

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



# Memoire de fin d'études



EN VUE D'OBTENTION DU DIPLOME  
DE MASTER PROFESSIONNEL

OPTION : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE.

## Thème

Etude d'un bâtiment (R+10+S-SOL) contreventé par voiles  
à usage d'habitation et commercial



Etudié par :

M<sup>elle</sup> : NOURI  
M<sup>elle</sup> : SADI

OURDIA  
DIHIA

Dirigé par :

M<sup>r</sup>. ILLOULI

Promotion:2015/2016

# *Remerciements*

*En premier lieu, nous remercions Dieu  
le tous puissant.*

*En second, nos chers parents de nous avoir aidé  
pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit  
de plusieurs années d'études.*

*Nous tenons encore à remercier notre promoteur  
M<sup>r</sup> ILLOULI qui est le guide et l'exemple du sérieux  
dans le travail et de savoir dans ce  
domaine et pour le vif intérêt qu'il a témoigné à l'égard  
de notre travail, aussi pour son aide, si efficace qu'il nous  
a apporté.*

*Nous sommes également très reconnaissants, à toute personne  
ayant contribué à la limite du possible du près ou de loin  
à l'élaboration de ce modeste travail, en particulier :*

*Le corps enseignant du département de génie civil.*

*Le personnel de la bibliothèque de génie civil.*

*Nous remercions aussi les membres du jury qui nous feront  
L'honneur de juger notre travail.*

# Dédicaces

*Je dédie Ce modeste travail.*

✚ A mes très chers parents qui m'ont guidée durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

✚ A ma très chère grande mère ;

✚ A mes très chers frères ( Ahmed et Abd Assalam) ;

✚ A mes très chères sœurs (Nawal et Tinhinan ) ;

✚ A toute ma famille sans exception ;

✚ A tous mes amis (Kamilia; Kamelia ;Ania; Radia;

Souhila ;Yamina ;Sonia ;Zina ; Nadia ; Nora ; Ghiles ;

Boussad ;Farid ;Yakoub...);

✚ En fin, je remercie mon binôme SADI DIHIA qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

*Nouri Ourdia*

# Dédicaces

*Je dédie Ce modeste travail :*

- ✚ *A mes très chers parents qui m'ont guidée durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- ✚ *A mes très chers frères (Mohand ; Lyes ; Khaled ; Djamel ; Mahdi) ;*
- ✚ *A mes très chères sœurs (Hassina et Kahina) ;*
- ✚ *A toute ma famille sans exception.*
- ✚ *A mon mari Abd Anour et sa Famille*
- ✚ *A tous mes amis (Kamilia ; Kamelia ; Ania ; Radia ; Souhila ; Yamina ; Sonia ; Zina ; Nadia ; Nora ...)*
- ✚ *En fin, je remercie ma binôme **NOURI OURDIA** qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

*Sadi Dihia*

# **Sommaire**

|                                                                      |            |
|----------------------------------------------------------------------|------------|
| <b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage .....</b>                  | <b>01</b>  |
| <b>Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge .....</b> | <b>11</b>  |
| <b>Chapitre III : Calcul des éléments .....</b>                      | <b>23</b>  |
| <b>Chapitre IV : Présentation de L'Etabs .....</b>                   | <b>94</b>  |
| <b>Chapitre V : vérification de RPA .....</b>                        | <b>107</b> |
| <b>Chapitre VI : ferrailages de poutres .....</b>                    | <b>120</b> |
| <b>Chapitre VII : ferrailages de poteaux .....</b>                   | <b>137</b> |
| <b>Chapitre VIII : ferrailages de voiles .....</b>                   | <b>150</b> |
| <b>Chapitre IX : Etude de l'infrastructure .....</b>                 | <b>162</b> |
| <b>Chapitre X : Etude de mur plaque .....</b>                        | <b>195</b> |
| <b>Conclusion</b>                                                    |            |
| <b>Bibliographie</b>                                                 |            |

**I. Présentation de l'ouvrage et matériaux****I-1) Introduction :**

Chaque travail a un but précis à satisfaire, le projet à étudier, comme tout ouvrage de génie civil doit être calculé de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des 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 :**

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).

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

Le bâtiment comporte :

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

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

- Longueur totale de bâtiment :  $L = 19.65 \text{ m}$
- Largeur totale du bâtiment :  $B = 16.45 \text{ m}$
- Hauteur de sous sol  $H_{ss} = 4.00 \text{ m}$
- 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  $H_a = 0.7 \text{ m}$  ;
- Hauteur totale du bâtiment  $H_t = 37.66 \text{ m}$  ;

**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** : Ils sont en béton armé, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales et une partie des charges horizontales.
- **Contreventement par voile** : Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

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

**B.1 : La fonction de résistance mécanique :** les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, par rapport aux éléments verticaux, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.

**B.2 : La fonction d'isolation :** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages qui peuvent être assurés complémentirement par un faux-plafond et un revêtement de sol approprié.

Dans notre cas, deux types de planchers s'imposants :

**a-planchers en corps creux :**

Ils sont constitués de corps creux et dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées, destinés aux planchers du RDC, sous-sol et des étages courants.

**b-planchers en dalle pleine :**

Ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Ils sont prévus pour les balcons, Et les planchers porteurs de l'appareil de levage (ascenseur).

**c. L'escalier :**

Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier, composée de paliers et de paillasses, réalisées en béton armé coulé sur place.

**d.Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles coulés sur place.

**e.Le coffrage :**

On utilise pour le coffrage métallique dans le but de limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

**f.La maçonnerie :**

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

**g.Les revêtements :**

- ❖ Etanchéité : destiné à la protection de plancher terrasse, composé de : gravillon roulé, feuille multicouches, isolation et une forme de pente de 1,5 %.

Les revêtements utilisés sont :

- ❖ carrelages scellés pour le revêtement horizontal

- ❖ Céramique pour les cuisines et salles d'eaux
- ❖ Enduits plâtres pour cloisons intérieurs
- ❖ Mortier de ciment pour les murs extérieurs

**I-1-4) Etude géotechniques :** L'étude géotechnique a pour objectif de :

- Connaître la nature du sol ;
- Vérifier le degré d'homogénéité du sol ;
- Localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations.

**I-1-4-1) Reconnaissance sur site :**

Le programme des travaux de reconnaissance sur site établi par le laboratoire consiste en la réalisation de deux sondages carottés et une campagne pénétrométrique.

**a) Sondages carottés :**

Deux sondages carottés ont été réalisés afin de reconnaître la nature géologique des formations qui constitue le sous-sol de terrain d'assise et de prélever des échantillons intacts pour les essais de laboratoire.

**b) Essais pénétrométriques :**

Six essais de pénétromètre dynamique ont été réalisés à l'aide d'un pénétromètre dynamique dans le but de déterminer la résistance à la pénétration par battage du sol, de vérifier le degré d'homogénéité du sol et de localiser une profondeur potentielle des fondations.

Compte tenu de la nature géologique du terrain nous avons :

- Un taux de travail de l'ordre 1,8 bars = 0.18 MPa
- Une profondeur d'ancrage des fondations de 3,20 m.

Pour le calcul des ouvrages de soutènement, les caractéristiques intrinsèques du sol à adopter sont :

L'angle de frottement interne  $\phi = 30^\circ$

La densité humide  $\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$ .

La cohésion  $C = 0$

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

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

### 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 cm<sup>2</sup>).

On utilise la valeur de résistance 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 modifie 99)

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

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

Dans notre calcul on a une classe de béton C<sub>25</sub>, pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

#### A-2) Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa,} \quad [I-03] \quad (\text{Art 2.1, 12 BAEL 91 modifie 99})$$

Dans notre cas :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$

#### A-3) Module d'élasticité longitudinale :

On distingue les modules de Young Instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte *artificiellement* les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané.

$$E_{ij} \approx 3 E_{vj}$$

##### A-3-1) Module d'élasticité instantané : [BAEL 91 modifie 99 / Art.2.1 21]

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

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

**A-3-2) Module d'élasticité différée :** [BAEL 91 modifie 99/ Art A.2.1 22]

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

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

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

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

Le module de déformation transversale est donné par :

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

Avec :

\*  $\nu$  : Coefficient de poisson

\*  $E$  : module de Young (module d'élasticité)

➤ **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale dont les valeurs sont données par

[Art A.2.1, 3 / BAEL 91 modifie 99]

$\nu = 0$  pour des sollicitations à ELU

$\nu = 0,2$  pour le calcul des déformations à ELS

**I-2-1-1) Les états limites:**

On distingue deux types d'états limites à savoir :

ELS : état limite de service ;

ELU: état limite ultime.

**I-2-1-2) les contraintes limites de béton :**

On définit les contraintes limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de Sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels la structure est calculée.

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

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

On distingue :

-Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).

-Etat limite déformation (pas de flèche excessive).

-Etat limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

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

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

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

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

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

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

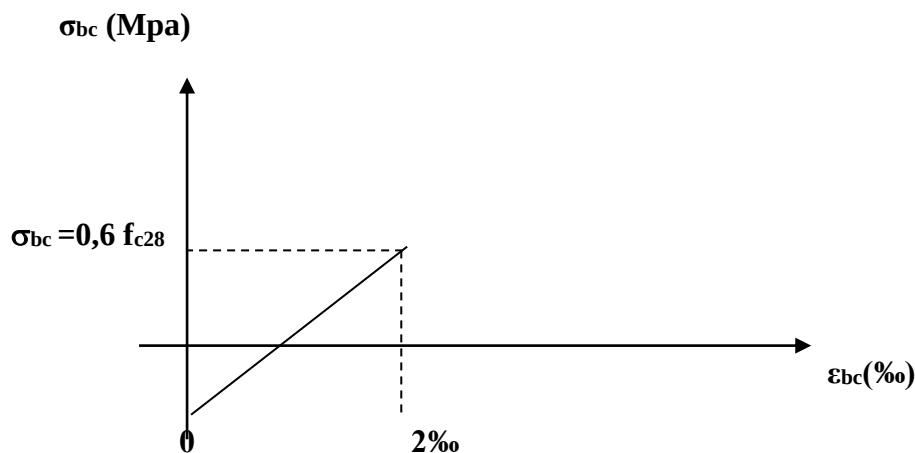


**Fig. I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS**

**b) Contrainte limite de cisaillement (Art A.5.1,21/ BAEL 91)**

Elle est donnée par la formule suivante :

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

$V_U$  : est l'effort tranchant dans la section étudiée

$b$  : valeur de la largeur de la section cisailée

$d$  : hauteur utile.

La contrainte de cisaillement est donnée par la relation suivante :

$$\overline{\tau}_u = \min \left( 0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{Fissuration peu nuisible ;}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

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.

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

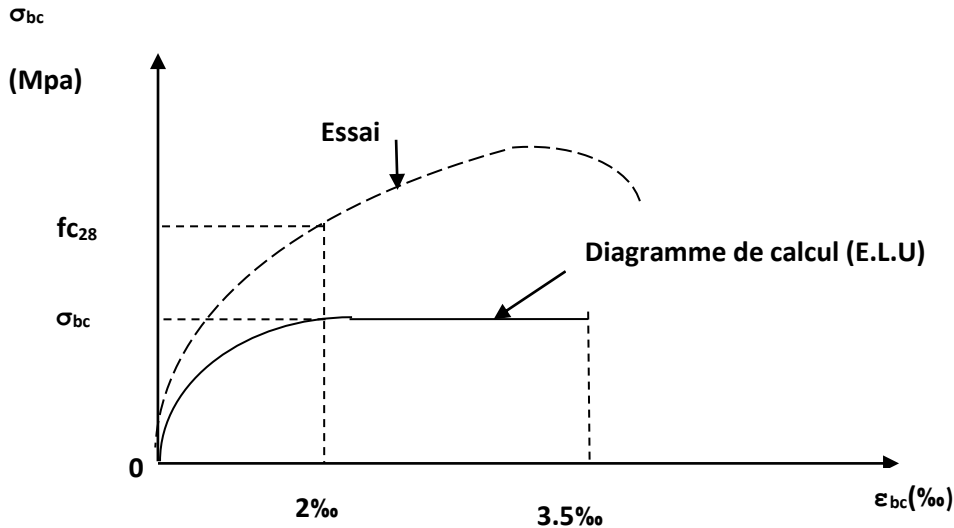


Fig. I-2 : Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

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

Avec  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité ;

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

Dans notre cas  $\gamma_b = 1,5$

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

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

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

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

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

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

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

❶ Les aciers doux, ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235MPa. Ce sont des ronds lisses, qui sont rarement utilisés en raison de leur très grande déformation à la rupture (allongement de 22%).

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

❸ Les aciers à haute adhérence de type II. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%.

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

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

#### a) 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  $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$ .

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 limitation 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]

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

Avec :  $\overline{\sigma}_s$  : 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]

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

Avec  $\eta$  coefficient de sécurité :

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

La contrainte pour les différents aciers est :

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

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

### ③ Fissuration très préjudiciable :

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

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

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

Les aciers doux :  $\sigma_s = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} 235 ; \max \left[ 0,5 \times 235 ; 110 (1,0 \times 2,1)^{1/2} \right] \right\} = 125,3 \text{ MPa}$

### b) Calcul d'aciers à l'ELU :

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

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

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

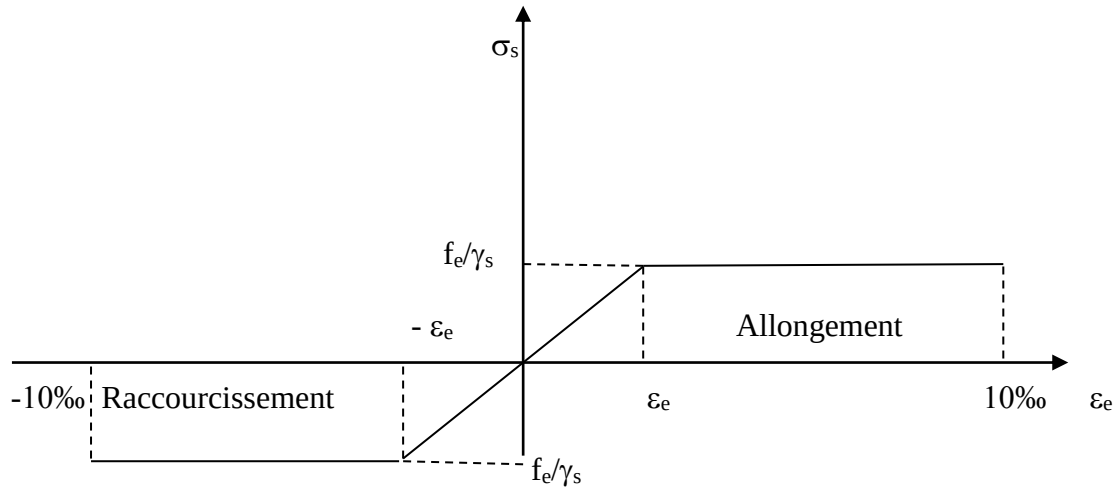


**Fig. I-3: Diagramme contrainte-déformation de calcul de l'acier à l'ELU.**

#### **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= 5 cm** : pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industries chimiques).

**c= 3 cm** : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

**c=1cm** : 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 cm**.

Pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur

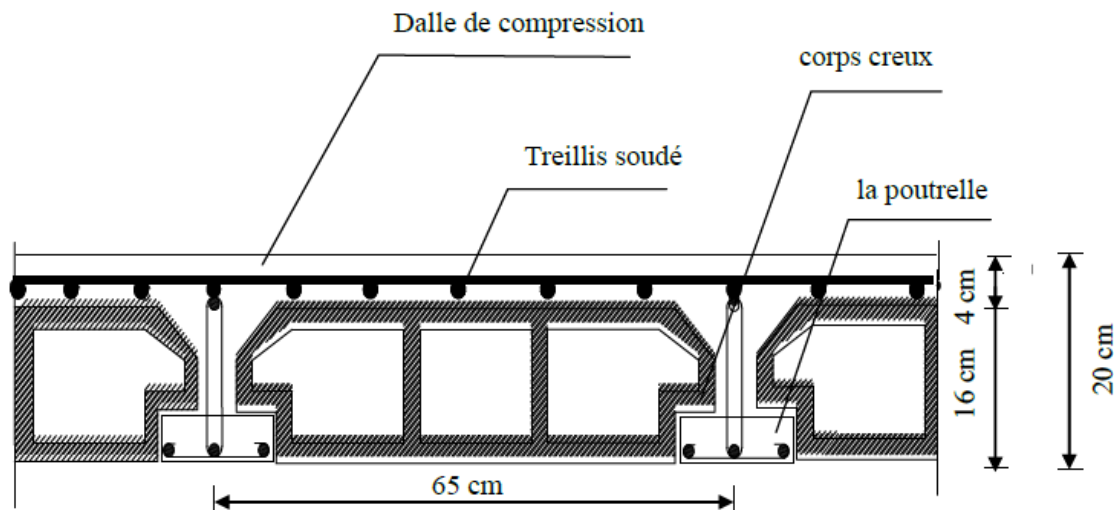


Fig. II.1): coupe d'un plancher en corps creux.

**II -1-2) poutres :**

D'après le RPA 99 (modifié 2003 Art 7-5-1), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

1. Largeur :  $b \geq 20 \text{ cm}$
2. Hauteur :  $h \geq 30 \text{ cm}$
3. Rapport :  $\frac{h}{b} \leq 4$
4.  $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$ .

Avec :  $h$  : hauteur de la poutre ;  
 $b$  : largeur de la poutre ;  
 $b_1$  : largeur de poteau.

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

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

Avec :  $h_t$  : hauteur totale de la poutre ;  
 $L$  : portée maximale considérée entre nus d'appuis ;

Dans notre cas  $L = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$

Donc :

$$\frac{370}{15} \leq h_t \leq \frac{370}{10} \quad \Rightarrow \quad 24.67 \leq h_t \leq 37 \quad (\text{cm}).$$

Soit  $h_t = 40 \text{ cm}$

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

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

$b = 35 \text{ cm}$

La section des poutres principales est :  $b \times h_t = 40 \times 35 \text{ (cm}^2\text{)}$

**B - 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  $L = 320 - 30 = 290$  cm

$$\frac{290}{15} \leq h_t \leq \frac{290}{10} \implies 19.33 \leq h_t \leq 29.00 \text{ (cm)}$$

On prend  $h_t = 35$ cm

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

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

Soit  $b = 30$  cm

Donc la section de la poutre secondaire est :  $(b \times h_t) = (30 \times 35) \text{ (cm}^2\text{)}$

**Tableau : vérification des conditions exigées par le RPA :**

| conditions       | Poutres principales | Poutres secondaires | Vérifications |
|------------------|---------------------|---------------------|---------------|
| $h \geq 30$ cm   | 40cm                | 35cm                | ok            |
| $b \geq 20$ cm   | 35cm                | 30cm                | ok            |
| $h_t / b \leq 4$ | 1.14                | 1.16                | ok            |

**Conclusion :**

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- poutres principales  $(35 \times 40) \text{ cm}^2$
- poutres secondaires  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

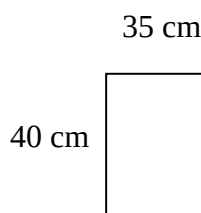


**Fig.II-2 : Poutre principale**

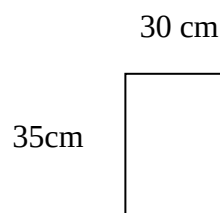


**Fig.II-3 : poutre secondaire**

**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 **L'article 7.7.1 /RPA ver 2003**

Sont considéré comme voiles les éléments satisfaisant la condition  $L \geq 4e$

**L'épaisseur (a) :**

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

**-Pour le sous sol :**

$$H_e = H - e_{\text{dalle}}$$

H : hauteur de la hauteur de sous sol

$e_{\text{dalle}}$  : épaisseur de la dalle

$$H_e = 4 - 0.2 = 3.8$$

$$e = 380/20 = 19 \text{ cm}$$

**-Pour le RDC :**

$$H_e = H - e_{\text{dalle}}$$

H : hauteur de RDC

$e_{\text{dalle}}$  : épaisseur de la dalle

$$H_e = 3.06 - 0.2 = 2.86$$

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

$$a = 286/20 = 14.30 \text{ cm}.$$

On adoptera une épaisseur de voile  $a = 20 \text{ cm}$

**- Longueur du voile :**

• **Vérification des exigences du RPA :**

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

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

$$L_{\min} = 4a \geq 4 \times 0.2 = 0.8 \text{ vérifiée}$$

2- L'ouvrage sera implanté a tizi- ouzou, zone de moyenne sismicité (IIa) .

L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$a = 20 \text{ cm} \geq a_{\min} = 15 \text{ cm}$$



$$a \geq \frac{H_e}{20}$$

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

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

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

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

Avec : S : section transversale du poteau ;

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

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

Dans notre cas le poteau le plus sollicité est le poteau **(B7)**  
**Calcul de la surface revenant au poteau (B7) :**

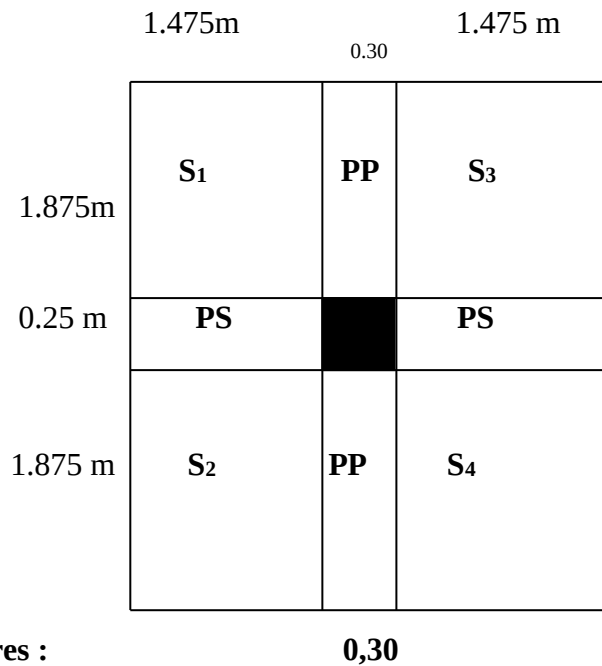
$$S_1 = 1.475 \times 1.875 = 2.77 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.475 \times 1.875 = 2.77 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.475 \times 1.875 = 2.77 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.475 \times 1.875 = 2.77 \text{ m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 11.08 \text{ m}^2$$



**b) Calcul du poids propre des poutres :**

❖ **Poutres principales :**

$$G_{PP} = h \cdot b \cdot L_{PP} \cdot \rho$$

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

$$G_{PP} = [0,30 \times 0,35 \times (1.875 + 1.875)] \times 25 = 9.84 \text{ KN}$$

❖ **Poutres secondaires :**

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

$$G_{PS} = [0,25 \times 0,30 \times (1.475 + 1.475)] \times 25 = 5.53 \text{ KN}$$

**II-2) Descente de charges :**

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

**a) Charges permanentes :**

**Plancher terrasse : Tableau II-1 :**

| N° | désignation                    | Epaisseur e [m] | Poids volumique $\gamma$ [KN/m <sup>3</sup> ] | Charge $G_i$ [KN/m <sup>2</sup> ] |
|----|--------------------------------|-----------------|-----------------------------------------------|-----------------------------------|
| 1  | Couche de gravillon            | 0,05            | 17                                            | 0,85                              |
| 2  | Étanchéité multicouches        | 0,02            | 06                                            | 0,12                              |
| 3  | Forme de pente en béton        | 0,07            | 22                                            | 1,54                              |
| 4  | Isolation thermique (liège)    | 0,04            | 04                                            | 0,16                              |
| 5  | Feuille de polyane             | 0,01            | 01                                            | 0,01                              |
| 6  | Plancher en corps creux (16+4) | 0,20            | /                                             | 2,80                              |
| 7  | Enduit de plâtre               | 0,02            | 10                                            | 0,20                              |
|    |                                |                 | total                                         | <b>5.68</b>                       |

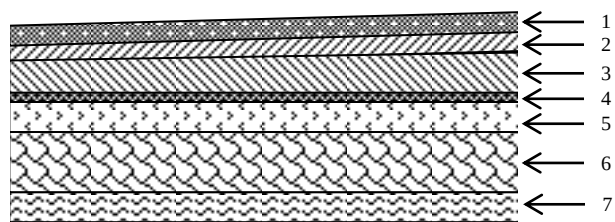
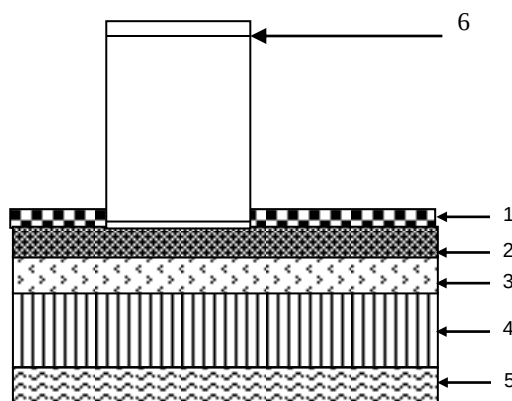


Fig. II-5 : Coupe verticale du plancher terrasse

## ➤ Plancher d'étage courant et commercial: 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            | 22                                            | 0,44                              |
| 2  | Mortier de pose                | 0,02            | 20                                            | 0,40                              |
| 3  | Couche de sable                | 0,02            | 18                                            | 0,36                              |
| 4  | Plancher en corps creux (16+4) | 0,20            | -                                             | 2,80                              |
| 5  | Enduit de plâtre               | 0,02            | 12                                            | 0,24                              |
| 6  | Cloison de séparation          | 0,10            | 13                                            | 1,3                               |
| 7  |                                |                 | total                                         | 5.54                              |

Fig II-6 : Coupe vertical de plancher d'étage courant



➤ Dalles pleines (balcons) : Tableau II-3

| 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            | 22                                            | 0,44                              |
| 2  | Mortier de pose      | 0.02            | 22                                            | 0,44                              |
| 3  | Couche de sable      | 0.02            | 18                                            | 0,36                              |
| 4  | dalle en béton arme  | 0.15            | 25                                            | 3,75                              |
| 5  | Mortier de ciment    | 0.02            | 22                                            | 0,44                              |
|    |                      |                 | total                                         | <b>5,43</b>                       |

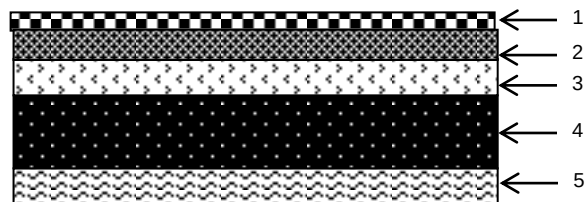


Figure II-6 Coupe transversale de la dalle pleine

➤ Maçonnerie :

a) Murs extérieurs :

Tableau II.4 Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur)

| N° | Eléments         | Épaisseurs | Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> ) | Charge G (KN/m <sup>2</sup> ) |
|----|------------------|------------|-----------------------------------------------|-------------------------------|
| 01 | Enduit de ciment | 0.02       | 22                                            | 0.44                          |
| 02 | Briques creuses  | 0.15       | 9                                             | 1.35                          |
| 03 | Lame d'air       | 0.05       | -                                             | 0                             |
| 04 | Briques creuses  | 0.10       | 9                                             | 0.9                           |
| 05 | Enduit de plâtre | 0.02       | 10                                            | 0.2                           |
|    |                  |            |                                               | <b>2.89</b>                   |

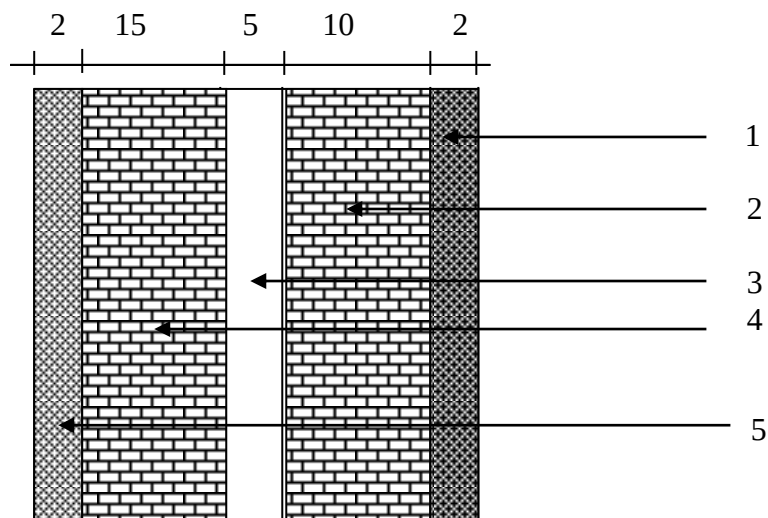


Fig. II-7 : Coupe verticale d'un mur extérieur

## b) Murs intérieurs :

Tableau II.5 Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur intérieur)

| N°                            | Eléments         | Epaisseurs | Poids volumique $\gamma$<br>(KN/m <sup>3</sup> ) | Charge<br>G(KN/m <sup>2</sup> ) |
|-------------------------------|------------------|------------|--------------------------------------------------|---------------------------------|
| 01                            | Enduit de plâtre | 0.02       | 10                                               | 0.2                             |
| 02                            | Brique creuse    | 0.10       | 9                                                | 0.9                             |
| 03                            | Enduit de plâtre | 0.02       | 10                                               | 0.2                             |
| Totale $G_t=1.3\text{kg/m}^2$ |                  |            |                                                  |                                 |

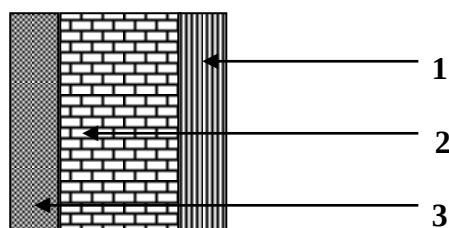


Fig II-8 : Coupe vertical d'un mur intérieur

## Poids propre des éléments revenant a la surface d'influence

## ❖ Plancher terrasse :

$$G_t = G \cdot S = 5.68 \times 11.08 = 62.93 \text{ KN}$$

## ❖ Plancher courant :

$$G_c = G \cdot S = 5.54 \times 11.08 = 61.38 \text{ KN}$$

### ❖ Poutres :

Poids des poutres  $\rho = 25 \text{ KN/m}^2$

### -Poutres principales :

$$G_{PP} = [(0.30 \times 0.35) \times (1.875 + 1.875)] \times 25 = 9.84 \text{ KN}$$

### -Poutres secondaires :

$$G_{PS} = [(0.25 \times 0.30) \times (1.475 + 1.475)] \times 25 = 5.53 \text{ KN}$$

**-Poids total :**  $G_p = 9.84 + 5.53 = 15.37 \text{ KN}$

### ❖ Poids des poteaux:

Poids des poteaux des étage courant et RDC

$$G = a.b.h_{\text{pot}} \cdot \rho_b$$

$$G = (0.3 \times 0.3) \times 3.06 \times 25 = 6.88 \text{ KN}$$

Poids des poteaux de sous-sol

$$G = (0.30 \times 0.30) \times 4.00 \times 25 = 9.00 \text{ KN}$$

### b) Surcharge d'exploitation :

les surcharges d'exploitation sont donnée par le DTR (article 7.2.2) comme suit

Tableau II-6

| Elément                          | Surcharge (KN/m <sup>2</sup> ) |
|----------------------------------|--------------------------------|
| - Plancher terrasse inaccessible | 1                              |
| - Plancher d'étage courant       | 1,5                            |
| - Plancher commercial            | 4,0                            |
| - Balcon                         | 3,5                            |
| Les escaliers                    | 3.5                            |
| Sous soul                        | 3.5                            |
| Plancher de RDC                  | 2 .5                           |
| L'acrotère                       | 1                              |

➤ Surcharge du Plancher terrasse inaccessible :  $1.00 \times 11.08 = 11.08 \text{ KN}$

➤ Surcharge du Planche à usage d'habitation :  $1.5 \times 11.08 = 16.62 \text{ KN}$

➤ Surcharge du Plancher à usage commercial :  $4,0 \times 11.08 = 44.32 \text{ KN}$

➤ Surcharge du Plancher RDC :  $2.5 \times 11.08 = 27.7 \text{ KN}$

➤ Surcharge du Plancher sous-sol :  $3.5 \times 11.08 = 38.78 \text{ KN}$

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

#### e) Dégression vertical des surcharges d'exploitation

Les règles du DTR 2.2 (Art 6.3) exigent l'application de la dégression des surcharges D'exploitation. Ces dernières s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de Niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme Indépendantes.

La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{pour } n \geq 5.$$

Car les niveaux ne sont pas charge de la même manier.

Q<sub>0</sub> : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q<sub>i</sub> : surcharge d'exploitation de l'étage i.

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

Q<sub>n</sub> : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des

Surcharges

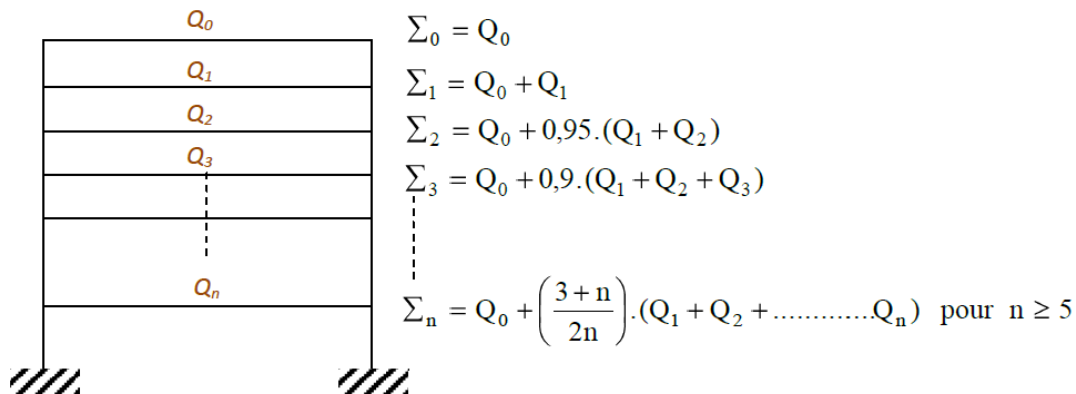


**Fig II 9 : Dégression vertical des surcharges d'exploitation**

Avec :  $Q_0 = 1 \times 11.08 = 11.08 \text{ KN}$

11<sup>eme</sup>-  $Q_0 = 11.08 \text{ KN}$

10<sup>eme</sup>-  $Q_0 + Q_1 = 27.7 \text{ KN}$

9<sup>eme</sup>-  $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 42.658 \text{ KN}$

8<sup>eme</sup>-  $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 55.954 \text{ KN}$

7<sup>eme</sup>-  $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 67.588 \text{ KN}$

6<sup>eme</sup>-  $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 77.56 \text{ KN}$

5<sup>eme</sup>-  $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 85.87 \text{ KN}$

4<sup>eme</sup>-  $Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 93.681 \text{ KN}$

3<sup>eme</sup>-  $Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 102.423 \text{ KN}$

2<sup>eme</sup>-  $Q_0 + 0,67 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 - Q_{r9}) + Q_{r9} = 146,72 \text{ KN}$

1<sup>er</sup>-  $Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 - Q_{r9}) + Q_{r9} + Q_{10} + Q_{11} = 195,95 \text{ KN}$

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
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

**Les sections choisies sont :**

Pour le sous sol ,le RDC:(40x40)  $\text{cm}^2$ .....vérifiée ;  
 Pour le 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étage : (35x35)  $\text{cm}^2$ .....vérifiée ;  
 Pour le 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup> et 7<sup>eme</sup> étage : (30x 30)  $\text{cm}^2$ .....vérifiée ;  
 Pour le 8<sup>eme</sup>, 9<sup>eme</sup> et 10<sup>eme</sup> étage : (25x25)  $\text{cm}^2$ .....vérifiée .

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

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

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

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

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

B : section du poteau (bxh) ;

$\lambda$  : Élancement ;

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

$l_0$  : Longueur libre du poteau ;

$i$  : Rayon de giration ;

$I$  : Moment d'inertie.

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

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

Pour le sous sol :(40x 40) $\text{cm}^2$ ,  $l_0=3,06 \text{ m} \implies \lambda=18,55 < 50$ .....vérifiée

Pour le RDC : (40x 40) $\text{cm}^2$ ,  $l_0=4,08 \text{ m} \implies \lambda=24,73 < 50$ .....vérifiée

Pour le 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étage:(35 x 35)  $\text{cm}^2$ ,  $l_0=3,06 \text{ m} \implies \lambda=21,20 < 50$ ..... vérifiée

Pour le 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup> et 7<sup>eme</sup> étage : (30 x 30)  $\text{cm}^2$ ,  $l_0=3,06 \text{ m} \implies \lambda=24,73 < 50$ ..... vérifiée

Pour le 8<sup>eme</sup>, 9<sup>eme</sup> et 10<sup>eme</sup> étage : (25 x25)  $\text{cm}^2$ ,  $l_0=3,06 \text{ m} \implies \lambda=29,68 < 50$ ... vérifiée

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

**Introduction :**

La partie de calcul des éléments, portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire, ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale : l'étude sera basée sur le dimensionnement. Le ferrailage et les différentes vérifications.

**III-1) L'acrotère :**

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort (G) dû à son poids propre et à un effort horizontal (Q= 1KN/ml) dû à la main courante qui engendre un moment (M) dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec compression. Le calcul se fera pour une bande de mètre de largeur.

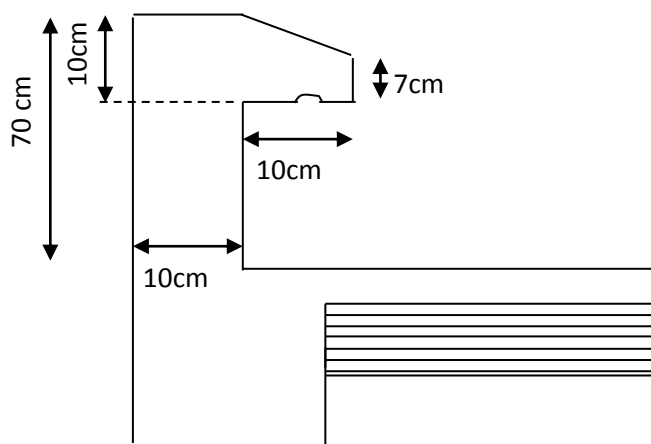


Fig.III-1 : Coupe verticale de l'acrotère.

- Schémas statiques de calcul:

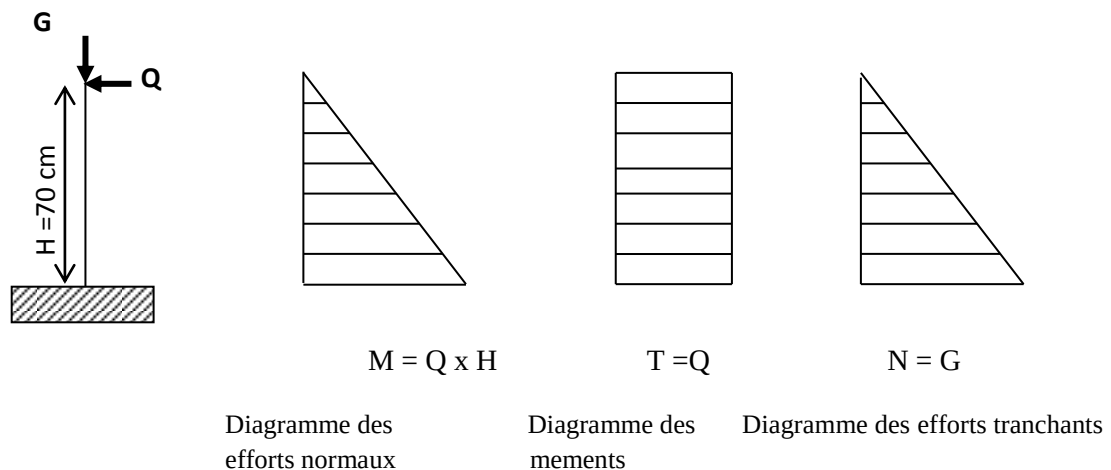


Fig.III-2 : schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

## III.1.1) Calcul des efforts:

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

$$G = \rho \times S = 25 \left( 0,03 \times \frac{0,1}{2} + 0,07 \times 0,1 + 0,7 \times 0,1 \right) = 1,9625 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,9625 \text{ KN/ml}$$

- $\rho$  : masse volumique de béton. (25KN/m<sup>3</sup>)
- $S$  : section transversale de l'acrotère.
- Effort horizontal dû à la main courante:

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

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

$$M_Q = Q \times H \times 1\text{m} = 1 \times 0,7 = 0,7 \text{ KN.m}$$

## III.1.2) Combinaison de charges:

- A l'ELU, la combinaison de charges est:  $1,35 G + 1,50 Q$

-Effort normal de compression dû à  $G$  :  $N_u = 1,35 G = 1,35 \cdot 1,9625 = 2,649 \text{ KN/ml.}$

-Moment de renversement dû à  $Q$  :  $M_u = 1,50 M_Q = 1,50 \cdot 0,7 = 1,05 \text{ KN.m.}$

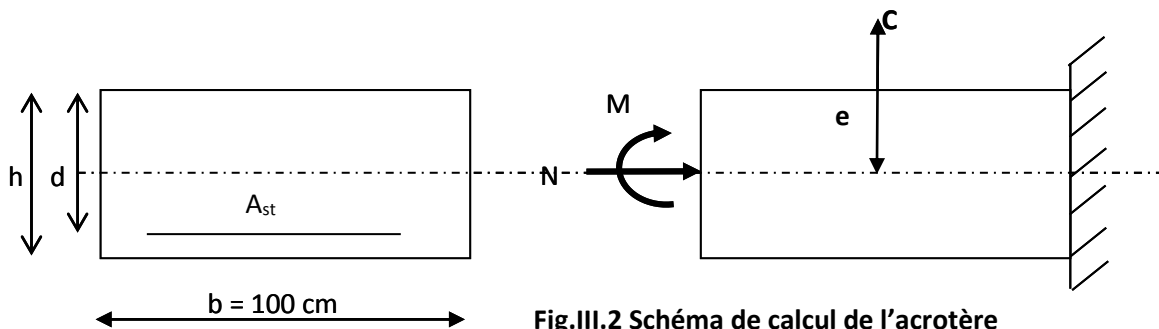
- A l'ELS, la combinaison de charges est:  $G + Q$

- Effort normal de compression :  $N_s = G = 1,9625 \text{ KN/ml.}$

-Moment de renversement :  $M_s = 0,7 \text{ KN.m.}$

## III.1.3) Ferraillage:

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



$$b=100\text{cm} ; c=3\text{cm} ; h=10\text{cm} ; d=7\text{cm} ; f_e=400\text{MPa} ; \gamma_s=1,15 ; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

c: centre de pression (  $c=3\text{cm}$ ).

e : excentricité.

