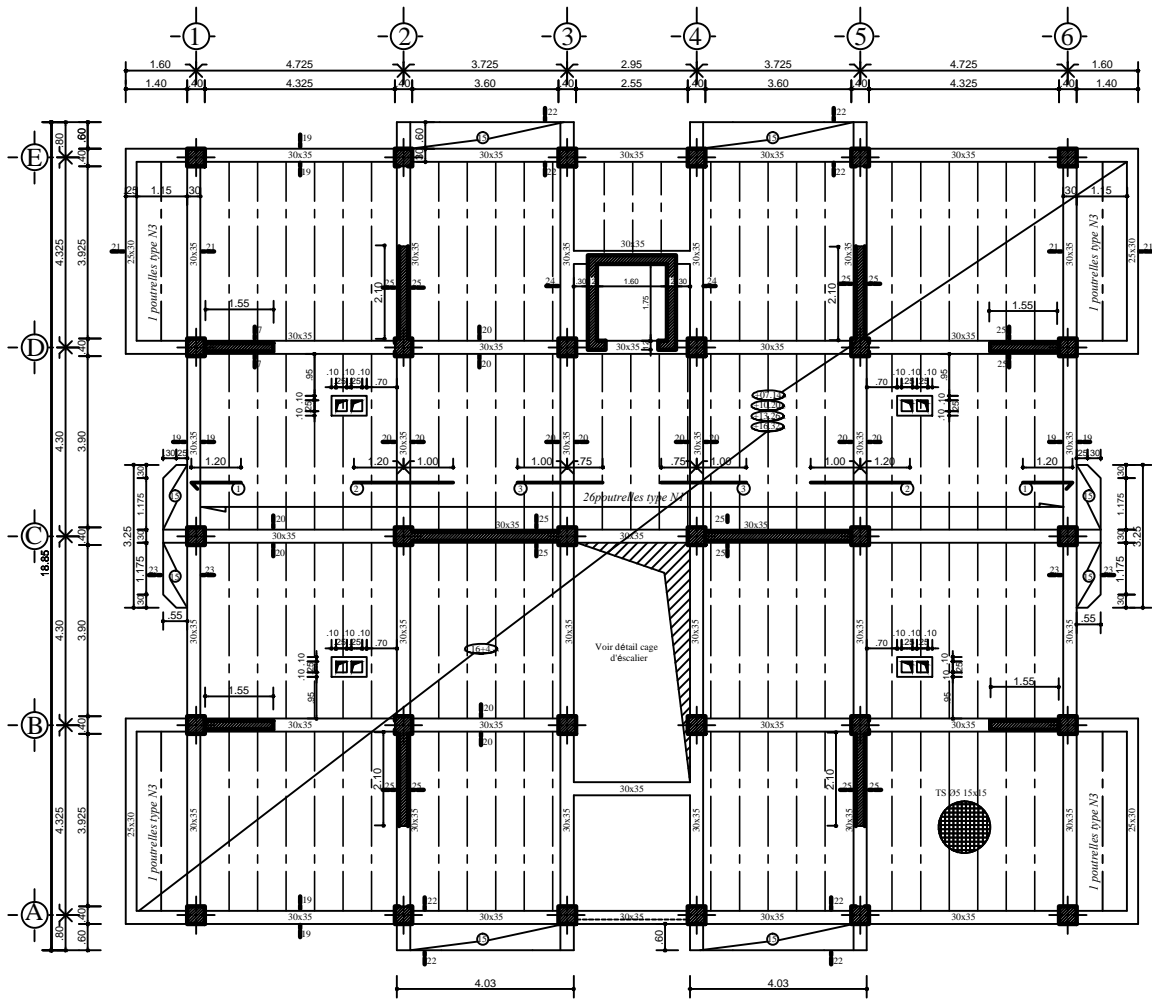
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE		
PROJET	REALISATION DE LOGEMENTS A TIZI OUZOU	
TITRE	COFFRAGE PLANCHER NIV +31.62 +FERRAILAGE ACROTERE +FERRAILAGE TRAPE D'ACCES	ECHELLE 1/50 -1/20
LIEU DIT		DATE
COMMUNE	TIZI OUZOU	DOSSIER
DAIRA	TIZI OUZOU	PLAN N°
WILAYA	TIZI OUZOU	Realise par: Mr GACEM Mr HASSANI Mr DIF
suivi par Mr :GHOULEM		