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

**a) Calcul des armatures à l'ELU :****➤ Calcul de l'excentricité:**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,649} = 0,39 \text{ m} = 39 \text{ cm.}$$

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

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

**b) Calcul d'armatures en flexion simple:****➤ Moment fictif:**

$$M_f = N_u \times g = N_u (e_u + h/2 - c) = 2.649(0.41) = 1.086 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1.086}{1 \times 0,07^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,0156 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0,0156 \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$\text{Les armatures fictives: } A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1.086}{0,992 \times 0,07 \times 348 \times 10^3} = 0,45 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_f = 0,45 \text{ cm}^2$$

**➤ Calcul d'armatures en flexion composée:**

$$\text{La section réelle d'armatures: } A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,45 - \frac{2,649}{348 \times 10^{-1}} = 0,374 \text{ cm}^2$$

**III.1.4) Vérification a l'ELU :****a- Condition de non fragilité : (BAEL91 /Art A.4.2.1)**

$$A_{\min} = (0.23 b \cdot f_{t28} / f_e) \cdot (e_s - 0.445 d / e_s - 0.185 d)$$

$$\text{Avec : } e_s = M_s / N_s = 0.7 / 1.9625 = 0.356 \text{ m}$$

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

$$A_{\min} = [(0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1) / 400] \times [(35.6 - 0.445 \times 7) / (35.6 - 0.185 \times 7)] = 0.80 \text{ cm}^2$$

On remarque :  $A < A_{\min}$

**Conclusion :** la condition de non fragilité n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale  $A = A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adoptera pour une section d'acier de 4HA8 /ml  $= 2.01 \text{ cm}^2$ , espacés de 25 cm

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA8=2.01cm<sup>2</sup>/ml espacées de 25 cm.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.2.1/BAEL91)**

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \tau_u = \bar{\min} \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \right\} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \right\} = \min \{2.5; 4\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}; \quad V_u : \text{Effort tranchant}; V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$$

$$\text{D'où: } \tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement; les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\psi_s : \text{Coefficient de scellement}; \psi_s = 1.5 \text{ (Acier de haute adhérence)}$$

$$\text{D'où: } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d \cdot \sum \mu_i} \quad \text{avec } \tau_{se} : \text{contrainte d'adhérence}$$

$\sum \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm} \quad \text{avec } n : \text{nombre de barre}$$

$$\text{D'où: } \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.05} = 0.23 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Espacement des barres:**

Armatures principales:  $S_t = 25\text{cm} < \{\min 3h ; 33\text{cm}\} = 30\text{cm} \longrightarrow$  Condition vérifiée

Armatures de répartition:  $S_t = 25\text{cm} < \{\min 4h ; 45\text{cm}\} = 40\text{cm} \longrightarrow$  Condition vérifiée

➤ **Ancrage des barres verticales:**

La longueur de scellement droit est :  $L_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_e}{\tau_s} -$

Avec:  $\tau_s = 0,6(\psi_s)^2 f_{t28} = 0,6 \times (\psi_s)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$

$$\text{D'où: } L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,835} = 282.18 \text{ mm}$$

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

**III.1.5) vérification des contraintes dans l'acier à l'ELS:**

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

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

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

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287 \longrightarrow \beta_1 = 0,916 \longrightarrow k_1 = 44,52$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,7 \times 10^3}{0,916 \times 0,07 \times 2,01 \times 10^2} = 54,31 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \quad (\text{vérifiée})$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{54,31}{44,52} = 1,22 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{vérifiée})$$

➤ **vérification au cisaillement : [Art.A.5.1,1/BAEL 91 modifié 99]** la vérification s'effectue à

$$\text{l'ELU : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} \text{ avec : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN } \tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{100 \times 7 \times 10^2} = 0,214 \text{ MPa}$$

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

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

**III.1.6) vérification au séisme :** pour que l'acrotère résiste à la force horizontale  $F_p$ , elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge  $Q$  donnée .

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

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

Avec :

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

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

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

$W_p$  : poids de l'acrotère, égal à 1,9625 KN/ml

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,9625 = 0,942 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN}$$

**Conclusion :** dans notre cas l'acrotère est ferrailé par :

- Armatures principales  $A = 4HA 8 = 2,01 \text{ cm}^2$ ,  $S_t = 25 \text{ cm}$
- Armatures de répartition  $A_r = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ ,  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

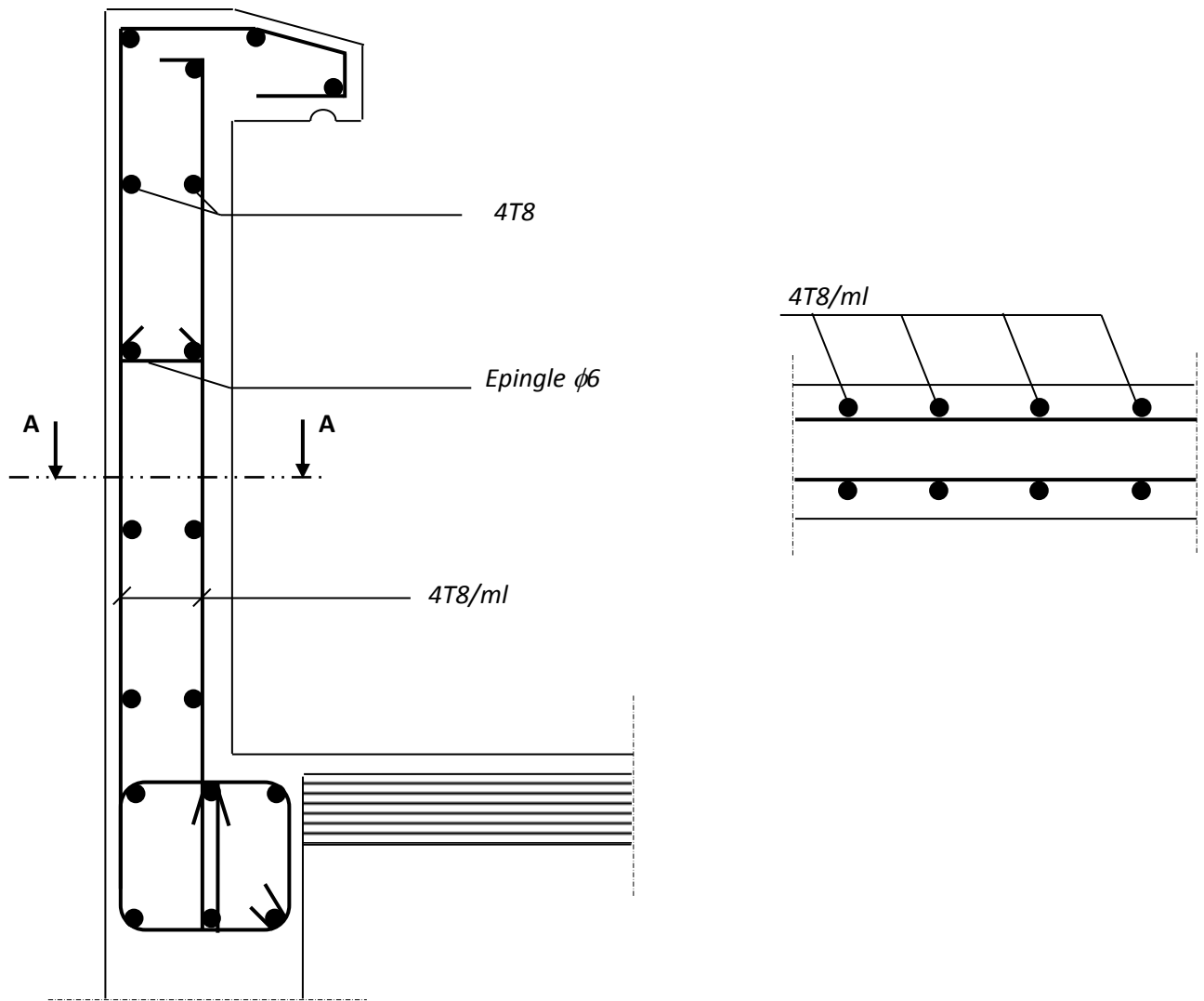


**Fig III.4 : Ferrailage de l'acrotère**

## III.2) Le plancher :

## III-2-1) Introduction :

Notre projet est constitué des planchers en corps creux, d'épaisseur (16+4) cm. Les corps creux sont associés à des poutrelles préfabriquées espacées de 65 cm.

## III-2-2) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de "4 cm" d'épaisseur, armée d'un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser aux valeurs indiquées par B.A.E.L.( Art B.6.8.423) :

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

## ➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}$$

Soit :  $A_{\perp} = 5T_4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ,

$e_s = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

$l$  : distance entre axe des poutrelles ( $50 \text{ cm} < l < 80 \text{ cm}$ )

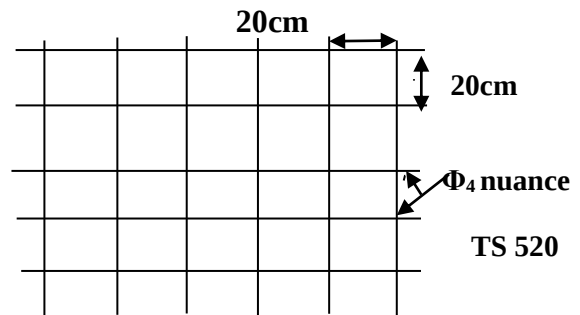


Fig .III.5 : Treillis soudés (200×200)

## ➤ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{//} = 4T_4 = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $e_s = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$  condition vérifiée

On adopte pour un treillis soudé de (4.4.200.200).

## 3) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles supportent des charges uniformément réparties et seront calculées en deux étapes

## a-Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de  $0.95 \text{ KN/m}^2$  ainsi que celui de l'ouvrier :

- Poids propre :  $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux :  $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml} \rightarrow G = 0.74 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

• **Ferraillage à l'ELU :**

- Le calcul se fera pour la travée la plus longue.
- En considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

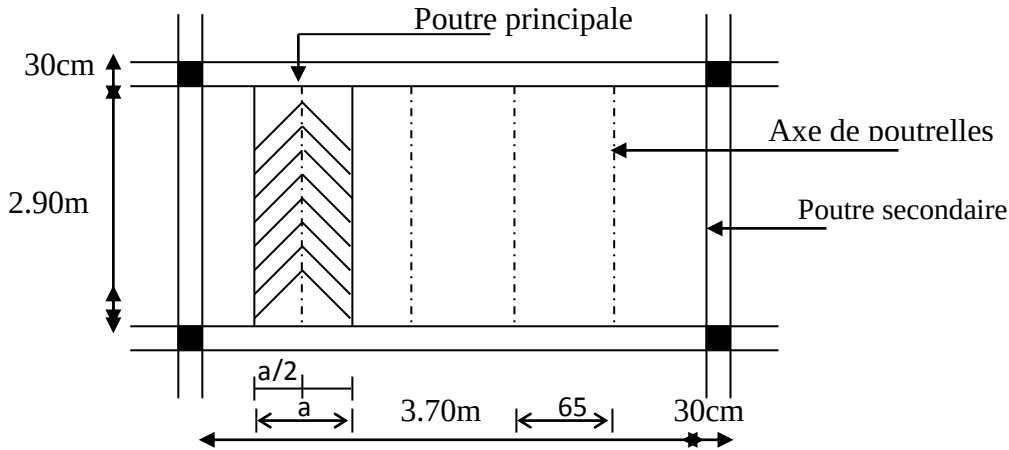


Fig.III.6 : surface revenant aux poutrelles

**Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \quad \text{Avec } G = G_1 + G_2$$

$$q_u = 1.35 \times (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ KN/ml}$$

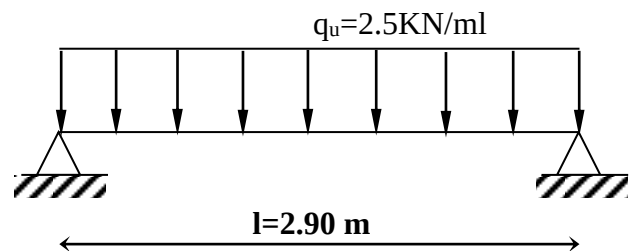
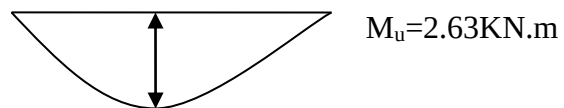


Fig.III.7: Schéma statique de la poutrelle

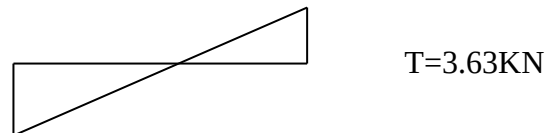
**Moment max en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 2.90^2}{8} = 2.63 \text{ KN.m}$$



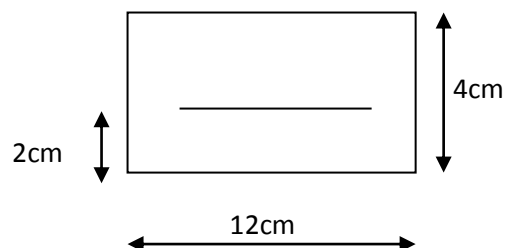
**Effort tranchant max:**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 2.90}{2} = 3.63 \text{ kN}$$



➤ **Calcul des armatures :**

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



Avec :  $b = 12 \text{ cm}$  ;  $d = h - c$  ;  $h = 4 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $d = 2 \text{ cm}$  (hauteur utile)

$$\mu_b = \frac{2.90 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 4.25 > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{la section est doublement armée.}$$

**NB :** comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

### b-Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis (7). Les charges et surcharges seront considérées comme étant uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles. La poutrelle supportera les charges suivantes :

\* Poids propre du plancher :  $G=5,54 \times 0,65=3,60 \text{ KN/m}$  ;

\* Surcharge d'exploitation :  $Q=3,5 \times 0,65 = 2,27 \text{ KN/m}$  ;

La charge de calcul sera donc : à l'ELU  $\rightarrow q_u=1.35G+1.5Q \rightarrow q_u=8,26 \text{ KN/m}$

à l'ELS  $\rightarrow q_s=G+Q \rightarrow q_s=5,87 \text{ KN/m}$

### b-1) Dimensionnement de la poutrelle :

$h=(16+4)= 20 \text{ cm}$  : la hauteur du plancher ;

$h_0=4 \text{ cm}$  : épaisseur de la dalle de compression ;

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

$b_1$  : la largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure.

$$b_1 \leq \min \left( \frac{l}{2} ; \frac{l}{10} ; 8h_0 \right)$$

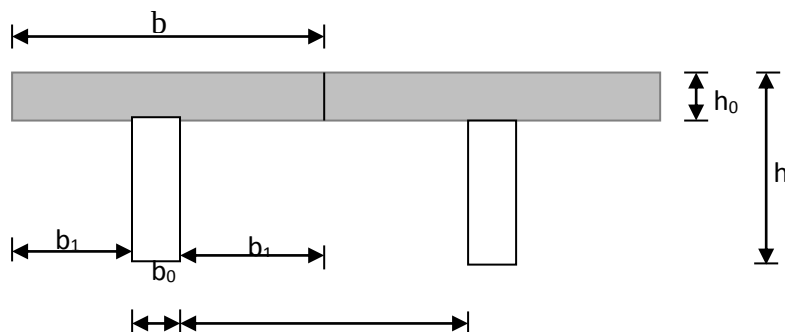


**Fig.III.8 : construction de la section en T**

Avec :

$l$  : Distance entre deux faces voisines de deux poutrelles. ( $l = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$ )

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

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

$L$  : la plus grande portée ( $L = 2.90 \text{ m}$ )

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

**B -2) choix de la méthode de calcul :****a) vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

[Art B.6.2,210/BAEL 91 modifie 99]

• **Hypothèses :**

-la valeur de la surcharge respecte la condition suivante :

$$Q \leq \max \{2G; 5 \text{ KN} / \text{m}^2\}$$

- La fissuration est non préjudiciable.

- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.

- Le rapport de deux travées successives est compris entre 0.8 et 1.25.

• **Vérification :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{On a } Q = 2,27 \text{ KN/ml} \\ 2 G = 2 \times 3,60 = 7,20 \text{ KN/ml} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-la fissuration est non préjudiciable  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

-Les poutrelles du planché ont une même inertie dans les différentes travées

-Les portées vérifient  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$ 

$$\left. \begin{array}{l} \text{On a : } l_i/l_{i+1}=290/290=1 \\ l_i/l_{i+1}=290/290=1 \\ l_i/l_{i+1}=290/290=1 \\ l_i/l_{i+1}=290/290=1 \\ l_i/l_{i+1}=290/290=1 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Conclusion :**

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

❖ **Application de la méthode forfaitaire**

**Exposition de la méthode :** le principe de la méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et en appui à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale de moment fléchissant en travée, celle-ci étant supposée isostatique de la même portée libre et soumise aux charges que la travée considérée.

$\alpha$ : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation non pondérées.

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} \quad \text{avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{2,27}{3,6 + 2,27} = 0,38 \quad \longrightarrow \quad \text{C'est vérifiée}$$

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

- $M_0$  : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges ( $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ )

- $M_w$  et  $M_e$  : moments en valeurs absolues sur l'appui de gauche et de droite de la travée considérée.

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

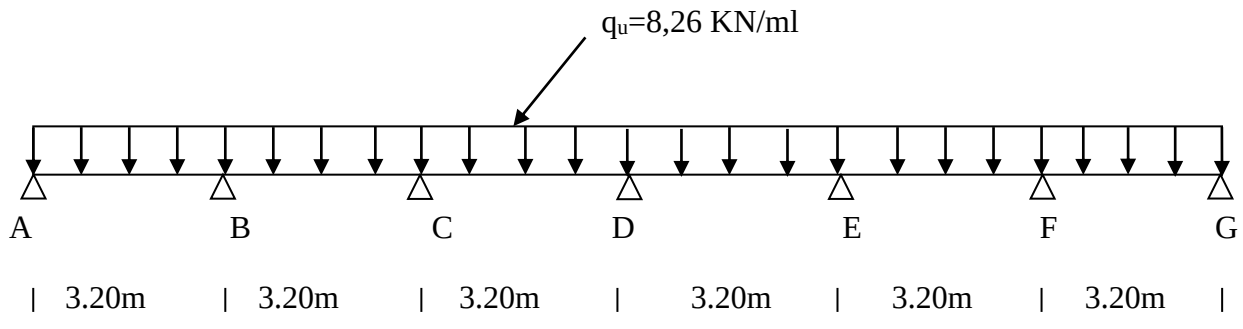
$$1) \quad M_t \geq \max [1,05 M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

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

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

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

- 0,6  $M_0$  pour une poutre à deux appuis.
- 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 appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

**Schéma statique poutrelle I :****1)- Calcul a l'ELU:****Fig.III-9 : Schéma statique de la poutrelle****a) Calcul de rapport de charge ( $\alpha$ ) :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2,27}{3,60+2,27} = 0,38$$

$$(1+0,3\alpha) = (1+0,3 \times 0,38) = 1,12$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,56$$

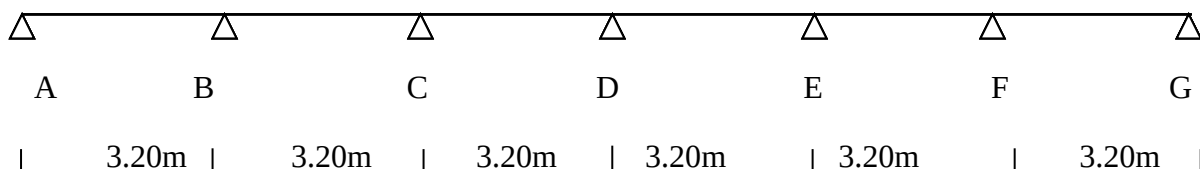
$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,66$$

**b) Calcul de moment isostatique :**

$$M_{01} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{8,26 \times 3,20^2}{8} = 10,57 \text{ kNm} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = M_{06}$$

Car on a :  $L = 3.20 \text{ m}$  dans tous les travées.

$$0,3M_{01} \quad 0,5\text{Max}(M_{01};M_{02}) \quad 0,4\text{Max}(M_{02};M_{03}) \quad 0,4\text{Max}(M_{03};M_{04}) \quad 0,4\text{Max}(M_{04};M_{05}) \quad 0,5\text{Max}(M_{05};M_{06}) \quad 0,3M_{06}$$

**Fig. III -10 : Moments sur appuis****c) Calcul les Moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 10,57 = 3,17 \text{ kNm.}$$

$$M_B = 0,5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 10,57 = 5,28 \text{KNm.}$$

$$M_C = 0,4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 10,57 = 4,23 \text{KNm.}$$

$$M_D = 0,4 \text{Max}(M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 10,57 = 4,23 \text{KNm.}$$

$$M_E = 0,4 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0,4 \times 10,57 = 4,23 \text{KNm.}$$

$$M_F = 0,5 \text{Max} (M_{05}; M_{06}) = 0,5 \times 10,57 = 5,28 \text{KNm.}$$

$$M_G = 0,3 M_{06} = 0,3 \times 10,57 = 3,17 \text{KNm.}$$

#### d) Calcul des Moments en travées :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_{01} \text{ et } (1 + 0,3\alpha) M_0 \geq 1,05 M_0$$

Puisque  $(1 + 0,3\alpha) = 1,12 > 1,05$  donc :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,12 M_0$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

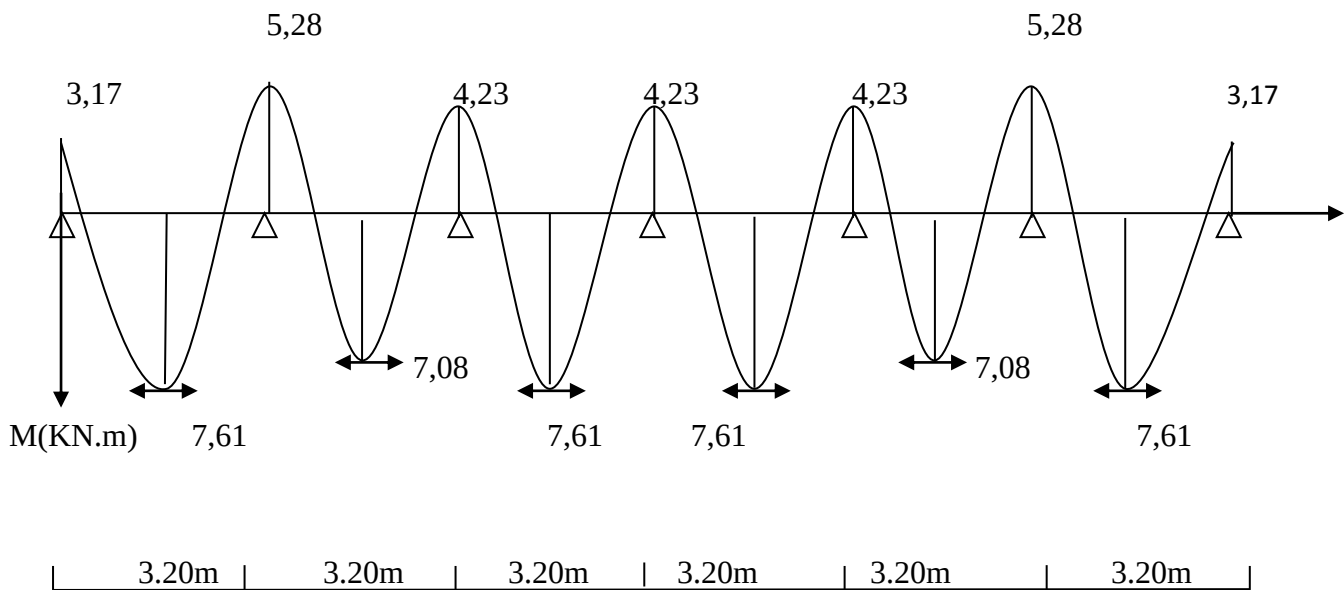
#### e) Calcul des efforts tranchant :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} ; \quad T_e = T_w + q_u L$$

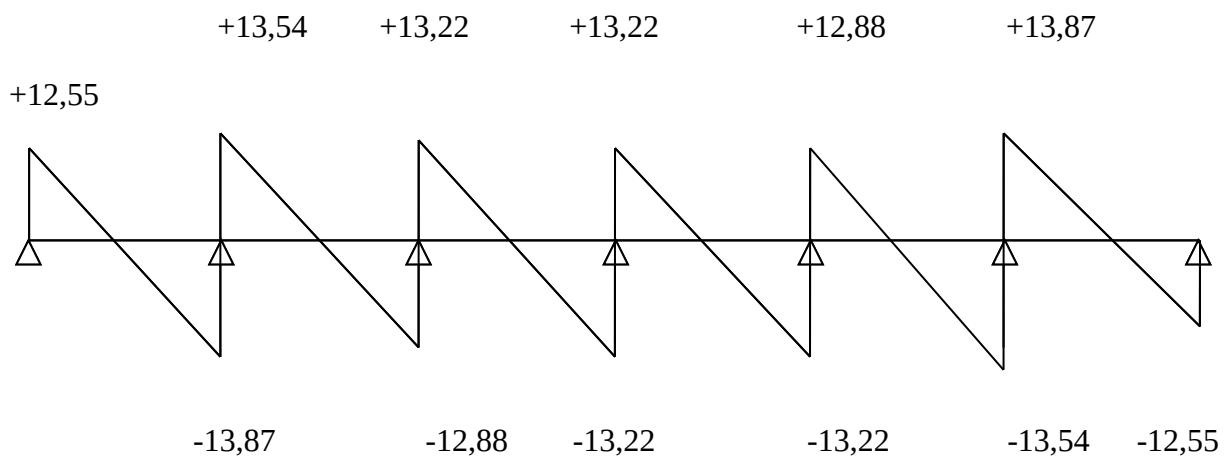
Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

| Travée | $M_0$ | $M_w$ | $M_e$ | $M_t$ | $T_w$ | $T_e$  |
|--------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| AB     | 10,57 | 3,17  | 5,28  | 7,61  | 12,55 | -13,87 |
| BC     | 10,57 | 5,28  | 4,23  | 7,08  | 13,54 | -12,88 |
| CD     | 10,57 | 4,23  | 4,23  | 7,61  | 13,22 | -13,22 |
| DE     | 10,57 | 4,23  | 4,23  | 7,61  | 13,22 | -13,22 |
| EF     | 10,57 | 4,23  | 5,28  | 7,08  | 12,88 | -13,54 |
| FG     | 10,57 | 5,28  | 3,17  | 7,61  | 13,87 | -12,55 |

## ♦ Diagramme des efforts internes:



III-11) Diagramme des moments fléchissant à ELU



III-12) Diagramme des efforts tranchants à ELU

## 2) Calcul à l'ELS :

## a- Calcul de moment isostatique :

$$M_{01} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{5,87 \times 3,20^2}{8} = 7,51 \text{ kNm} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = M_{06}$$

Car on a :  $L = 3.20 \text{ m}$  dans toutes les travées.

**b-Calcul les Moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 7,51 = 2,25 \text{KNm.}$$

$$M_B = 0,5\text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 7,51 = 3,75 \text{KNm.}$$

$$M_C = 0,4\text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 7,51 = 3,004 \text{KNm.}$$

$$M_D = 0,4\text{Max}(M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 7,51 = 3,004 \text{KNm.}$$

$$M_E = 0,4\text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0,4 \times 7,51 = 3,004 \text{KNm.}$$

$$M_F = 0,5\text{Max} (M_{05}, M_{06}) = 0,5 \times 7,51 = 3,75 \text{KNm.}$$

$$M_G = 0,3 M_{06} = 0,3 \times 7,51 = 2,25 \text{KNm.}$$

**c- Calcul des Moments en travées :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{01} \text{ et } (1 + 0,3\alpha) M_0 \geq 1,05 M_0$$

Puisque  $(1 + 0,3\alpha) = 1,06 > 1,05$  donc :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,06 \times M_0$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0$$

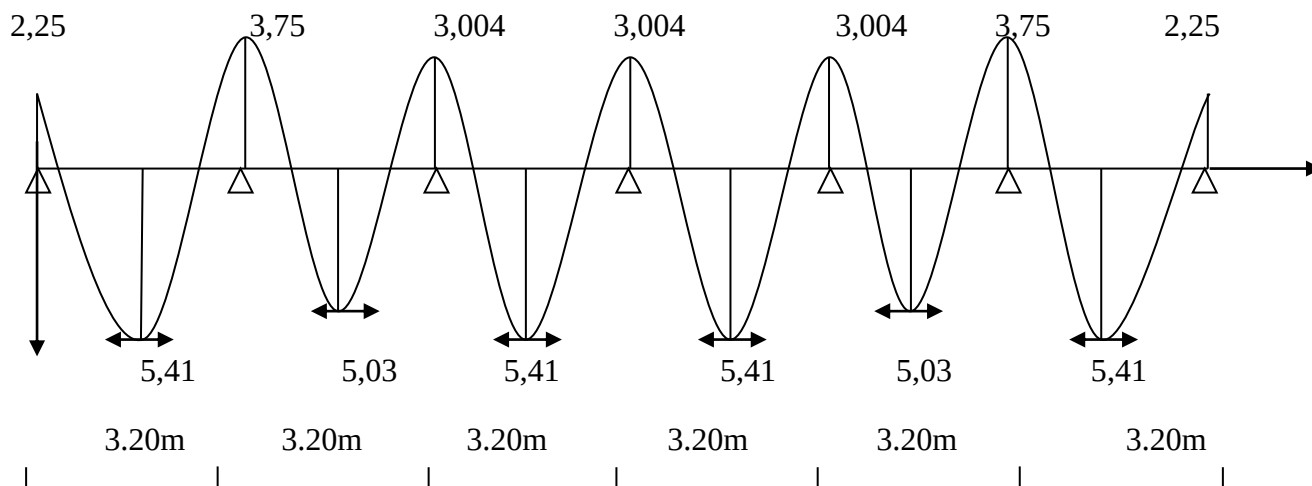
**d) Calcul des efforts tranchant :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2} ; \quad T_e = T_w + q_s L$$

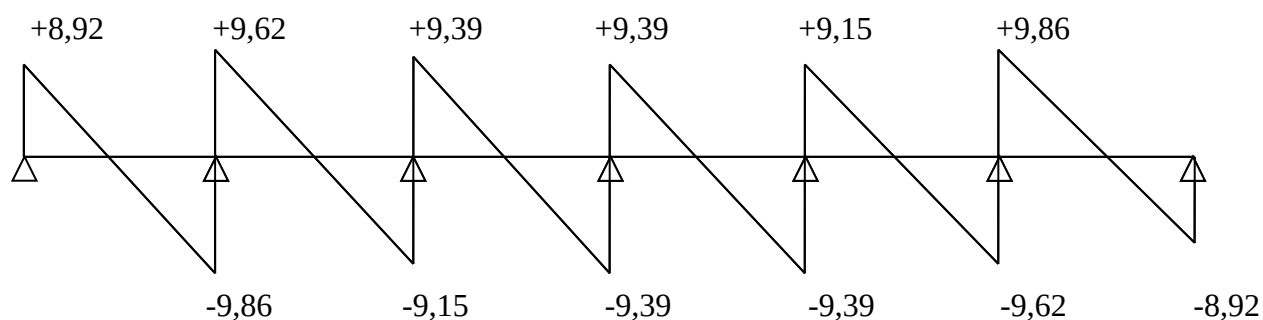
Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

| Travée | $M_0$ | $M_w$ | $M_e$ | $M_t$ | $T_w$ | $T_e$ |
|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| AB     | 7,51  | 2,25  | 3,75  | 5,41  | 8,92  | -9,86 |
| BC     | 7,51  | 3,75  | 3,004 | 5,03  | 9,62  | -9,15 |
| CD     | 7,51  | 3,004 | 3,004 | 5,41  | 9,39  | -9,39 |
| DE     | 7,51  | 3,004 | 3,004 | 5,41  | 9,39  | -9,39 |
| EF     | 7,51  | 3,004 | 3,75  | 5,03  | 9,15  | -9,62 |
| FG     | 7,51  | 3,75  | 2,25  | 5,41  | 9,86  | -8,92 |

## ♦ Diagramme des efforts internes:



III-13) Diagramme des moments fléchissant à ELU



III-14) Diagramme des efforts tranchants à ELS

## Schéma statique poutrelle II :

## a) Calcul à l'ELU :

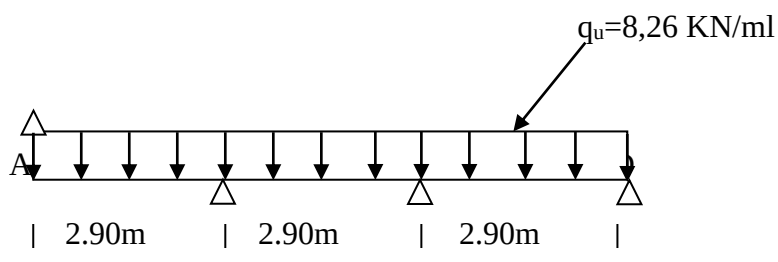


Fig.III-15 : Schéma statique de la poutrelle II

## III-2-3) Calcul a l'ELU :

b) Calcul de rapport de charge ( $\alpha$ ) :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2,27}{3,60+2,27} = 0,38$$

$$(1+0,3\alpha) = (1+0,3 \times 0,38) = 1,12$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,56$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,66$$

## b) Calcul de moment isostatique :

$$M_{01} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{8,26 \times 2,90^2}{8} = 8,68 \text{ kNm} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = M_{06}$$

Car on a :  $L = 2,90 \text{ m}$  dans tous les travées.

$$0,3M_{01} \quad 0,5\text{Max}(M_{01}; M_{02}) \quad 0,5\text{Max}(M_{02}; M_{03}) \quad 0,3\text{Max}(M_{03}; M_{04})$$

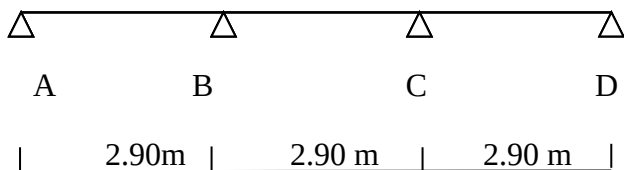


Fig. III -16 : Moments sur appuis

## c) Calcul les Moments aux appuis :

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 8,68 = 2,60 \text{ kNm.}$$

$$M_B = 0,5\text{Max}(M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 8,68 = 4,34 \text{ kNm.}$$

$$M_C = 0,5\text{Max}(M_{02}; M_{03}) = 0,5 \times 8,68 = 4,34 \text{ kNm.}$$

$$M_D = 0,3\text{Max}(M_{03}; M_{04}) = 0,3 \times 8,68 = 2,60 \text{ kNm.}$$

## d) Calcul des Moments en travées :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_{01} \text{ et } (1+0,3\alpha)M_0 \geq 1,05 M_0$$

Puisque  $(1+0,3\alpha) = 1,12 > 1,05$  donc :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,12.M_0$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

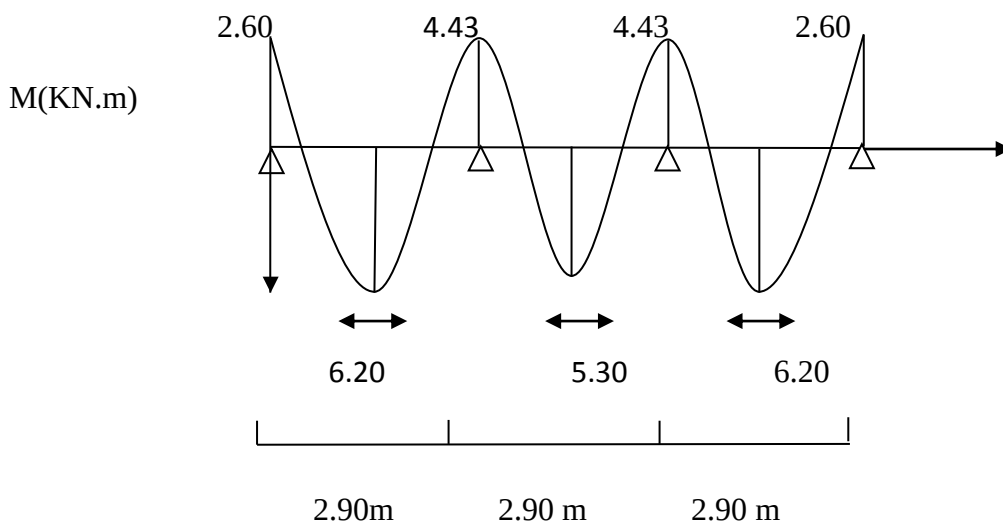
e) Calcul des efforts tranchant :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2} ; \quad T_e = T_w - q_u L$$

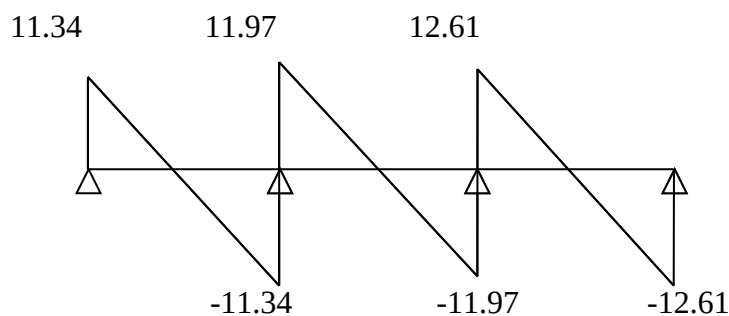
Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

| Travée | $M_0$ | $M_w$ | $M_e$ | $M_t$ | $T_w$ | $T_e$  |
|--------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| AB     | 8.68  | 2.60  | 4.43  | 6.20  | 11.34 | -12.61 |
| BC     | 8.68  | 4.43  | 4.43  | 5.30  | 11.97 | -11.97 |
| CD     | 8.68  | 4.43  | 2.60  | 6.20  | 12.61 | -11.34 |

♦ Diagramme des efforts internes:



III-17) Diagramme des moments fléchissant à ELU



III-18) Diagramme des efforts tranchants à ELU

**2) Calcul à l'ELS :****a- Calcul de moment isostatique :**

$$M_{01} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{5,87 \times 2,9^2}{8} = 6.17 \text{ kNm} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = M_{06}$$

Car on a :  $L = 2.90 \text{ m}$  dans toutes les travées.

**b-Calcul les Moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 6.17 = 1.85 \text{ kNm.}$$

$$M_B = 0,5\text{Max}(M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 6.17 = 3.08 \text{ kNm.}$$

$$M_C = 0,5\text{Max}(M_{02}; M_{03}) = 0,5 \times 6.17 = 3.08 \text{ kNm.}$$

$$M_D = 0,3\text{Max}(M_{03}; M_{04}) = 0,3 \times 6.17 = 1.85 \text{ kNm.}$$

**c- Calcul des Moments en travées :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} \text{ et } (1 + 0.3\alpha)M_0 \geq 1.05 M_0$$

Puisque  $(1 + 0.3\alpha) = 1.12 > 1.05$  donc :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.12 M_0$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

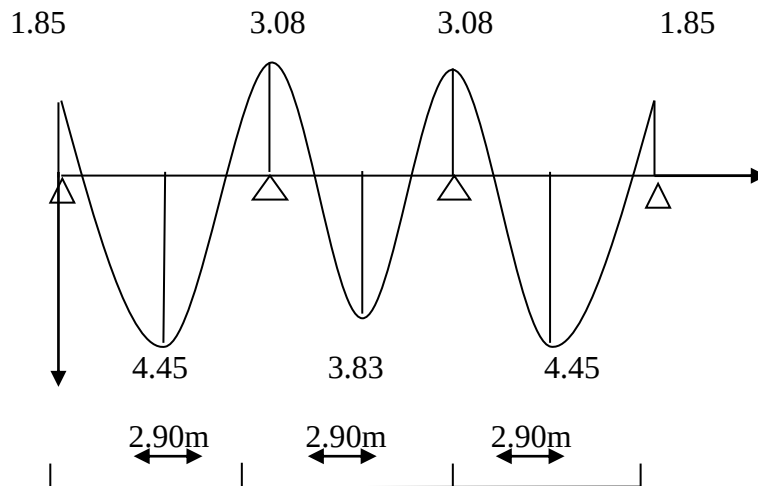
**d)Calcul des efforts tranchant :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2} ; \quad T_e = T_w + q_s L$$

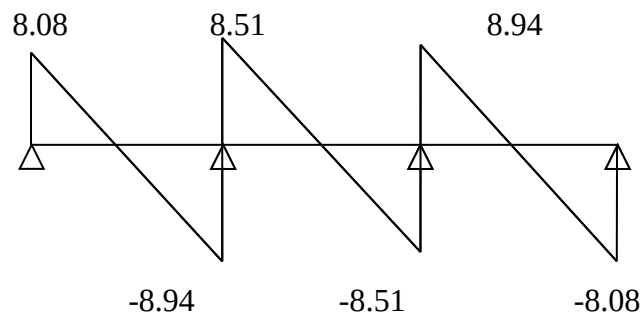
Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

| Travée | $M_0$ | $M_w$ | $M_e$ | $M_t$ | $T_w$ | $T_e$ |
|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| AB     | 6.17  | 1.85  | 3.08  | 4.45  | 8.08  | -8.94 |
| BC     | 6.17  | 3.08  | 3.08  | 3.83  | 8.51  | -8.51 |
| CD     | 6.17  | 3.08  | 1.85  | 4.45  | 8.94  | -8.08 |

## ♦ Diagramme des efforts internes:



## III-19) Diagramme des moments fléchissant à ELS



## III-20) Diagramme des efforts tranchants à ELS

## -schéma statique poutrelle III:

## 1) Calcul à l'ELU :

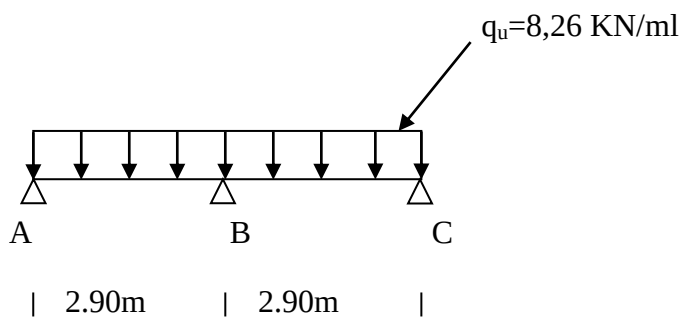


Fig.III-21 : Schéma statique de la poutrelle

**a) Calcul de rapport de charge ( $\alpha$ ) :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2,27}{3,60+2,27} = 0,38$$

$$(1+0,3\alpha) = (1+0,3 \times 0,38) = 1,12$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,56$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,66$$

**b) Calcul de moment isostatique :**

$$M_{01} = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{8,26 \times 2,90^2}{8} = 8,68 \text{ kNm} = M_{02} = M_{03}$$

Car on a :  $L = 2,90 \text{ m}$  dans tous les travées.

$$0,3M_{01} \quad 0,6\text{Max}(M_{01}; M_{02}) \quad 0,3\text{Max}(M_{02}; M_{03})$$

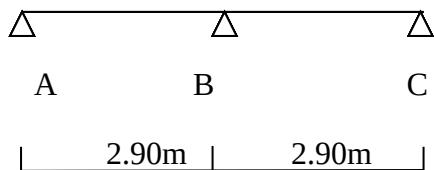


**Fig. III -22 : Moments sur appuis**

**c) Calcul les Moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 8,68 = 2,60 \text{ kNm.}$$

$$M_B = 0,6\text{Max}(M_{01}; M_{02}) = 0,6 \times 8,68 = 5,21 \text{ kNm.}$$

$$M_C = 0,3\text{Max}(M_{02}; M_{03}) = 0,3 \times 8,68 = 2,60 \text{ kNm.}$$

**d) Calcul des Moments en travées :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1+0,3\alpha)M_{01} \text{ et } (1+0,3\alpha)M_0 \geq 1,05 M_0$$

Puisque  $(1+0,3\alpha) = 1,12 > 1,05$  donc :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,12 M_0$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$$

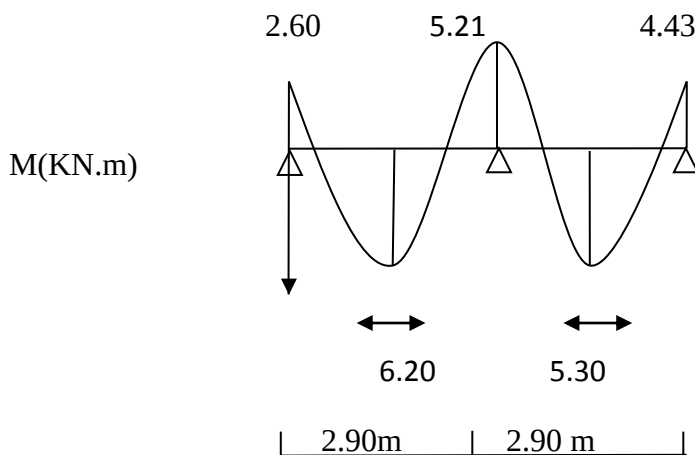
## e) Calcul des efforts tranchant :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u L}{2} \quad ; \quad T_e = T_w - q_u L$$

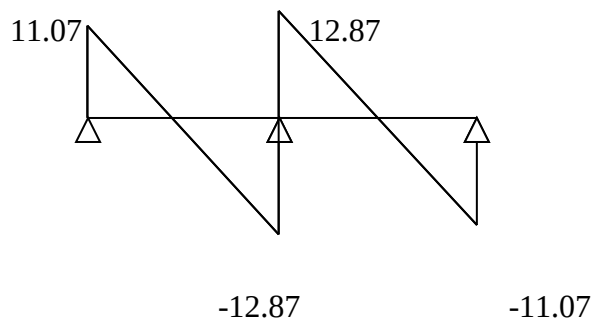
Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

| Travée | $M_0$ | $M_w$ | $M_e$ | $M_t$ | $T_w$ | $T_e$  |
|--------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| AB     | 8.68  | 2.60  | 5.21  | 5.81  | 11.07 | -12.87 |
| BC     | 8.68  | 5.21  | 2.60  | 5.81  | 12.87 | -11.07 |

## ♦ Diagramme des efforts internes:



## III-23) Diagramme des moments fléchissant à ELU



## III-24) Diagramme des efforts tranchants à ELU

**2) Calcul à l'ELS :****a- Calcul de moment isostatique :**

$$M_{01} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{5,87 \times 2,9^2}{8} = 6.17 \text{ kNm} = M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = M_{06}$$

Car on a : L = 2.90 m dans toutes les travées.

**b-Calcul des Moments aux appuis :**

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 6.17 = 1.85 \text{ kNm.}$$

$$M_B = 0,6\text{Max}(M_{01}; M_{02}) = 0,6 \times 6.17 = 3.70 \text{ kNm.}$$

$$M_C = 0,3\text{Max}(M_{02}; M_{03}) = 0,3 \times 6.17 = 1.85 \text{ kNm.}$$

**c- Calcul des Moments en travées :**

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} \text{ et } (1 + 0.3\alpha)M_0 \geq 1.05 M_0$$

Puisque  $(1 + 0.3\alpha) = 1.12 > 1.05$  donc :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.12 M_0$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

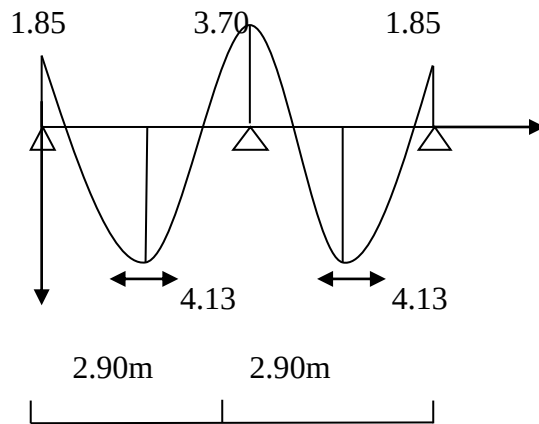
**d) Calcul des efforts tranchant :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2} ; \quad T_e = T_w + q_s L$$

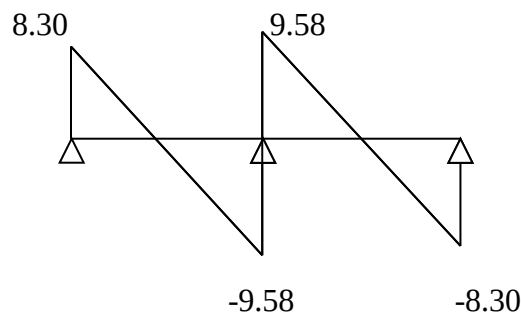
Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

| Travée | $M_0$ | $M_w$ | $M_e$ | $M_t$ | $T_w$ | $T_e$ |
|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| AB     | 6.17  | 1.85  | 3.70  | 4.13  | 8.30  | -9.58 |
| BC     | 6.17  | 3.70  | 1.85  | 4.13  | 9.58  | -8.30 |

## ♦ Diagramme des efforts internes:



## III-25) Diagramme des moments fléchissant à ELS



## III-26) Diagramme des efforts tranchants à ELS

**Conclusion :**

|                                            |                           |                               |
|--------------------------------------------|---------------------------|-------------------------------|
| -poutrelle I : $M_t = 7.61 \text{ KN.m}$   | $M_a = 5.28 \text{ KN.m}$ | $V_{\max} = 13.54 \text{ KN}$ |
| -poutrelle II : $M_t = 6.20 \text{ KN.m}$  | $M_a = 4.43 \text{ KN.m}$ | $V_{\max} = 12.61 \text{ KN}$ |
| -poutrelle III : $M_t = 6.20 \text{ KN.m}$ | $M_a = 5.21 \text{ KN.m}$ | $V_{\max} = 12.87 \text{ KN}$ |

**Ferraillage de la poutrelle :**

Les poutrelles seront ferraillées à l'ELU et vérifiées à l'ELS.

On adoptera le même ferraillage pour les trois poutrelles ( I , II et III ) en travée maximum

$M_t = 7.61 \text{ KN.m}$  et le même ferraillage aux appuis avec le moment maximum  $M_a = 5.28 \text{ KN.m}$

Pour le ferraillage transversal on prendra l'effort tranchant  $V_{\max} = 13.54 \text{ KN}$

**B -3) Calcul des armatures :**

On adoptera le même ferrailage en travée avec le moment maximum  $M_t^{\max} = 7,61 \text{ KNm}$ , et même ferrailage aux appuis avec le moment maximum  $M_a^{\max} = 5,28 \text{ KNm}$ .

**❖ Calcul des armatures à ELU :**

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

**a) Armatures longitudinales :****• En travées :**

Le calcul des armatures en travée s'effectue comme une section en T, on considérant le moment maximum  $M_t^{\max} = 7,61 \text{ KNm}$ .

-Le moment équilibré par la table de compression  $M$  :

$$\text{Avec } M = f_{bc} b h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 65 \times 4 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 59,07 \text{ KNm}.$$

$$M = 59,07 \text{ K Nm}$$

$$\text{D'où } M_t^{\max} = 7,61 \text{ KNm} < M = 59,07 \text{ KNm}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression  $\longrightarrow$  le calcul se fera pour une section rectangulaire  $b \times h$

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension  $b_0 \times h$

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{7,61 \cdot 10^3}{65 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,025 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,025 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{7,61 \cdot 10^3}{0,987 \cdot 18 \cdot 348} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,23 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

**• aux appuis :**

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

$$M_a^{\max} = 5,28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{5,28 \cdot 10^3}{65 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,017 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,017 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{5,28 \cdot 10^3}{0,991 \cdot 18 \cdot 348} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,623 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

### b) armatures transversales : article A.7.2.12/BAEL91modifié 2003

Le diamètre des armatures transversales ne doit pas dépasser l'une des valeurs suivantes :

$$\phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right)$$

$$\min \left( \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10 \right) = 5,71 \text{ mm} = 0,571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0,571 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } 2HA8 \rightarrow A_t = 1,01 \text{ cm}^2$$

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

### Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(16,2, 40) = 16,2 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 16 \text{ cm}$  constant le long de la poutrelle, la section des armatures doit vérifier la condition suivante [Art A.5.1,23/BAEL 91modifié 99] :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1,01 \times 400}{12 \times 16} = 2,10 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\text{On prend } S_t = 16 \text{ cm}$$

### B-4) Vérification à l'ELU :

#### a) Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{13,87.10^3}{120.180} = 0,64MPa \quad \tau_u = 0,64MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa$$

«Condition vérifiée»

**b) Condition de non fragilité :( BAEL 91, A 4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.65.18 \frac{2,1}{400} = 1,41cm^2$$

**-En travée :**

$$A_t = 2,36cm^2 > A_{\min} = 1,41cm^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**-Aux appuis :**

$$A_u = 1,57cm^2 > A_{\min} = 0,26cm^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{13,87.10^3}{0,9.180.62,8} = 1,36MPa$$

$$\sum U_i = n \phi \pi = 2 \cdot 10 \cdot 3,14 = 62,8 \text{ mm}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15MPa$$

$$\tau_{se} = 1,36MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)**

On doit vérifier que :  $T_u^{\max} \leq 0,267b_0 \cdot a \cdot f_{c28}$  avec  $a = 0,9d$

$$T_u^{\max} \leq 0,267 \cdot 0,12 \cdot 0,9 \cdot 0,18 \cdot 25 = 0,12976 \cdot 10^3 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} \leq 129,76 \text{ KN}$$

**-Appuis de rive :**

$$T_{\max} = 13,87 \text{ KN} < 129,76 \text{ KN} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

**-Appuis intermédiaires :**

$$T_{\max} = 13,54 \text{ kN} < 129,76 \text{ kN} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

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

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

**-Appuis de rive :**

$$A = 1,57 \geq \frac{1,15}{400 \cdot 10^{-1}} (13,87 - \frac{5,28}{0,9 \cdot 0,18}) = -0,54 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,57 \geq -0,54 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**f) Calcul des scellements droit : (BAEL91/ Art. A6.1.23 )**

$$l_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_e}{\tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad l_s = 40 \text{ cm}$$

**g) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc}^{\max} = \frac{T_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = 0,9d$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{13,87 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 120} = 0,71 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**B -5) Vérification à l'ELS :**

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont relatives sont :

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

**➤ Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art.A.4.5, 2/BAEL 91 modifié 99)**

La contrainte de compression est limitée à :

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

**En travée :**

La fissuration étant peu nuisible on doit vérifier  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,0926 \implies K_1 = 19,75 \text{ et } \beta_1 = 0,856$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_s} = \frac{5,41 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,36} = 148,78 \text{ MPa} \implies \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{148,78}{19,75} = 7,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées a l'ELU sont satisfaisantes.

**En appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,726 \implies K_1 = 25,32 \text{ et } \beta_1 = 0,876$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_s} = \frac{3,75 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 151,48 \text{ MPa} \implies \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{151,48}{25,32} = 5,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{OK}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées a l'ELU sont satisfaisantes.

➤ **Etat limite de déformation :**

Les règles (Art.B.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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Avec  $h$  : hauteur totale (20 cm)

$L$  : portée entre nus d'appuis ;

$M_t$  : moment max en travée ;

$M_0$  : moment max de la travée isostatique ;

$A$  : section des armatures ;

$b_0$  : largeur de la nervure ;

$d$  : hauteur utile de la section droite.

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t^s}{10M_0} \implies \frac{M_t^s}{10M_0} = \frac{5,41}{10 \cdot 7,51} = 0,0720 > \frac{20}{320} = 0,0625 \implies \text{Condition non vérifiée}$$

$\frac{h}{L} = \frac{20}{320} = 0,0625 = \frac{1}{16} = 0,0625 \implies$  La condition est vérifiée

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{2,36}{12 \cdot 18} = 0,0109 > \frac{4,2}{400} = 0,0105 \implies \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on doit calculer la flèche.

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3200}{500} = 6,4 \text{ mm}$$

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

$\bar{f}$  : La flèche admissible ;

$E_v$  : module de déformation différée ;

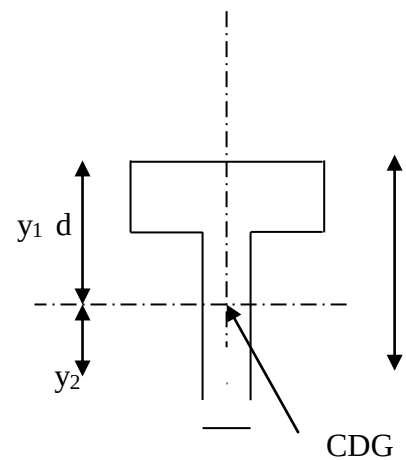


Fig.III-15 : section en T.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa} ;$$

$I_{fv}$  : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section ;

$$y_1 : \text{position de l'axe neutre} \quad y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} ;$$

$S_{xx}$  : moment statique par rapport à l'axe XX passant par le centre de gravité de la section ;

$B_0$  : section du béton ;

$$B_0 = b_0 (h - h_0) + b h_0 + n A_t = 12 (20 - 4) + 65 \times 4 + 15 \times 2,36 = 487,4 \text{ cm}^2$$

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

$$= 12 \times 20 \times 20/2 + (65-12)4 \times 4/2 + 15 \times 2,36 \times 18 = 3461,2 \text{ cm}^3.$$

$$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = 7,10 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 12,9 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (y_1^3 + y_2^3) + (b-b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b-b_0) h_0 (y_1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 A_t (y_2 - c)^2$$

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

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

$\rho$  : le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures)

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,981$$

La contrainte dans les aciers tendus est donnée par :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{\beta d A_t} = \frac{5,41 \times 10^6}{0,981 \times 180 \times 339} = 90,37 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) 0,011} = 1,5$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = 0,39$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 20021,06}{1 + 1,5 \times 0,39} = 13894,74 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{5,41 \times 10^6 (3200)^2}{10 \times 10818,86 \times 13894,74 \times 10^4} = 3,68 \text{ mm}$$

$$f = 3,68 \text{ mm} \leq \bar{f} = 6,4 \text{ mm}$$

### III-3) Les escaliers :

#### III-3-1) Définition :

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

Notre structure comporte un seul type d'escalier en béton armé coulé sur place

- escalier de niveaux : sont à deux volés avec un palier intermédiaire.

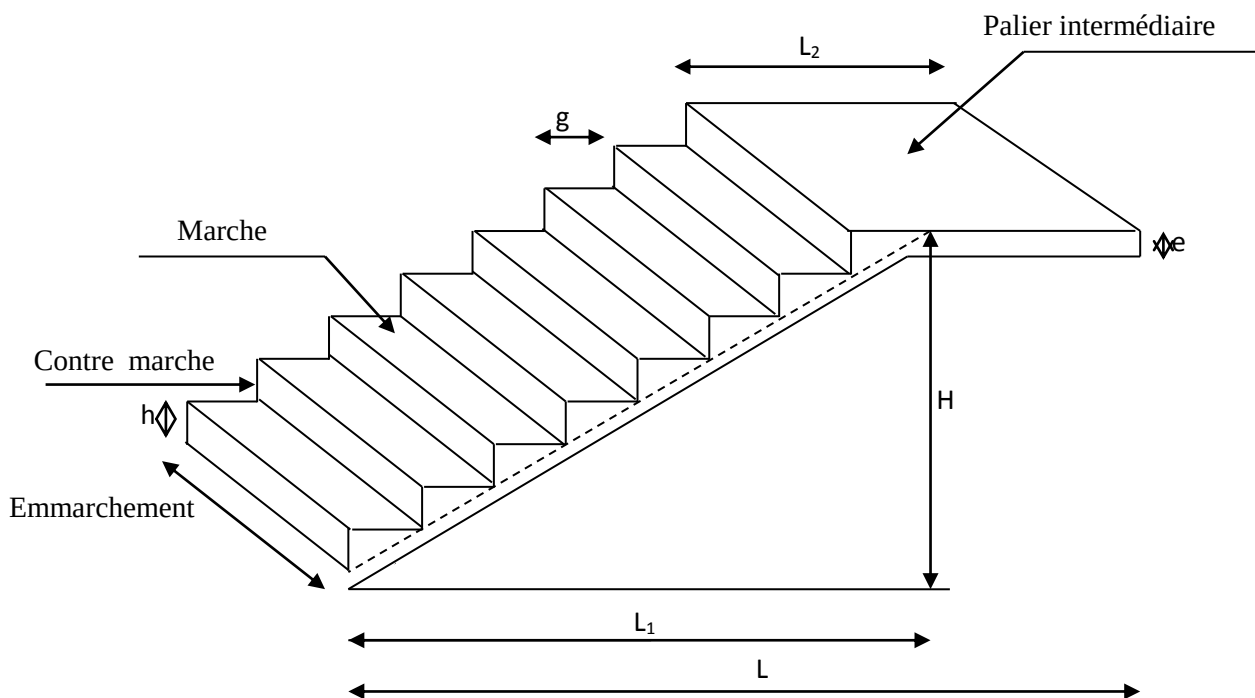


**Figure III.16 : Coupe verticale de l'escalier**

- La marche est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
  - La contre marche est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur  $h$  est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
  - Le giron ( $g$ ) est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
  - La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est  $L_1$ .
  - La paillasse d'épaisseur  $e$ , est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
  - L'embranchement  $E$  représente la largeur de la marche.
  - le palier de longueur  $L_2$ , est l'élément intermédiaire entre deux volées
- La montée  $H$  représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs

## III-3-2) Calcul de l'escalier de l'étage courant :

## 1-Pré dimensionnement:

## a- Schéma statique :

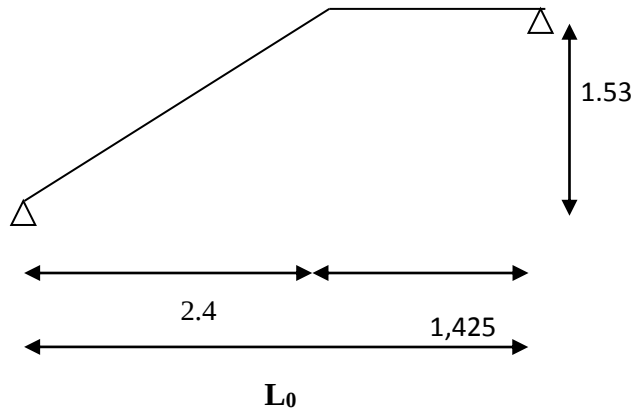


Fig III-17 : Schéma statique

Les escaliers seront dimensionnés à l'aide de la formule BLONDEL en tenant compte des dimensions données sur les plans.

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

On a les conditions suivantes :

Pour un bâtiment a usage d'habitation :

$$14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm} \quad , \quad 59\text{cm} \leq g \leq 66\text{cm}$$

Le nombre de contre marche 'n' est égale à :  $n = H/h$

Le nombre de marche 'm' :  $m = n-1$

Le rapport ( $r = h/g$ ) est appelé raideur d'escalier.

En habitation collective l'emmarchement doit être  $\geq 120\text{cm}$

La profondeur du palier de repos est :

$$L_2 \geq 3g \quad \text{ou} \quad L_2 \geq 110\text{cm}$$

La ligne de foulée représente la trajectoire que suit une personne qui se déplace d'un étage à l'autre, elle est tracée à 50cm du collet.

## b- Application :

Soit :  $h = 17\text{ cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad \longrightarrow \quad m = n-1 = 8$$

- Vérification de la formule de « BLONDEL » :  $60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{ cm}$

$$60\text{cm} \leq g+2h = 30 + 2(17) = 62 \leq 65\text{cm}$$

L'emmarchement est de 130cm

La profondeur du palier de repos :  $L_2 = 130\text{cm}$

La longueur de la de foulée :

$$L_1 = g(n-1) = 30 \times 8 = 240\text{cm}$$

## 2-Pré dimensionnement de la paillasse et du palier de repos :

Il se fera de la même manière qu'une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et dont l'épaisseur doit vérifier les conditions suivantes :

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

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32,52 \Rightarrow \cos \alpha = 0,843$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L} \Rightarrow L = L_1 / \cos \alpha = 284,62\text{cm}$$

$$L_0 = 284,62 + 142 = 426,62\text{cm}$$

$$\frac{414,62}{30} \leq ep \leq \frac{414,62}{20} \Leftrightarrow 13,82 \leq ep \leq 21,331$$

Donc on adopte une épaisseur :  $ep = 20\text{cm}$

## 3-Détermination des charges et surcharges :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1m d'emmarchement et une bonde de 1m de projection horizontale, et on va considérer que la paillasse est semi encastrée au niveau des deux paliers.

### ♦ Charges permanentes :

#### Paillasse :

| Eléments           | Poids propre [KN/ml]                          |
|--------------------|-----------------------------------------------|
| <u>Paillasse:</u>  | $25 \times 0,2 \times 1 / \cos \alpha = 5,93$ |
| <u>Marche:</u>     | $22 \times 0,17 \times \frac{1}{2} = 1,87$    |
| <u>Revêtement:</u> |                                               |
| - Carrelage [2cm]  | $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44$              |
| - Mortier de pose  | $22 \times 0,02 \times 1 = 0,44$              |
| - Garde corps      | $0,2 \times 1\text{m} = 0,20$                 |
| - Lit de sable     | $18 \times 0,02 \times 1 = 0,36$              |
| - Enduit de plâtre | $10 \times 0,02 \times 1 = 0,20$              |
|                    | <b><math>G = 9,44 \text{ KN/ml}</math></b>    |

**Palier :**

| Eléments              | Poids propre [KN/ml] |   |      |
|-----------------------|----------------------|---|------|
| <u>Plier:</u>         | 25x0,2x1             | = | 5,00 |
| <u>Revêtement:</u>    |                      |   |      |
| - Carrelage [2cm]     | 22x0,02x1            | = | 0,44 |
| - Mortier de pose     | 22x0,02x1            | = | 0,44 |
| - Garde corps         | 0,2x1                | = | 0,20 |
| - Lit de sable        | 18x0,02x1            | = | 0,36 |
| - Enduit de plâtre    | 10x0,02x1            | = | 0,36 |
| <b>G = 6,80 KN/ml</b> |                      |   |      |

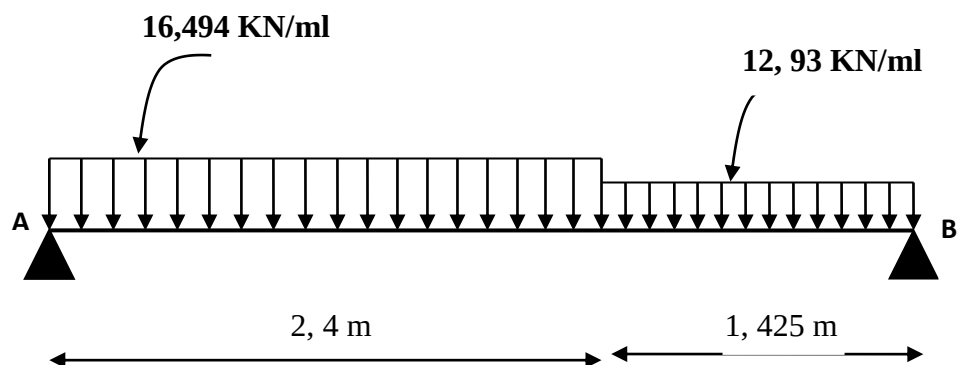
**♦ Charge d'exploitation :**

Palier : Q = 2,5 Kg/ml

Paillasse : Q = 2,5 Kg/ml

**Combinaison de charges :**

|           | ELU: 1,35G+1,5 Q [KN/ml] | ELS: G+Q [KN/ml] |
|-----------|--------------------------|------------------|
| Palier    | 12,93                    | 9,30             |
| Paillasse | 16,494                   | 11,94            |

**III-3-3) Calcul à l'ELU :****Fig III-18 : schéma statique de calcul à l'ELU****a- Réaction d'appui :**

$$R_A = 30,58 \text{ KN}$$

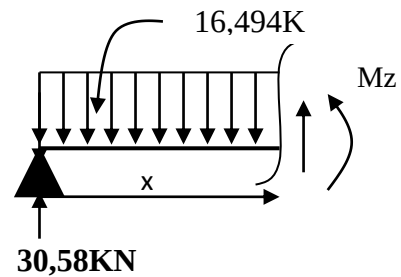
$$R_B = 27,41 \text{ KN}$$

**b-Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :****-Effort tranchant :**

$$0 \leq x \leq 2,4 :$$

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = -16,494x + 30,58$$

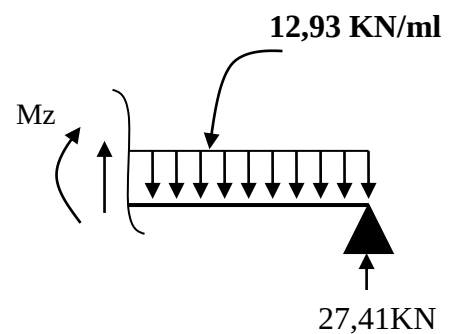
$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow M_z = 30,58x - 16,494x^2/2$$



$$0 \leq x \leq 1,425 :$$

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 12,93x - 27,41$$

$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow M_z = 27,41x - 12,93x^2/2$$



| Tronçon (m)   | Expression       | X(m) | T <sub>y</sub> (KN) |
|---------------|------------------|------|---------------------|
| 0 ≤ x ≤ 2,4   | -16,494x + 30,58 | 0    | +30,58              |
|               |                  | 2,4  | -9,00               |
| 0 ≤ x ≤ 1,425 | 12,93x - 27,41   | 0    | -27,41              |
|               |                  | 1,42 | -9,00               |

**-Moment fléchissant :**

| Tronçon (m)  | Expression                       | X(m)  | M <sub>z</sub> (KN) |
|--------------|----------------------------------|-------|---------------------|
| 0 ≤ x ≤ 2,4  | 30,58x - 16,494x <sup>2</sup> /2 | 0     | 0                   |
|              |                                  | 2,4   | 25,90               |
| 0 ≤ x ≤ 1,42 | 27,41x - 12,93x <sup>2</sup> /2  | 0     | 0                   |
|              |                                  | 1,425 | 25,90               |

**c-Calcul de M<sub>max</sub> :**

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,4$

$$T=0 \implies -16,494x + 30,50 = 0 \implies x = 1,85 < 2,40\text{m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est maximal pour la valeur de  $x = 1,85\text{m}$  d'où  $M_z^{\max} = 28,347\text{KN.m}$ .

- Aux appuis :  $M_a = -0.3M_z^{\max} = -8,504\text{KN.m}$ .
- En travée :  $M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 28,347 = 24,095\text{KN.m}$ .

d- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant :

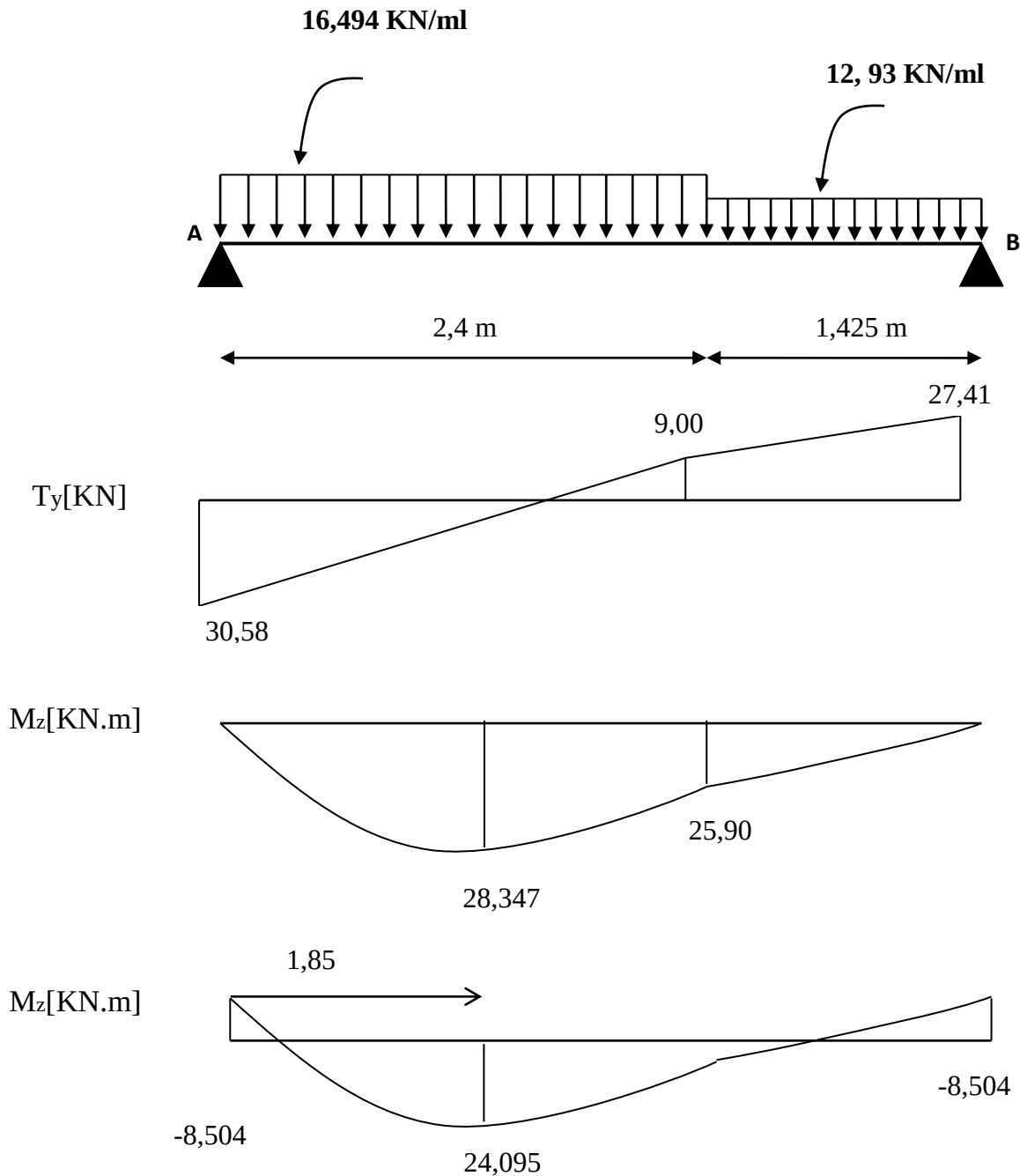


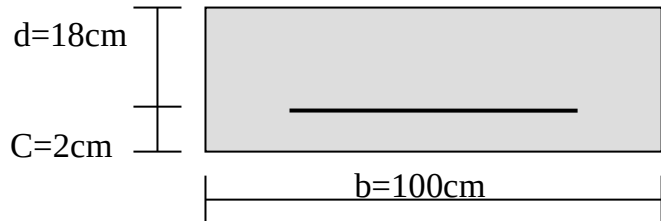
Fig III-19 :Diagramme des efforts internes à l'ELU.

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

Le calcul des sections d'aciers se fera en flexion simple en utilisant les efforts calculés précédemment.

## -Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bc}}$$



M : Moment réactif.

$f_{bc}$  : Contrainte caractéristique du béton.

b,d : Dimensions de la section.

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

## -Calcul de la section d'armature :

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}, \text{ avec } \sigma_{st} : \text{contrainte limite de l'acier tendu.}$$

## -Armatures principales :

## • Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,504.10^3}{100.18^2.14,2} = 0,018$$

$$\mu_b \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée (S.S.A).}$$

$$\mu_b = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,504.10^3}{0,991.18.348} = 1,37 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_a = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 20\text{cm}$

## • En travée :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24,095.10^3}{100.18^2.14,2} = 0,052$$

$$\mu_b \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée (S.S.A).}$$

$$\mu_b = 0,052 \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = 3,95 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 20\text{cm}$ .

## -Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}, \text{ ( RPA 99 modifié 2003 )}$$

## • En appuis A et B :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$A_r = 5\text{HA}10/\text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 20\text{cm}$

- **En travée :**

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

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

**III-3-5) Les vérifications à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité : (BAEL 91. Art. A.4.2)**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

-**Aux appuis :**  $A_r = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

-**En travée :**  $A_t = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

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

➤ **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min\{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{3.20 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

- **Sur appui :**

$$S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm} \text{ condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$S_t = 20\text{cm} \leq 33\text{cm} \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min\{4.h ; 45\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{4.17 ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 45\text{cm}$$

- **Sur appui :**  $S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$  condition vérifiée .

- **En travée :**  $S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$  condition vérifiée.

**c) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91/ Art. A.5.1,211)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec :}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right\} = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5\text{MPa}\right) \text{ fissuration non préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{30,58 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**d) L'influence de l'effort tranchant aux appuis :**

- **Vérification de la contrainte du béton : (BAEL 91. Art A.5.1, 313)**

$$V_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . b.d . 0,9 = 0,4 \times \frac{2,5}{1,5} \times 18 \times 100 \times 0,9 = 1080 \text{ KN}$$

$$V_u = 30,58 \text{ KN} < 1080 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales (BAEL 91 Art A.5.1.321) :**

$$A_a \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{30,58 - \frac{24,095 \cdot 10^2}{0,9 \times 18}}{\frac{400}{1,15}} = -0,339 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > 0,339 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e) Vérification de l'adhérence des armatures tendues (BAEL 91, Art. A.6.1.3) :**

On doit que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{seu}$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d . \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{seu} = \Psi_s . f_{t28}$$

Avec :

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

$\bar{\tau}_{seu}$  : La contrainte admissible d'adhérence.

$V_u$  : La valeur maximale de l'effort tranchant ( $V_u = 30,64 \text{ KN}$ )

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement des barres qui est égal à :

$$\Psi_s = 1 \quad \text{Pour les barres RL}$$

$$\Psi_s = 1,5 \quad \text{Pour les barres HA.}$$

$\sum U_i$  : La somme des périmètres utiles des barres ou des paquets.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{30,58 \cdot 10^3}{0,9 \times 180 \times 157} = 1,20 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{seu} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$L_s = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_{se}} \quad \text{Et} \quad \tau_{se} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{c28}$$

$$\Rightarrow L_s = \frac{\Phi}{4} \cdot \frac{f_e}{0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{c28}}$$

Avec :

$L_s$  : Longueur de scellement.

$\Phi$  : Diamètre de la barre.

$f_e$  : Limite élastique des aciers.

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement des barres qui est égale à :

$$\Psi_s = 1 \quad \text{Pour les barres RL}$$

$$\Psi_s = 1,5 \quad \text{Pour les barres HA.}$$

$$L_s = \frac{1,2}{4 \times 0,6 \times 2,1} \cdot \frac{400}{1,5^2} = 42,32 \text{ cm}$$

On prend  $l_s = 45 \text{ cm}$

Longueur d'ancrage hors crochets :

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

### III-3-6) Calcul à l'ELS :

**a). Combinaison des charges :**  $q_s = G + Q$

$$\text{La paillasse : } q_{s1} = 9,44 + 2,5 = 11,94 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Le palier : } q_{s2} = 6,80 + 2,5 = 9,30 \text{ KN/ml}$$

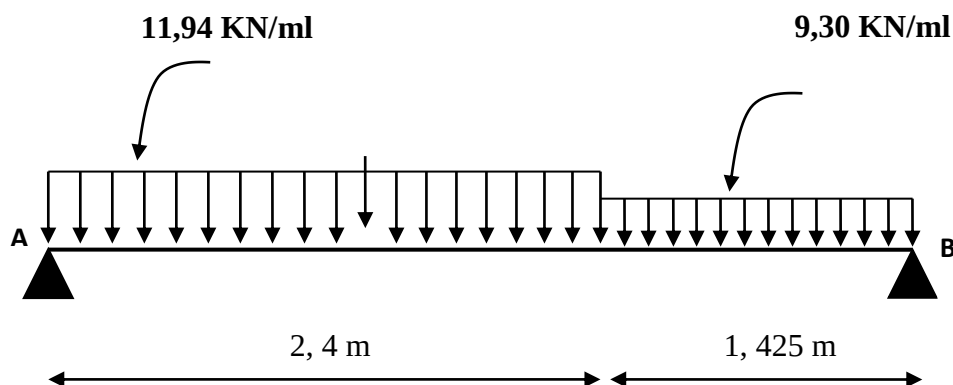


**Fig III-20 : schéma statique de calcul à l'ELS**

**a- Réaction d'appui :**

$$R_A = 22,14 \text{ KN}$$

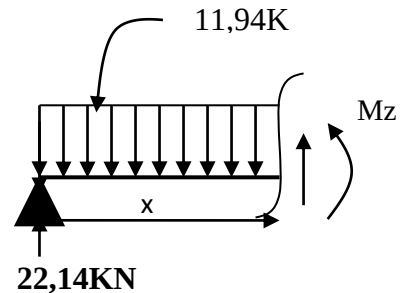
$$R_B = 19,77 \text{ KN}$$

**b-Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :****-Effort tranchant :**

$$0 \leq x \leq 2,4 :$$

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = -11,94x + 22,14$$

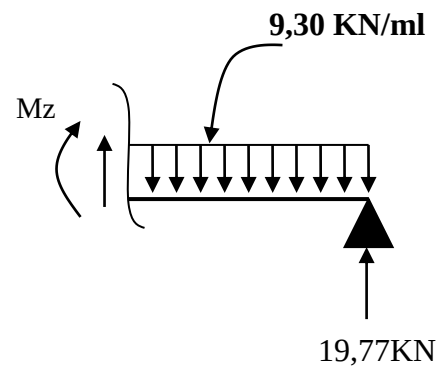
$$\sum M /_G = 0 \Leftrightarrow M_z = 22,14x - 11,94x^2/2$$



$$0 \leq x \leq 1,425 :$$

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 9,30x - 19,77$$

$$\sum M /_G = 0 \Leftrightarrow M_z = 19,77x - 9,30x^2/2$$



| Tronçon (m)   | Expression      | X(m)  | T <sub>y</sub> (KN) |
|---------------|-----------------|-------|---------------------|
| 0 ≤ x ≤ 2,4   | -11,94x + 22,14 | 0     | +22,14              |
|               |                 | 2,4   | -6,52               |
| 0 ≤ x ≤ 1,425 | 9,30x - 19,77   | 0     | -19,77              |
|               |                 | 1,425 | -6,52               |

**-Moment fléchissant :**

| Tronçon (m)  | Expression                      | X(m)  | M <sub>z</sub> (KN) |
|--------------|---------------------------------|-------|---------------------|
| 0 ≤ x ≤ 2,4  | 22,14x - 11,94x <sup>2</sup> /2 | 0     | 0                   |
|              |                                 | 2,4   | 18,75               |
| 0 ≤ x ≤ 1,42 | 19,77x - 9,30x <sup>2</sup> /2  | 0     | 0                   |
|              |                                 | 1,425 | 18,75               |

c-Calcul de  $M_{\max}$  :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2,4$

$$T=0 \implies -11,94x + 22,14 = 0 \implies x = 1,85 < 2,40\text{m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est maximal pour la valeur de  $x = 1,85\text{m}$  d'où  $M_z^{\max} = 20,52\text{KN.m}$ .

- Aux appuis :  $M_a = -0,3M_z^{\max} = -6,15\text{KN.m}$ .
- En travée :  $M_t = 0,85 M_z^{\max} = 0,85 \times 20,52 = 17,44\text{KN.m}$ .

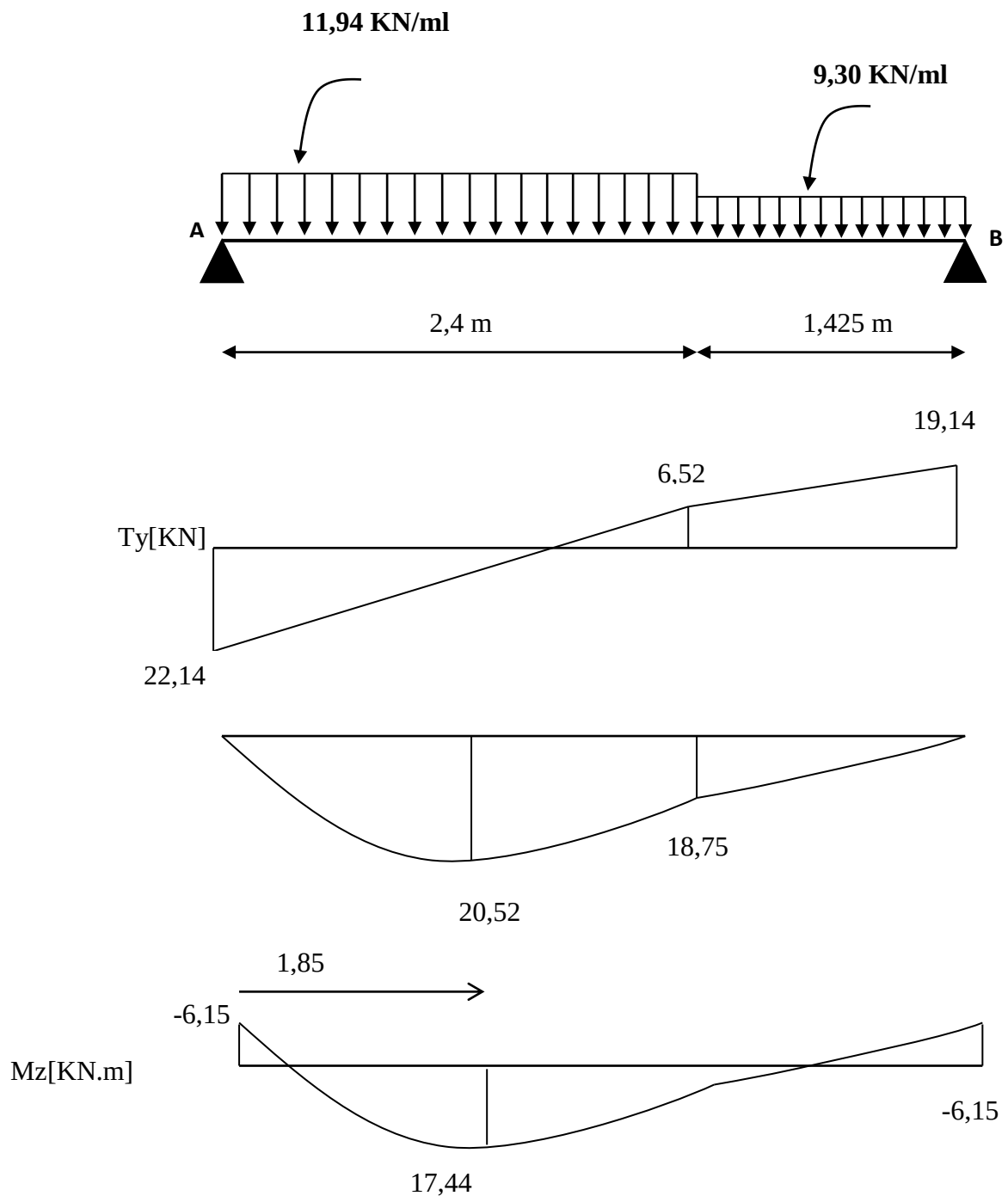


Fig III-21:Diagramme des efforts internes à l'ELS.

## III-3-7) Les vérifications à l'ELS :

➤ **Etat limite d'ouvertures des fissures (BAEL 91/Art.A.4.5.3) :**

Tous les éléments de l'escalier sont protégés, donc la fissuration est considérée comme peu nuisible la vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton (BAEL 91/Art.B.6.6.1) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28}$$

Avec :  $\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul du béton à l'ELS.

$\bar{\sigma}_b$  : Contrainte admissible à l'ELS

$\sigma_s$  : Contrainte dans les armatures à l'ELS.

$\beta_1$  ;  $k_1$  : Coefficient en fonction de  $\rho_1$ .

• **Aux appuis** :  $A_a = 3,93 \text{ cm}^2$ 

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 18} = 0,218 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,925 \quad \rightarrow \quad k_1 = 51,67$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{6,15 \cdot 10^6}{0,925 \times 180 \times 3,93 \times 10^2} = 93,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{93,98}{51,67} = 1,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **En travée** :  $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$ 

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,313 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,912 \quad \rightarrow \quad k_1 = 41,82$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{17,44 \cdot 10^6}{0,912 \times 180 \times 5,65 \times 10^2} = 188,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{188,03}{41,82} = 4,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation :****-Calcul de la flèche :**

Pour le calcul de la flèche on utilise la formule suivante (pour les flèches dues aux charges de longue durée)

$$F_V = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot EV \cdot I_{fV}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$Ifv = \frac{1,1I_0}{1 \cdot 0,4 \cdot \lambda v \cdot \mu}$$

$$EV = \frac{Ei}{3} = \frac{11000 \sqrt[3]{f_{c28}}}{3}$$

$\bar{f}$  : La flèche admissible

L : la longueur de travée.