COFFRAGE PLANCHERS NIV +19.38 , +22.44 , +25.50 et +28.56



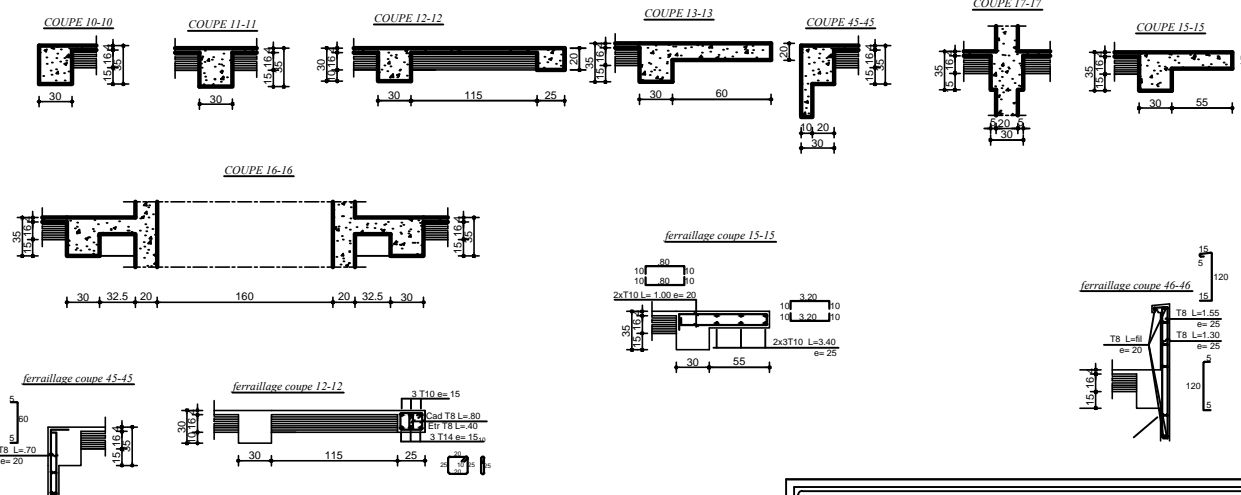
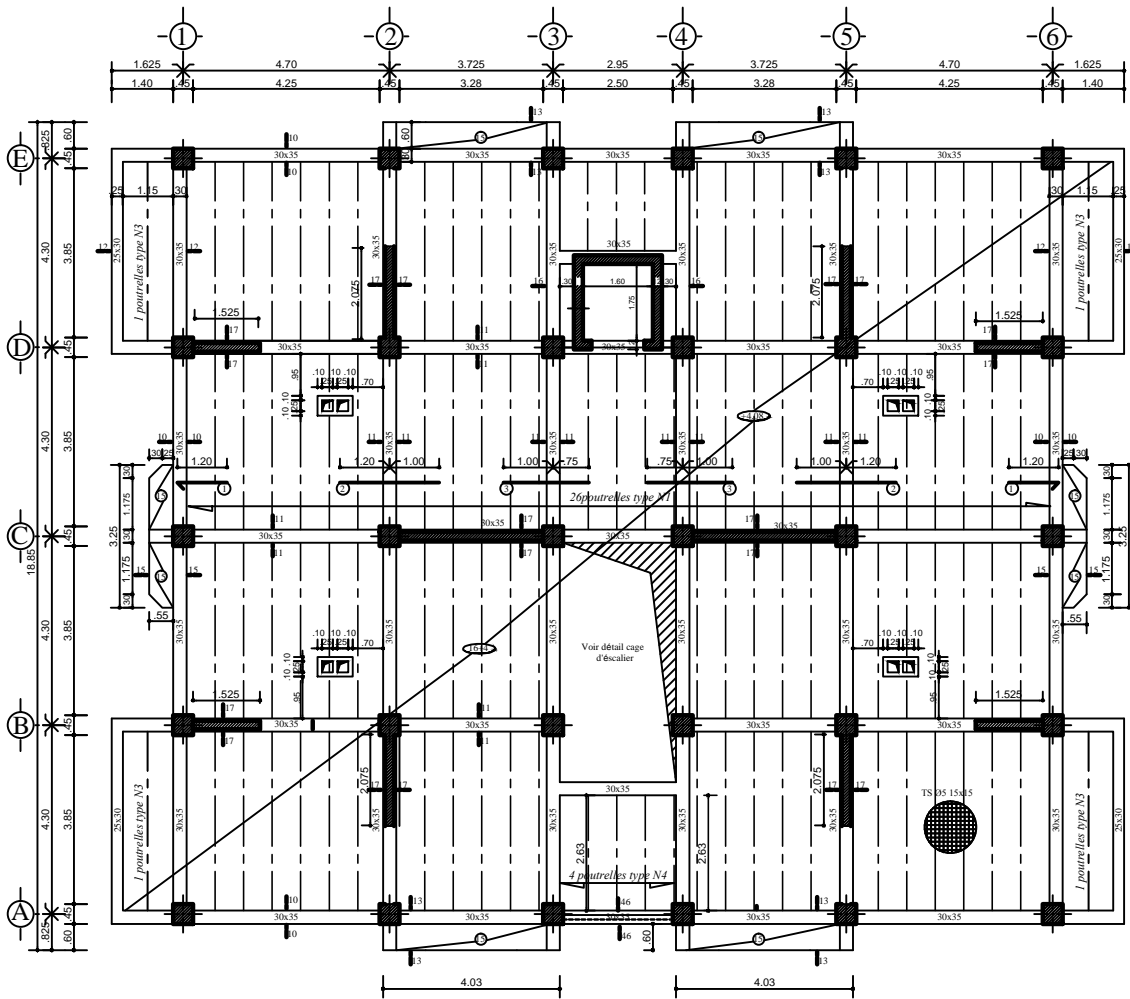
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
PROJET	REALISATION DE LOGEMENTS A TIZI OUZOU		
TITRE	COFFRAGE PLANCHERS NIV +19.38, +22.44, 25.50 et 28.56 FERRAILLAGE ACROTIERE ET BANDE NOYEE.	ECHELLE	1/50 - 1/20
LIEU DIT		DATE	
COMMUNE	TIZI OUZOU	DOSSIER	
DAIRA	TIZI OUZOU	PLAN N°	
WILAYA	TIZI OUZOU	Realise par:	Mr GACEM Mr HASSANI Mr DIF
suivi par Mr :GHOUILLEM			