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

b : la largeur de la section

$\sigma_s$  : La contrainte de traction dans les armatures

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton à la traction

$I_0$  : Le moment d'inertie de la section totale rendue homogène

$Ifv$  : Inertie fictif de la section pour les charges de longue durée

$\rho$  : Le rapport des aciers tendus à celui de la section on a :

$$b = 100 \quad ; \quad h = 20\text{cm}; \quad d = 18\text{cm}; \quad c = 2\text{cm}; \quad A = 5,65 \text{ cm}^2$$

**- Aire de la section homogène :**

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A$$

$$B_0 = 100 \times 18 + 15 \times 5,65 = 1884,75 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 1884,75 \text{ cm}^2$$

**-moment statique de la section homogène par rapport à l'axe ( x, x')**

$$S / xx' = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d$$

$$S / xx' = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18$$

$$S / xx' = 21525,5 \text{ cm}^3$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (Y_1^3 + Y_2^3) + (Y_2 - c)^2 \cdot 15 \cdot A$$

$$Y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21525,5}{1884,75} = 11,42 \text{ cm.}$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 11,42 = 8,58 \text{ cm}$$

$$I_0 = 74368,83 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2+3)\rho} \quad \text{Avec : } \lambda_v : \text{coefficient de déformation}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,00313$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,313 \Rightarrow \beta_1 = 0,912$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{17,44 \times 10^6}{0,912 \times 180 \times 5,65 \times 10^2} = 188,03 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00313 \times 188,03 + 2,1} = 0,175$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{(2+3) \cdot 0,00313} = 2,68$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 74368,63}{1 + 0,4 \times 2,68 \times 0,175} = 68883,03 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{17,44 \times 10^6 \times (3825)^2}{10 \times \frac{11000 \sqrt[3]{25}}{3} \times 68883,03 \times 10^4} = 3,45 \text{ mm.}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3825}{500} = 7,65 \text{ mm}$$

$$f_v = 3,45 \text{ mm} < \bar{f} = 7,65 \text{ mm} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

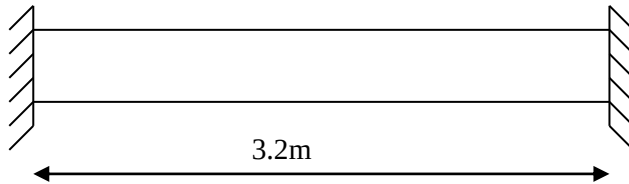
### III-4) Calcul de la poutre palière :

#### III-4-1) Pré dimensionnement :

##### a) Hauteur :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 3.2m (entre nu d'appuis).

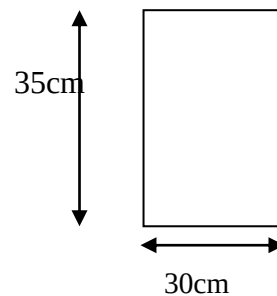


FigIII-22: Schéma de la poutre palière

➤ La hauteur  $h_t$  est donnée par la relation suivante :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \quad l : \text{longueur libre entre nus d'appuis}$$

$$\frac{320}{15} \leq h_t \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 22.33\text{cm} \leq h_t \leq 32\text{cm}$$



FigIII-23 : section de la poutre palière.

On prend  $h_t = 30\text{cm}$

➤ La largeur  $b$  est donnée par la relation suivante :

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

On prend  $b = 30\text{cm}$

#### Recommandations de RPA (Art 7.5.1) ;

$$b \geq 25\text{cm} , h \geq 30\text{cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1.17 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \text{d'où} \quad 12 \text{ cm} \leq h_t \leq 21 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on opte pour :  $b = 30\text{cm}$

Notre poutre a pour dimension  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

##### b) Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.62 \text{ KN/ml}$

- poids du mur  $G_M = 2.89 \times 1 = 2.89 \text{ KN/ml}$

- Réaction du palier à l'ELU :  $R_u = 27.31 \text{ kN}$

- Réaction du palier à l'ELS :  $R_s = 19.66 \text{ kN}$

### III-4.2) Calcul à l'ELU :

#### a) Calcul des efforts internes :

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times (2.62 + 2.89) + 27.41 = 34.84 \text{ kN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{34.84 \times 3.20^2}{8} = 44.59$$

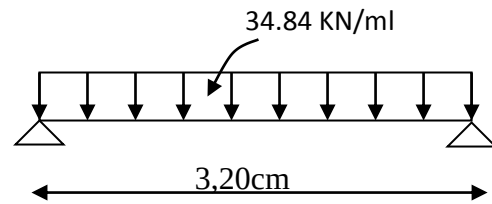
Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{34.84 \times 3.20}{2} = 55.74 \text{ kN}$$

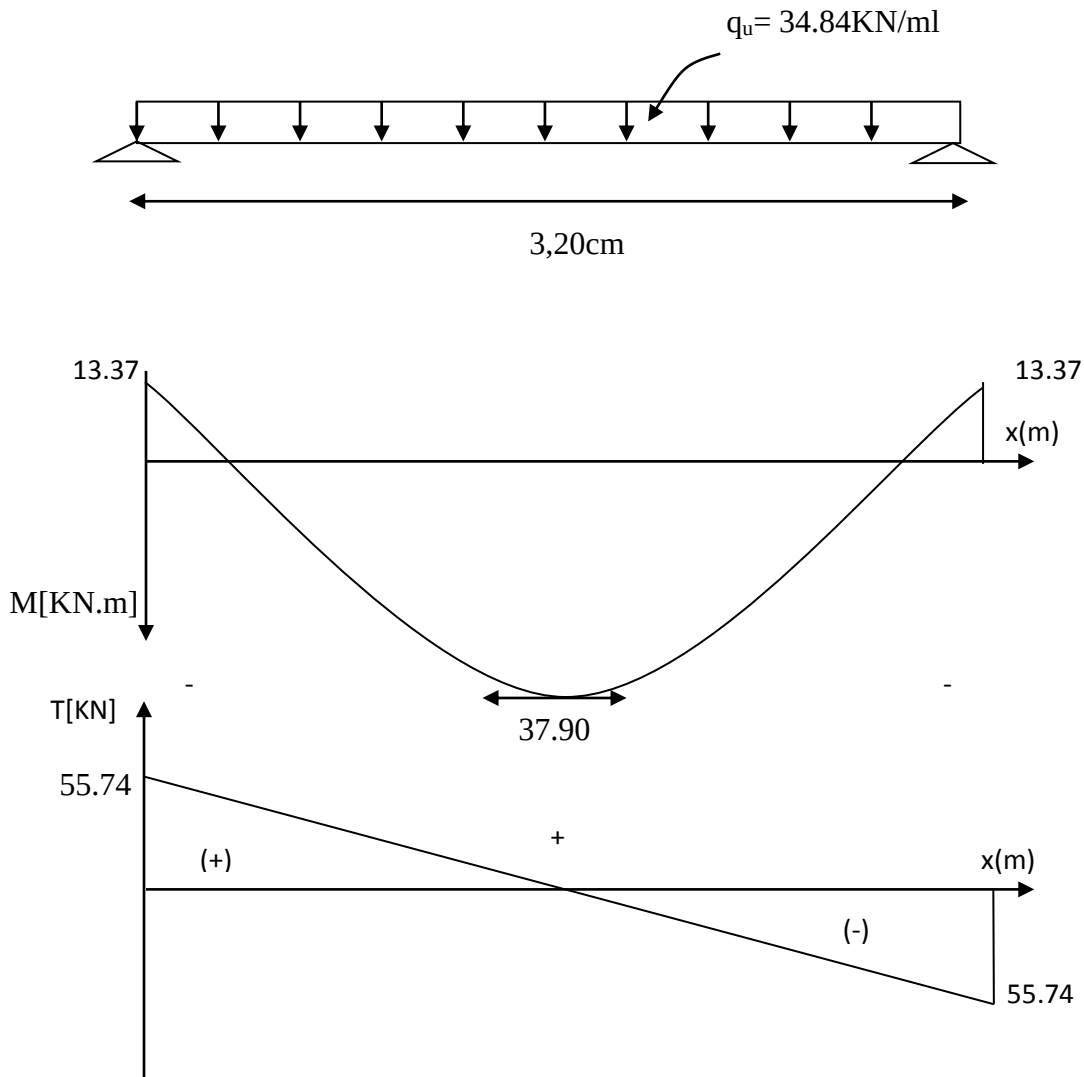
On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0.3M_u = -13.37 \text{ kN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85M_u = 37.90 \text{ kN.m}$$



## b) Diagramme du moment et de l'effort :



FigIII.24: Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

## c) Ferrailage :

**En travées :**  $h = 35 \text{ cm}$  ;  $d = 33 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$ .

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{37.90 \times 10^3}{30 \times 35^2 \times 14.2} = 0.080$$

$$\mu_t = 0.080 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.08 \Rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{37.90 \times 10^3}{0.958 \times 33 \times 348} = 3.44 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_t = 3 \text{ HA } 14 = 4.62 \text{ cm}^2$

**Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d.^2 \sigma_{bc}} = \frac{13.37 \times 10^3}{30 \times (33)^2 \times 14,2} = 0.028 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.028 \Rightarrow \beta_1 = 0.986$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1.d.\sigma_{st}} = \frac{13.37 \times 10^3}{0.986 \times 33 \times 348} = 1.18 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_a = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$

### III.4.3) Vérification à l'ELU :

#### 1) Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):

$$A_{\min} = 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

**a- En travée :**  $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2$

**b- Aux appuis :**  $A_a = 3.38 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow$  La condition est vérifiée.

#### 2) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{54.14 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.54 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

#### 3). Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (BAEL, Art. 5.1.3.2):

**a- Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) = \frac{1.15}{400} (54.14 \times 10^3 + \frac{13.37 \times 10^6}{0.9 \times 330}) = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = 3.72 \text{ cm}^2 > 2.85 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

**b- Influence sur le béton :**

$$T_{u\max} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 300 \times 0.9 \times 330 \times \frac{25}{1.5} = 594 \text{ KN} > T_u = 54.14 \text{ KN}$$

⇒ La Condition est vérifiée

**C-Vérification de l'adhérence aux appuis :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

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

$$\tau_u = \frac{54.14 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 15.07 \times 10} = 1.21 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.07 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 1.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

**4) Les armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8.57 ; 25 \} = 8.57 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**5) Ecartement des barres :**

D'après le **RPA2003 Art 7.5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

**a- En zone nodale :**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 30} = 22.33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 8.75 \text{ cm} ; 14.4 \text{ cm} \}$$

On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$

**b- En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

**6) Ancrage des barres (A-6-1-2) :**

Ancrage des barres aux appuis :

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

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 50.30 \text{ cm}$$

Forfaitairement :  $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$ .

**III-4-3) Calcul à l'ELS :****a) Combinaison des charges :**

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 2.62 + 2.89 + 19.77 = 25.28 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{25.28 \times 3.2^2}{8} = 32.35 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{25.28 \times 3.2}{2} = 40.44 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{sa} = -0.3M_s = -9.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 27.49 \text{ KN.m}$$

**b) Vérification des contraintes :**

a) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{1. Aux appuis : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_{app}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 35} = 0.32$$

$$\rho_1 = 0,32 \Rightarrow \beta_1 = 0,911 \quad \alpha_1 = 0,267 \quad \text{et } K=41.18$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_{app} \cdot \beta \beta} = \frac{9.70 \times 10^6}{338 \times 0.911 \times 330} = 89.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,03 \times 89.26 = 2.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

## 2. En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{app}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.62}{30 \times 35} = 0.46$$

$$\rho_1 = 0,46 \Rightarrow \beta_1 = 0,897 \quad \alpha_1 = 0,309 \quad \text{et } K=33.08$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{27.49 \times 10^6}{338 \times 0,897 \times 330} = 274.5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K = 274.5 / 32.62 = 8.57$$

$$\sigma_{bc} = 8.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

## III-4-4) Vérification de la flèche :

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{3.20} = 0.094 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{3.20} = 0.094 > \frac{44.59}{10 \times 37.90} = 0.10 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.38}{28 \times 25} = 0.0048 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

## - Etat limite de déformation :

La fissuration étant peu nuisible  $\Rightarrow$  la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

**Conclusion :** Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

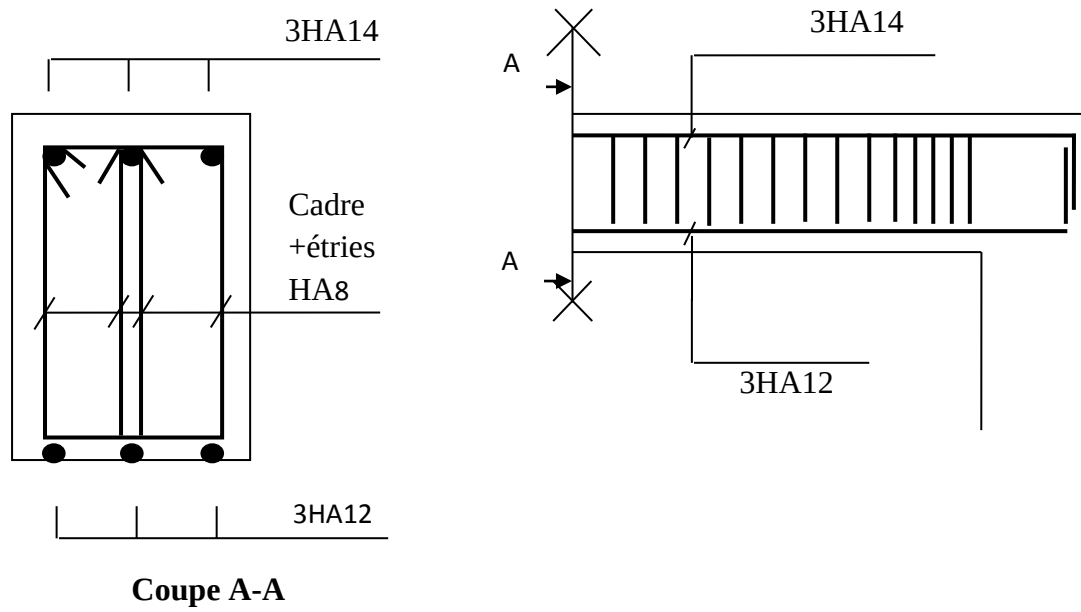


Fig. III-25 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

### III-5) la salle machine :

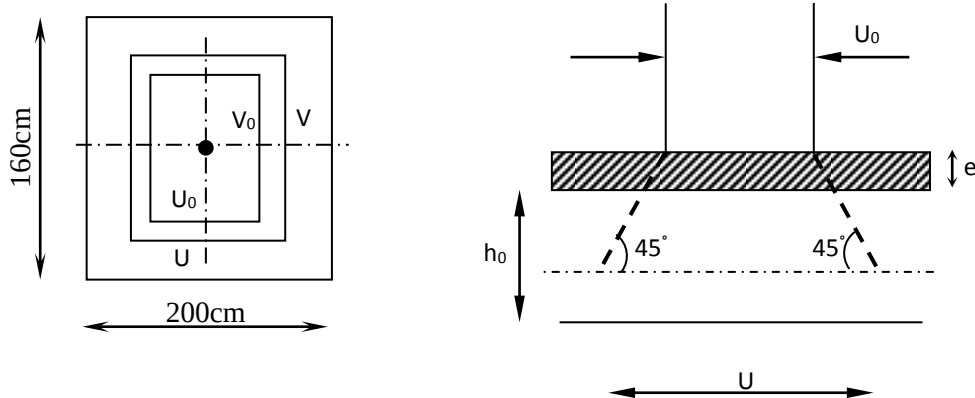
#### III-5-1) Définition :

Notre structure comprend une cage d'ascenseurs, de vitesse d'entraînement ( $v = 1\text{ m/s}$ ), la surface de la cabine est de  $3,20\text{ m}^2$ , la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

#### III-5-2) Calcul de la dalle pleine du local :

L'étude des dalles reposants librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. la dalle reposant sur ses 4 cotés avec  $L_x = 1,60\text{ m}$  et  $L_y = 2,00\text{ m}$



#### III-5-3) Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$h_t \geq \frac{200}{30} = 6,67\text{ cm}$$

Nous avons la limite de **RPA** minimal qui est de 12 cm, et pour nous on opte pour  $e_p = 15\text{ cm}$

$$u = x_0 + k \cdot h_r + h_0$$

$$v = y_0 + k \cdot h_r + h_0$$

$h_0$  : épaisseur de la dalle

$h_r = 5\text{ cm}$ , épaisseur du revêtement

$K=2$  (pour un revêtement en béton)

$$u = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{ cm}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{ cm}$$

**III-5-4) Calcul a l'ELU :****1) Evaluation du moment  $M_x$  et  $M_y$  dus au système de levage :**

$$M_x = q.(M_1 + \nu.M_2)$$

Avec :

$\nu$  : Coefficient de Poisson

$$M_y = q.(M_2 + \nu.M_1)$$

$M_1$  et  $M_2$  : Coefficients déterminés à partir des rapports ( $U/L_x$ ) ; ( $V/L_y$ ) dans les abaques de Pigeaud

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,60}{2,00} = 0,8$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,60} = 0,656 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{2,00} = 0,525 \quad ; \quad M_1 = 0,087, M_2 = 0,060$$

**A L'ELU :  $\nu = 0$** 

$$q_u = 1,35Q = 1,35 \times 90 = 121,50 \text{ KNm}$$

$$M_{x1} = qM_1 = 121,50 \times 0,087 = 10,57 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = qM_2 = 121,50 \times 0,060 = 7,29 \text{ KNm}$$

**2) Evaluation du moment  $M_x$  et  $M_y$  dus au poids propre de la dalle :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,80 \Rightarrow 0,4 < 0,80 < 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0,80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{cases}$$

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

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN} / m^2$$

$$\text{Avec : } q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 3,75) + (1,5 \times 1) = 6,56 \text{ KN} / mL$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0565 \times 6,56 \times (1,6)^2 = 0,948 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,595 \times 0,948 = 0,564 \text{ KN.m}$$

**3) Les moments globaux:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,57 + 0,948 = 11,518 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,29 + 0,564 = 7,854 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

➤ **Moments en travée :**  $M^t = 0,85 M$

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x = 9,790 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_y = 6,676 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments aux appuis :**  $M^a = -0,3 M$

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 M_x = -2,937 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 M_y = -2,002 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**III-5-5) Calcul de la section d'armature :****a)- Sens x-x :**

➤ **En travée :**

$$\text{Calcul du moment réduit : } \mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,790 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,040 < \mu_e = 0,392$$

$$\text{On a } \mu_b = 0,040 \longrightarrow \beta = 0,980$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{9,790 \times 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = 2,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } A_t = 4\text{HA10/ml} \longrightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2, \text{ avec } S_t = 25\text{cm}$$

➤ **Aux appuis:**

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,937 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_e = 0,392$$

$$\text{On a } \mu_b = 0,012 \longrightarrow \beta = 0,994$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,937 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,65 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_a = 4\text{HA}10/\text{ml} \longrightarrow A_a = 3,14 \text{ cm}^2$ , avec  $St = 25 \text{ cm}$

**b)- Sens y-y :**

➤ **En travée :**

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,676 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_e = 0,392$$

On a  $\mu_b = 0,028 \longrightarrow \beta = 0,986$

Calcul de la section d'armature :

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,676 \times 10^3}{0,986 \times 13 \times 348} = 1,49 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} \longrightarrow A_t = 3,14 \text{ cm}^2$ , avec  $St = 25 \text{ cm}$

➤ **Aux appuis:**

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,002 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,008 < \mu_e = 0,392$$

Donc on a une section simplement armée.

On a  $\mu_b = 0,008 \longrightarrow \beta = 0,996$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2,002 \times 10^3}{0,996 \times 13 \times 348} = 0,44 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_a = 4\text{HA}10/\text{ml} \longrightarrow A_a = 3,14 \text{ cm}^2$ , avec  $St = 25 \text{ cm}$

**III-5-6) Vérifications a l'ELU :**

**a- Condition de non fragilité du béton : [Art :B-7-4/BAEL91]**

$$\rho > \rho_0 = \frac{\rho_0}{2} \times \left( 3 - \frac{l_x}{l_y} \right), \text{ avec } \rho_0 = 8\% \xrightarrow{\text{pour}} \text{les barres hautes adhérences FeE 400}$$

➤ **Armatures suivant x-x :**

$$\rho_x > \rho = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.8) = 0.0009$$

$\rho_x$  : Taux minimum d'acier en travée dans le sens x-x

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

$A_{\min}$  : section minimale d'acier.

$S$  : section du béton

$$A_{\min} = \rho_x \times S = 0.0009 \times (15 \times 100) = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$3.14 \text{ cm}^2 > 1.35 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Armature suivant y-y:**  $\rho_y \geq \rho_0$

$\rho_y$  : Taux minimum d'acier en travée suivant y-y.

$$A_{\min} = 0.0008 (15 \times 100) = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$3.14 \text{ cm}^2 > 1.2 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### **b- Diamètre des barres :**

On doit vérifier que :  $\Phi \leq \Phi_{\max} = \frac{h}{10}$ .

$\Phi$  : diamètre des armatures longitudinales.

$$\Phi = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\Phi = 10 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### **c- Poinçonnement : [Art : A-5-2-42/BAEL91]**

Les armatures transversales ne seront pas nécessaires si la condition suivante sera vérifiée :

$$Q_u \leq 0.045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$Q_u$  : charge de calcul à l'ELU

$\mu_c$  : périmètre du contour.

$h$  : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2 \times (1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$Q_u = 121,5 \text{ KN}$$

$$0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ KN}$$

$$Q_u = 121,5 \text{ KN} < 472,5 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales

#### d- Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\text{on doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

► Au milieu de U

$$T_u = \frac{P}{2 \times (U + V)} = \frac{121,5}{2 \times (1,05 + 1,05)} = 28,92 \text{ KN.}$$

► Au milieu de V

$$T_u = \frac{P}{3 \times U} = \frac{121,5}{2 \times 1,05} = 57,85 \text{ KN.}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{57,85 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,445 \text{ MPa} \\ 0,07 \times \frac{25}{1,5} &= 1,16 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \rightarrow \tau_u = 0,445 \text{ MPa} < 1,16 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée.}$$

#### e-Espacement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge concentrée doit être égal :

La direction la plus sollicitée :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{2h ; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$  OK

La direction perpendiculaire :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$  OK

#### III-5-7) Calcul à l'ELS :

$$\text{à l'ELS : } v = 0,2 \quad M_1 = 0,087 \quad M_2 = 0,060$$

#### -Calcul de Mx1 et My1:

$$M_{x1} = P (M_1 + 0,2 M_2) = 90 (0,087 + 0,2 \cdot 0,060) = 8,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P (M_2 + 0,2 M_1) = 90 (0,060 + 0,2 \cdot 0,087) = 6,96 \text{ KN.m}$$

**-Calcul de  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$ :**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ \mu_y M_{x2} \end{cases} \quad \text{avec : } q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN} \quad M_{y2} =$$

$$\rho = 0,8 \Rightarrow \mu_x = 0,0632 \text{ et } \mu_y = 0,710$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0632 \times 4,75 \times 1,6^2 = 0,768 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,710 \times 0,768 = 0,545 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Les moments globaux:**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,91 + 0,768 = 10,678 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,96 + 0,545 = 7,505 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle a ses extrémités on aura :

**➤ Moment en travée :  $M^t = 0,85 M$** 

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 10,678 = 9,076 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 7,505 = 6,379 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**➤ Moments aux appuis :**

$$M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 10,678 = -3,20 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 M_y = -0,3 \times 7,505 = -2,25 \text{ KN.m}$$

**1)- Etat limite de fissuration :**

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

**2)- Etat limite de compression du béton :**

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression ( $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ ) on doit verifier la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \alpha = \frac{y}{d} \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Sens x-x :**

**En travée :**  $\gamma = \frac{9,790}{9,076} = 1,08 \rightarrow \frac{1,08-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,29$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,076 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_e = 0,392$$

$$\mu_b = 0,038 \rightarrow \alpha = 0,0615 < 0,29 \rightarrow \text{Vérifié}$$

**Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{-3,200}{-2,937} = 1,09 \rightarrow \frac{1,09-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,295$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,937 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_e = 0,392$$

$$\mu_b = 0,012 \rightarrow \alpha = 0,0151 < 0,295 \rightarrow \text{Vérifié}$$

**Sens y-y :**

**En travée :**

$$\gamma = \frac{6,676}{6,379} = 1,046 \rightarrow \frac{1,046-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,273$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,379 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_e = 0,392$$

$$\mu_b = 0,026 \rightarrow \alpha = 0,0330 < 0,273 \rightarrow \text{Vérifié}$$

**Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{-2,002}{-2,25} = 0,9 \rightarrow \frac{0,9-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,20$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,25 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,009 < \mu_e = 0,392$$

$$\mu_b = 0,009 \rightarrow \alpha = 0,0126 < 0,20 \rightarrow \text{Vérifié}$$

**Conclusion :**

La condition est vérifiée dans tout les cas, donc on peut se dispenser du calcul de la contrainte de compression.

**3)- Vérification de la flèche :**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\text{a)} \quad \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x}$$

$$\text{b)} \quad \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e}$$

$h$  : hauteur de la dalle.

$M_{tu}$  : moment en travée dans le sens x-x

$M_x$  : moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m

$A_x$  : section d'armature / ml

$d$  : hauteur utile de la bande.

$b$  : largeur de la bande égale à 1m

$$\text{a)} \quad \frac{h}{L_x} = \frac{15}{160} = 0,093$$

$$\frac{M_x}{20M_x} = \frac{11,518}{20 \times 11,518} = 0,05$$

$$\frac{h}{L_x} = 0,093 \geq \frac{M_x}{20M_x} = 0,05$$

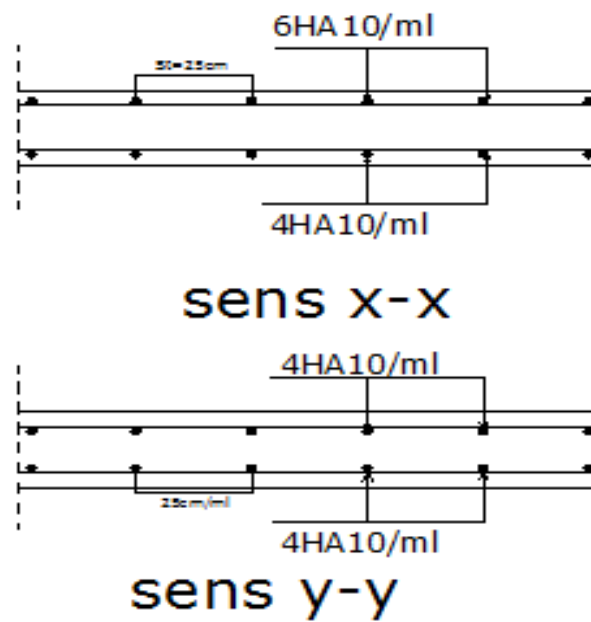
$$\text{b)} \quad \frac{2}{f_e} = 0,005$$

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{3,02}{100 \times 13} = 0,0023$$

$$\frac{A_x}{bd} = 0,0023 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Après vérification des deux conditions on dira donc que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.



Ferraillage de la dalle pleine(s-m)

**III-6) les balcons :**

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur. Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{avec } L : \text{largeur du balcon.}$$

Le balcon est en dalle pleine.

$$e_p \geq \frac{120}{10} = 12 \text{ cm.} \quad \text{On prend } e_p = 15 \text{ cm}$$

**a) Charges et surcharges :**

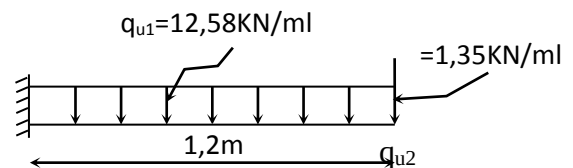
Charges permanentes :

- Poids propre de la dalle pleine :  $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$
  - Couche de sable (2cm) :  $0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/ml}$
  - Mortier de pose (2cm) :  $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/ml}$
  - Carrelage scellé (2cm) :  $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/ml}$
  - Enduit de ciment (1,5cm) :  $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/ml}$
- $G = 5,43 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du garde corps(en brique) :  $g = 1 \text{ KN/ml}$
  - Surcharge d'exploitation du balcon :  $Q = 3,5 \text{ KN/ml}$  (DTR B.C.2.2)

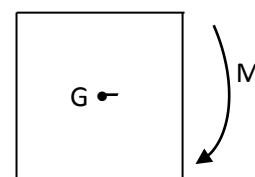
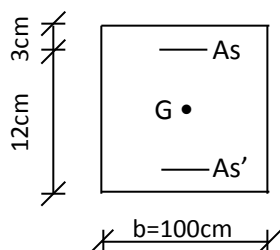
**b) combinaison des charges :**

$$\text{E.L.U} \rightarrow \begin{cases} q_{u1} = 1,35 G + 1,5 Q = 12,58 \text{ KN/ml} \\ q_{u2} = 1,35 g = 1,35 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{E.L.S} \rightarrow \begin{cases} q_{s1} = G + Q = 8,93 \text{ KN/ml} \\ q_{s2} = g = 1 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

**III-6-1) Ferrailage :****schéma statique**

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



Soit  $e$  : l'excentricité de l'effort normal par rapport au **CDG** de la section considérée.

**a) Calcul à l'ELU :**

**-Moment fléchissant :**

$$\text{Soit : } M_u = \frac{q_{u1}L^2}{2} + q_{u2} \times L = \frac{12,58 \times 1,2^2}{2} + 1,35 \times 1,2 = 10,67 \text{ KN.m}$$

**-Effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1} \cdot L + Q_{u2} = 16,44 \text{ KN}$$

• **Armatures principales**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,67 \times 10^3}{100 \times (12)^2 \times 14,2} = 0,052 \leq 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu_b = 0,052 \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{10,67 \times 1000}{0,973 \times 12 \times 348} = 2,62 \text{ cm}^2$$

On adopte pour:  $A = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**2. Vérifications à l'ELU :**

• **Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.21/BAEL91) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_s \quad \text{condition vérifié}$$

• **Vérification de la condition de l'adhérence des barres (Art 6.13/BAEL91) :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \sum U_i} = \frac{16,44 \times 1000}{0,9 \times 120 (3,14 \times 4 \times 12)} = 1 \text{ MPa} < \tau_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié.}$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{16,44 \times 1000}{1000 \times 120} = 0,137 \text{ MPa} < \tau_u = \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifié.}$$

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

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

Armatures de répartition :  $S_t = 25\text{cm} < \min\{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$ . Condition vérifiée.

**3. Vérification à l'E.L.S :****✓ Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.377 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.906 \\ K_1 = 37.79 \end{cases}$$

**a) Vérification des contraintes dans les aciers :**

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

Avec :

$\eta = 1.6$  pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$  pour les barres rondes lisse (RL).

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{avec :}$$

$$M_s = (q_{s1} l^2 / 2) + q_{s2} \times l = 8.93 \times 1.2^2 / 2 + 1 \times 1.2 = 7.63 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 7.63 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{7.63 \times 10^3}{0.906 \times 12 \times 4.52} = 155.26$$

$$\sigma_s = 155.26 < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$  Le calcul des armatures à l'ELS n'est pas obligatoire :

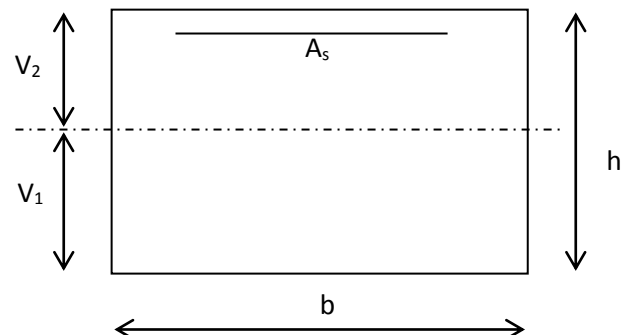
**b) Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_b = \frac{155.26}{37.79} = 4.11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.11 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$



✓ Vérification de la flèche :

$$f_v = \frac{M_s \times l^2}{4E_v \times I_{f_v}} \leq \bar{f} = \frac{L}{250} = 0.48$$

$$E_v = 10818,865 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4,52}{100 \times 12} = 0,0037$$

$$\mu = 1 - \left[ \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0037 \times 155,26 + 2,1} \right] = 0,835$$

$$\lambda_v = 0.05 \cdot \frac{f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.05 \cdot \frac{2.1}{0.0037 \left( 2 + 3 \frac{100}{100} \right)} = 5,67$$

$$V_1 = \frac{b \frac{h^2}{2} + n \cdot A_s (h - d)}{b \cdot h + n \cdot A_s}$$

$$V_1 = \frac{100 \times \frac{15^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 12}{100 \times 15 + 15 \times 4,52} = 7,70 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 7,30 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{2} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_s (V_1 - c)^2$$

$$I_0 = 43775,2 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{I_0}{1 + 0.4 \lambda_v \cdot \mu} = \frac{43775,2}{1 + 0.4 \times 5,67 \times 0,835} = 15127,34 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow f_v = \frac{7,63 \times 10^5 \times (120)^2}{4 \times 10818,86 \times 10^2 \times 15127,34} = 0,17 \text{ cm}$$

$$f_v = 0.17 \text{ cm} < \bar{f}_v = 0,48 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

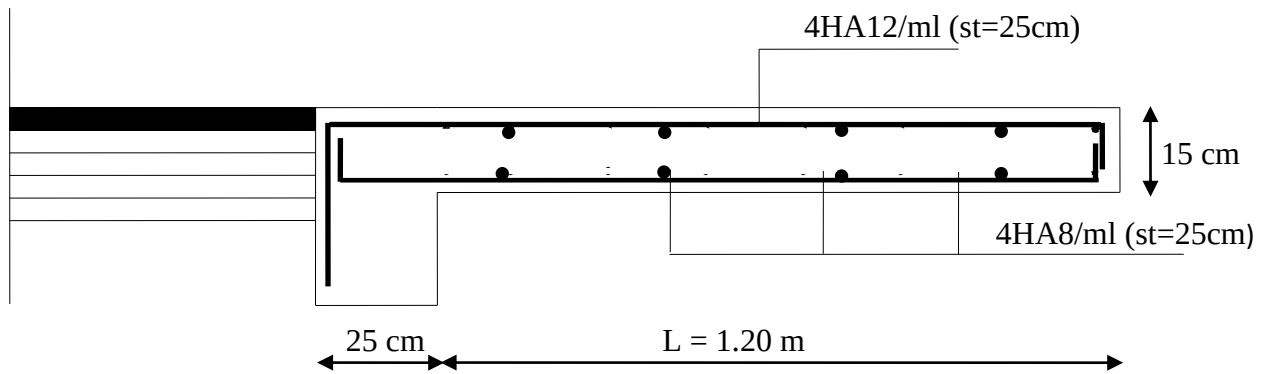


Fig (III.26) : Ferrailage du balcon

**Introduction :**

L'étude dynamique d'une structure est très complexe en particulier le calcul sismique qui Demande des méthodes très fastidieuses dont le calcul manuel est pénible. Pour cette raison, on fait appel à l'outil informatique basé sur la méthode des éléments finis (MEF) afin d'avoir les Résultats les plus approchés aux résultats réels dans des délais raisonnables.

On dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures Dont on cite : ETABS, ROBOT, SAP...etc. Pour notre étude nous avons utilisé **ETABS** Version **9.1.4**

**IV-1) Description de l'ETABS :**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des Ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme; il permet aussi :

- la modélisation de tous types de structure.
- la prise en compte des propriétés des matériaux
- le calcul et le dimensionnement des éléments
- l'analyse des effets dynamique et statique.
- la visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
- le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

**VI-2) Etapes de modélisation :**

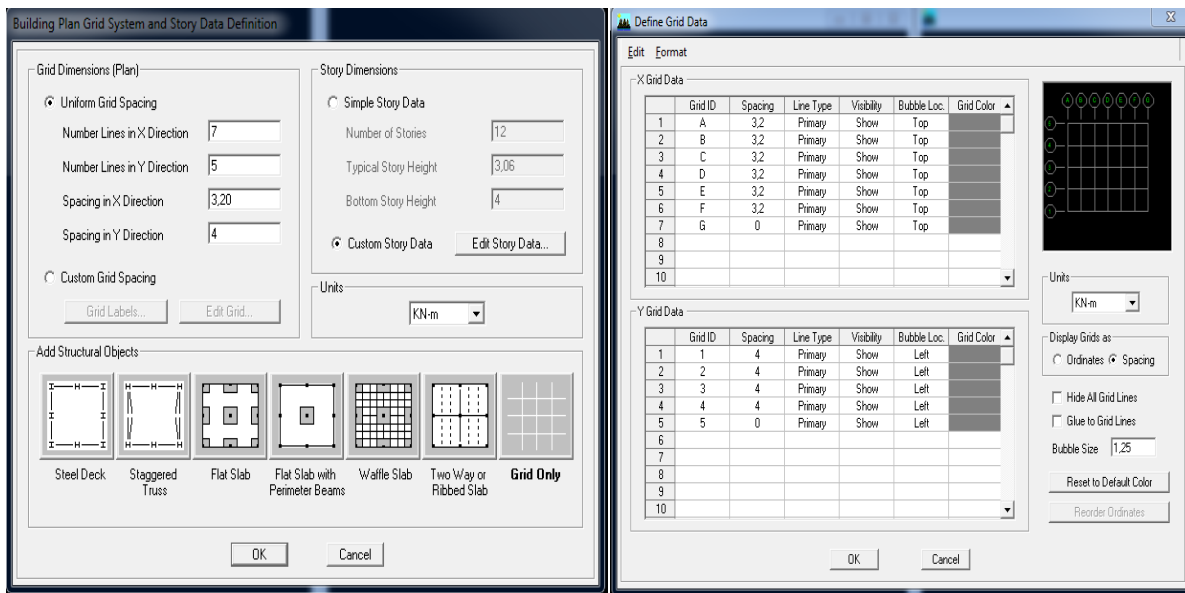
Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
6. Définition de la charge sismique E.
7. Chargement des éléments
8. Introduction des combinaisons d'actions.
9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

**1) Introduction de la géométrie du modèle**

- **Choix des unités** : c'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **kN.m**
- **Géométrie de base** : on clique sur :

**File** → **New model** → **No** → **Custom grid spacing** → **Edit grid**



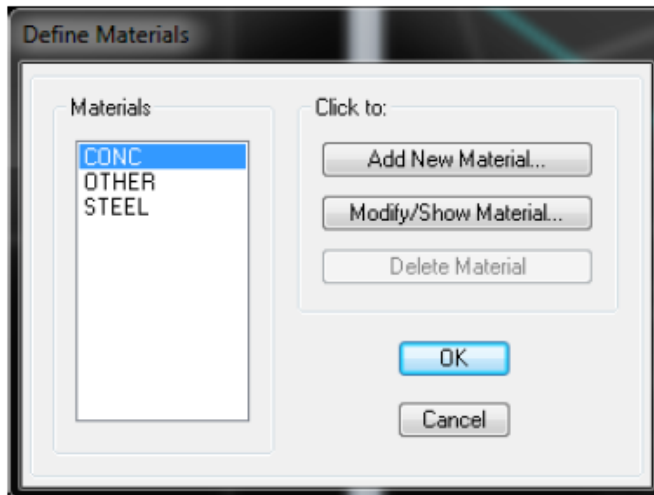
Pour une construction en Auto-Stable .on choisit la première icône, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X (**Number lines in X direction**)
- Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number lines in Y direction**)
- Nombre de travées dans le sens de Y (**Number of bays along Y**)
- Hauteur d'étage (**story High**)
- Langueur de travée dans le sens de X (**Spacing in X direction**) (Entre axes)
- Langueur de travée dans le sens de Y (**Spacing in Y direction**) (Entre axes)
- Le nombre d'étage (**Number of stories**)
- la hauteur d'étage courant (**typical story High**)
- La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story hight**)

## 2) Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés mécaniques des matériaux pour la structure à modéliser

**Define → Material properties → conc → Modify/Show Material**



Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

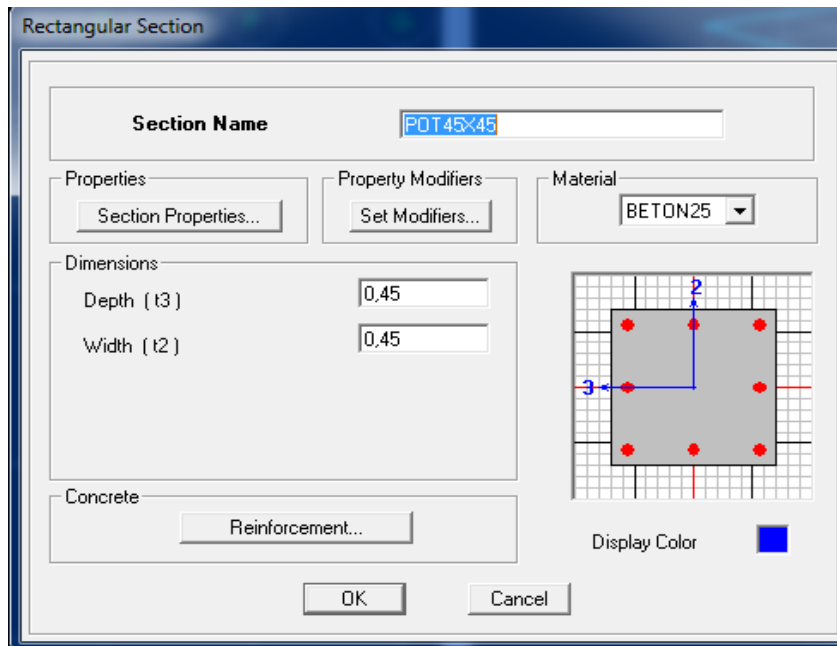
| Material Name                                                                |           | Display Color                                 |         |
|------------------------------------------------------------------------------|-----------|-----------------------------------------------|---------|
| BETON25                                                                      |           | Color                                         |         |
| Type of Material                                                             |           | Type of Design                                |         |
| <input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic |           | Design: Concrete                              |         |
| Analysis Property Data                                                       |           | Design Property Data (ACI 318-99)             |         |
| Mass per unit Volume                                                         | 2.5       | Specified Conc Comp Strength, f'c             | 25000.  |
| Weight per unit Volume                                                       | 25.       | Bending Reinf. Yield Stress, fy               | 500000. |
| Modulus of Elasticity                                                        | 32164200. | Shear Reinf. Yield Stress, fys                | 500000. |
| Poisson's Ratio                                                              | 0.2       | <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete |         |
| Coeff of Thermal Expansion                                                   | 9.900E-06 | Shear Strength Reduc. Factor                  |         |
| Shear Modulus                                                                | 13401750. |                                               |         |

### 3) Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).

La troisième étape consiste affecter les propriétés géométriques des éléments.

On commence par les poutres principales (PP) puis les secondaires(PS) et ceci de la manière

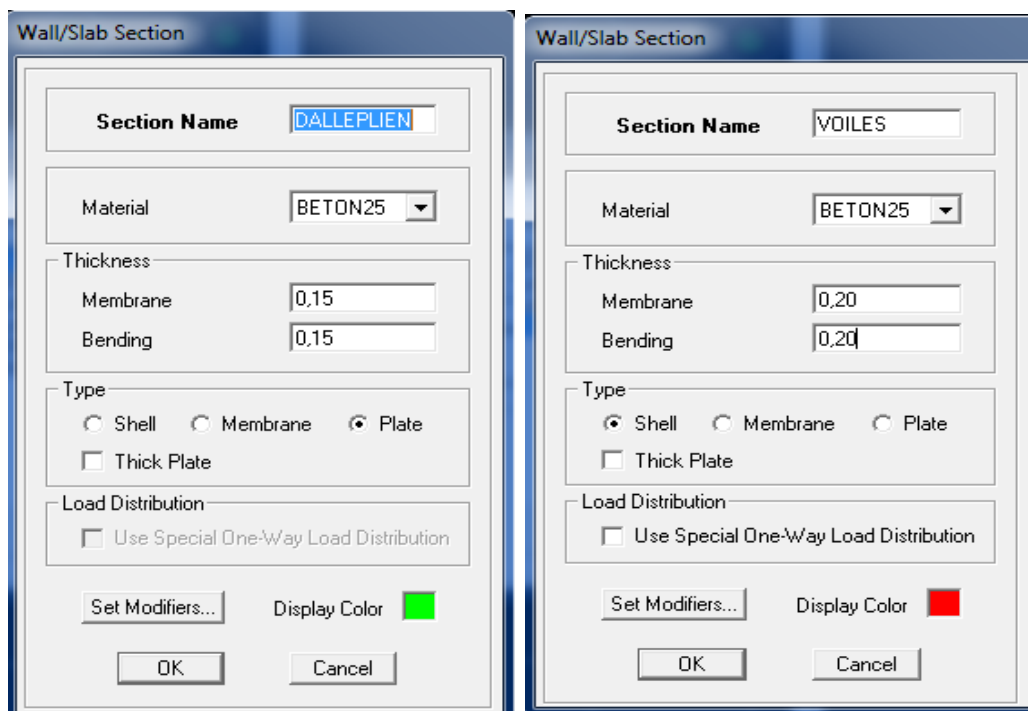
suivante : **Define** → **Frame sections** → **Add rectangular**



On procède de la même manière pour les poutres.

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : dalles pleines(DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

**Define** → **Area sections** → **Add New Section**



Puis on définit leurs propriétés.

- **Dessin des éléments de la structure**

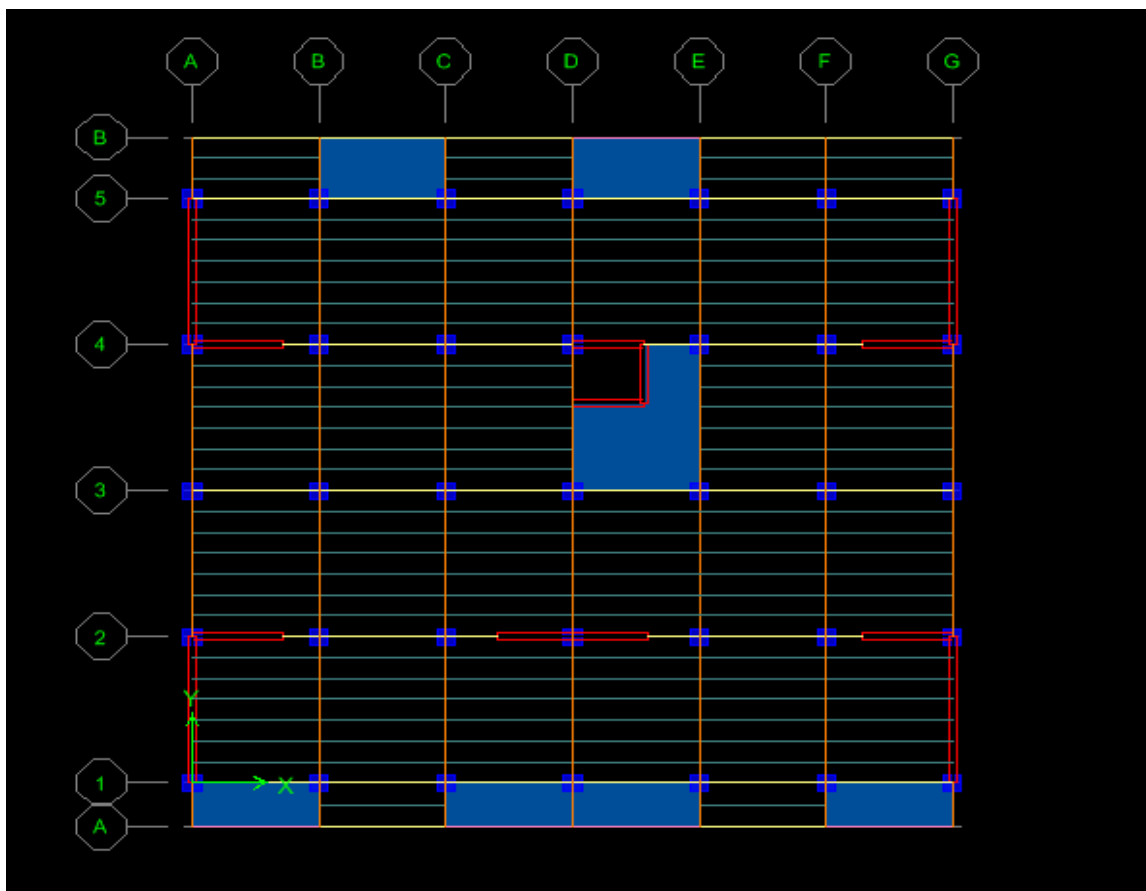
Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci après :

**Pour les poteaux :**

-on clique sur le bouton 

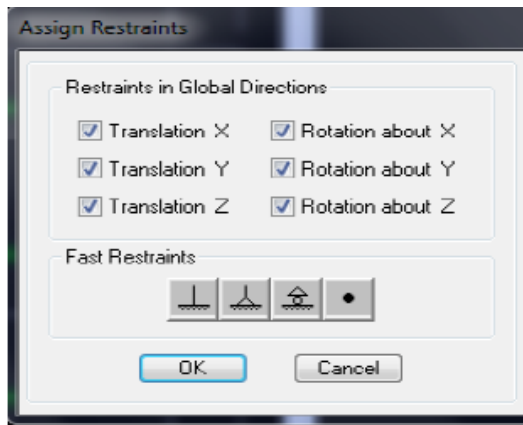
-une fenêtre s'affiche (*properties of object*) → *None* → on choisit le nom de la section (pot35 35 par exemple) → on valide

**Pour les poutres et les voiles:** De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur le bouton  pour les poutres et sur  pour les voiles.



Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur le bouton 

La fenêtre ci-après s'affichera.



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

- **Mass source:**  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  (formule 4-5 RPA 99)

$W_i$ : poids total de la structure.

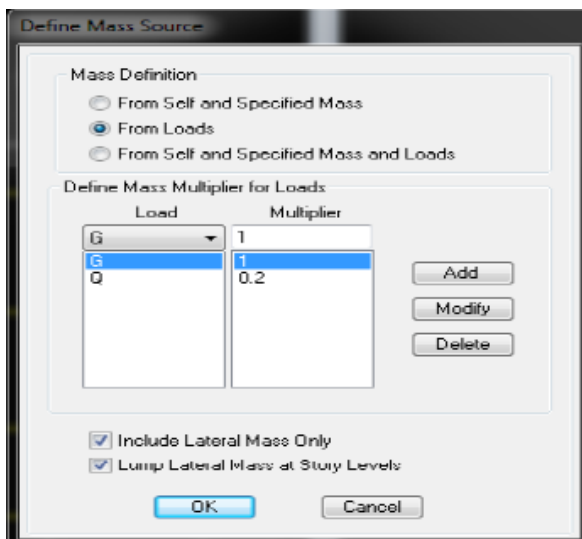
$W_{Gi}$ : poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure

$W_{Qi}$ : charge d'exploitation

$\beta$ : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 RPA 99 (on le prend pour notre cas égal à 0.2 → bâtiments d'habitation).

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS

**Define** → **Masse source** → **from loads**

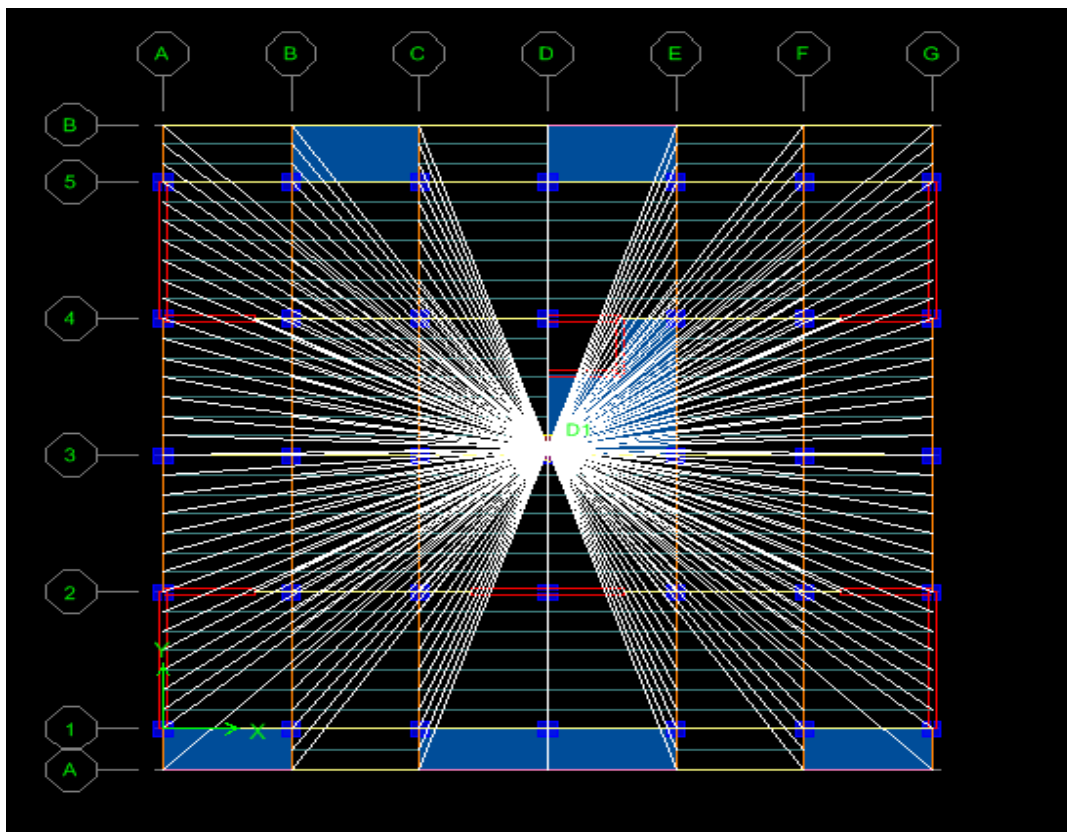
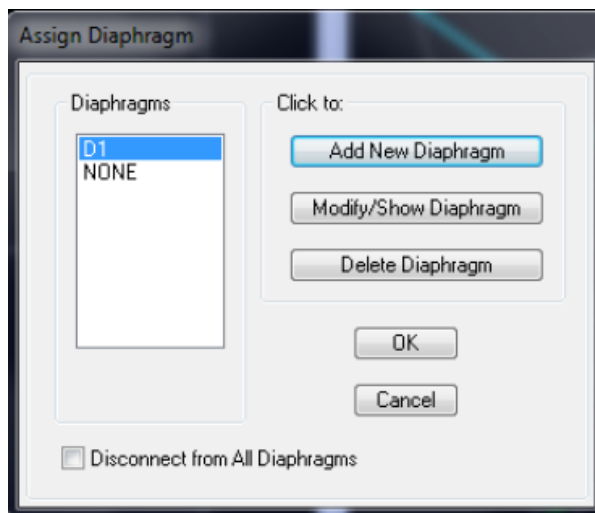


- **Diaphragme** : Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de « Noeuds Maîtres ».

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les noeuds du même Plancher à leurs noeuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour

Effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le premier étage : **Assign** → **Joint/Point** → **Diaphragms D1 OK**

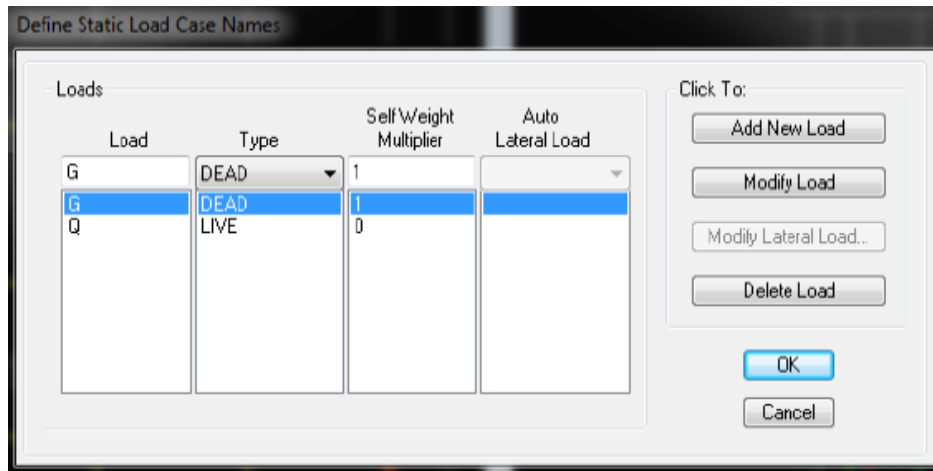


Le deuxième étage : **Assign** → **Joint/Point Diaphragms** → **Add New Diaphragm D2** → **OK**

On suit la même procédure pour les autres étages.

#### 4. Définition des charges statiques (G, Q)

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**) et des charges d'exploitations (**Q**), pour les définir on clique sur: **Define Static Load Cases**



#### 5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s'agit d'une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T.

##### Données à introduire dans le logiciel :

- Zone sismique : **IIa**
- Groupe d'usage : **2**
- Coefficient de comportement global du bâtiment en fonction du système de contreventement donné par le tableau 4.3 RPA99/V2003 on prend **R=4** ; **Mais on doit Le justifier par la suite dans l'étude de contreventement avec ETABS.**
- Remplissage : **Dense** (cloisons en maçonnerie)
- Site : meuble **S3**
- Facteur de qualité : **Q** donné par le RPA99/V2003 par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

Avec :  $P_q$  c'est la pénalité à retenir selon le critère de qualité  $q$ .

### a) Régularité en plan

**a1.** 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.**

**a2.** A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de Gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du Bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée **on Suppose que cette condition est vérifiée mais on doit la justifier lors de vérifications exigées par le RPA avec le logiciel ETABS.**

**a3.** La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du Plancher inférieur ou égal 4 —→  $28.61/17.55=1.63 < 4$  —→ **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  
 $l = 8.85\text{m}$

$l_{\text{tot}} = 17.55\text{m} \rightarrow 100\%$  d'où :  $l = 50.42\% > 25\%$  —→ **condition non vérifiée.**

**a4.** Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des Contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier  $S_{\text{tot}} = 502.11 \text{ m}^2$ ,  $S_{\text{ouverture}} = 67.96\text{m}^2$

Donc le pourcentage des ouvertures  $= 13.53\% < 15\%$  —→ **condition vérifiée.**

### b) Régularité en élévation

**b1.** Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation **condition vérifiée.**

**b2.** 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 —→ **Condition vérifiée.**

**b3.** 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 pas de décrochement en Élévation —→ **condition vérifiée.**

**Conclusion :** notre structure est classée régulière en élévation seulement.

### c) Conditions minimales sur les files de contreventement

**c1.** système de portiques : 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.**

**d) Redondance en plan**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées (nous avons 9files suivant x-x et 5 suivant y-y)

—→ **Condition vérifiée.**

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.

$$\frac{4.00}{3.50}=1.14 < 1.5 \text{ (suivant x-x)}$$

—→ **Condition non vérifiée.**

$$\frac{5.20}{2.05}=2.54 > 1.5 \text{ (suivant y-y)}$$

**e) Contrôle de la qualité des matériaux**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par L'entreprise —→ **condition vérifiée.**

**f) Contrôle de la qualité de l'exécution**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux

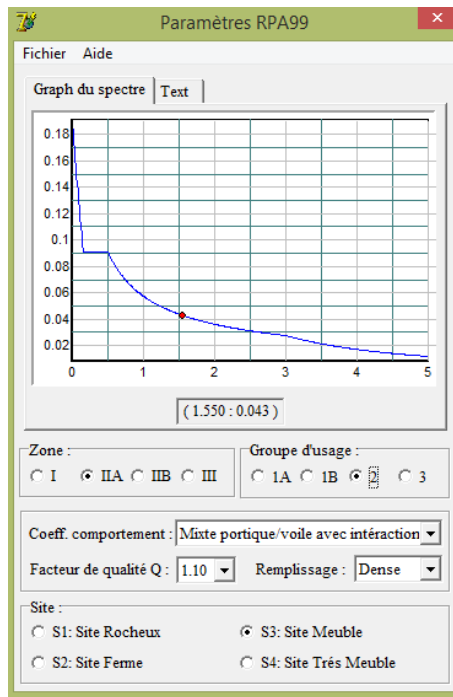
—→ **Condition vérifiée.**

Le tableau ci-dessous résume les résultats trouvés

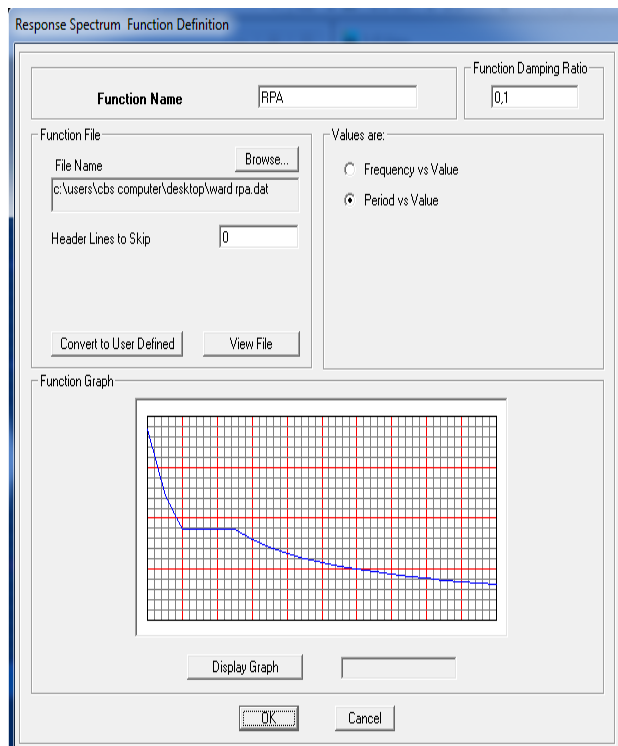
| <b>Critère q</b>                                             | <b>observé</b> | <b>p<sub>q</sub></b> |
|--------------------------------------------------------------|----------------|----------------------|
| <b>1-condition minimale sur les files de contreventement</b> | oui            | 0.00                 |
| <b>2-redondance en plan</b>                                  | non            | 0.05                 |
| <b>3-régularité en plan</b>                                  | non            | 0.05                 |
| <b>4-régularité en élévation</b>                             | oui            | 0.00                 |
| <b>5-contrôle de la qualité des matériaux</b>                | oui            | 0.00                 |
| <b>6-contrôle de la qualité de l'exécution</b>               | oui            | 0.00                 |

Finalement on trouve **Q =1.10**

On ouvre le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text**

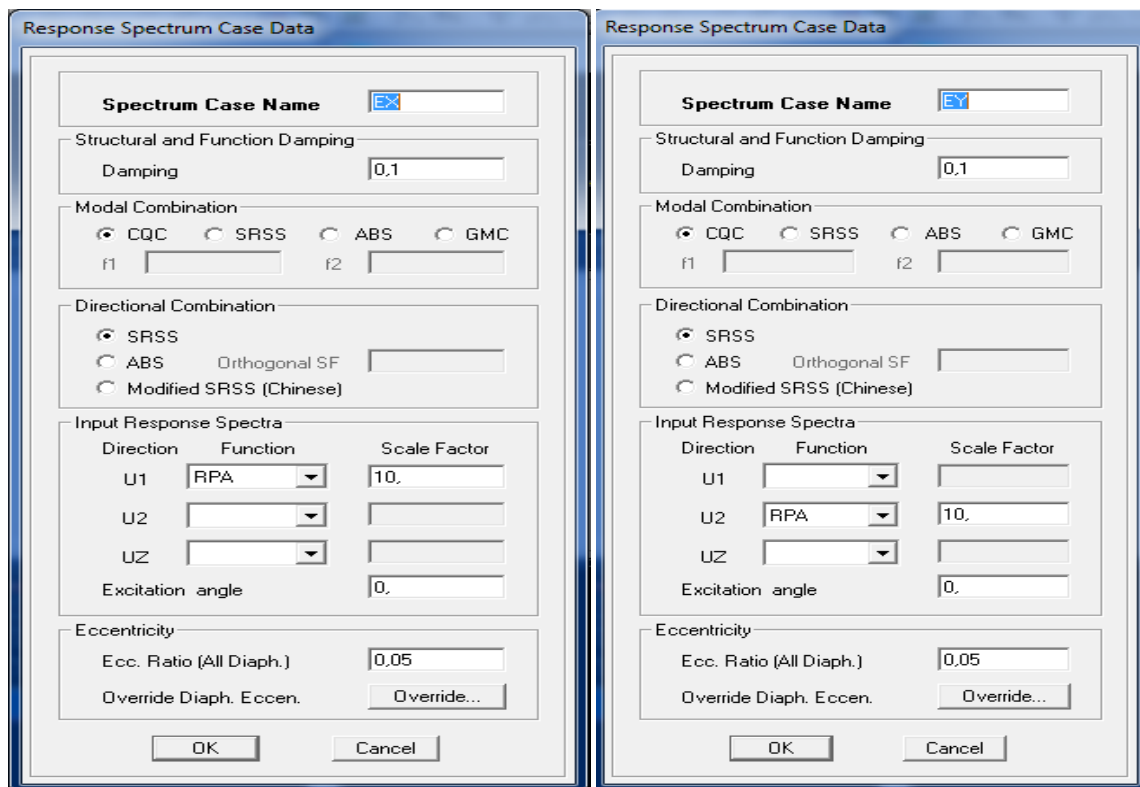


Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur : **Define** → **Response Spectrum Function** → **Spectrum from file**



## 6. Définition de la charge sismique E

Une fois que le spectre est définie, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** → **Response Spectrum cases** → **Add New Spectrum**



## 7. Chargement des éléments

On sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur : **Assign** → **Areas loads** → **uniform**

## 8. Introduction des combinaisons d'actions

### ❖ Combinaisons aux états limites :

ELU :  $1.35G + 1.5Q$

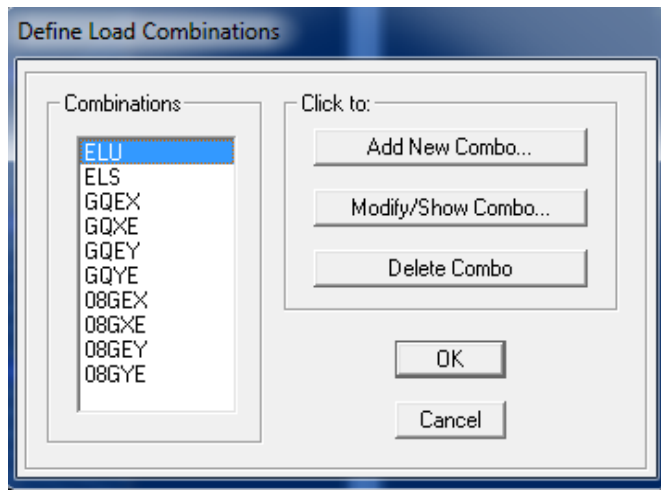
ELS :  $G + Q$

### ❖ Combinaisons accidentelle du RPA :

GQE :  $G + Q + E$

08GE :  $0.8G + E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** → **LoadCombinations** → **Add New Combo**



## 9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats Lancement de

- **Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur : **Analyze** → **Run Analysis**

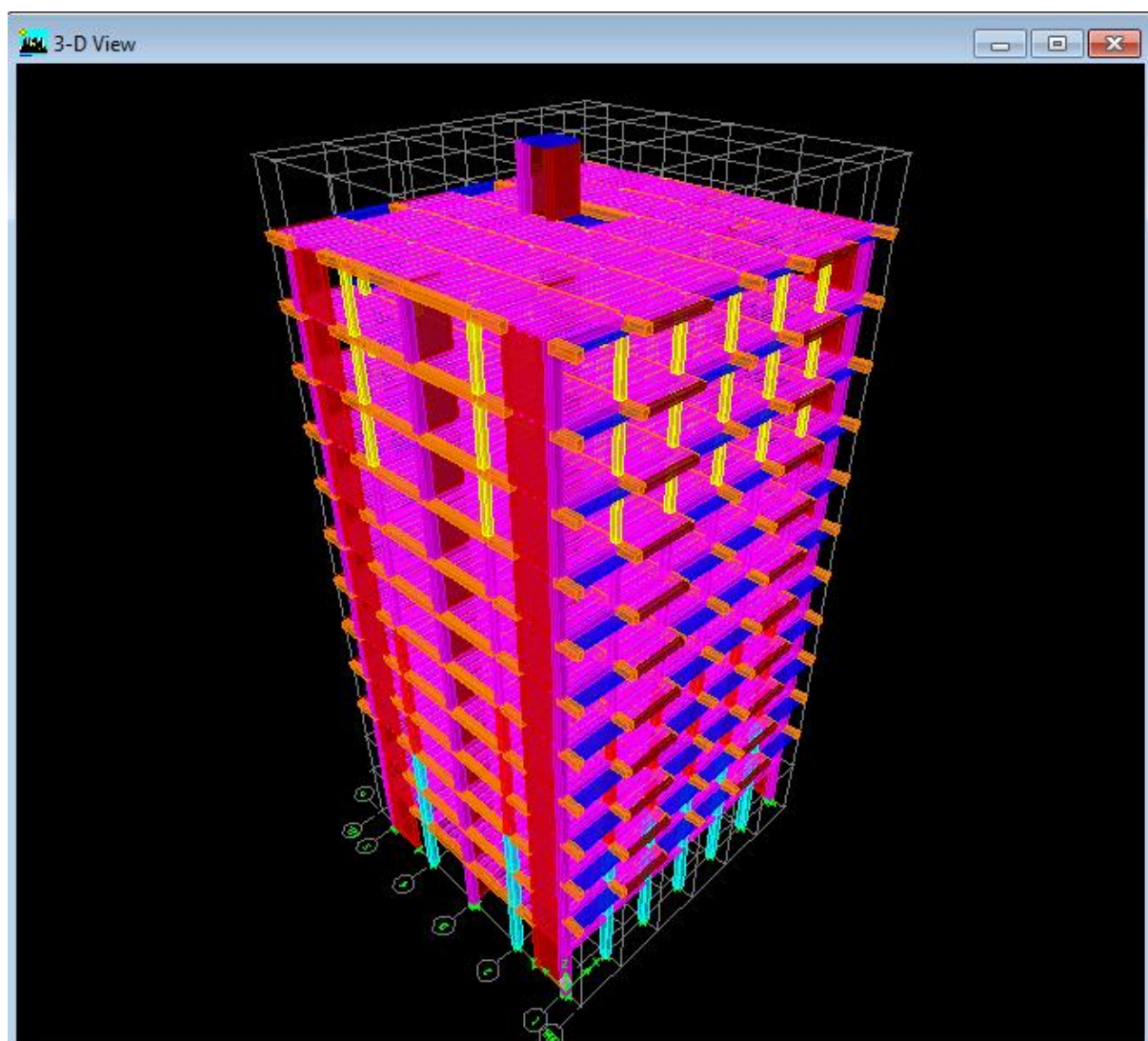
- **Visualisation des résultats :**

**Déformée de la structure :** on clique sur l'icône : **Show Deformed Shape** et on sélectionne L'une des combinaisons de charge introduites.

**Diagramme des efforts internes :** on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display**, et on sélectionne : **Show Member forces/Stresses Diagram**.

**Déplacements :** pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau Considéré, on appuie sur **Show tables** puis on coche **Displacement**

**Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base :**  
**Show tables** → **Base Reactions** → **Select Cases/comb** → **E**



**-1) INTRODUCTION :**

L'Algérie est un pays où règne une activité sismique très importante. Il est impératif d'effectuer une analyse rigoureuse afin de s'assurer qu'en cas d'un séisme la structure ne subira pas de grandes déformations, et que les déplacements resteront dans le domaine limite admissible pour qu'il n'y aura pas de dégradations importantes d'éléments structuraux.

La présente étude est faite en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel E.T.A.B.S. La méthode d'analyse est la méthode dynamique modale spectrale qui prend en compte le spectre de réponse proposé par le RPA99/version 2003.

**VI-2) Choix de la méthode de calcul:**

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/version 2003** prévoit d'utiliser soit :

- par la méthode statique équivalente (**RPA /Art 4.1.2**)
- par Méthode dynamique qui regroupe :
  - la méthode d'analyse modale spectrale
  - la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**VI-2-1) Vérification des conditions de la MSE :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) La structure ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$H \leq 65\text{m}$  en zones I, IIa, IIb.

$H \leq 30\text{m}$  en zone III.

- b) La structure étudiée présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a)  
Pour notre structure qui est implanté à Tizi-Ouzou en aura à vérifier ces conditions:

- |                                                                                                                                                                                       |   |                                                                         |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---|-------------------------------------------------------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> <li>- TIZI OUZOU, zone IIa</li> <li>-groupe d'usage: 2</li> <li>- on a plus de 7 niveaux; <math>h=34,68\text{m} &gt; 23\text{ m}</math></li> </ul> | } | Condition non vérifiée donc la méthode statique<br>n'est pas applicable |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---|-------------------------------------------------------------------------|

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car la structure dépasse les tolérances fixées par le RPA99, On opte donc pour la **méthode dynamique modale spectrale**.

**VI-2-2) La méthode dynamique modale spectrale :**

La méthode dynamique modale spectrale a pour but de déterminer pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure, pour les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

a) - Spectre de réponse de calcul (RPA. Art 4.3.3.)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (\text{RPA 2003/Art 4.3.3})$$

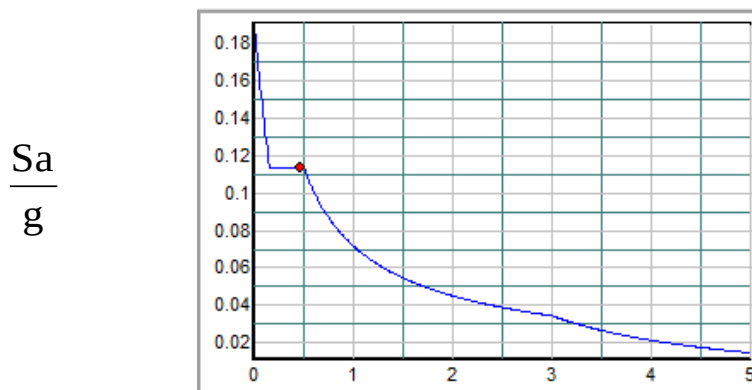


Fig IV-1 : Spectre de réponse de calcul.

**T (sec)** : la période avec une précision de 0.01 sec.

**A** : coefficient d'accélération de zone.

**$\eta$**  : facteur de correction d'amortissement.

**R** : coefficient de comportement de la structure.

**$T_1, T_2$**  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

**Q** : facteur de qualité de la structure. Formule (4-4)

**$P_q$**  est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ;

Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

**A** = 0,15 [zone IIa, groupe d'usage 2 (RPA 2003/Tableau 4.1)].

**R** = 4 [Portique contreventés par des voiles (RPA 2003/Tableau 4.3)].

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7.$$

**$T_1$**  = 0,15 sec ;  **$T_2$**  = 0,50 sec. [site S3 (RPA 2003 Tableau 4.7)].

**b) - Calcul du facteur de qualité Q :****-Tableau donnant les valeurs des pénalités  $P_q$  :****-Sens transversal :**

| Critère $q$                            | Pénalité $P_q$ |
|----------------------------------------|----------------|
| Condition minimale des files porteuses | 0,05           |
| Redondance en plan                     | 0,05           |
| Régularité en plan                     | 0              |
| Régularité en élévation                | 0              |
| Contrôle de la qualité des matériaux   | 0              |
| Contrôle de la qualité de l'exécution  | 0              |

$$Q_y = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1,1$$

**-Sens longitudinal :**

| Critère $q$                            | Pénalité $P_q$ |
|----------------------------------------|----------------|
| Condition minimale des files porteuses | 0,05           |
| Redondance en plan                     | 0,05           |
| Régularité en plan                     | 0              |
| Régularité en élévation                | 0              |
| Contrôle de la qualité des matériaux   | 0              |
| Contrôle de la qualité de l'exécution  | 0              |

$$Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1,1$$

**d) - l'excentricité :**

D'après le **RPA 99/Art 4.2.7**, pour toutes les structures comportant des planchers à diaphragmes rigides dans leurs plans, on suppose qu'à chaque niveau, et dans chaque direction, la résultante des force horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment.
- Excentricité théorique résultante des plans ( $e_x$ ,  $e_y$ ) :

$$\begin{cases} e_x < 5 \% L_x \\ e_y < 5 \% L_y \end{cases}$$

**Excentricité accidentelle : (RPA 2003/Art 4.2.7)**

Le RPA dicte que :  $e_x = 0,05 \times 19,65 = 0,982\text{m}$

$$e_y = 0,05 \times 16,45 = 0,822\text{m}$$

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur Écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

| Niveau   | Centre de masse |        | Centre de torsion |        | Exc. Théorique |       | Exc. Accidentelle |       | Vérification |
|----------|-----------------|--------|-------------------|--------|----------------|-------|-------------------|-------|--------------|
|          | XCM             | YCM    | XCR               | YCR    | Ex             | Ey    | ex                | ey    |              |
| S sol    | 9.603           | 8.219  | 9.745             | 7.673  | -0.142         | 0.546 | 0.982             | 0.822 | cv           |
| RDC      | 9.602           | 8.217  | 9.738             | 7.604  | -0.136         | 0.613 |                   |       | cv           |
| étage 1  | 9.602           | 8.215  | 9.732             | 7.583  | -0.130         | 0,632 |                   |       | cv           |
| étage 2  | 9.602           | 8.218  | 9.728             | 7.570  | -0.126         | 0,648 |                   |       | cv           |
| étage 3  | 9.591           | 8.296  | 9.726             | 7.562  | -0.135         | 0,734 |                   |       | cv           |
| étage 4  | 9.602           | 8.221  | 9.724             | 7.557  | -0.122         | 0,664 |                   |       | cv           |
| étage 5  | 9.602           | 8.224  | 9.724             | 7.553  | -0.122         | 0,671 |                   |       | cv           |
| étage 6  | 9.583           | 8.242  | 9.724             | 7.552  | -0.141         | 0,690 |                   |       | cv           |
| étage 7  | 9.602           | 8.227  | 9.725             | 7.552  | -0.123         | 0,675 |                   |       | cv           |
| étage 8  | 9.602           | 8.229  | 9.727             | 7.551  | -0.125         | 0,678 |                   |       | cv           |
| étage 9  | 9.602           | 8.229  | 9.729             | 7.550  | -0.127         | 0,679 |                   |       | cv           |
| étage 10 | 9.598           | 8.284  | 9.730             | 7.549  | -0.132         | 0.735 |                   |       | cv           |
| étage 11 | 10.604          | 11.236 | 11.464            | 10.590 | -0.860         | 0,646 |                   |       | cv           |

**Tableau VI-2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.**

**e) - La période :**

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 :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

$h_N$ : 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 RPA.

Avec :  $h_N = 37,66m$  et  $C_T = 0,05$

$$T = 0,05 \times (37,66)^{3/4} = 0,76s.$$

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%.

$$T = 1,3 \times 0,76 = 0,99 \text{ sec} > T_{ETABS} = 0,963 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**f) - Participation massique et le nombre de modes à considérer :**

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure et le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Nous avons 12 modes à considérer.

| Mode | Period   | SumUX<br>% | SumUY<br>% |
|------|----------|------------|------------|
| 1    | 0,963154 | 66.6470    | 0,1127     |
| 2    | 0,909139 | 66.6934    | 66.6387    |
| 3    | 0,815613 | 70.3357    | 66.9599    |
| 4    | 0,271517 | 86.5175    | 66.9600    |
| 5    | 0,213220 | 86.5216    | 86.1978    |
| 6    | 0,197646 | 86.6952    | 86.3740    |
| 7    | 0,125010 | 92.8850    | 86.3742    |
| 8    | 0,091514 | 92.8868    | 93.4545    |
| 9    | 0,084834 | 92.9314    | 93.5222    |
| 10   | 0,073495 | 96.0113    | 93.5223    |
| 11   | 0,054131 | 96,0120    | 96.7885    |
| 12   | 0,049691 | 96,2811    | 96.8108    |

**Tableau VI-3 : périodes et participations massiques**

**g) - Vérification de la résultante des forces sismiques :**

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base ' $V_t$ ' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA 2003 /Art 4.2)**.

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times Q \times D}{R} W$$

• **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le (RPA 2003/Tableau 4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : **A= 0,15**

• **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_1 = 0,15$ ,  $T_2 = 0,50$  (RPA/Tableau 4-7)

$\eta$  : donné par la formule :

$\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Selon RPA art 4.3.3 :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

Quand :  $\xi = 10\%$ , on a :  $\eta = 0,76$  ..... CV

$T$  : donnée par la formule empirique.

$T_{\text{empirique}} = \min\left\{0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}}, C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}\right\} = 0,75 \text{ s}$  ; avec  $h_N = 36.96\text{m}$ ,  $D_x = 19.65 \text{ m}$ ,  $C_T = 0,05$

$T_{\text{empirique}} = \min\left\{0,09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}}, C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}\right\} = 0,75 \text{ s}$  ; avec  $h_N = 36.96 \text{ m}$ ,  $D_y = 16.45 \text{ m}$ ,  $C_T = 0,05$

Donc :

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3.0s.$$

D'où :

$$D1 = 2.5\eta(T_2/T_x)^{\frac{2}{3}} = 1,45$$

$$D2 = 2.5\eta(T_2/T_y)^{\frac{2}{3}} = 1,45$$

-**R** : le coefficient de comportement global de la structure (**RPA 2003/Tableau 4.3**)

**R=4**

-**Q** : facteur de qualité (**RPA/Art 5.7**) :

**Q<sub>x</sub> = 1,1 et Q<sub>y</sub> = 1,1**

-**W** : poids total de la structure, donné par ETABS :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \implies \mathbf{W = 27015.949KN}$$

$$V_x = \frac{A.D_x.Q}{R}.W = \frac{0,15 \times 1,45 \times 1,1}{4} \times 27015.949 = 1615.89KN$$

$$0,8V_x = 1292.71KN$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q}{R}.W = \frac{0,15 \times 1,45 \times 1,1}{4} \times 27015.949 = 1615.89KN$$

$$0,8V_y = 1292.71KN$$

❖ **Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique**

$$\begin{cases} V_x = 1963.79 \text{ Kn.} \\ V_y = 2033.18 \text{ Kn.} \end{cases}$$

$$V_{x \text{ dyn}} = 1963.79 > 80\% V_x = 1292.71 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 2033.18 > 80\% V_x = 1292.71 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**h) - Vérification des déplacements :**

❖ **le déplacement relatif**

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après le **RPA 99 (Art.5.10/ Version 2003)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 1\% h_e$$

➤ Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

• Sens longitudinal : X

| Niveaux  | $\delta_x$ (cm) | $\delta_y$ (cm) | $\Delta_{kx}$ (m) | $\Delta_{ky}$ (m) | 1% h(m) | Conditions |
|----------|-----------------|-----------------|-------------------|-------------------|---------|------------|
| ETAGE 11 | 0.0223          | 0.0202          | 0.0029            | 0.0015            | 0,0220  | Vérifiée   |
| ETAGE 10 | 0,0194          | 0,0187          | 0,0016            | 0.0019            | 0,0306  | Vérifiée   |
| ETAGE 9  | 0,0178          | 0,0168          | 0,0017            | 0.0019            | 0,0306  | Vérifiée   |
| ETAGE 8  | 0,0161          | 0,0149          | 0,0018            | 0.0019            | 0,0306  | Vérifiée   |
| ETAGE 7  | 0,0143          | 0,013           | 0,0018            | 0.0020            | 0,0306  | Vérifiée   |
| ETAGE 6  | 0,0125          | 0,011           | 0,0020            | 0.0019            | 0,0306  | Vérifiée   |
| ETAGE 5  | 0,0105          | 0,0091          | 0,0019            | 0.0018            | 0,0306  | Vérifiée   |
| ETAGE 4  | 0,0086          | 0,0073          | 0,0018            | 0.0017            | 0,0306  | Vérifiée   |
| ETAGE 3  | 0,0068          | 0,0056          | 0,0018            | 0.0017            | 0,0306  | Vérifiée   |
| ETAGE 2  | 0,005           | 0,0039          | 0,0017            | 0.0014            | 0,0306  | Vérifiée   |
| ETAGE 1  | 0,0033          | 0,0025          | 0,0014            | 0.0011            | 0,0306  | Vérifiée   |
| RDC      | 0,0019          | 0,0014          | 0,0012            | 0.0009            | 0,0306  | Vérifiée   |
| S sol    | 0.0007          | 0.0005          | 0.0007            | 0.0005            | 0.0400  | Vérifiée   |

**Tableau VI-4** : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal Et transversal.

❖ Le déplacement maximum :

$$\bar{f} = \frac{h}{500} = \frac{37,66}{500} = 0,075\text{m}$$

- ❖ Détermination du déplacement maximal avec ETABS
  - Dans le sens longitudinal

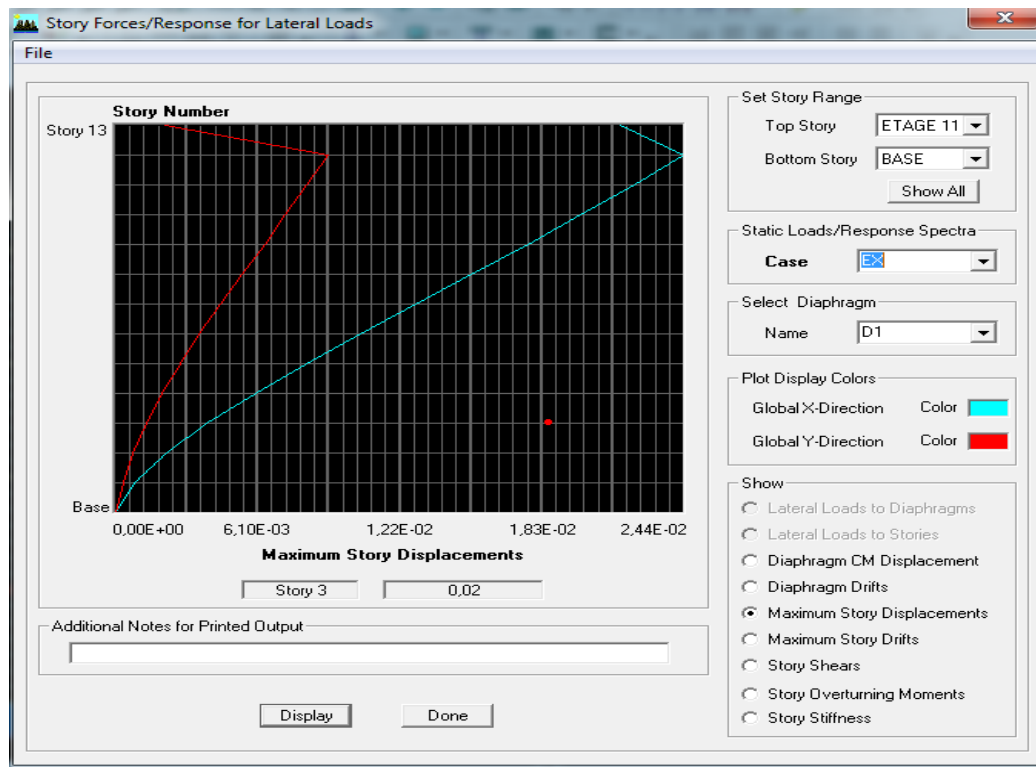


Fig.VI-2 Vérification des déplacements selon Ex

- Dans le sens transversal

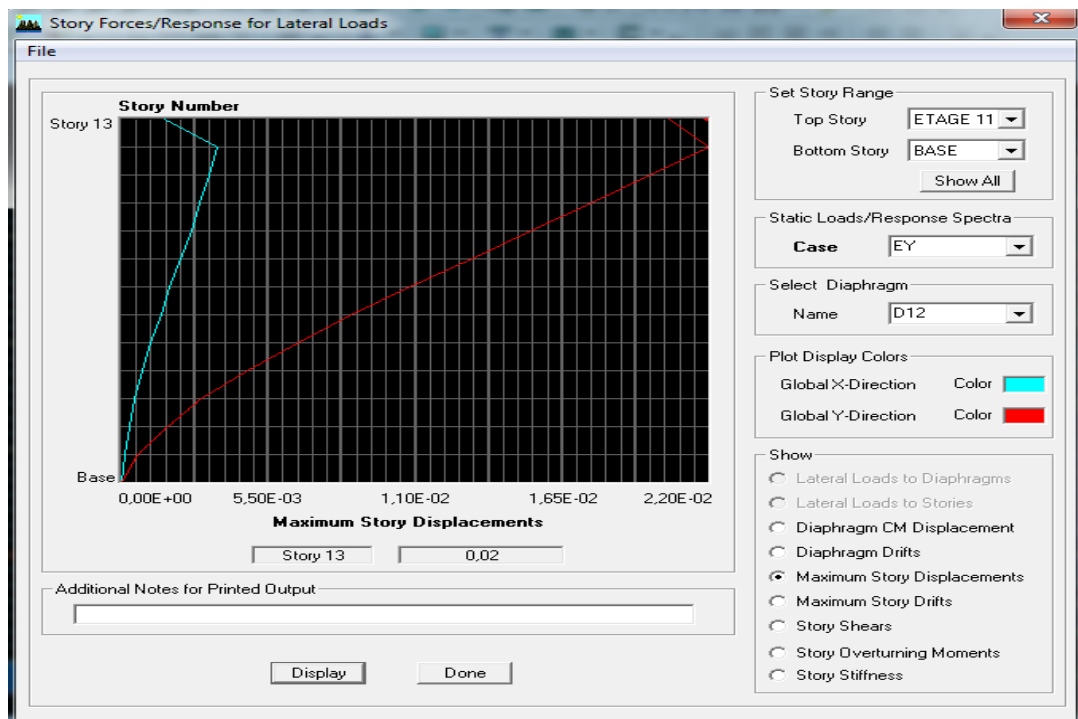


Fig.VI-3 Vérification des déplacements selon Ey.