COFFRAGE PLANCHERS NIV: +07.14 +10.20 , 13.26 et +16.32



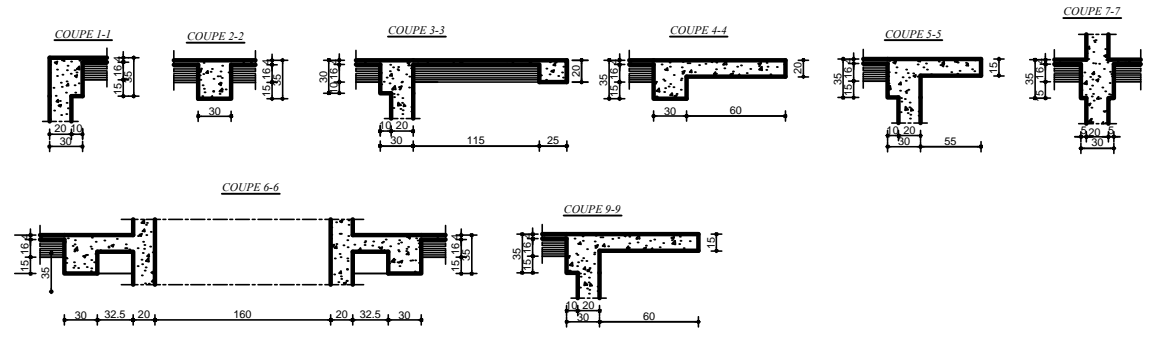
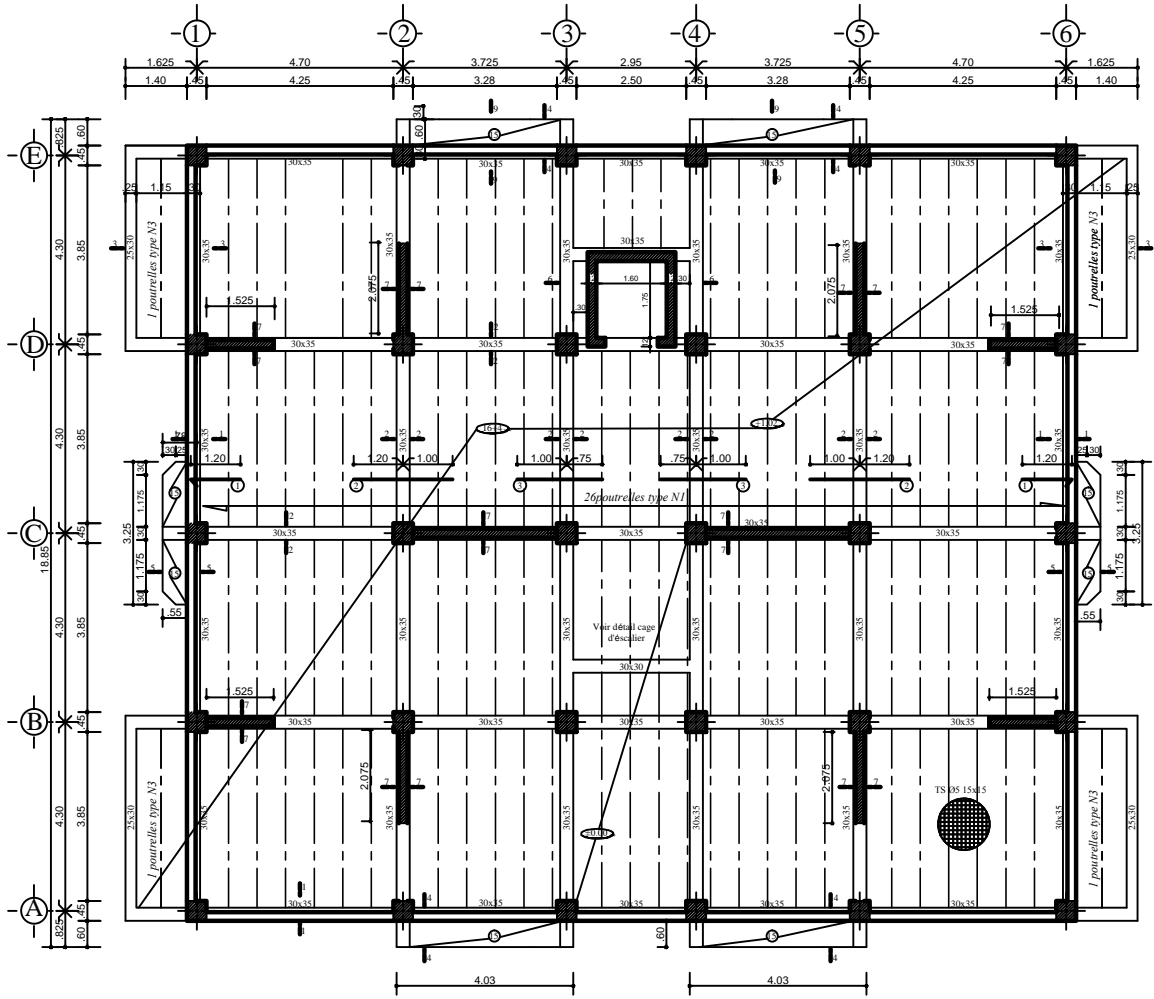
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
PROJET	REALISATION DE LOGEMENTS A TIZI OUZOU		
TITRE	- COFFRAGE PLANCHERS NIV :+7.14 ,+10.20 , +13.26 et +16.32	ECHELLE	1/50 -1/20
LIEU DIT		DATE	
COMMUNE	TIZI OUZOU	DOSSIER	
DAIRA	TIZI OUZOU	PLAN N°	
WILAYA	TIZI OUZOU	Realise par:	Mr GACEM Mr HASSANI Mr DIF
suivi par Mr :GHOUILLEM			

COFFRAGE PLANCHERS NIV +4.08

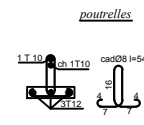


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE			
PROJET	REALISATION DE LOGEMENTS A TIZI OUZOU		
TITRE	COFFRAGE PLANCHERS NIV :+4.08 - FERRAILAGE POTELET	ECHELLE	1/50-1/20
LIEU DIT		DATE	
COMMUNE	TIZI OUZOU	DOSSIER	
DAIRA	TIZI OUZOU	PLAN N°	
WILAYA	TIZI OUZOU	Realise par:	Mr GACEM Mr HASSANI Mr DIF
suivi par Mr :SHOULEM			

COFFRAGE PLANCHERS NIV ±0.00, +01.02



Nombre	Schémas	Coupes
N2 4		
N1 92		
N3 4		
N4 4		



Chapeaux

N°	T	Long Unitaire	Faonnage
1	10	1.30	1.20
2	10	2.20	2.20
3	10	1.75	1.75

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

PROJET: REALISATION DE LOGEMENTS A TIZI OUZOU

TITRE: COFFRAGE PLANCHER NIV ±0.00, +01.02 + FERRAILLAGE DALLE PLEINE + FERRAILLAGE POUTRELLES. ECHELLE: 1/50 -1/20

LIEU DIT: TIZI OUZOU. DATE: [ ]