On a bien :

$$\delta_{x \max} = 0,02\text{m} < \bar{f} = 0,075$$

$$\delta_{y \max} = 0,02\text{m} < \bar{f} = 0,075$$

**Le déplacement Max est vérifiée**

### VI-3) justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{\Delta_k \times P_k}{h_k \times V_k} \leq 0.1$$

$P_k$  : poids total de la structure.

$V_k$  : effort tranchant à l'étage considéré.

$H_k$  : hauteur de l'étage k.

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur Écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant

|         |          |              | Sens x-x      |          |            |          | Sens y-y      |          |            |          |
|---------|----------|--------------|---------------|----------|------------|----------|---------------|----------|------------|----------|
| Niveaux | P(KN)    | $h_k$<br>(m) | $\Delta k(m)$ | $V_{kx}$ | $\theta_x$ | Obs      | $\Delta k(m)$ | $V_{ky}$ | $\theta_y$ | Obs      |
| Etage11 | 85,77    | 2,20         | 0.0029        | 8,57     | 0,013      | vérifiée | 0.0015        | 9,85     | 0,006      | vérifiée |
| Etage10 | 3664,11  | 3,06         | 0,0016        | 375,48   | 0,005      | vérifiée | 0.0019        | 407,73   | 0,005      | vérifiée |
| Etage9  | 7228,28  | 3,06         | 0,0017        | 658,64   | 0,006      | vérifiée | 0.0019        | 708,25   | 0,006      | vérifiée |
| Etage8  | 10792,45 | 3,06         | 0,0018        | 883,65   | 0,007      | vérifiée | 0.0019        | 932,81   | 0,007      | vérifiée |
| Etage7  | 14443,64 | 3,06         | 0,0018        | 1074,73  | 0,008      | vérifiée | 0.0020        | 1123,89  | 0,008      | vérifiée |
| Etage6  | 18086,30 | 3,06         | 0,0020        | 1242,90  | 0,009      | vérifiée | 0.0019        | 1291,31  | 0,008      | vérifiée |
| Etage5  | 21737,49 | 3,06         | 0,0019        | 1390,37  | 0,009      | vérifiée | 0.0018        | 1440,16  | 0,008      | vérifiée |
| Etage4  | 25489,09 | 3,06         | 0,0018        | 1523,55  | 0,010      | vérifiée | 0.0017        | 1571,64  | 0,009      | vérifiée |
| Etage3  | 29232,16 | 3,06         | 0,0018        | 1642,50  | 0,010      | vérifiée | 0.0017        | 1689,16  | 0,009      | vérifiée |
| Etage2  | 32983,75 | 3,06         | 0,0017        | 1746,91  | 0,010      | vérifiée | 0.0014        | 1793,87  | 0,008      | vérifiée |
| Etage1  | 36849,15 | 3,06         | 0,0014        | 1835,12  | 0,009      | vérifiée | 0.0011        | 1883,79  | 0,007      | vérifiée |
| RDC     | 40782,76 | 3,06         | 0,0012        | 1908,98  | 0,008      | vérifiée | 0.0009        | 1967,64  | 0,006      | vérifiée |
| S sol   | 45114,29 | 4,00         | 0.0007        | 1963,79  | 0,004      | vérifiée | 0.0005        | 2033,18  | 0,0027     | vérifiée |

#### IV-5) calcul du pourcentage de participation des voiles :

Le logiciel ETABS nous permet d'obtenir les résultats qui sont donnés selon les figures suivantes :

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line Projected Coordinates

|             | X       | Y      |
|-------------|---------|--------|
| Start Point | -5,1462 | 2,5127 |
| End Point   | 26,1136 | 2,2085 |

Resultant Force Location and Angle

|  | X       | Y      | Z  | Angle    |
|--|---------|--------|----|----------|
|  | 10,4837 | 2,3606 | 0, | 359,4424 |

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

|        | Right Side |          |            | Left Side |           |            |
|--------|------------|----------|------------|-----------|-----------|------------|
|        | 1          | 2        | Z          | 1         | 2         | Z          |
| Force  | 1963,7581  | 43,1818  | 1,636E-08  | 1963,7581 | 43,1818   | 0,0778     |
| Moment | 1157,2363  | 48581,09 | 15995,1004 | 1157,8547 | 48541,321 | 15995,1004 |

Close Refresh

**FigVI-4 : Efforts repris par l'ensemble selon EX et EY**

-Suivant EX :

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line Projected Coordinates

|             | X       | Y      |
|-------------|---------|--------|
| Start Point | -5,2983 | 2,5888 |
| End Point   | 28,6235 | 2,0564 |

Resultant Force Location and Angle

|  | X       | Y      | Z  | Angle    |
|--|---------|--------|----|----------|
|  | 11,6626 | 2,3226 | 0, | 359,1008 |

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

|        | Right Side |           |            | Left Side |           |            |
|--------|------------|-----------|------------|-----------|-----------|------------|
|        | 1          | 2         | Z          | 1         | 2         | Z          |
| Force  | 1754,6625  | 44,7432   | 414,3786   | 1754,6625 | 44,7432   | 414,4556   |
| Moment | 4184,1471  | 34559,038 | 14555,7111 | 4184,2828 | 34518,586 | 14555,7111 |

Close Refresh

**Fig.VI-5 : Efforts repris par les voiles selon EX**

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line Projected Coordinates

|             | X       | Y      |
|-------------|---------|--------|
| Start Point | -5,2983 | 2,5888 |
| End Point   | 28,6235 | 2,0564 |

Resultant Force Location and Angle

|  | X       | Y      | Z  | Angle    |
|--|---------|--------|----|----------|
|  | 11,6626 | 2,3226 | 0, | 359,1008 |

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☐ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

|        | Right Side |            |           | Left Side |            |           |
|--------|------------|------------|-----------|-----------|------------|-----------|
|        | 1          | 2          | Z         | 1         | 2          | Z         |
| Force  | 211,5398   | 4,0336     | 414,3786  | 211,5398  | 4,0336     | 414,3786  |
| Moment | 3796,966   | 14104,4773 | 1506,5255 | 3796,966  | 14104,4773 | 1506,5255 |

Close Refresh

Fig VI-6 : Efforts repris par les portiques selon EX

➤ **Suivant xx :**Efforts repris par l'ensemble : **1963,62 KN**Efforts repris par les portiques : **211,55 KN**Efforts repris par les voiles : **1754,64 KN**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **10,77%**
- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **89,35%**

➤ **Suivant yy :**Efforts repris par l'ensemble : **2033,09 KN**Efforts repris par les portiques : **129,68 KN**Efforts repris par les voiles : **1905,29 KN**

- Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **6,37 %**
- Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **93,71 %**

**Conclusion**

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut conclure que les exigences du RPA ont été observées :

Le pourcentage de la participation massique est vérifié

Les déplacements relatifs sont vérifiés

L'effort tranchant à la base est vérifié

L'excentricité est vérifiée

Donc notre structure est contreventée par voiles.



## Introduction:

Après avoir calculé toutes les charges aux quelles sont soumis les différents éléments structuraux de notre bâtiment, nous allons procéder aux calculs de leurs ferraillages, ces derniers seront menés selon les règles de calcul du béton armé,

à savoir : **CBA93, BAEL91 et RPA99 version 2003.**

Les objectifs du ferraillage sont la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

## VI.1: Ferraillage des poutres:

Les poutres sont ferraillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$  (BAEL).
- $G + Q \pm E$  (RPA99 révisé 2003).
- $0.8G \pm E$  (RPA99 révisé 2003).

### VI.1.1: Recommandations du RPA99:

#### a) Armatures longitudinales:

-Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section.

Poutres principales ( $30 \times 45$ ) :  $A_{\min} = 0.005 \times 35 \times 40 = 7 \text{ cm}^2$ . Poutres

secondaires ( $30 \times 35$ ) :  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$ .

Poutre de chaînage ( $25 \times 30$ ) :  $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- **Poutres principales : ( $35 \times 40$ )**

$A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$  (en zone courante).

$A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).

- **Poutres secondaires : ( $30 \times 35$ )**

$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$  (en zone courante).

$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).

- **Poutres de chaînage : ( $25 \times 30$ )**

$A_{\max} = 0.04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2$  (en zone courante).

$A_{\max} = 0.06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).

- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\phi$  en zone III.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

## b) Armatures transversales:

- Les quantités minimales des armatures transversales est de :  $A_t = 0.003.S_t.b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min \left( \frac{h}{12} ; 12\phi \right) \dots\dots\dots \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.}$$

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

## VI.1.2 : Calcul du ferraillage :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

$A_{st}$ : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

$A_c$  : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion  $M_u$  supporté par la section.

- Calcul du moment réduit «  $\mu$  » : 
$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bu}}$$
- Définition 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.
- On compare les deux moments réduits «  $\mu$  » et «  $\mu_1$  »:

### ➤ 1<sup>er</sup> cas : ( $\mu \leq \mu_1$ ) Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc}=0$ )

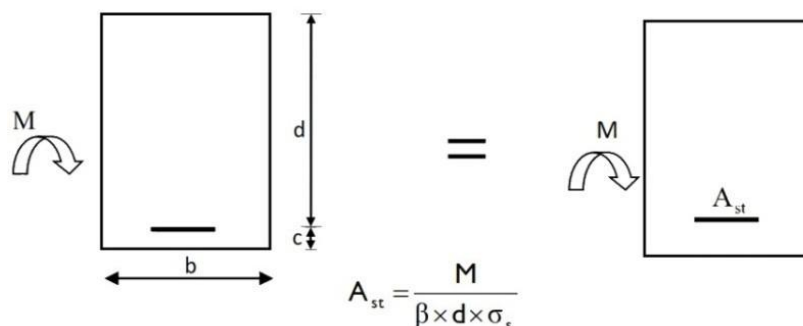


**Figure VI.1 :** calcul pour une section simplement armée

## ➤ 2<sup>ème</sup> cas : ( $\mu \geq \mu_1$ ) Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections :

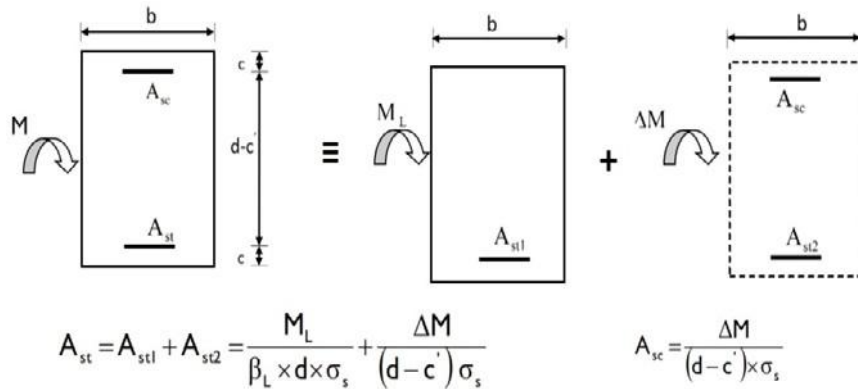


**Figure VI.2 :** calcul pour une section doublement armée.

### Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.-à-d.  $\Delta M \leq 0.4M_u$  (Art BAEL B.6.6. 1).

### VI.1.2.1: Vérification du BAEL 91 :

Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

**a-Condition de non fragilité :**  $A_{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$

**b-Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_u = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} . (\psi_s = 1.5 \text{ pour les hautes adhérences})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} \quad \text{Avec } U_i : \text{Périmètre utile de la barre}$$

### c-Vérification de la contrainte tangentielle :

Fissuration peut nuire

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \left\{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{on doit vérifier que } \tau_u \leq \overline{\tau}_u$$

## VI.1.2.2: Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :

### - Influence sur le béton:

$$V_u \leq 0.267 \times 0.9 d x b f_{c28}$$

### - Influence sur les armatures :

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \geq V_u + \frac{M_u}{0.9d}$$

**VI.1.3 : Vérification à l'ELS :** Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

### a) Etat limite de résistance de béton :

Il faut vérifié la contrainte dans le :  $\sigma_{bc} = k \times \sigma_{bc} \leq 0.6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} 15 \text{ MPa}$

Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$

On calcule  $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$

Abaque

Abaque

$\rho_1, \beta_1 \longrightarrow K_1 \longrightarrow$

b) **État limite de déformation :** Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

•  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1)$

•  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_s}{M_0} \dots \dots \dots (2)$

•  $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots (3)$

•  $l < 8.00 \text{m} \dots \dots \dots (4)$

## Chapitre VI

## Ferraillage des poutres

Ferraillage :

Ferraillage des poutres principales aux appuis

| Niveaux                 | Combinaison | $M_{max}$<br>(KN.m) | $\mu$ | Obs | $\beta$ | $A_{st}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Ferraillage | Au<br>adoptée |
|-------------------------|-------------|---------------------|-------|-----|---------|--------------------------------|---------------------------------|-------------|---------------|
| 10 <sup>eme</sup> étage | G+Q+E       | 93,81               | 0,130 | SSA | 0,930   | 7,77                           | 7                               | 3HA16+3HA14 | 10,64         |
| 9 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 105,75              | 0,137 | SSA | 0,925   | 8,86                           | 7                               | 3HA16+3HA14 | 10,64         |
| 8 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 102,70              | 0,133 | SSA | 0,928   | 8,58                           | 7                               | 3HA16+3HA14 | 10,64         |
| 7 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 102,85              | 0,126 | SSA | 0,932   | 8,60                           | 7                               | 3HA16+3HA14 | 10,64         |
| 6 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 104 ,05             | 0,124 | SSA | 0,934   | 8,71                           | 7                               | 3HA16+3HA14 | 10,64         |
| 5 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 98,41               | 0,115 | SSA | 0,938   | 8,19                           | 7                               | 3HA16+3HA14 | 10,64         |
| 4 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 94,27               | 0,107 | SSA | 0,943   | 7,81                           | 7                               | 3HA16+3HA14 | 10,64         |
| 3 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 91 ,22              | 0,102 | SSA | 0,946   | 7,54                           | 7                               | 3HA16+3HA14 | 10,64         |
| 2 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 81,94               | 0,091 | SSA | 0,852   | 6,72                           | 7                               | 3HA16+3HA14 | 10,64         |
| 1 <sup>er</sup> étage   | G+Q+E       | 71 ,99              | 0,100 | SSA | 0,947   | 5,85                           | 7                               | 3HA16+3HA14 | 10,64         |
| RDC                     | G+Q+E       | 66,80               | 0,093 | SSA | 0,951   | 5,40                           | 7                               | 3HA16+3HA14 | 10,64         |
| S-SOL                   | G+Q+E       | 59,05               | 0,082 | SSA | 0,957   | 4,74                           | 7                               | 3HA16+3HA14 | 10,64         |

Ferraillage des poutres principales aux travées :

| Niveaux                 | Combinaison | M <sub>max</sub><br>(KN.m) | μ     | Obs | β     | A <sub>st</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | Ferraillage | Au<br>adoptée |
|-------------------------|-------------|----------------------------|-------|-----|-------|---------------------------------------|----------------------------------------|-------------|---------------|
| 10 <sup>eme</sup> étage | ELU         | 39,13                      | 0,055 | SSA | 0,971 | 3,09                                  | 7                                      | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| 9 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 38,62                      | 0,054 | SSA | 0,972 | 3,05                                  | 7                                      | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| 8 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 38,35                      | 0,053 | SSA | 0,972 | 3,03                                  | 7                                      | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| 7 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 33,01                      | 0,051 | SSA | 0,973 | 2,88                                  | 7                                      | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| 6 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 36,53                      | 0,049 | SSA | 0,974 | 2,77                                  | 7                                      | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| 5 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 35,14                      | 0,048 | SSA | 0,975 | 2,73                                  | 7                                      | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| 4 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 34,64                      | 0,046 | SSA | 0,976 | 2,60                                  | 7                                      | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| 3 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 32,81                      | 0,045 | SSA | 0,976 | 2,58                                  | 7                                      | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| 2 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 31,28                      | 0,043 | SSA | 0,978 | 2,46                                  | 7                                      | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| 1 <sup>er</sup> étage   | ELU         | 30,19                      | 0,042 | SSA | 0,979 | 2,37                                  | 7                                      | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| RDC                     | ELU         | 33,00                      | 0,046 | SSA | 0,976 | 2,59                                  | 7                                      | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| S-SOL                   | ELU         | 36,62                      | 0,051 | SSA | 0,973 | 2,89                                  | 7                                      | 3HA14+3HA12 | 8,01          |

## Ferraillage des poutres secondaires aux appuis

| Niveaux                 | Combinaison | M <sub>max</sub><br>(KN.m) | μ     | Obs | β     | A <sub>st</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub><br>(cm <sup>2</sup> ) | Ferraillage | Au<br>adoptée |
|-------------------------|-------------|----------------------------|-------|-----|-------|---------------------------------------|----------------------------------------|-------------|---------------|
| 10 <sup>eme</sup> étage | G+Q+E       | 61,53                      | 0,141 | SSA | 0,923 | 5,89                                  | 5,25                                   | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| 9 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 66,98                      | 0,153 | SSA | 0,916 | 6,47                                  | 5,25                                   | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| 8 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 66,80                      | 0,153 | SSA | 0,916 | 6,45                                  | 5,25                                   | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| 7 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 67,34                      | 0,154 | SSA | 0,916 | 6,50                                  | 5,25                                   | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| 6 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 68,10                      | 0,156 | SSA | 0,915 | 6,59                                  | 5,25                                   | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| 5 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 65,76                      | 0,295 | SSA | 0,819 | 6,34                                  | 5,25                                   | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| 4 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 62,93                      | 0,144 | SSA | 0,922 | 6,04                                  | 5,25                                   | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| 3 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 60,17                      | 0,178 | SSA | 0,901 | 5,75                                  | 5,25                                   | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| 2 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 54,38                      | 0,124 | SSA | 0,934 | 5,15                                  | 5,25                                   | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| 1 <sup>er</sup> étage   | G+Q+E       | 46,93                      | 0,107 | SSA | 0,943 | 4,40                                  | 5,25                                   | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| RDC                     | G+Q+E       | 38,83                      | 0,089 | SSA | 0,953 | 3,60                                  | 5,25                                   | 3HA14+3HA12 | 8,01          |
| S-SOL                   | G+Q+E       | 26,30                      | 0,060 | SSA | 0,969 | 2,40                                  | 5,25                                   | 3HA14+3HA12 | 8,01          |

Ferraillage des poutres secondaires aux travées :

| Niveaux                 | Combinaison | $M_{max}$<br>(KN.m) | $\mu$ | Obs | $\beta$ | $A_{st}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Ferraillage | Au<br>adoptée |
|-------------------------|-------------|---------------------|-------|-----|---------|--------------------------------|---------------------------------|-------------|---------------|
| 10 <sup>eme</sup> étage | ELU         | 37,04               | 0,085 | SSA | 0,955   | 3,43                           | 5,25                            | 3HA14       | 4,62          |
| 9 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 39,18               | 0,089 | SSA | 0,953   | 3,64                           | 5,25                            | 3HA14       | 4,62          |
| 8 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 37,11               | 0,085 | SSA | 0,955   | 3,44                           | 5,25                            | 3HA14       | 4,62          |
| 7 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 35,02               | 0,080 | SSA | 0,958   | 3,23                           | 5,25                            | 3HA14       | 4,62          |
| 6 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 33,22               | 0,076 | SSA | 0,960   | 3,06                           | 5,25                            | 3HA14       | 4,62          |
| 5 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 29,55               | 0,068 | SSA | 0,965   | 2,71                           | 5,25                            | 3HA14       | 4,62          |
| 4 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 25,74               | 0,060 | SSA | 0,969   | 2,35                           | 5,25                            | 3HA14       | 4,62          |
| 3 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 22,60               | 0,052 | SSA | 0,973   | 2,05                           | 5,25                            | 3HA14       | 4,62          |
| 2 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 18,26               | 0,042 | SSA | 0,979   | 1,65                           | 5,25                            | 3HA14       | 4,62          |
| 1 <sup>er</sup> étage   | ELU         | 13,70               | 0,031 | SSA | 0,989   | 1,23                           | 5,25                            | 3HA14       | 4,62          |
| RDC                     | ELU         | 10,32               | 0,023 | SSA | 0,988   | 0,92                           | 5,25                            | 3HA14       | 4,62          |
| S-SOL                   | ELU         | 11,03               | 0,025 | SSA | 0,987   | 0,99                           | 5,25                            | 3HA14       | 4,62          |

Ferraillage des poutres secondaires près de voile aux appuis :

| Niveaux                 | Combinaison | $M_{max}$<br>(KN.m) | $\mu$ | Obs | $\beta$ | $A_{st}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Ferraillage | Au<br>adoptée |
|-------------------------|-------------|---------------------|-------|-----|---------|--------------------------------|---------------------------------|-------------|---------------|
| 10 <sup>eme</sup> étage | G+Q+E       | 108,51              | 0,248 | SSA | 0,855   | 11,23                          | 5,25                            | 3HA20+3HA16 | 15,45         |
| 9 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 120,88              | 0,277 | SSA | 0,833   | 12,82                          | 5,25                            | 3HA20+3HA16 | 15,45         |
| 8 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 121,43              | 0,280 | SSA | 0,832   | 12,90                          | 5,25                            | 3HA20+3HA16 | 15,45         |
| 7 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 122,14              | 0,280 | SSA | 0,832   | 12,99                          | 5,25                            | 3HA20+3HA16 | 15,45         |
| 6 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 125,27              | 0,287 | SSA | 0,826   | 13,41                          | 5,25                            | 3HA20+3HA16 | 15,45         |
| 5 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 123,69              | 0,283 | SSA | 0,829   | 13,20                          | 5,25                            | 3HA20+3HA16 | 15,45         |
| 4 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 121,75              | 0,280 | SSA | 0,832   | 12,94                          | 5,25                            | 3HA20+3HA16 | 15,45         |
| 3 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 122,97              | 0,282 | SSA | 0,830   | 13,10                          | 5,25                            | 3HA20+3HA16 | 15,45         |
| 2 <sup>eme</sup> étage  | G+Q+E       | 119,67              | 0,274 | SSA | 0,836   | 12,66                          | 5,25                            | 3HA20+3HA16 | 15,45         |
| 1 <sup>er</sup> étage   | G+Q+E       | 113,83              | 0,260 | SSA | 0,846   | 11,91                          | 5,25                            | 3HA20+3HA16 | 15,45         |
| RDC                     | G+Q+E       | 106,80              | 0,245 | SSA | 0,856   | 10,96                          | 5,25                            | 3HA20+3HA16 | 15,45         |
| S-SOL                   | G+Q+E       | 83,02               | 0,190 | SSA | 0,836   | 8,22                           | 5,25                            | 3HA20+3HA16 | 15,45         |

Ferraillage des poutres près de voile aux travées :

| Niveaux                 | Combinaison | $M_{max}$<br>(KN.m) | $\mu$ | Obs | $\beta$ | $A_{st}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$<br>(cm <sup>2</sup> ) | Ferraillage | Au<br>adoptée |
|-------------------------|-------------|---------------------|-------|-----|---------|--------------------------------|---------------------------------|-------------|---------------|
| 10 <sup>eme</sup> étage | ELU         | 39,13               | 0,055 | SSA | 0,971   | 3,09                           | 7                               | 3HA20       | 9,42          |
| 9 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 38,62               | 0,054 | SSA | 0,972   | 3,05                           | 7                               | 3HA20       | 9,42          |
| 8 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 38,35               | 0,053 | SSA | 0,972   | 3,03                           | 7                               | 3HA20       | 9,42          |
| 7 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 33,01               | 0,051 | SSA | 0,973   | 2,88                           | 7                               | 3HA20       | 9,42          |
| 6 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 36,53               | 0,049 | SSA | 0,974   | 2,77                           | 7                               | 3HA20       | 9,42          |
| 5 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 35,14               | 0,048 | SSA | 0,975   | 2,73                           | 7                               | 3HA20       | 9,42          |
| 4 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 34,64               | 0,046 | SSA | 0,976   | 2,60                           | 7                               | 3HA20       | 9,42          |
| 3 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 32,81               | 0,045 | SSA | 0,976   | 2,58                           | 7                               | 3HA20       | 9,42          |
| 2 <sup>eme</sup> étage  | ELU         | 31,28               | 0,043 | SSA | 0,978   | 2,46                           | 7                               | 3HA20       | 9,42          |
| 1 <sup>er</sup> étage   | ELU         | 30,19               | 0,042 | SSA | 0,979   | 2,37                           | 7                               | 3HA20       | 9,42          |
| RDC                     | ELU         | 33,00               | 0,046 | SSA | 0,976   | 2,59                           | 7                               | 3HA20       | 9,42          |
| S-SOL                   | ELU         | 36,62               | 0,051 | SSA | 0,973   | 2,89                           | 7                               | 3HA20       | 9,42          |

## Vérifications à l'ELU:

### a) La Condition de Non Fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91 modifié 99):

- Poutres principales  $A_{\min} = 0.23 \times 35 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.60 \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires  $A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$ .

### b) Justification sous sollicitation d'effort tranchant (Art A.5.1./BAEL91modifiées 99):

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiés vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente prise conventionnellement égale à :

Avec  $T_u^{\max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

Et pour les fissurations non préjudiciables :  $\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$ .

- Pour les poutres principales :  $\tau_u = \frac{61.20.10^3}{350.380} = 0.46 \text{ MPa}$ .
- Pour les poutres secondaires :  $\tau_u = \frac{1.84.10^3}{300.330} = 0.018 \text{ MPa}$ .
- Pour les poutres près des voiles :  $\tau_u = \frac{210.46.10^3}{300.330} = 2.12 \text{ MPa}$

$\tau_u < \tau_u$  Donc les contraintes sont vérifiées.

### c) Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas ou la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_h}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}.$$

- Pour les poutres principales :  $\tau_u = 0.46 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$
- Pour les poutres secondaires :  $\tau_u = 0.018 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$
- Pour les poutres secondaires près des voiles :  $\tau_u = 2.12 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$

**d) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : (Art .A.5.1, BAEL91)**

La section d'armatures inférieures :

$$A_s \geq (T_u - \frac{M_u}{0.9.d}) \frac{1}{\sigma_s}$$

- Pour les poutres secondaires :  $\left(1,84 \cdot 10^3 - \frac{68,104 \cdot 10^6}{0.9 \times 330}\right) \frac{1}{348} = -653,64 < 0$

- Pour les poutres secondaires près des voiles:

$$\left(210,46 \cdot 10^3 - \frac{125,27 \cdot 10^6}{0.9 \times 330}\right) \frac{1}{348} = -607,30 < 0$$

- Pour les poutres principales :  $\left(61,20 \cdot 10^3 - \frac{105,75 \cdot 10^6}{0.9 \times 380}\right) \frac{1}{348} = -712,67 < 0$

Donc aucune vérification n'est à effectuer sur les armatures inférieures.

**e) Influence de l'effort tranchant sur béton au niveau des appuis :**

$$T_u < \bar{T}_u = 0.4x \frac{0.9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

a. Pour les poutres principales:

$$61,20\text{KN} < \bar{T}_u = 0.4x \frac{0.9 \times 0.38 \times 0.35 \times 25 \cdot 10^3}{1.5} = 798\text{KN}$$

b. Pour les poutres secondaires :

$$1,84\text{KN} < \bar{T}_u = 0.4x \frac{0.9 \times 0.33 \times 0.3 \times 25 \cdot 10^3}{1.5} = 594\text{KN}$$

c. Pour les poutres secondaires près des voiles:

$$210,46\text{KN} < \bar{T}_u = 0.4x \frac{0.9 \times 0.33 \times 0.35 \times 25 \cdot 10^3}{1.5} = 594\text{KN}$$

C

**f) Vérification de la contrainte d'adhérence acier –béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa avec } \Psi = 1.5 \text{ pour l'acier H.A}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être:

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

- Pour les poutres principales : 
$$\tau_{se} = \frac{61,20 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 380 \cdot 376,8} = 0,47 MPa$$
- Pour les poutres secondaires : 
$$\tau_{se} = \frac{1,84 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 330 \cdot 376,8} = 0,015$$
- Pour les poutres secondaires près des voiles : 
$$\tau_{se} = \frac{210,46 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 330 \cdot 401,20} = 1,76$$

La contrainte est vérifiée.

## g) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} \quad \text{Avec } \tau_s = 0,6 \chi \Psi_s^2 \chi f_{t28} = 2,835$$

Les règles du (BAEL 91 .art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée, mesurée hors crochet, au moins égale à 0.4Ls pour l'acier HA

|             |                           |    |                           |
|-------------|---------------------------|----|---------------------------|
| Pour Ø 12 : | L <sub>s</sub> = 42.33 cm | et | L <sub>a</sub> = 16.93 cm |
| Pour Ø 14 : | L <sub>s</sub> = 49.38cm  | et | L <sub>a</sub> = 19.75 cm |
| Pour Ø 16 : | L <sub>s</sub> = 56.44 cm | et | L <sub>a</sub> = 22.58 cm |
| Pour Ø 20 : | L <sub>s</sub> = 70.55 cm | et | L <sub>a</sub> = 28.22 cm |

## Calcul des armatures transversales :

### • Diamètre des armatures transversales:

D'après le (BAEL 91.art .A.7.2.12) le diamètre des armatures transversales est donné par:

$$\phi_l \leq \min(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}) = (12; 11.43; 35) = 11.43 \text{ mm.}$$

Ø<sub>l</sub> : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

### •Poutres principales et poutres secondaires:

$$\phi \leq \min (12; 11.43, 35) = 11.43 \text{ mm.}$$

Soit Ø = 8 mm.

La section des armatures transversales :

On choisira un cadre et un étrier.  $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

**•Calcul des espacements:**

**Zone nodale (appuis) :** '

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = \min(10; 12 \times 1.6) = 10\text{mm}$$

Soit  $S_t = 10\text{ cm}$ .

**Zone courante (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20\text{ cm}.$$

## Vérification à l'ELS :

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

- État limite d'ouverture des fissurations (exemple de calcul pour les fissurations non préjudiciables).
- État limite de résistance du béton en compression.
- État limite de déformation.

### □ État limite d'ouverture des fissures:

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

### • État limite de résistance du béton en compression :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible:

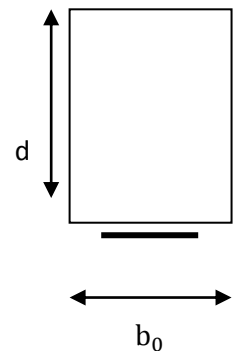
$$\sigma_{bc} = K \times \bar{\sigma}_s \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \times k$$

On calcul :  $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} \Rightarrow (\alpha_1, \beta_1) \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)}$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad (A_s : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

$\beta_1$  et  $k_1$  sont données en fonction de  $\sigma_1$



Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

|        | Elément considéré                  | M <sub>s</sub><br>(KN m) | A <sub>s</sub><br>adoptée | ρ <sub>1</sub> | β <sub>1</sub> | K <sub>1</sub> | σ <sub>s</sub> | σ <sub>bc</sub> | σ̄ <sub>bc</sub> | obs.     |
|--------|------------------------------------|--------------------------|---------------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|------------------|----------|
| travée | Poutre Principale                  | 28.56                    | 8.01                      | 0.602          | 0.883          | 27.73          | 106.26         | 3.83            | 15               | vérifiée |
|        | Poutre Secondaire                  | 28.42                    | 4.62                      | 0.466          | 0.896          | 33.54          | 208.04         | 6.20            | 15               | vérifiée |
|        | Poutre secondaires près des voiles | 31.81                    | 9.42                      | 0.951          | 0.863          | 21.50          | 118.57         | 5.51            | 15               | vérifiée |
| appuis | Poutre Principale                  | 71.88                    | 10.64                     | 0.80           | 0.871          | 33,76          | 204,11         | 6.04            | 15               | vérifiée |
|        | Poutre Secondaire                  | 33.88                    | 8.01                      | 0.81           | 0.870          | 22.59          | 146.97         | 6.50            | 15               | vérifiée |
|        | Poutre secondaires près des voiles | 90.37                    | 15.45                     | 1.56           | 0.837          | 15.61          | 211.76         | 13.56           | 15               | vérifiée |

## Etat limite de déformation:

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres principales et secondaires car elles sont pré-dimensionnées.

### ➤ Disposition constructive:

Conformément au (CBA 93annexe E3), concernant 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'appui est au moins égale :

A  $(\frac{1}{5})$  des plus grands portés des travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.

A  $(\frac{1}{4})$  des plus grands portés des travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

-la moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appui au plus égale à  $(\frac{1}{10})$  de la portée .



## VII.1- Introduction :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q \longrightarrow$  à l'ELU.
- $G+Q \longrightarrow$  à l'ELS.
- $G+Q \pm 1.2E \longrightarrow$  RPA99 révisé 2003.
- $0,8G \pm E \longrightarrow$  RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

## VII.2- Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :

### 1) Armatures longitudinales:

D'après le **RPA 2003(article 7.4.2)**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

-Leur pourcentage minimal en zone sismique IIa est limité par:

$$-0,8\% \Rightarrow A_{min}=0.008(b \times h).$$

- Poteaux : (45x45)  $\Rightarrow A_{min}= 0.008 (45 \times 45) = 16,20 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux : (40x40)  $\Rightarrow A_{min}= 0.008 (40 \times 40) = 12,80 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux : (35x35)  $\Rightarrow A_{min}= 0.008 (35 \times 35) = 09.80 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux : (30x30)  $\Rightarrow A_{min}= 0.008 (30 \times 30) = 07.20 \text{ cm}^2$ .

-Leur pourcentage **maximal** sera de :

- **4% en zone courante (0.04×b×h).**

- Poteaux : (45x45)  $\Rightarrow A_{min}= 0.04 (45 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux : (40x40)  $\Rightarrow A_{min}= 0.04 (40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux : (35x35)  $\Rightarrow A_{min}= 0.04 (35 \times 35) = 49 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux : (30x30)  $\Rightarrow A_{min}= 0.04 (30 \times 30) = 36 \text{ cm}^2$ .

-**6% en zone de recouvrement (0.06×b×h).**

- Poteaux : (45x45)  $\Rightarrow A_{min}= 0.06 (45 \times 45) = 121.5 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux : (40x40)  $\Rightarrow A_{min}= 0.06 (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux : (35x35)  $\Rightarrow A_{min}= 0.06 (35 \times 35) = 73.5 \text{ cm}^2$ .
- Poteaux : (30x30)  $\Rightarrow A_{min}= 0.06 (30 \times 30) = 54 \text{ cm}^2$ .

-Le diamètre minimum est de 12mm.

-La longueur minimale des recouvrements est de:  $40 \phi$  en zone IIa.

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser

25cm en zone IIa.

-Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteaux** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

-Les poteaux sont soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée à l'**ELU**. On passe ensuite aux vérifications à l'**ELS**. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables.

## 2) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003 / Art 7.4.22})$$

Avec :

**V<sub>u</sub>** : effort tranchant de calcul.

**h<sub>t</sub>** : hauteur totale de la section brute.

**f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

**ρ<sub>a</sub>** : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal 2,5 si l'élancement géométrique (λ<sub>g</sub>) dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire .

**A<sub>t</sub>** : armatures transversales.

**S<sub>t</sub>** : espacement des armatures transversales. Par ailleurs la valeur maximale de l'espacement S<sub>t</sub> est fixée comme suit:

- **dans la zone nodale :**  
S ≤ min (10Φ1 ; 15cm) ..... en zone IIa
- **dans la zone courante :**  
S<sub>t</sub> ≤ 15Φ1 ..... en zone IIa

Où Φ1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

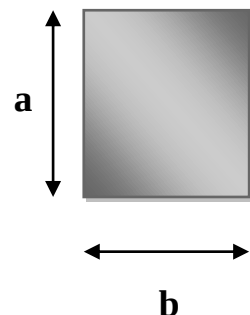
λ<sub>g</sub> : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad ; \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

L<sub>f</sub>: la longueur de flambement des poteaux.

( a, b ) : dimensions de la section droite du poteau.

Avec:  $l_f = 0.7 \times h_0$



-La quantité d'**armatures transversales minimales**  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suite :

Si  $\lambda_g \geq 5$  .....0,3%

Si  $\lambda_g \leq 3$  .....0,8%

Si  $3 < \lambda_g < 5$  .....interpoler entre les valeurs limites précédente.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\Phi$  minimum.

## VII.3-) Exposé de la méthode de calcul :

Etape de calcul en flexion composée :d h

-Calcul des armatures longitudinales : $M_u$

- calcul de centre de pression  $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

Deux cas peuvent se présenter :

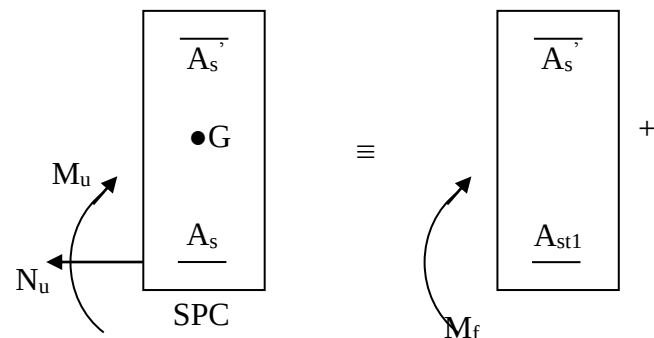
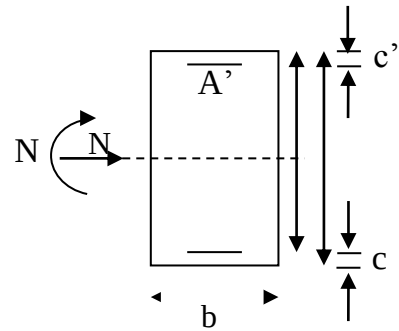
### a) Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions est vérifiée :

- $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$
- $N_u(d - c) - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$

$M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

Avec:  $M_f = N_u \times g = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \frac{h}{2} - c$



En flexion simple la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Si  $\mu_b < \mu_{b0} = 0.392$  la section est simplement armée (SSA).

$$A_s = \frac{M_f}{b d \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est  $A_s = \frac{M_f}{b d \sigma_s}$  avec :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  si l'effort est positif.

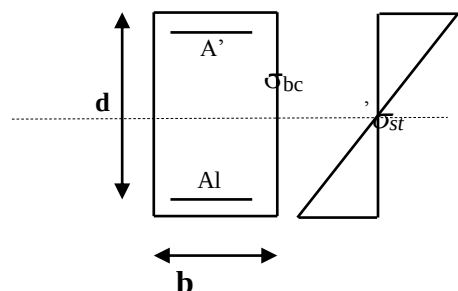
Si  $\mu_b > \mu_{b0} = 0.392$  la section doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_b b d^2 f_{bu} \quad \Delta M = M_f - M_{Ra}$$

Avec:

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.