COMMUNE: TIZI OUZOU. DOSSIER: [ ]

DAIRA: TIZI OUZOU. PLAN N°: [ ]

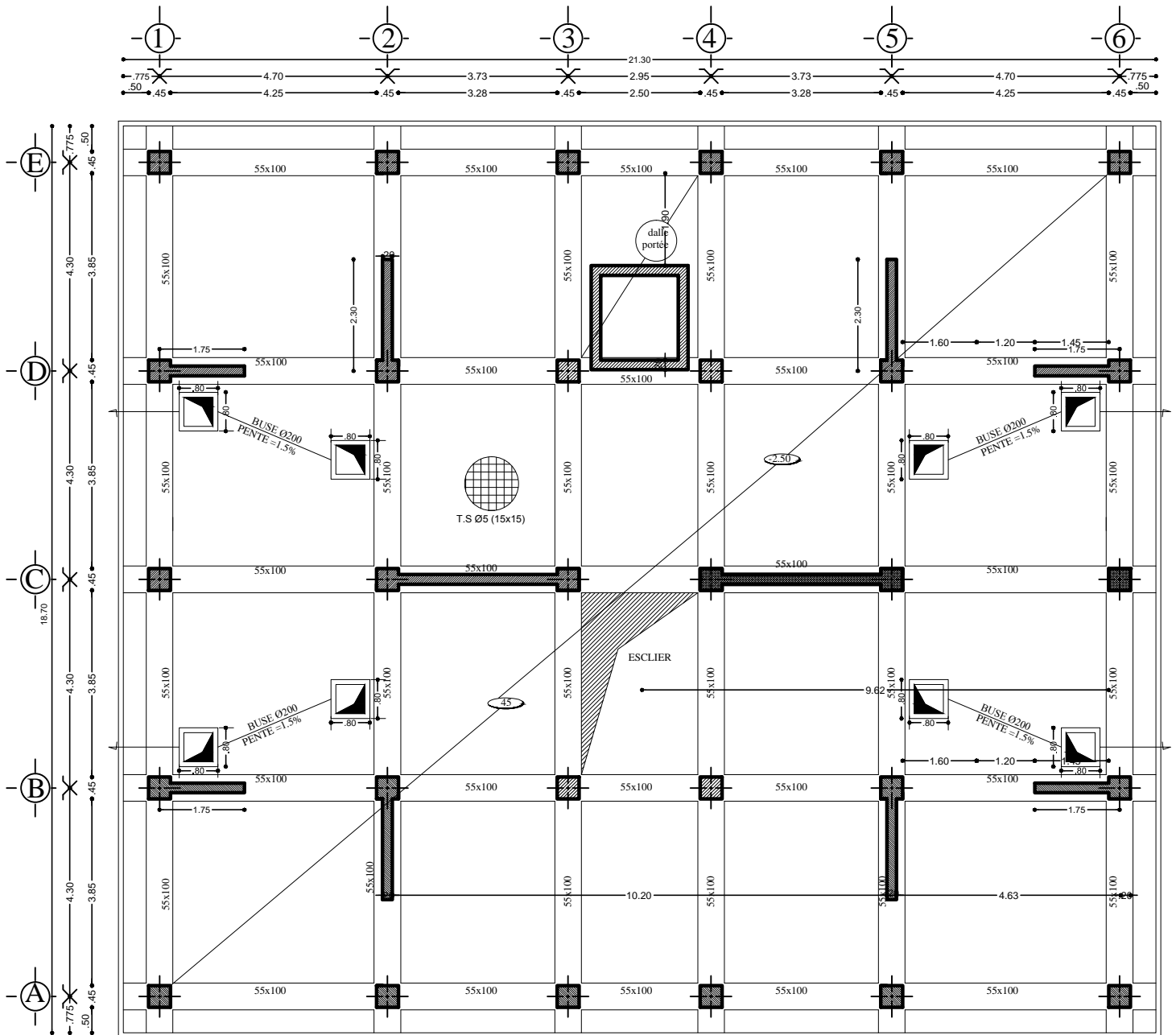
WILAYA: TIZI OUZOU

Realise par: Mr GACEM, Mr HASSANI, Mr DIF