$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} = \frac{M_f - M_r}{(d - c') \sigma_{st}}$$

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

La section réelle d'armature est  $A_s = A' + A_s = A_l - N_u / \sigma_s$

## b) Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

$$\bullet e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c' \right)$$

$$\bullet N_u (d - c') - M_f > \left( 0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

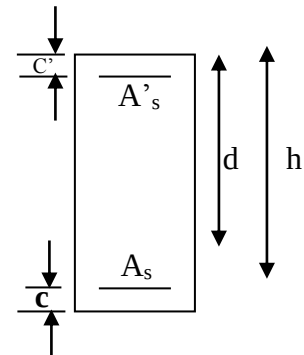
Deux cas peuvent se présenter :

$$1) \text{ Si } (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bc} < N_u (d - c') - M_f < \left( 0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} ; \quad A_s = 0$$

$$\text{Avec } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$



$$2) \text{ Si } N_u (d - c') - M_f \geq \left( 0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_u - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c') \sigma_{st}} ; \quad A_s = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}} - A'_s$$

Remarque : Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état

limite de stabilité de forme et la section d'armature sera  $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier

Les résultats du ferraillage sont donnés dans les tableaux suivants l'aide de logiciel SOCOTEC

## VIII.6. Ferraillage des poteaux sous $M_2$ : (sens transversal des poteaux) XX

| NIV                                                                          | N(KN)     | M(KN.m) | Sect (cm <sup>2</sup> ) | observation | $A'_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) | $A_{min}$ (cm <sup>2</sup> ) (RPA) | Choix des barres | Choix des barres |
|------------------------------------------------------------------------------|-----------|---------|-------------------------|-------------|---------------------------|--------------------------|------------------------------------|------------------|------------------|
| RDC , S-SOL, 1 <sup>ère</sup>                                                | - 2091.91 | -4.313  | 45x45                   | SEC         | 0                         | 0                        | 16.2                               | 4HA20+4HA16      | 20.60            |
|                                                                              | 693.54    | 2.572   |                         | SEC         | 0                         | 0                        |                                    |                  |                  |
|                                                                              | -582.00   | 53.508  |                         | SEC         | 0                         | 0                        |                                    |                  |                  |
| 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>                      | - 1487.35 | -21.60  | 40x40                   | SEC         | 0                         | 0                        | 12.8                               | 8HA16            | 16.07            |
|                                                                              | 241.19    | 1.141   |                         | SEC         | 0                         | 0                        |                                    |                  |                  |
|                                                                              | -383.06   | 63.572  |                         | SPC         | 0                         | 0.03                     |                                    |                  |                  |
| 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>                      | -974.73   | -26.737 | 35x35                   | SEC         | 0                         | 0                        | 9.8                                | 4HA16+4HA14      | 14.20            |
|                                                                              | -59.16    | 0.684   |                         | SEC         | 0                         | 0                        |                                    |                  |                  |
|                                                                              | -209.49   | 56.834  |                         | SPC         | 0                         | 2.61                     |                                    |                  |                  |
| 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> | -486.14   | -18.153 | 30x30                   | SEC         | 0                         | 0                        | 7.2                                | 8HA14            | 12.32            |
|                                                                              | 7.1       | 0.285   |                         | SEC         | 0                         | 0                        |                                    |                  |                  |
|                                                                              | 49.00     | 41.372  |                         | SPC         | 0                         | 4.01                     |                                    |                  |                  |

## VIII.7. Ferraillage des poteaux sous $M_3$ : (sens longitudinal des poteaux) :YYY

| NIV                                                                          | N(KN)   | M(KN.m) | Sect (cm <sup>2</sup> ) | observation | A's(cm <sup>2</sup> ) | A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> ) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) (RPA) | Choix des barres | A <sub>adop</sub> |
|------------------------------------------------------------------------------|---------|---------|-------------------------|-------------|-----------------------|-----------------------------------|-------------------------------------------|------------------|-------------------|
| RDC , S-SOL,1 <sup>ère</sup>                                                 | -2091   | -3.033  | 45x45                   | SEC         | 0                     | 0                                 | 16.20                                     | 4HA20+4HA16      | 20.60             |
|                                                                              | 693.54  | 6.288   |                         | SEC         | 0                     | 0                                 |                                           |                  |                   |
|                                                                              | -858.54 | -76.673 |                         | SEC         | 0                     | 0                                 |                                           |                  |                   |
| 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>                      | 1487.33 | 3.821   | 40x40                   | SEC         | 0                     | 0                                 | 12.8                                      | 8HA16            | 16.07             |
|                                                                              | 241.19  | 14.35   |                         | SEC         | 0                     | 0                                 |                                           |                  |                   |
|                                                                              | -434.06 | 80.198  |                         | SPC         | 0                     | 1.03                              |                                           |                  |                   |
| 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>                      | -975.73 | 3.423   | 35x35                   | SEC         | 0                     | 0                                 | 9.8                                       | 4HA16+4HA14      | 14.20             |
|                                                                              | -59.16  | 0.648   |                         | SEC         | 0                     | 0                                 |                                           |                  |                   |
|                                                                              | -222.80 | -66.619 |                         | SPC         | 0                     | 3.54                              |                                           |                  |                   |
| 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> | -486.14 | -8.223  | 30x30                   | SEC         | 0                     | 0                                 | 7.2                                       | 8HA14            | 12.32             |
|                                                                              | 7.10    | -1.762  |                         | SEC         | 0                     | 0.07                              |                                           |                  |                   |
|                                                                              | -68.98  | -45.926 |                         | SPC         | 0                     | 4.33                              |                                           |                  |                   |

### VII.7) Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

#### • Calcul de l'élancement :

$$\text{L'élancement } \lambda_g \text{ est donné par la relation : } \lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad \text{tq : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{bh^3}{12}}{bh}} = \frac{\sqrt{12}}{h} l_f$$

Telle que :  $l_f = 0.7 h_0$ .

h: longueur libre du poteau.

h=323cm pour le Poteau RDC,

h=306 cm pour les Poteaux de (étages courants).

- Poteaux (45×45):  $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0.7 \times 323 = 17.40.$
- Poteaux (40×40):  $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0.7 \times 306 = 18,55.$
- Poteaux (35×35):  $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0.7 \times 306 = 21,20.$  remarque que :  $\lambda_g > 5$  donc  $\rho_a = 2.5$
- Poteaux (30×30):  $\lambda_g = \frac{\sqrt{12}}{30} \times 0.7 \times 306 = 24,73.$

$$\frac{A}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \quad (\text{RPA 2003 Art 7.4.2.2})$$

- $V_u$  : l'effort tranchant de calcul
- $h$  : hauteur totale de la section brute
- $\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- $t$  : est l'espacement des armatures transversales.

## • Diamètre des aciers :

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Soit  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$  On adopte  $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

## • Espacement des armatures :

### -En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi^{\min}, 15\text{cm}) \quad S_t \leq \min(10 \times 1.2, 15) = 12\text{cm} \quad S_t = 10\text{ cm}$$

### -En zone courante :

$$S_t' \leq 15\Phi^{\min} = 15 \times 1.2 = 18\text{cm} \quad \longrightarrow \quad S_t' = 15\text{cm}$$

## • Vérification de la quantité d'armatures :

### -En zone nodale :

$$\text{-Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poteau de } (35 \times 35) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poteau de } (30 \times 30) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2$$

### -En zone courante :

$$\text{-Poteau de } (45 \times 45) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t' \times b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2$$

$$\text{-Poteau de } (40 \times 40) \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_t = 0.3\% \times S_t' \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.800 \text{ cm}^2$$

- Poteau de  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$  .....  $A_t = 0.3\% \times S_t' \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1,575 \text{ cm}^2$

- Poteau de  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$  .....  $A_t = 0.3\% \times S_t' \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,350 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadre 4HA8=2,01 cm<sup>2</sup>

- **Longueur de recouvrement :**

$$L = 40\Phi_{\max} = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

- **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2xh \text{ Poteau}$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} \text{ Poteau} \quad L'$$

**Avec :**

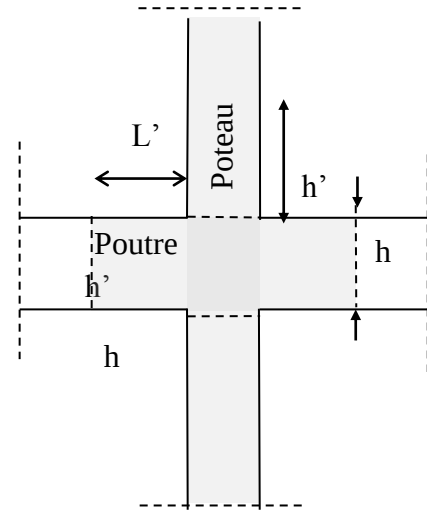
$h$  : hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.

$$h' = \max \left\{ \frac{(306-45)}{6}; 45; 45; 60 \right\}$$

$$h' = \max \left\{ 43.5; 45; 45; 60 \right\} = 60 \text{ cm}$$



*la zone nodale*

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

**Avec :**

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\{f_{c28} = 25 \text{ MPa}\}$$

## VII.4) Vérification à l'ELS :

Dans le cas de poteaux, il y a lieu de vérifier

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

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

**-état limite de compression du béton :**

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

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$

$Y_c$ : La distance de l'axe neutre au centre de pression ( $C_p$ ) comportée positivement avec effort normal  $N_{ser}$  de compression.

$C$  : La distance de centre de pression ( $C_p$ ) à la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

Si  $N_{ser} < 0$  : quel que soit la position du centre de pression à l'intérieur ou à l'extérieur de la section.

$C < 0$  si  $e_A > d$  ( $C$  à l'extérieur de la section, voir la figure ci-dessus)

Si  $N_{ser} > 0$

$C > 0$  si  $e_A > d$  ( $C_p$  à l'intérieur de la section, voir la figure ci-dessus)

On pose  $y_{ser} = y_c + c$  ;  $0 \leq y_{ser} \leq d$

$$\text{tq : } e_A = \frac{M_u}{N_u} + \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que  $y_c$  est solution de :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A_s'}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c_p) \quad ; \quad q = -2c^3 - \frac{90A_s'}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - c_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

$$\text{Si } \Delta < 0 \Rightarrow \text{On calcul } \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}} \quad ; \quad a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

$$1) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \quad 2) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \quad 3) y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \quad ;$$

$$\text{Si } \Delta > 0 \longrightarrow \text{alors il faut calculer : } Z = t^{1/3} \longrightarrow y_c = Z \times \frac{p}{3.Z}$$

**- Section entièrement comprimée :**

-La section totale homogène est :  $S = bh + n (A_s + A'_s)$ .

-Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot [A_s (V_2 - c')^2 - A'_s (N_1 - c')^2]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left( \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \sigma_{b2} = \left( \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

Puisque :  $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$  donc il suffit de vérifier  $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

$N_s$  : effort de compression à l'ELS.

$M_s$  : Moment fléchissant à l'ELS.

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible)

- Sens transversale des poteaux :XX

| NIV                                                                        | N (KN)                     | M (KN.m)                  | b x h | Obs | $\sigma_b$<br>1(MPa) | $\sigma_b$<br>2(MPa) | $\bar{\sigma}_b$ ( MPa ) | Obs      | $\sigma_1$ (MPa) | $\sigma_2$ (MPa) | $\bar{\sigma}_b$ (MPa) | Obs      |
|----------------------------------------------------------------------------|----------------------------|---------------------------|-------|-----|----------------------|----------------------|--------------------------|----------|------------------|------------------|------------------------|----------|
| RDC , S-SOL,1 <sup>ere</sup>                                               | N <sub>max</sub> = 1515.65 | M <sub>cor</sub> =3.132   | 45x45 | SEC | 5.86                 | 5.86                 | 15                       | vérifiée | 87.6             | 84.4             | 348                    | vérifiée |
|                                                                            | N <sub>min</sub> = 337.83  | M <sub>cor</sub> = 0.313  |       | SEC | 1.29                 | 1.29                 |                          |          | 19.30            | 19.00            |                        |          |
|                                                                            | N <sub>cor</sub> = 790.37  | M <sub>max</sub> = 20.354 |       | SEC | 3.78                 | 3.78                 |                          |          | 55.20            | 34.50            |                        |          |
| 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>                    | N <sub>max</sub> = 1080.03 | M <sub>cor</sub> = 15.532 | 40x40 | SEC | 6.07                 | 4.31                 | 15                       | vérifiée | 89.00            | 66.60            | 348                    | vérifiée |
|                                                                            | N <sub>min</sub> = 197.45  | M <sub>cor</sub> = 0.174  |       | SEC | 0.96                 | 0.94                 |                          |          | 14.4             | 14.10            |                        |          |
|                                                                            | N <sub>cor</sub> = 830.69  | M <sub>max</sub> =22.824  |       | SEC | 5.28                 | 2.7                  |                          |          | 76.30            | 43.30            |                        |          |
| 5 <sup>ème</sup> ,6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>                     | N <sub>max</sub> = 707.79  | M <sub>cor</sub> =-19.259 | 35x35 | SEC | 5.86                 | 2.72                 | 15                       | vérifiée | 83.80            | 44.80            | 348                    | vérifiée |
|                                                                            | N <sub>min</sub> = 86.39   | M <sub>cor</sub> =0.045   |       | SEC | 0.53                 | 0.52                 |                          |          | 7.89             | 7.80             |                        |          |
|                                                                            | N <sub>cor</sub> = 470.34  | M <sub>max</sub> =26.70   |       | SEC | 5.03                 | 0.67                 |                          |          | 69.80            | 15.70            |                        |          |
| 8 <sup>ème</sup> ,9 <sup>ème</sup> ,10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> | N <sub>max</sub> = 353.12  | M <sub>cor</sub> =-13.051 | 30x30 | SEC | 4.40                 | 1.16                 | 15                       | vérifiée | 61.20            | 22.30            | 348                    | vérifiée |
|                                                                            | N <sub>min</sub> = 1.09    | M <sub>cor</sub> =0.609   |       | SPC | 0.1                  | 0                    |                          |          | 1.10             | 1.69             |                        |          |
|                                                                            | N <sub>cor</sub> = 118.23  | M <sub>max</sub> =26.298  |       | SPC | 4.63                 | 0                    |                          |          | 56.30            | 49.40            |                        |          |

- Sens longitudinale des poteaux :YY ELS

| NIV                                                                          | N (KN)                     | M (KN.m)                   | bxh   | Obs | $\sigma_b$<br>1(MPa) | $\sigma_b$<br>2(MPa) | $\bar{\sigma}_b$ (MPa) | Obs      | $\sigma_1$ (MPa) | $\sigma_2$ (MPa) | $\bar{\sigma}_b$ (MPa) | Obs      |
|------------------------------------------------------------------------------|----------------------------|----------------------------|-------|-----|----------------------|----------------------|------------------------|----------|------------------|------------------|------------------------|----------|
| RDC , S-SOL,1 <sup>ere</sup>                                                 | N <sub>max</sub> = 1515.65 | M <sub>cor</sub> =2.155    | 45x45 | SEC | 5.82                 | 5.65                 | 15                     | vérifiée | 87.10            | 84.90            | 348                    | vérifiée |
|                                                                              | N <sub>min</sub> = 337.83  | M <sub>cor</sub> = -11.563 |       | SEC | 1.73                 | 0.83                 |                        |          | 25.00            | 13.30            |                        |          |
|                                                                              | N <sub>cor</sub> = 511.70  | M <sub>max</sub> = 22.152  |       | SEC | 2.80                 | 1.07                 |                        |          | 40.30            | 17.80            |                        |          |
| 2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup>                      | N <sub>max</sub> = 1080.03 | M <sub>cor</sub> = 2.748   | 40x40 | SEC | 5.34                 | 5.03                 | 15                     | vérifiée | 79.80            | 75.80            | 348                    | vérifiée |
|                                                                              | N <sub>min</sub> = 197.45  | M <sub>cor</sub> = 14.297  |       | SEC | 1.76                 | 0.14                 |                        |          | 24.60            | 3.89             |                        |          |
|                                                                              | N <sub>cor</sub> = 314.26  | M <sub>max</sub> =32.161   |       | SPC | 3.35                 | 0                    |                        |          | 46.10            | -1.19            |                        |          |
| 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup> et 7 <sup>ème</sup>                      | N <sub>max</sub> = 707.79  | M <sub>cor</sub> =2.452    | 35x35 | SEC | 4.49                 | 4.09                 | 15                     | vérifiée | 66.80            | 61.80            | 348                    | vérifiée |
|                                                                              | N <sub>min</sub> = 86.39   | M <sub>cor</sub> =13.545   |       | SPC | 1.72                 | 0                    |                        |          | 22.50            | -10.30           |                        |          |
|                                                                              | N <sub>cor</sub> = 163.95  | M <sub>max</sub> =34.33    |       | SPC | 4.14                 | 0                    |                        |          | 52.70            | 38.20            |                        |          |
| 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup> , 10 <sup>ème</sup> et 11 <sup>ème</sup> | N <sub>max</sub> = 353.12  | M <sub>cor</sub> =-5.953   | 30x30 | SEC | 3.52                 | 2.04                 | 15                     | vérifiée | 50.60            | 32.80            | 348                    | vérifiée |
|                                                                              | N <sub>min</sub> = 1.09    | M <sub>cor</sub> =0.115    |       | SPC | 0.02                 | 0                    |                        |          | 0.31             | 0.07             |                        |          |
|                                                                              | N <sub>cor</sub> = 47.28   | M <sub>max</sub> =28.962   |       | SPC | 4.57                 | 0                    |                        |          | 51.80            | 81.90            |                        |          |

## 5-1) 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.

(Exemple de calcul pour le RDC)

## 5-2) Diamètre des aciers :

Le diamètre des armatures transversales doit être au moins égale à :

$$\Phi_t \geq \Phi_L^{\max} / 3 \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm.}$$

Ils seront à haute adhérence, diamètre  $\Phi_t = 8 \text{ mm.}$

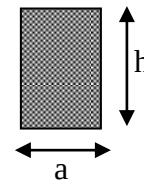
Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\Phi 8$  et en épingle ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA} 8$ )

## 5-3) Espacement des diamètres : (BAEL91/Art8.13)

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, a + 10 \text{ cm}) = \min(15 \times 1, 4.40 \text{ cm}, 45 + 10 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm.}$$

Avec  $a$  : le plus petit des côtés pour les poteaux.



## 5-4) Recommandations du l'RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.22 :

• en zone nodale :

$$S_t \leq (10\Phi_L^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1, 2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm.}$$

• en zone courante :

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}) = 18 \text{ cm.}$$

L'écartement ( $S_t$ ) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale  $S_t = 10 \text{ cm.}$

En zone courante  $S_t = 15 \text{ cm.}$

## Commentaire :

La zone nodale est très sensible aux séismes pour cela on annexe des armatures en U superposées (avec : alternances d'orientation) a fin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable.

## 5-5) Vérification de la quantité d'armatures transversales RPA99/Art7.4.22 : $\lambda_g = \frac{L_f}{b}$

(tel que  $b$  est le plus petit côté des poteaux, parallèle au plan de flambement)

$L_0$  : longueur de flambement.

Pour le cas le plus défavorable S-SOL avec :  $L_0 = 4,00 \text{ m.}$

$$\lambda_g = \frac{0,7L_0}{0,45} = 6.22 \Rightarrow A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

## VII-5-6) Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :

$$\tau_b = Vu / b \times d \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa Avec : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

| niveau            | V <sub>u</sub><br>(KN) | b<br>(cm) | d<br>(cm) | λ <sub>g</sub> | ρ <sub>b</sub> | τ <sub>b</sub><br>(MPa) | τ <sub>bu</sub><br>(MP) | observation |
|-------------------|------------------------|-----------|-----------|----------------|----------------|-------------------------|-------------------------|-------------|
| S-sol<br>(45x45 ) | X=13.77                | 0.45      | 0.43      | 6.24           | 0.075          | 0.071                   | 1.875                   | vérifié     |
|                   | Y=9.74                 | 0.45      | 0.43      |                |                | 0.05                    |                         |             |
| 45x45             | X=50.61                | 0.45      | 0.43      | 4.81           | 0.04           | 0.26                    | 1.00                    | vérifié     |
|                   | Y=34.89                | 0.45      | 0.43      |                |                | 0.18                    |                         |             |
| 40x40             | X=53.68                | 0.40      | 0.38      | 5.41           | 0.075          | 0.35                    | 1.875                   | vérifié     |
|                   | Y=42.57                | 0.40      | 0.38      |                |                | 0.28                    |                         |             |
| 35x35             | X=44.54                | 0.35      | 0.33      | 6.18           | 0.075          | 0.38                    | 1.875                   | vérifié     |
|                   | Y=38.08                | 0.35      | 0.33      |                |                | 0.33                    |                         |             |
| 30x30             | X=30.85                | 0.30      | 0.28      | 7.21           | 0.075          | 0.36                    | 1.875                   | vérifié     |
|                   | Y=28.58                | 0.30      | 0.28      |                |                | 0.34                    |                         |             |

## VII-5-7) Armatures transversales et vérification au cisaillement : (RPA99/Art7.4.22)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 V_u}{h_e f_e}$$

## 5-8) Longueur de recouvrement :(BAEL91/Art6.122)

L<sub>R</sub> = 40 Φ (FeE400)

→ L<sub>R</sub> = 40 × 1,6 = 64cm.

→ L<sub>R</sub> = 40 × 1,4 = 56cm.

→ L<sub>R</sub> = 40 × 1,2 = 48cm.

→ L<sub>R</sub> = 40 × 2 = 80cm.



**VIII.1.Introduction :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales ; donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de Ferraillage pour un certain nombre de niveaux.

- Zone I : du Sous-sol au 1<sup>er</sup> niveau
- Zone II : du 2<sup>ème</sup> au 4<sup>ème</sup> niveau
- Zone III : du 5<sup>ème</sup> au 7<sup>ème</sup> niveau
- Zone III : du 8<sup>ème</sup> au 10<sup>ème</sup> niveau

**VIII.1.2.Les combinaisons des actions :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \text{ ELU} \\ G + Q \text{ ELS} \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$

**1-Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } B : \text{section du béton.}$$

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V' : bras de levier ;  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré ;

$L_t$  : longueur tendue.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée ;

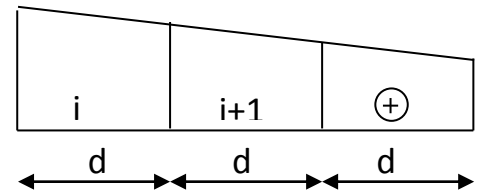
$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues ci-dessous :

❖ **Section entièrement comprimée :**

$$\begin{cases} N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \end{cases}$$



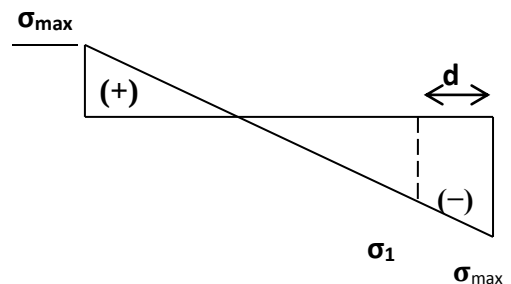
Avec :

$e$  : épaisseur du voile

❖ **Section partiellement comprimée:**

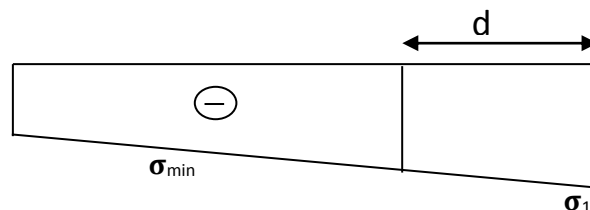
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



❖ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**2-Calcul des sections d'armatures verticales:**

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier = 348 MPa

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

**VIII.1.3) Armatures minimales :**

- **Compression simple**

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$  (Art A .8.1; 21BAEL91 modifiés99)

$$0,2\% \leq A_v = \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

- **Traction simple**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\% B \right\} \quad \text{Avec B : section du béton tendue}$$

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

**VIII.1.4. Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \Phi$ .

- D'après le BEAL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

- D'après le RPA99 (version 2003) :  $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

B : la section du béton

$A_v$  : section d'armature du béton

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

#### **VIII.1.5.Armatures transversales (article 7.7.4.3 du RPA 2003) :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

#### **VIII.1.6.Armatures de coutures :(Art7.7.4.3 RPA 2003).**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec :  $V = 1.4 T$

$T$  : Effort tranchant calculé 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.

#### **VIII.1.7.Armatures de Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ .

##### **VIII.1.7.1.Disposition constructives :**

- **Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec :  $e$  = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

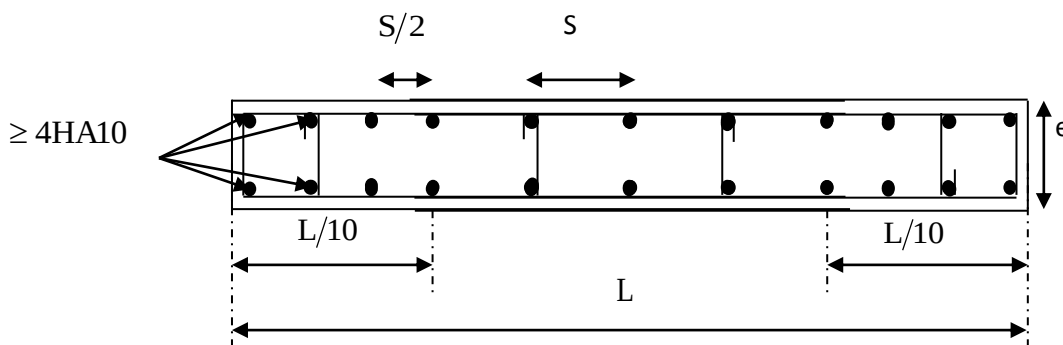
- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- ✓  $40\Phi$  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.



**FigVIII.1:** Disposition des armatures verticales dans les voiles

## VIII-2. Les vérifications :

### VII.2.1.Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée

**VIII.2.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

- **D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{Et : } V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que :

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

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

$$V = 1.4 \times V_{u, \text{calcul}}$$

Avec  $\tau_u$  : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} ; \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

❖ **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferraillage d'un voile longitudinale  $V_{L1} = 3.70 \text{ m}$  sur la zone 1 ; SPC

**1- Caractéristiques géométriques**

$$L = 2.1 \text{ m}, e = 0.2 \text{ m} ; B = 0.42 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = 0.154 \text{ m}^4$$

$$V = V' = \frac{l}{2} = 1.05 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 4721.32 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -2065.08 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \text{ La section est partiellement comprimée (SPC)}$$

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 1,46\text{m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 2,10 - 1,46 = 0,64\text{m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur(d)

$$\text{en prend : } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

$$d_1 = \frac{L_t}{2} = 0,32$$

1<sup>ère</sup> bande :

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\max}(L_t - d)}{L_t} = \frac{(0,64 - 0,32)}{0,64} (4721,32)$$

$$\sigma_1 = 2360,66 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\max}}{2} \cdot d \cdot e = 226,62 \text{ KN}$$

**-Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{226,62}{400 \times 10^{-1}} = 5,66 \text{ cm}^2$$

**-Armatures minimales :**

$$A_{\min 1} \geq \max \left\{ \frac{B f_{t28}}{f_e}; 0,15\% B \right\}$$

$$A_{\min 1} = 6,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 6,3 \text{ cm}^2 > A_{v1} = 5,66 \text{ cm}^2$$

Donc on doit ferrailer avec  $A_{\min}$

$$A_{v1} = A_{\min} = 6,3 \text{ cm}^2$$

**-Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} = 1.1 \times \frac{1,4 \times 152,53}{40}$$

$$A_{vj} = 5,87 \text{ cm}^2$$

$$A1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = 7,13 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 2 \times 6\text{HA}14 = 18,48 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 15 \text{ cm}$$

$$A2 = A_{v2} + A_{vj}/4 = 3,35 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 2 \times 7\text{HA}14 = 15,81 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 20 \text{ cm}$$

**-Armatures horizontales:**

D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4} = 4,62 \text{ cm}^2$

Soit :  $10\text{HA}10 = 7,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec : esp = 15 cm

**-Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

- Vérification des contraintes :**

**-Selon BAEL 91** :  $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{152,53 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2100} = 0,40 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,15 \times \frac{25}{1,5} = 2,5 \text{ MPa}$$

**-Selon RPA 2003** :  $\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 152,53 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 2100} = 0,565 \text{ MPa}$

$$\tau_b = 0,565 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

- Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1110,5 \times 10^3}{0,42 \times 10^6 + 15 \times 18,48 \times 10^2} = 2,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des voiles sont illustrés dans les tableaux suivants :  
(VL1, VL2, VL3 et VL4)

| Zones                         |                                                      |                                        | Zone I                        | Zone II                  | Zone III                 | Zone IV                  |
|-------------------------------|------------------------------------------------------|----------------------------------------|-------------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| Caractéristiques géométriques | L (m)                                                |                                        | 3.55                          | 3.60                     | 3.65                     | 3.70                     |
|                               | e (m)                                                |                                        | 0.2                           | 0.2                      | 0.2                      | 0.2                      |
|                               | B (m)                                                |                                        | 0.71                          | 0.72                     | 0.73                     | 0.74                     |
| Sollicitations de calcul      | $\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]                 |                                        | 3017.11                       | 1980.56                  | 1858.05                  | 3621.74                  |
|                               | $\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]                 |                                        | -8051.28                      | -5486.61                 | -4424.68                 | -5214.18                 |
|                               | Nature de la section                                 |                                        | SPC                           | SPC                      | SPC                      | SPC                      |
|                               | V <sub>u</sub> (kN)                                  |                                        | 516.29                        | 27.59                    | 22.55                    | 33.87                    |
|                               | L <sub>t</sub> (m)                                   |                                        | 2.58                          | 2.65                     | 2.57                     | 2.18                     |
|                               | L <sub>c</sub> (m)                                   |                                        | 0.97                          | 0.95                     | 1.08                     | 1.52                     |
|                               | d(m)                                                 |                                        | 1.29                          | 1.32                     | 1.28                     | 1.09                     |
|                               | $\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]                      |                                        | 1508.55                       | 990.28                   | 928.02                   | 1810.87                  |
|                               | N (kN)                                               | N <sub>1</sub>                         | 584.33                        | 392.92                   | 358.22                   | 593.08                   |
|                               |                                                      | N <sub>2</sub>                         | 194.77                        | 130.97                   | 119.40                   | 197.69                   |
|                               | A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )                    | A <sub>v1</sub>                        | <b>14.61</b>                  | <b>9.82</b>              | <b>8.96</b>              | <b>14.83</b>             |
|                               |                                                      | A <sub>v2</sub>                        | <b>4.97</b>                   | <b>3.27</b>              | <b>2.99</b>              | <b>4.94</b>              |
|                               | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )                   |                                        | 19.88                         | 1.06                     | 0.87                     | 1.30                     |
|                               | A (cm <sup>2</sup> )                                 | A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4 | <b>19.58</b>                  | <b>10.09</b>             | <b>9.17</b>              | <b>15.15</b>             |
|                               |                                                      | A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4 | <b>9.84</b>                   | <b>3.54</b>              | <b>3.20</b>              | <b>5.27</b>              |
|                               | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )                  |                                        | 13.56                         | 13.89                    | 13.50                    | 11.46                    |
|                               | A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )              | Bonde1                                 | 27.72                         | 27.72                    | 27.72                    | 27.72                    |
|                               |                                                      | Bonde 2                                | 15.14                         | 15.40                    | 15.40                    | 15.40                    |
| Ferrailage des voiles         | Choix des barres                                     | Bonde1                                 | 2*9HA14                       | 2*9HA14                  | 2*9HA14                  | 2*9HA14                  |
|                               |                                                      | Bonde 2                                | 2*5HA14                       | 2*5HA14                  | 2*5HA14                  | 2*5HA14                  |
|                               | S <sub>t</sub> (cm)                                  | Bonde1                                 | 15cm                          | 15cm                     | 15cm                     | 15cm                     |
|                               |                                                      | Bonde 2                                | 20cm                          | 20cm                     | 20cm                     | 20cm                     |
|                               | A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande |                                        | 10.65                         | 10.80                    | 10.95                    | 11.10                    |
|                               | A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )             |                                        | 6.93                          | 6.93                     | 6.93                     | 6.93                     |
|                               | Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )            |                                        | 10HA10                        | 10HA10                   | 10HA10                   | 10HA10                   |
|                               | ep =15cm                                             |                                        | (A=7.85cm <sup>2</sup> )      | (A=7.85cm <sup>2</sup> ) | (A=7.85cm <sup>2</sup> ) | (A=7.85cm <sup>2</sup> ) |
| Vérification des contraintes  | Armature transversal                                 |                                        | 5 Epingles HA8/m <sup>2</sup> |                          |                          |                          |
|                               | contrainte                                           | $\tau_u$ (MPa)                         | 0.81                          | 0.043                    | 0.034                    | 0.051                    |
|                               |                                                      | $\tau_b$ (MPa)                         | 1.13                          | 0.060                    | 0.048                    | 0.071                    |
|                               | ELS                                                  | N <sub>s</sub> (kN)                    | 3212.17                       | 675.02                   | 370.87                   | 266.84                   |
|                               |                                                      | $\sigma_b$ (MPa)                       | <b>4.15</b>                   | <b>0.86</b>              | <b>0.47</b>              | <b>0.33</b>              |

(VT1 ,VT2, VT3 et VT4)

| Zones                         |                                                      | Zone I                                              | Zone II                       | Zone III                 | Zone IV                  |
|-------------------------------|------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|-------------------------------|--------------------------|--------------------------|
| Caractéristiques géométriques | L (m)                                                | 2.075                                               | 2.10                          | 2.125                    | 2.15                     |
|                               | e (m)                                                | 0.2                                                 | 0.2                           | 0.2                      | 0.2                      |
|                               | B (m)                                                | 0.415                                               | 0.42                          | 0.425                    | 0.43                     |
| Sollicitations de calcul      | $\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]                 | 2161.9                                              | 4721.32                       | 2957.85                  | 2022.74                  |
|                               | $\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]                 | -6648.59                                            | -2065.08                      | -1668.49                 | -1790                    |
|                               | Nature de la section                                 | SPC                                                 | SPC                           | SPC                      | SPC                      |
|                               | V <sub>u</sub> (kN)                                  | 281.32                                              | 152.53                        | 165.1                    | 158.16                   |
|                               | L <sub>t</sub> (m)                                   | 1.57                                                | 0.64                          | 0.77                     | 1.01                     |
|                               | L <sub>c</sub> (m)                                   | 0.51                                                | 0.46                          | 1.36                     | 1.14                     |
|                               | d <sub>1</sub> (m)                                   | 0.78                                                | 0.32                          | 0.38                     | 0.50                     |
|                               | $\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]                      | 1080.95                                             | 2360.66                       | 1478.92                  | 1011.37                  |
|                               | N (kN)                                               | N <sub>1</sub>                                      | 253.89                        | 226.28                   | 170.01                   |
|                               |                                                      | N <sub>2</sub>                                      | 84.63                         | 75.42                    | 56.67                    |
|                               | A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )                    | A <sub>v1</sub>                                     | 6.35                          | 5.66                     | 4.25                     |
|                               |                                                      | A <sub>v2</sub>                                     | 2.12                          | 1.89                     | 1.42                     |
|                               | A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )                   |                                                     | 10.83                         | 5.87                     | 6.36                     |
|                               | A (cm <sup>2</sup> )                                 | A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4 | 9.05                          | 7.13                     | 5.84                     |
|                               |                                                      | A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4 | 4.82                          | 3.35                     | 3.01                     |
|                               | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )                  |                                                     | 8.22                          | 3.35                     | 5.02                     |
|                               | A <sub>vadopté</sub> (cm <sup>2</sup> )              | Bonde1                                              | 18.48                         | 18.48                    | 18.48                    |
|                               |                                                      | Bonde 2                                             | 6.77                          | 6.77                     | 6.77                     |
| Ferrailage des voiles         | Choix des barres                                     | Bonde1                                              | 2*6HA14                       | 2*6HA14                  | 2*6HA14                  |
|                               |                                                      | Bonde 2                                             | 2*3HA12                       | 2*3HA12                  | 2*3HA12                  |
|                               | S <sub>t</sub> (cm)                                  | Bonde1                                              | 15cm                          | 15cm                     | 15cm                     |
|                               |                                                      | Bonde 2                                             | 18cm                          | 18cm                     | 18cm                     |
|                               | A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande |                                                     | 6.23                          | 6.30                     | 6.38                     |
|                               | A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )             |                                                     | 4.62                          | 4.62                     | 4.62                     |
|                               | Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )            |                                                     | 10HA10                        | 10HA10                   | 10HA10                   |
| Vérification des contraintes  | ep =15cm                                             |                                                     | (A=7.85cm <sup>2</sup> )      | (A=7.85cm <sup>2</sup> ) | (A=7.85cm <sup>2</sup> ) |
|                               | Armature transversal                                 |                                                     | 4 Epingles HA8/m <sup>2</sup> |                          |                          |
|                               | contrainte                                           | $\tau_u$ (MPa)                                      | 0.75                          | 0.40                     | 0.432                    |
|                               |                                                      | $\tau_b$ (MPa)                                      | 1.054                         | 0.56                     | 0.604                    |
|                               | ELS                                                  | N <sub>s</sub> (kN)                                 | 1255.38                       | 1110.5                   | 819 .96                  |
|                               |                                                      | $\sigma_b$ (MPa)                                    | 2.69                          | 2.36                     | 1.72                     |

(VT7, VT8, VT5 et VT6)

| Zones                         |                                         |                                        | Zone I            | Zone II     | Zone III    | Zone IV     |
|-------------------------------|-----------------------------------------|----------------------------------------|-------------------|-------------|-------------|-------------|
| Caractéristiques géométriques | L (m)                                   |                                        | 1.9               | 1.9         | 1.9         | 1.9         |
|                               | e (m)                                   |                                        | 0.2               | 0.2         | 0.2         | 0.2         |
|                               | B (m)                                   |                                        | 0.38              | 0.38        | 0.38        | 0.38        |
| Sollicitations de calcul      | σ <sub>max</sub> [KN/m²]                |                                        | 12748.25          | 7396.20     | 4295.32     | 2181.74     |
|                               | σ <sub>min</sub> [KN/m²]                |                                        | -8279.36          | -5041.56    | -1768.42    | -932.71     |
|                               | Nature de la section                    |                                        | SPC               | SPC         | SPC         | SPC         |
|                               | V <sub>u</sub> (kN)                     |                                        | 155.01            | 132.60      | 142.7       | 106.96      |
|                               | L <sub>t</sub> (m)                      |                                        | 0.75              | 0.77        | 0.55        | 0.57        |
|                               | L <sub>c</sub> (m)                      |                                        | 1.15              | 1.13        | 1.35        | 1.33        |
|                               | d <sub>1</sub> (m)                      |                                        | 0.37              | 0.385       | 0.277       | 0.285       |
|                               | σ <sub>1</sub> [KN/m²]                  |                                        | 6374.12           | 3698.10     | 2147.66     | 1090.85     |
|                               | N (kN)                                  | N <sub>1</sub>                         | 715.27            | 427.21      | 178.51      | 93.11       |
|                               |                                         | N <sub>2</sub>                         | 238.42            | 142.40      | 59.50       | 31.03       |
|                               | A <sub>v</sub> (cm²)                    | A <sub>v1</sub>                        | 17.88             | 10.68       | 4.46        | 2.33        |
|                               |                                         | A <sub>v2</sub>                        | 5.96              | 3.56        | 1.49        | 0.78        |
|                               | A <sub>vj</sub> (cm²)                   |                                        | 5.97              | 5.11        | 5.49        | 4.12        |
|                               | A (cm²)                                 | A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4 | 19.37             | 11.96       | 5.84        | 3.36        |
|                               |                                         | A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4 | 7.45              | 4.84        | 2.86        | 1.81        |
|                               | A <sub>min</sub> (cm²)                  |                                        | 3.93              | 4.04        | 2.91        | 2.99        |
|                               | A <sub>vadopté</sub> (cm²)              | Bonde1                                 | 20.09             | 20.09       | 15.40       | 15.04       |
|                               |                                         | Bonde 2                                | 12.32             | 12.32       | 9.03        | 9.03        |
| Ferrailage des voiles         | Choix des barres                        | Bonde1                                 | 2*5HA16           | 2*5HA16     | 2*5HA14     | 2*5HA14     |
|                               |                                         | Bonde 2                                | 2*4HA14           | 2*4HA14     | 2*4HA12     | 2*4HA12     |
|                               | S <sub>t</sub> (cm)                     | Bonde1                                 | 10cm              | 10cm        | 10cm        | 10cm        |
|                               |                                         | Bonde 2                                | 20cm              | 20cm        | 20cm        | 20cm        |
|                               | A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande |                                        | 5.70              | 5.70        | 5.70        | 5.70        |
|                               | A <sub>H</sub> /nappe (cm²)             |                                        | 5.01              | 5.01        | 3.85        | 3.85        |
|                               | Choix des barres/nappe (cm²)            |                                        | 10HA10            | 10HA10      | 10HA10      | 10HA10      |
|                               | ep =15cm                                |                                        | (A=7.85cm²)       | (A=7.85cm²) | (A=7.85cm²) | (A=7.85cm²) |
| Vérification des contraintes  | Armature transversal                    |                                        | 4 Epingles HA8/m² |             |             |             |
|                               | contrainte                              | τ <sub>u</sub> (MPa)                   | 0.45              | 0.388       | 0.417       | 0.313       |
|                               |                                         | τ <sub>b</sub> (MPa)                   | 0.63              | 0.543       | 0.584       | 0.438       |
|                               | ELS                                     | N <sub>s</sub> (kN)                    | 1370.99           | 1956        | 1303.79     | 702.89      |
|                               |                                         | σ <sub>b</sub> (MPa)                   | 3.13              | 4.47        | 3.08        | 1.66        |

**IX-1- Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

- **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.

**IX-1.2- Etude du sol de fondation :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur l'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 2,5 bars comme contrainte admissible du sol.