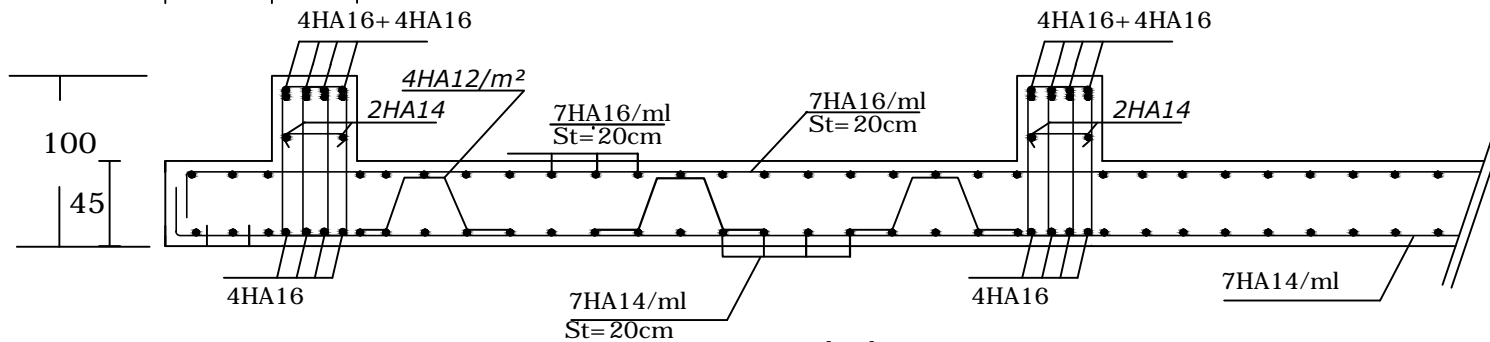
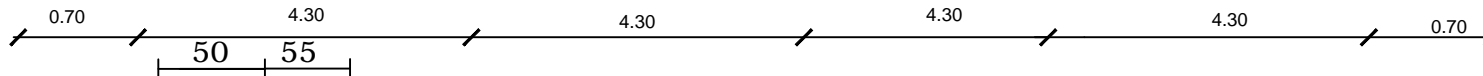
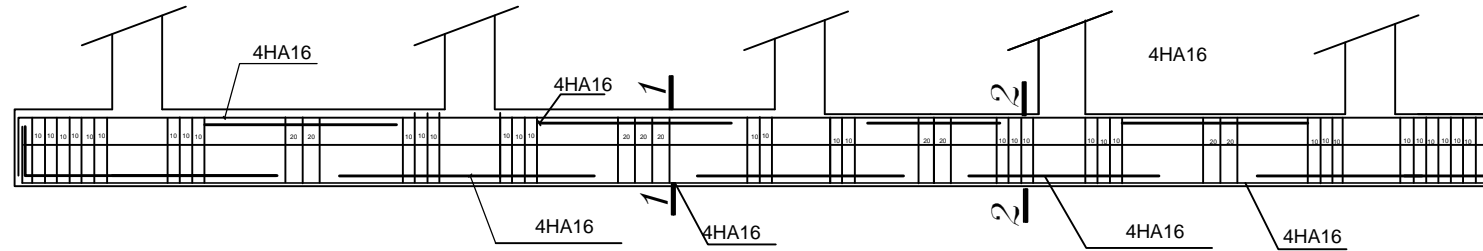
suivi par Mr :GHOUILLEM

# PLAN DE FONDATIONS

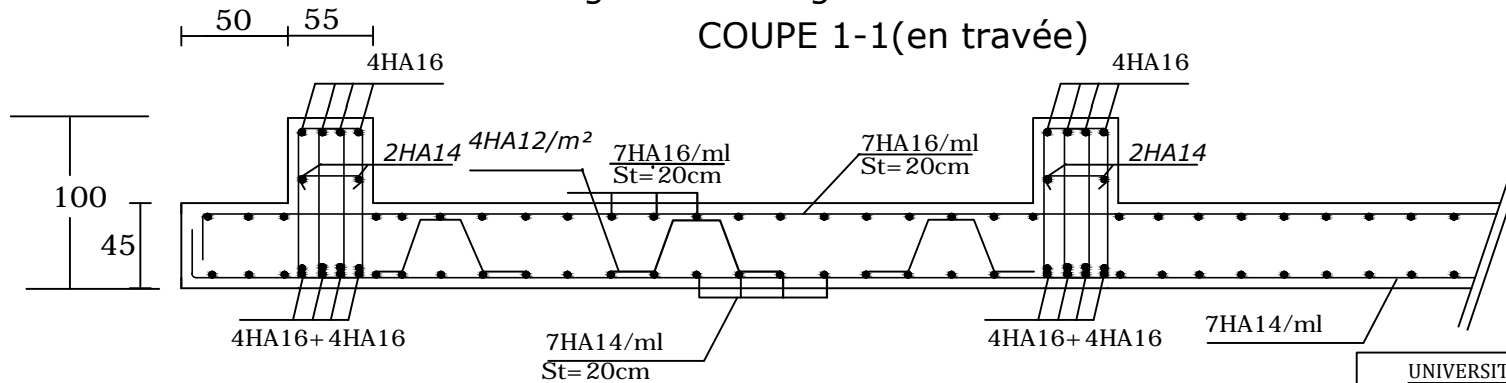
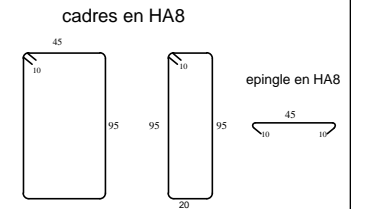
ECH : 1/50



FERRAILLAGE NERVURE DIM (55 X 100) sens transversale



Ferrailage du radier général Sens Y-Y  
COUPE 1-1(en travée)



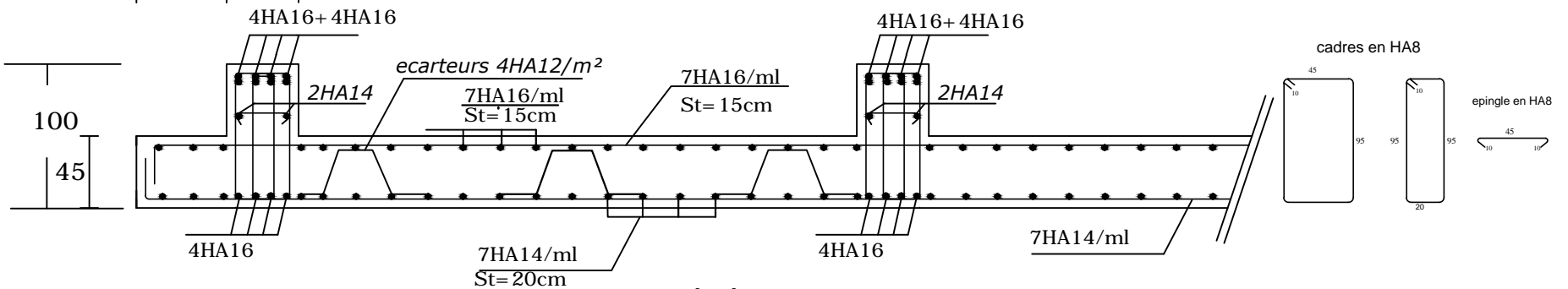
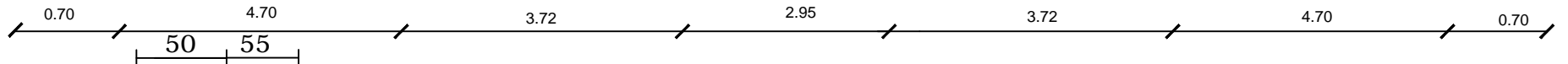
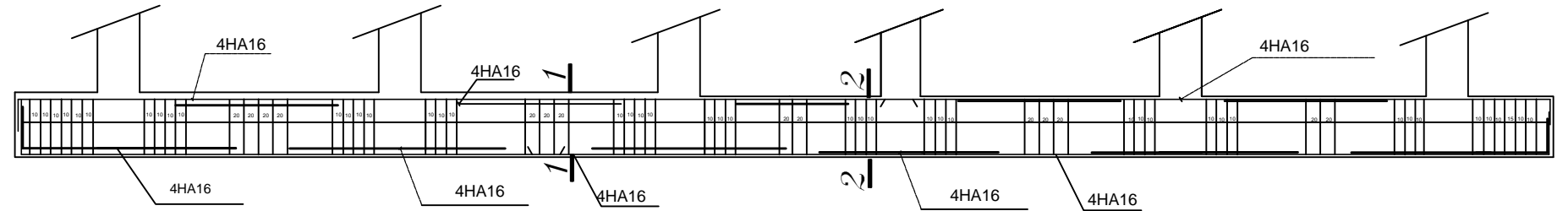
Ferrailage du radier général Sens Y-Y  
COUPE 2-2(en appuis)

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU  
Faculté du Genie de la Construction  
Département de Génie Civil

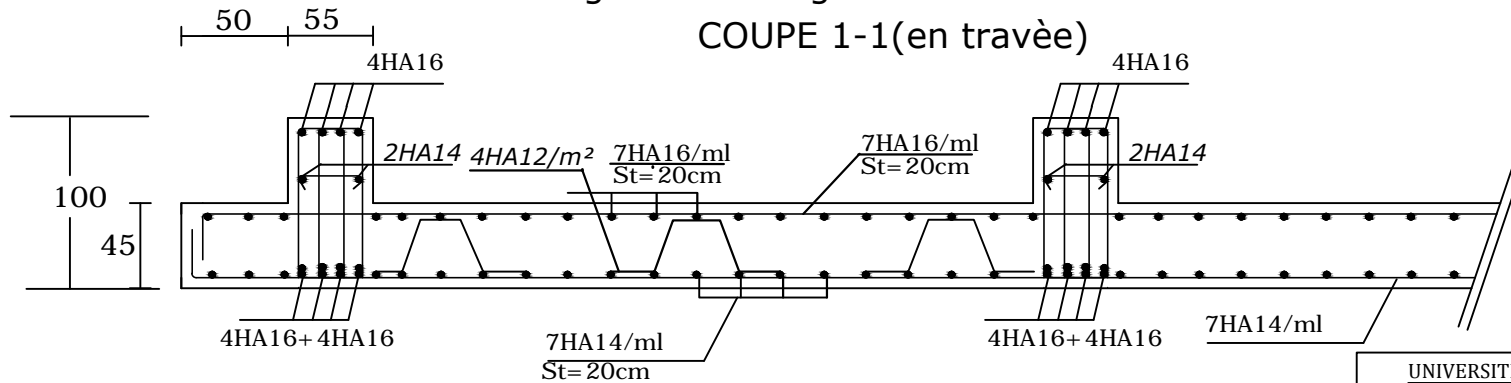
Ferrailage du radier général

Présenté par:	Mr: GACEM AREZKI Mr: HASSANI MADJID Mr: DIF YACINE
Encadré par:	Mr:GHOULEM

FERRAILLAGE NERVURE DIM (55 X 100) sens longitudinale



Ferrailage du radier général Sens X-X  
COUPE 1-1(en travée)



Ferrailage du radier général Sens X-X  
COUPE 2-2(en appuis)

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU  
Faculté du Genie de la Construction  
Département de Génie Civil

Ferrailage du radier général

Présenté par:	Mr: GACEM AREZKI Mr: HASSANI MADJID Mr: DIF YACINE
Encadré par:	Mr:GHOUILEM

# Conclusion-Générale

La maîtrise de l'ingénierie en génie civil appliquée aux structures en béton armé représente à l'heure actuelle un domaine en pleine expansion, marqué par une dynamique internationale. L'approche moderne de la sécurité au séisme présente le double avantage de rendre les immeubles en béton armé plus sûres tout en offrant des perspectives architecturales nouvelles.

Cette étude apporte une vue d'ensemble sur le plan des techniques d'ingénierie du bâtiment, elle nous confirme les avantages du contreventement (voile - portique), par rapport à la construction auto stables, elle garantit une grande résistance et un meilleur comportement de la structure vis à vis du séisme.

Les résultats techniques et les illustrations de cette étude, ont été élaborées et annotées à l'aide d'un logiciel de calcul des structures par éléments finis « Robot2010 », qui nous a permis de mieux comprendre, interpréter, et même observer le comportement de la structure en phase de vibration ; Comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.

Les résultats interprétés nous ont montrés une disposition adéquate des voiles dans notre structure :

- En minimisant les déplacements latéraux.
- En limitant les risques de la torsion.
- En assurant une bonne distribution des efforts.

Ce qui nous à conduit a ferrailler les poteaux par le minimum du RPA99.

D'autre part l'importance de la section de ces derniers, a été imposée par ce règlement afin de vérifier ses différentes exigences à savoir :

- Interaction.
- Sollicitations normales et tangentés.

# *Bibliographie*

- ❖ Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- ❖ DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- ❖ Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- ❖ Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des  
ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- ❖ Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- ❖ Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- ❖ Aide mémoire RDM Dunod (Abaques de GALERKIN et HAHN).
- ❖ Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- ❖ Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.