**IX-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.

### Pré-dimensionnement des semelles :

#### -sous poteaux :

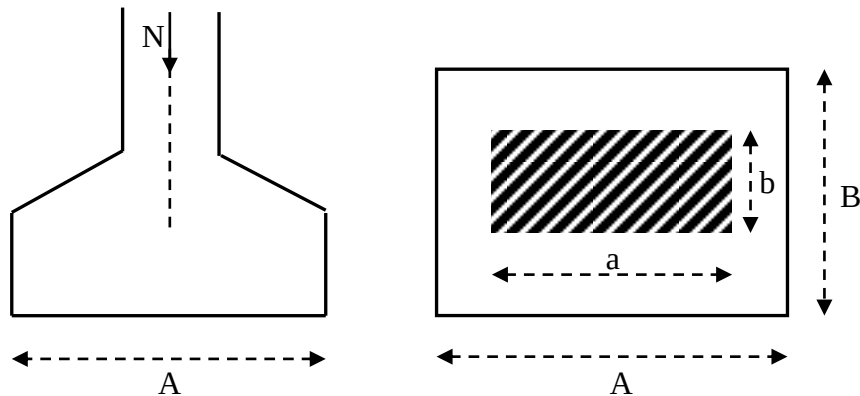
Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal « N » à l'ELS qui est obtenue à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$\text{D'où} \quad B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$



Pour le calcul nous allons prendre les poteaux du côté gauche de l'axe y-y

| Column | N(KN)   | $\bar{\sigma}_{sol}$<br>kN/m <sup>2</sup> | S(m <sup>2</sup> ) | B(m) |
|--------|---------|-------------------------------------------|--------------------|------|
| C1     | 1283,15 | 250                                       | 5,13               |      |
| C2     | 1094,46 | 250                                       | 4,37               |      |
| C3     | 1285,06 | 250                                       | 5,14               |      |
| C4     | 1264,08 | 250                                       | 5,05               |      |
| C7     | 732,91  | 250                                       | 2,93               |      |
| C8     | 977     | 250                                       | 3,90               |      |
| C9     | 754,66  | 250                                       | 3,01               |      |
| C10    | 969,77  | 250                                       | 3,87               |      |
| C11    | 781,33  | 250                                       | 3,12               |      |
| C12    | 1164,97 | 250                                       | 4,65               |      |
| C13    | 1200,58 | 250                                       | 4,80               |      |
| C14    | 900,91  | 250                                       | 3,60               |      |
| C15    | 1025    | 250                                       | 4,10               |      |
| C16    | 1135,91 | 250                                       | 4,54               |      |
| C17    | 730,39  | 250                                       | 2,92               |      |
| C18    | 1177,20 | 250                                       | 4,70               |      |
| C19    | 830,55  | 250                                       | 3,32               |      |
| C20    | 723,32  | 250                                       | 2,89               |      |
| C21    | 1285,88 | 250                                       | 5,14               |      |
| C22    | 1515,65 | 250                                       | 6,06               |      |
| C23    | 1515,45 | 250                                       | 6,06               |      |
| C24    | 1480,99 | 250                                       | 5,92               |      |
| C25    | 1087,91 | 250                                       | 4,35               |      |
| C26    | 750,53  | 250                                       | 3,00               |      |
| C27    | 770,85  | 250                                       | 3,08               |      |
| C28    | 1310,85 | 250                                       | 5,24               |      |
| C31    | 517,90  | 250                                       | 2,07               |      |
| C32    | 416,99  | 250                                       | 1,66               |      |
| C33    | 443,91  | 250                                       | 1,77               |      |
| C34    | 521,95  | 250                                       | 2,08               |      |
| C35    | 503,56  | 250                                       | 2,01               |      |
| C36    | 617,18  | 250                                       | 2,46               |      |
| C37    | 471,64  | 250                                       | 1,88               |      |
| C38    | 579,45  | 250                                       | 2,31               |      |
| C39    | 583,51  | 250                                       | 2,33               |      |

Surface des semelles sous poteaux = 129,46m<sup>2</sup>

#### IX -2-2-1) Pré dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 = 0,25\text{MPa}$ )

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous les voiles:

| Pier | P       | $\bar{\sigma}_{sol}$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | S(m <sup>2</sup> ) | L(m)  | B(m) |
|------|---------|----------------------------------------------|--------------------|-------|------|
| VL 4 | 3322,17 | 250                                          | 13,28              | 3,55  | 3,74 |
| VL 5 | 2951,56 | 250                                          | 11,80              | 3,55  | 3,32 |
| VL 3 | 935,68  | 250                                          | 3,74               | 1,60  | 2,33 |
| VL 1 | 3212,17 | 250                                          | 12,84              | 3,55  | 3,61 |
| VL 2 | 2856,88 | 250                                          | 11,42              | 3,55  | 3,21 |
| VT1  | 1255,38 | 250                                          | 5,02               | 2,075 | 2,41 |
| VT2  | 1116,60 | 250                                          | 4,46               | 1,575 | 2,83 |
| VT3  | 1157,99 | 250                                          | 4,63               | 2,075 | 2,23 |
| VT4  | 1185,89 | 250                                          | 4,74               | 2,075 | 2,28 |
| VT5  | 1232,85 | 250                                          | 4,93               | 2,075 | 2,37 |
| VT6  | 2215,49 | 250                                          | 8,86               | 1,675 | 5,28 |
| VT7  | 1041,27 | 250                                          | 4,16               | 1,80  | 2,31 |
| VT8  | 1483,43 | 250                                          | 5,93               | 1,675 | 3,54 |

Surface des semelles sous voiles =95,81 m<sup>2</sup>

❖ Surface totale des semelles filantes :

| S voiles<br>m <sup>2</sup> | S poteaux m <sup>2</sup> | S totale m <sup>2</sup> |
|----------------------------|--------------------------|-------------------------|
| 95,81                      | 129,46                   | 225,27                  |

La surface totale de la structure :  $S_{st} = 323,24m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{225,27}{323,24} \times 100 = 69,70 \%$$

**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.

**IX -2-3) Calcul du radier général :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués 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 ;

**IX -2-3-1) Pré dimensionnement du radier :****IX -2-3-1-1) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ )

**IX -2-3-1-2) Selon la condition forfaitaire :**

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_d = 30 \text{ cm}$$

$h_d$  : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : portée maximale.

$$L_{\max} = 400 \text{ cm}$$

Tablier : la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

**Poutre ou nervure :** La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_n$  égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_n = 50 \text{ cm.}$$

**IX -2-3-1-3) 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  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 MPa$

$L_{max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.77 m$$

On prend  $h_n = 1 m$

### Conclusion :

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

(Hauteur de la nervure) :  $h_n = 1 m$

(Largeur de la nervure) :  $b_n = 50 cm$

(Hauteur du tablier) :  $h_d = 30 cm$

### IX -2-3-1-5) Détermination de la surface nécessaire du radier :

Les efforts normaux sont tirés à partir du logiciel :

$$N_u (ELU) = 86062,71 KN$$

$$N_s (ELS) = 62741,41 KN$$

$$A \text{ l'ELU} : S_{radier} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \frac{86062,71}{1.33 \times 250} = 258,83 m^2$$

$$A \text{ l'ELS} : S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{62741,41}{250} = 250,96 m^2$$

$$S_{bat} = 323,24 m^2$$

$S_{bat} = 323,24 m^2 > \max(258,83 ; 250,96) = 258,83 m^2$  On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

### Remarque :

Le BAEL, nous impose un débord minimal de largeur  $L_d$  qui sera calculé comme suite :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2} ; 30 cm\right) = \max\left(\frac{100}{2} ; 30 cm\right) = \max(50 ; 30 cm) = 50 cm$$

On opte pour un débord de largeur  $L_{débord} = 50 cm$

### IX -2-3-1-6) Détermination de la surface du débord :

$$S_{débord} = [(19,65 + 16,45) \times 2] \times 0.5 = 36,10 m^2$$

Donc : la surface totale du radier :  $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 323,24 + 36,10 = 359,34m^2$

➤ **détermination des efforts :**

❖ **charge permanente :**

$G_{radier} = \text{Poids du tablier} + \text{poids des nervures}$

Poids du tablier =  $S_{radier} \times h_{tablier} \times \text{poids volumique du béton} = 359,34 \times 0,30 \times 25 = 2695,05 \text{ KN}$

❖ Poids des nervures = longueur des nervures  $\times b_n \times (h_n - h_{tablier}) \times \text{poids volumique du béton}$

$$= (204,65 \times 0,50) \times (1,0 - 0,3) \times 25 = 1790,68 \text{ KN}$$

❖  $G_{radier} = 2695,05 + 1790,68 = 4485,73 \text{ KN}$

$G_{bâtiment} = 47651,74 \text{ KN}$  (Tiré à partir du logiciel Etabs)

$$G_t = G_{bâtiment} + G_{radier} = 47651,74 + 4485,73 = 52137,47 \text{ KN}$$

❖ **charge d'exploitation**

$Q_{bâtiment} = 8830,94 \text{ KN}$  (Tiré à partir du logiciel Etabs)

$$Q_{radier} = 5 \times S_{radier} = 5 \times 359,34 = 1796,7 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bâtiment} + Q_{radier} = 8830,94 + 1796,7 = 10627,64 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison d'actions :**

- ELU :  $N_u = 1,35 \times 52137,47 + 1,5 \times 10627,64 = 86327,04 \text{ KN}$
- ELS :  $N_s = 52137,47 + 10627,64 = 62765,11 \text{ KN}$ .

### IX -3) Vérification :

#### IX -3-1) Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m}; d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{86327,04 \times 1}{359,34} \times \frac{4}{2} = 480,47 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{480,47}{1 \times 0,27} = 1779,52 \text{ kN} / m^2 = 1,78 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$b = 1\text{m}; \quad d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27\text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{86327,04 \times 1}{359,34} \times \frac{4}{2} = 480,47 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{480,47}{1 \times 0,27} = 1779,52 \text{ kN/m}^2 = 1,78 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,78 < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### IX-3-2) Vérification à l'effort sous pression :

$$P \geq \alpha \times S_{radier} \times \gamma \times Z$$

P : poids total à la base du radier.

Z : profondeur de l'infrastructure  $Z = 1,00 \text{ m}$

$\alpha$  : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement  $\alpha = 1,5$

$$P = G_t = 52137,47 \text{ KN}$$

$$\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 359,34 \times 10 \times 1 = 5390,1 \text{ KN}$$

$$P = 52137,47 \text{ KN} \geq (\alpha \times S_{rad} \times \gamma \times Z) = 5150,25 \text{ KN} \Rightarrow \text{(condition vérifiée)}.$$

### IX-3-3) Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \left( \frac{0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \right)$$

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau aussi pour le voile.

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

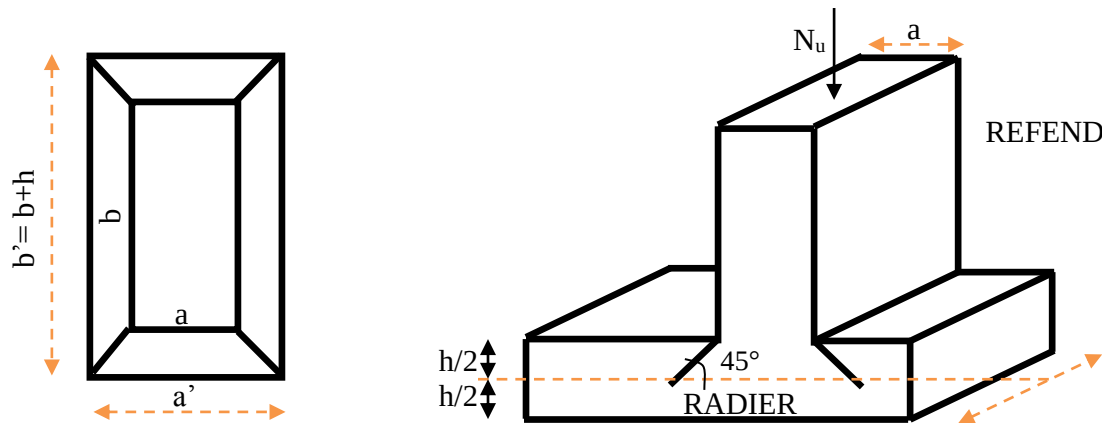


Figure : Périmètre utile des voiles et des poteaux

b

**Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :**

- Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + (2 \times 1)) = 5,8 m$$

$$N_u = 1515,65 KN \quad \text{L'effort normal maximum (poteau C22)}$$

$$\left( \frac{0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} \right) = \left( \frac{0,07 \times 5,8 \times 1 \times 25000}{1,5} \right) = 6766,67 KN$$

$$N_u = 1515, KN < 6766,67 KN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Voile :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b') = 2 \times (a + b + (2 \times h)) = 2 \times (0,2 + 1 + (2 \times 1,00)) = 6,4 m$$

$$N_u = 4495,72 KN$$

$$\left( \frac{0,07 \times 6,4 \times 1,10 \times 25000}{1,5} \right) = 8213,33 KN$$

$$N_u = 3322,17 KN < 8213,33 KN \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**IX –3-4) 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.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Sens longitudinal : (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{0x} = 48581,24 \text{ KN.m}$$

$$T_{0x} = 1963,80 \text{ KN}$$

$$M_x = 48581,24 + 1963,80 \times 1 = 50545,04 \text{ KN m}$$

Sens transversal : (Tiré à partir du logiciel)

$$M_{0y} = 49930,35 \text{ KN.m}$$

$$T_{0y} = 2033,18 \text{ KN}$$

$$M_y = 49930,35 + 2033,18 \times 1 = 51963,53 \text{ KN. m}$$

Avec :

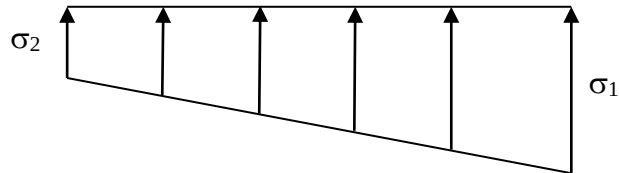
$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure ;

$h = 1,00 \text{ m}$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \times \overline{\sigma_{sol}}$$

Figure. Diagramme des contraintes

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

Les inerties : suivant les axes principaux de l'étude sismique.

#### IX-6-5- Calcul des caractéristiques géométriques du radier

a- centre de gravité du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont données par :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 10,33 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,73m$$

**b- Moment d'inertie du radier**

Le moment d'inertie est donné par :

$$I = \sum (I_i + S_i d_i^2).$$

Avec :  $I_i$  : moment d'inertie du panneau (i).

$S_i$  : aire du panneau considéré (i).

$d_i$  : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

Les résultats de calcul sont comme suit :

$$I_{yy} = 10400,93m^4$$

$$I_{xx} = 7289,18m^4$$

➤ **Sens longitudinal :**

- **l'ELU:**  $M_x = KN \cdot m$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{86327,64}{359,34} + \frac{50545,04}{10400,93} \times 10,33 = 290,44 KN / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{86327,64}{359,34} - \frac{50545,04}{10400,93} \times 10,33 = 190,04 KN / m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 290,44 + 190,04}{4} = 265,34 KN / m^2 ; \overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times 250 = 332,5 N / m^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \times \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **l'ELS:**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{62765,11}{359,34} + \frac{50545,04}{10400,93} \times 10,33 = 224,87 KN / m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{62765,11}{359,34} - \frac{50545,04}{10400,93} \times 10,33 = 124,47 KN / m^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 224,87 + 124,47}{4} = 199,77 KN / m^2 ; \overline{\sigma_{sol}} = 250 KN / m^2$$

$$\sigma_m < \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**  $M_y = 53695.051 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{86327,64}{359,34} + \frac{51963,53}{7289,18} \times 8,73 = 302,47 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{86327,64}{359,34} - \frac{51963,53}{7289,18} \times 8,73 = 178,00 \text{ KN / m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 302,47 + 178}{4} = 271,35 \text{ KN / m}^2$$

$$1.33 \times \overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times 250 = 332,5 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 271,35 < 1.33 \times \overline{\sigma_{sol}} = 332,5 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **P'ELS :**  $M_y = 51963,53 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{62765,11}{359,34} + \frac{51963,53}{7289,18} \times 8,73 = 236,90 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{62765,11}{359,34} - \frac{51963,53}{7289,18} \times 8,73 = 110,36 \text{ KN / m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 236,90 + 110,36}{4} = 205,26 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 205,26 < \overline{\sigma_{sol}} = 250 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**IX –4) Ferrailage du radier :****IX –4-1) Ferrailage de la dalle :**

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieure 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  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x$ ,  $\mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y)$$

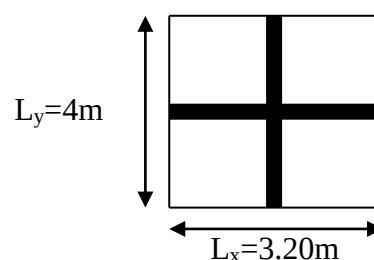
**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**IX –4-1-1) Identification du panneau :**

$$L_x = 3,20 \text{ m} ; L_y = 4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,20}{4,00} = 0,80$$



$0,4 \leq \rho = 0,80 \leq 1 \rightarrow$  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 :**  $\sigma_m^{\max} = 271,35 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$q_{um} = (\sigma_m^{\max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}) \times 1\text{m} = (271,35 - \frac{4485,7}{359,34}) \times 1\text{m} = 258,86 \text{ KN/ml}$$

**L'E.L.S :**  $\sigma_m^{\max} = 205,26 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$q_{sm} = (\sigma_m^{\max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}) \times 1\text{m} = (205,26 - \frac{4485,7}{359,34}) \times 1\text{m} = 192,77 \text{ KN/ml}$$

#### IX -4-1-2) Calcul a' L ELU :

$$q_u = 258,86 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,80 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0565 \\ U_y = 0,595 \end{cases}$$

#### IX -4-1-3) Calcul des moments $M_{0X}$ et $M_{0Y}$ :

$$M_{0X} = u_x \times q_{um} \times (l_x)^2 = 0,0565 \times 258,86 \times (3,20)^2 = 149,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = u_y \times M_{0X} = 0,595 \times 149,76 = 89,11 \text{ KN.m}$$

#### Remarque :

Le panneau choisi pour le calcul est un panneau intermédiaire donc il faut tenir compte de l'encastrement de la dalle, par conséquent les moments seront minorés comme suit :

- Moment d'encastrement  $0,5 M_x$
- Moment en travée  $M_x^t = 0,75 M_x$      $M_y^t = 0,75 M_y$

#### IX -4-1-4) Ferrailage dans le sens x - x :

➤ Aux appuis :

$$M_a = -0,5 M_{0X} = -0,5 \times 149,76 = -74,88 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{74,88 \times 10^6}{1000 \times (270)^2 \times 14,2} = 0,072 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,072 \rightarrow \beta = 0,963$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{74,88 \times 10^3}{0,963 \times 27 \times 348} = 8,27 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5HA16 = 10,04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ En travée :

$$M_t = 0,75 \times 149,76 = 112,32 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{112,32 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,108 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,108 \rightarrow \beta = 0,943 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{112,32 \times 10^3}{0,943 \times 27 \times 348} = 12,67 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5HA20 = 15,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$

#### IX-4-1-5) Ferrailage dans le sens y - y :

➤ Aux appuis :

$$M_a = (-0,5) \times 89,11 = -44,55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{44,55 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,043 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,043 \rightarrow \beta = 0,978 \text{ (Tableau)}$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{44,55 \times 10^3}{0,978 \times 27 \times 348} = 4,85 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5HA14 = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

Avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ En travée :

$$M_t = 0,75 \times 89,11 = 66,83 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{66,83 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,064 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,064 \rightarrow \beta = 0,967$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{66,83 \times 10^3}{0,967 \times 27 \times 348} = 7,35 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10,04 cm<sup>2</sup>/ml.

Avec : S<sub>t</sub> = 25 cm

### IX-5) Vérification :

#### IX -5-1) Vérification de non fragilité du béton :

$$A_x^{\min} \geq \frac{b \times h \times \omega_0 \times (3 - \rho)}{2} = \frac{100 \times 30(3 - 0.8)0.0008}{2} = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$A_x^{\min} = 2.64 \text{ cm}^2.$$

**Sens xx :**

$$A_s^a = 10,04 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2.64 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^t = 15,70 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 2.64 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Armatures parallèles au grand coté (l<sub>y</sub>) :

$$A_y^{\min} \geq \omega_0 \times b \times h$$

$$A_y^{\min} \geq 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

**Sens y-y :**

$$A_s^a = 7,70 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 2.4 \text{ cm}^2.$$

$$A_s^t = 10,04 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 2.4 \text{ cm}^2. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### IX -5-2) Espacement des armatures :

**Sens x-x :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens y-y :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h = 60 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**IX -5-3) Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} \leq \overline{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 [MPa] \right\} = 2.5 \text{ MPa.} \quad \text{Avec : } V_u = \frac{q \times l}{2}$$

$$\tau_u = \frac{q_u \cdot l}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{258,86 \times 3,20 \times 10^3}{2 \times 1000 \times 270} = 1,53 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

**IX -6) Calcul a LELS :**

$$q_s = 192,77 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,80 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0632 \\ U_y = 0,710 \end{cases}$$

Calcul des moments  $M_{0x}$ ,  $M_{0y}$ .

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0632 \times 192,77 (3,20)^2 = 124,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,710 \times 124,75 = 88,57 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments  $M_{sa}$ ,  $M_{st}$  dans les sens.

**Sens xx :**

$$M_a = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 124,75 = -62,37 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 124,75 = 93,56 \text{ KN.m}$$

**Sens yy :**

$$M_a = -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 88,57 = -44,28 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 88,57 = 66,56 \text{ KN.m}$$

**IX -6-1) Vérification des contraintes dans le béton :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

Vérification de la condition suivante:  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} \quad ; \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

| Sens | Zone   | Ms    | A <sub>(ELU)</sub> | ρ <sub>1</sub> | K <sub>1</sub> | B <sub>1</sub> | σ <sub>s</sub> | σ <sub>bc</sub> | σ̄ <sub>bc</sub> | obs     |
|------|--------|-------|--------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|------------------|---------|
| X-X  | Appuis | 62,37 | 10,04              | 0.372          | 37,63          | 0,905          | 254,27         | 6,76            | 15               | vérifié |
|      | Travée | 93,56 | 15,70              | 0.582          | 29,25          | 0.887          | 248,83         | 8,51            | 15               | Vérifié |
| Y-Y  | Appuis | 44.37 | 7,70               | 0.285          | 44,52          | 0.916          | 232,99         | 5,23            | 15               | Vérifié |
|      | Travée | 66.56 | 10,04              | 0.372          | 37,63          | 0.905          | 261,92         | 6,9             | 15               | vérifié |

### IX -7) Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie.

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

#### ➤ Sollicitation de calcul

##### ○ A l'ELU :

$$P_u = 258,86 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-258,86 \times (0.5)^2}{2} = -32,35 \text{ KNm}$$

##### ○ A l'ELS :

$$P_s = 192,77 \text{ KN /ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-192,77 \times (0.5)^2}{2} = -24,10 \text{ KNm}$$

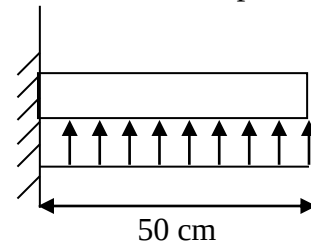


Schéma statique du débord

### IX -7-1) calcul des armatures

$$b=1\text{m}; d=27\text{cm}; f_{bc}=14.2\text{MPa}; \sigma_s=348\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{32,35 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.031 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.031 \rightarrow \beta_u = 0.984$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{32,35 \times 10^3}{0.984 \times 27 \times 348} = 3.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 3.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vue que les armatures du débord sont inférieures à celle du tablier ; et pour une meilleure disposition les armatures du tablier vont être prolongées.

Donc on opte pour le même ferrailage dans les deux sens.

**Sens x-x :**

Soit :  $5HA20 = 15,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**Sens y-y :**

Soit :  $5HA16 = 10,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Avec :  $S_t = 25 \text{ cm}$

**IX -7-2) Vérification à l'ELU:**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Sens longitudinal :  $15,70 \text{ cm}^2 > 3,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

Sens transversal :  $10,04 \text{ cm}^2 > 3,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

**IX -7-2-1) Calcul de l'espacement :**

C'est le même espacement que celui du tablier.

$S_t = 20 \text{ cm}$  dans les sens.

**IX -7-3) Vérification à l'ELS :**

❖ Vérification de la condition suivante:  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

| Sens | Zone   | $M_s$ | $A_{(ELU)}$ | $\rho_1$ | $K_1$ | $\beta_1$ | $\sigma_s$ | $\sigma_{bc}$ | $\overline{\sigma_{bc}}$ | obs     |
|------|--------|-------|-------------|----------|-------|-----------|------------|---------------|--------------------------|---------|
| x-x  | Travée | 24,10 | 15,70       | 0.581    | 29,25 | 0.887     | 64,10      | 2,20          | 15                       | vérifié |
| y-y  | Travée | 24,10 | 10,04       | 0.372    | 37,63 | 0.905     | 98,23      | 2.61          | 15                       | vérifié |

**IX-5). Ferrailage de la nervure :**

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol ; qui se transmettent aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximums, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $L_m$ ) et le même effort tranchant ( $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

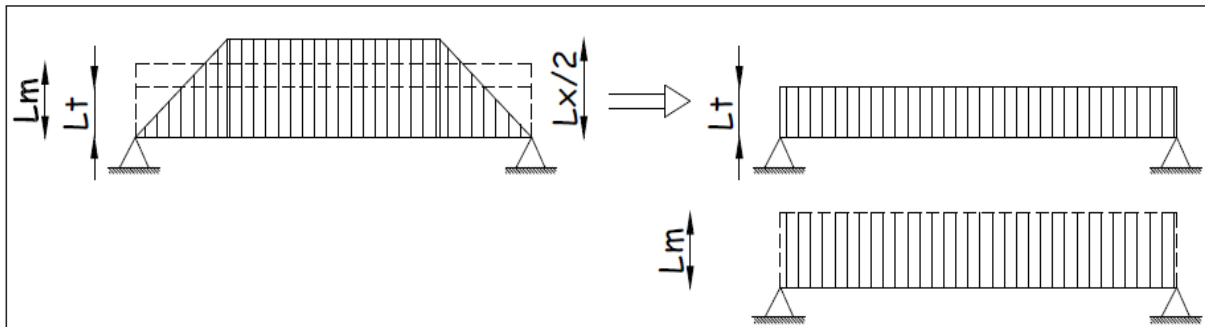
**✚ Cas de chargement trapézoïdal :**

**Figure IX.3 : Présentation des chargements simplifiés.**

**-Pour les charges triangulaires :**

$$L_m = 0.333xL_x$$

$$L_t = 0.25xL_x$$

**-Pour les charges trapézoïdales :**

$$L_m = L_x \times (0.5 - \rho^2/6)$$

$$L_t = L_x \times (0.5 - \rho^2/4)$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = q_u \times L_m \\ Q_s = q_s \times L_t \end{array} \right\} \text{ Pour les moments fléchissant}$$

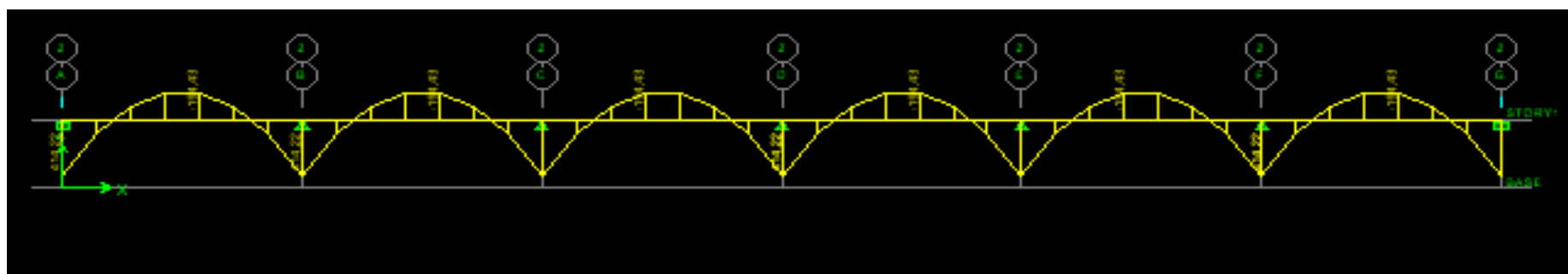
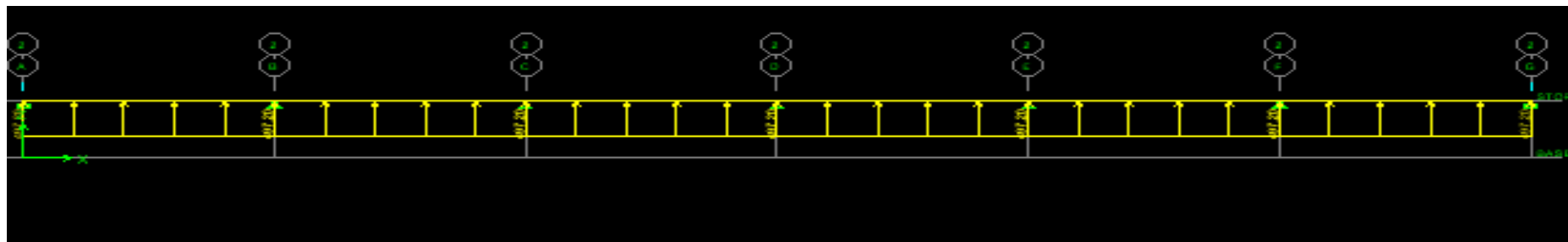
$$\left. \begin{array}{l} Q_u = q_u \times L_m \\ Q_s = q_s \times L_t \end{array} \right\} \text{ Pour les efforts tranchant}$$

Sens X-X :

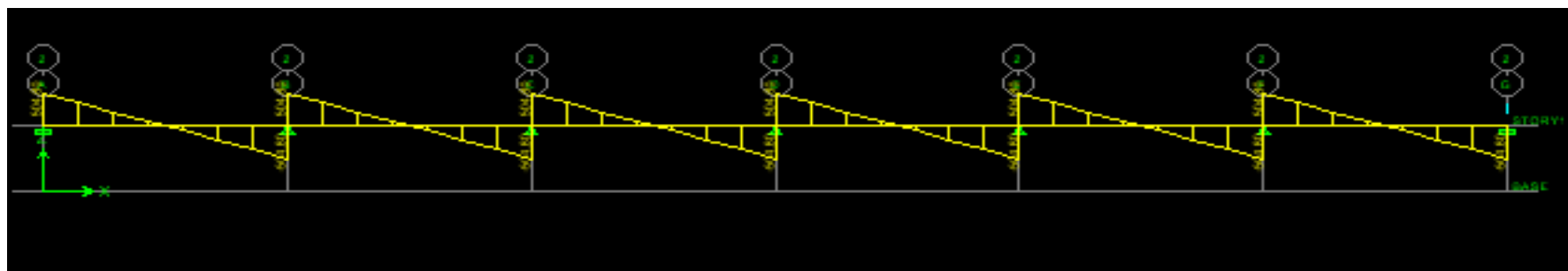
|        |             |      |      |      |                |      |      |        |                | Moment fléchissant |                 |                |                 | Effort tranchant |                 |                |                 |
|--------|-------------|------|------|------|----------------|------|------|--------|----------------|--------------------|-----------------|----------------|-----------------|------------------|-----------------|----------------|-----------------|
| travée | pan<br>neau | lx   | ly   | ρ    | chargem<br>ent | lm   | Lt   | qu     | q <sub>s</sub> | Q <sub>u</sub>     | ΣQ <sub>u</sub> | Q <sub>s</sub> | ΣQ <sub>s</sub> | Q <sub>u</sub>   | ΣQ <sub>u</sub> | Q <sub>s</sub> | ΣQ <sub>s</sub> |
| A-B    | 1           | 3.20 | 4.00 | 0.80 | triangle       | 1.06 | 0.80 | 241.36 | 175.27         | 255.84             | 497.20          | 185.78         | 361.05          | 193.09           | 434.45          | 140.22         | 315.5           |
|        | 2           | 3.20 | 4.00 | 0.80 | triangle       | 1.06 | 0.80 | 241.36 | 175.27         | 255.84             |                 | 185.78         |                 | 193.09           |                 | 140.22         |                 |
| B-C    | 1           | 3.20 | 4.00 | 0.80 | triangle       | 1.06 | 0.80 | 241.36 | 175.27         | 255.84             | 497.20          | 185.78         | 361.05          | 193.09           | 434.45          | 140.22         | 315.5           |
|        | 2           | 3.20 | 4.00 | 0.80 | triangle       | 1.06 | 0.80 | 241.36 | 175.27         | 255.84             |                 | 185.78         |                 | 193.09           |                 | 140.22         |                 |
| C-D    | 1           | 3.20 | 4.00 | 0.80 | triangle       | 1.06 | 0.80 | 241.36 | 175.27         | 255.84             | 497.20          | 185.78         | 361.05          | 193.09           | 434.45          | 140.22         | 315.5           |
|        | 2           | 3.20 | 4.00 | 0.80 | triangle       | 1.06 | 0.80 | 241.36 | 175.27         | 255.84             |                 | 185.78         |                 | 193.09           |                 | 140.22         |                 |
| D-E    | 1           | 3.20 | 4.00 | 0.80 | triangle       | 1.06 | 0.80 | 241.36 | 175.27         | 255.84             | 497.20          | 185.78         | 361.05          | 193.09           | 434.45          | 140.22         | 315.5           |
|        | 2           | 3.20 | 4.00 | 0.80 | triangle       | 1.06 | 0.80 | 241.36 | 175.27         | 255.84             |                 | 185.78         |                 | 193.09           |                 | 140.22         |                 |
| E-F    | 1           | 3.20 | 4.00 | 0.80 | triangle       | 1.06 | 0.80 | 241.36 | 175.27         | 255.84             | 497.20          | 185.78         | 361.05          | 193.09           | 434.45          | 140.22         | 315.5           |
|        | 2           | 3.20 | 4.00 | 0.80 | triangle       | 1.06 | 0.80 | 241.36 | 175.27         | 255.84             |                 | 185.78         |                 | 193.09           |                 | 140.22         |                 |
| F-G    | 1           | 3.20 | 4.00 | 0.80 | triangle       | 1.06 | 0.80 | 241.36 | 175.27         | 255.84             | 497.20          | 185.78         | 361.05          | 193.09           | 434.45          | 140.22         | 315.5           |
|        | 2           | 3.20 | 4.00 | 0.80 | triangle       | 1.06 | 0.80 | 241.36 | 175.27         | 255.84             |                 | 185.78         |                 | 193.09           |                 | 140.22         |                 |

-Détermination des efforts :

ELU :



FigIX-4:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U



FigIX-5 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.



**- Calcul des armatures :**

ferraillage se fera avec les moments max aux appuis et en travées :

➤ **Sens longitudinal X-X :**  $M_a^{\max} = 405.292 \text{ KN.m}$   $M_t^{\max} = -253.93 \text{ KN.m}$

**En appuis :**

$$\mu_x = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{360,68 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0.054 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau :  $\mu_x = 0.054 \Rightarrow \beta = 0.972$

$$A_{ax} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{360,68 \times 10^2}{0.972 \times 97 \times 34.8} = 11 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4HA16FIL + 4HA14chap = 12,56 \text{ cm}^2 / ml$

**En travée :**

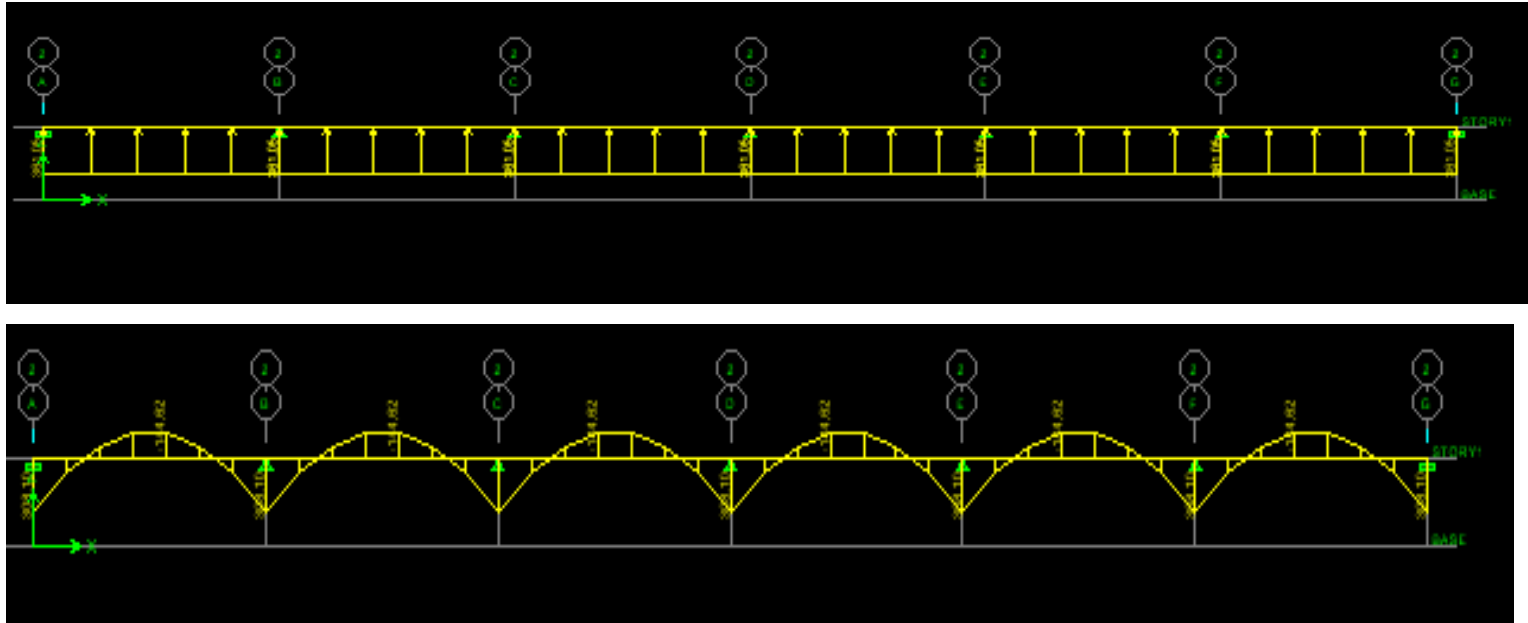
$$\mu_x = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{169,30 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0.025 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau :  $\mu_x = 0.025 \Rightarrow \beta = 0.987$

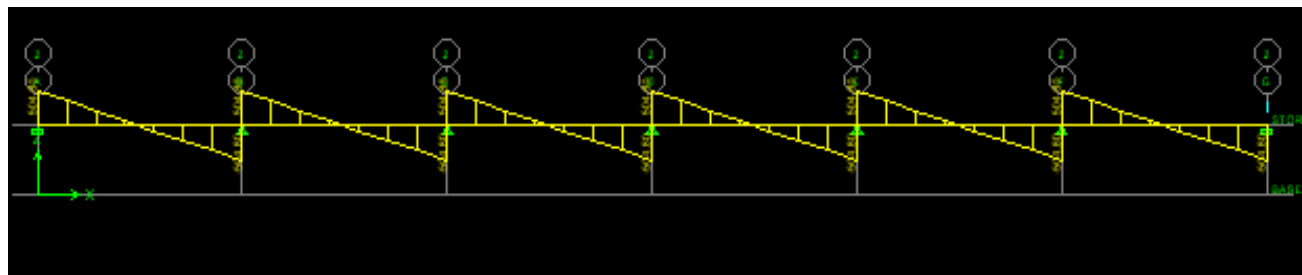
$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{169,30 \times 10^2}{0.987 \times 97 \times 34.8} = 5,08 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4HA16 fil = 8,03 \text{ cm}^2 / ml$

ELS :



FigIX-4:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

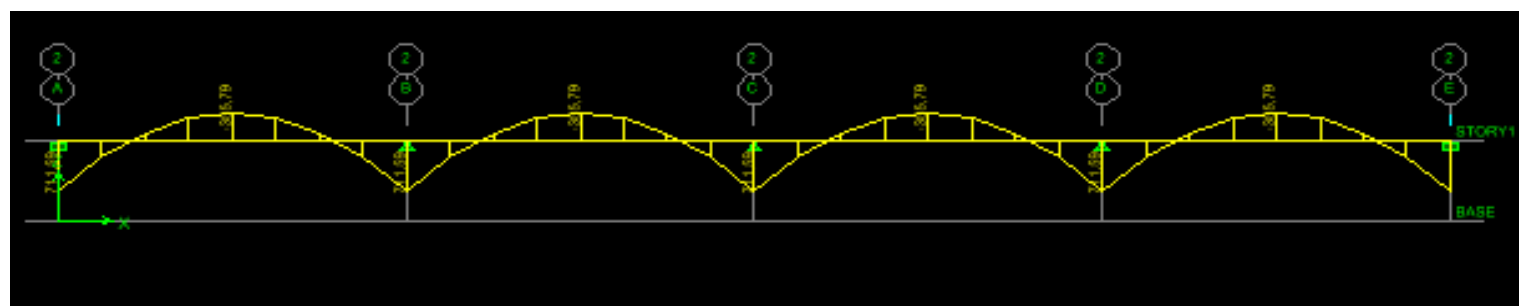
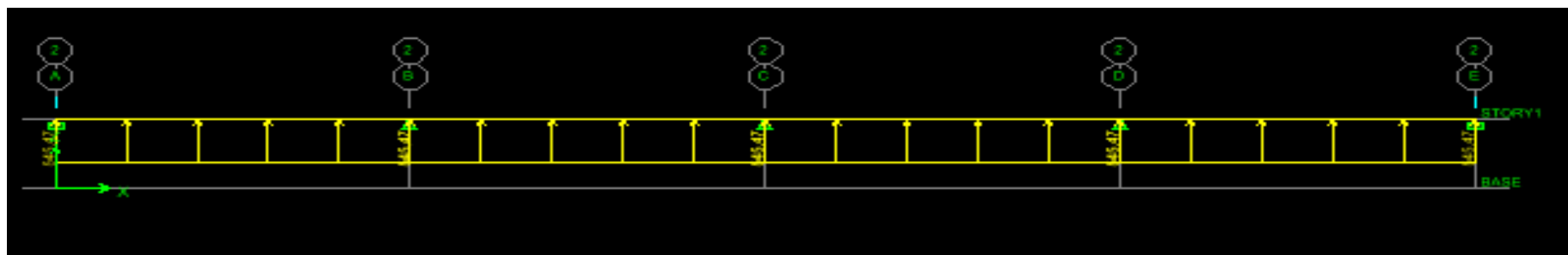


FigIX-5 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

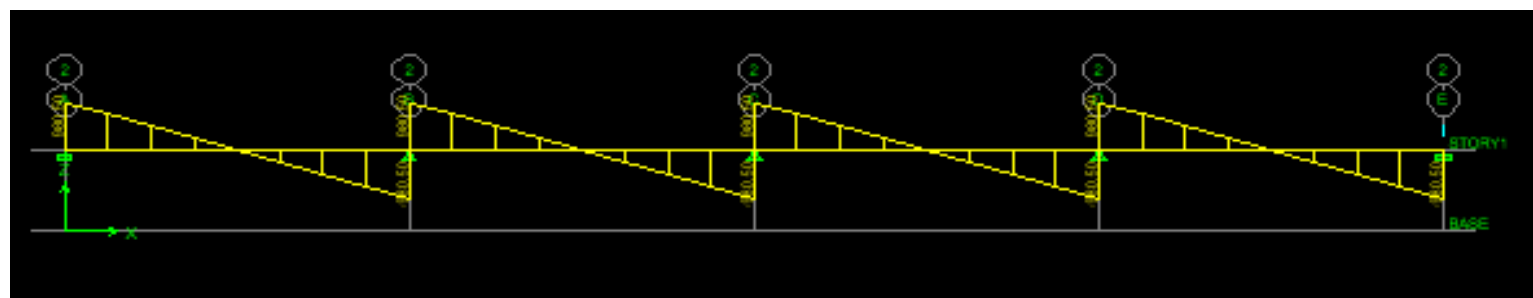
Sens Y-Y :

|        |             |       |       |        |                |       |       |        |        | Moment fléchissant |              |        |              | Effort tranchant |              |        |              |
|--------|-------------|-------|-------|--------|----------------|-------|-------|--------|--------|--------------------|--------------|--------|--------------|------------------|--------------|--------|--------------|
| travée | Pann<br>eau | $l_x$ | $l_y$ | $\rho$ | chargem<br>ent | $l_m$ | $L_t$ | $q_u$  | $q_s$  | $Q_u$              | $\Sigma Q_u$ | $Q_s$  | $\Sigma Q_s$ | $Q_u$            | $\Sigma Q_u$ | $Q_s$  | $\Sigma Q_s$ |
| 1-2    | 1           | 3.20  | 4 .00 | 0.80   | Trapèze        | 1.26  | 1.08  | 241.36 | 175.27 | 304.11             | 545.47       | 220.84 | 396.11       | 260.67           | 502.03       | 189.30 | 346.57       |
|        | 2           | 3.20  | 4 .00 | 0.80   | Trapèze        | 1.26  | 1.08  | 241.36 | 175.27 | 304.11             |              | 220.84 |              | 260.67           |              | 189.30 |              |
| 2-3    | 1           | 3.20  | 4 .00 | 0.80   | Trapèze        | 1.26  | 1.08  | 241.36 | 175.27 | 304.11             | 545.47       | 220.84 | 396.11       | 260.67           | 502.03       | 189.30 | 346.57       |
|        | 2           | 3.20  | 4 .00 | 0.80   | Trapèze        | 1.26  | 1.08  | 241.36 | 175.27 | 304.11             |              | 220.84 |              | 260.67           |              | 189.30 |              |
| 3-4    | 1           | 3.20  | 4 .00 | 0.80   | Trapèze        | 1.26  | 1.08  | 241.36 | 175.27 | 304.11             | 545.47       | 220.84 | 396.11       | 260.67           | 502.03       | 189.30 | 346.57       |
|        | 2           | 3.20  | 4 .00 | 0.80   | Trapèze        | 1.26  | 1.08  | 241.36 | 175.27 | 304.11             |              | 220.84 |              | 260.67           |              | 189.30 |              |
| 4-5    | 1           | 3.20  | 4 .00 | 0.80   | Trapèze        | 1.26  | 1.08  | 241.36 | 175.27 | 304.11             | 545.47       | 220.84 | 396.11       | 260.67           | 502.03       | 189.30 | 346.57       |
|        | 2           | 3.20  | 4 .00 | 0.80   | Trapèze        | 1.26  | 1.08  | 241.36 | 175.27 | 304.11             |              | 220.84 |              | 260.67           |              | 189.30 |              |

- Détermination des efforts :  
ELU :



FigIX-4:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U



FigIX-5 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

**- Calcul des armatures :**

ferraillage se fera avec les moments max aux appuis et en travées :

**➤ Sens transversal suivant y-y :**

$$M_a^{\max} = 711,59 \text{ KN.m} \quad M_t^{\max} = 355,79 \text{ KN.m}$$

**En appuis :**

$$\mu_y = \frac{M_a^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{711,59 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0.106 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau :  $\mu_x = 0.106 \Rightarrow \beta = 0.944$

$$A_{ay} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{711,59 \times 10^2}{0.944 \times 97 \times 34.8} = 22,33 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4HA20 \text{ fil} + 8HA16 \text{ chap} = 28,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

**En travée :**

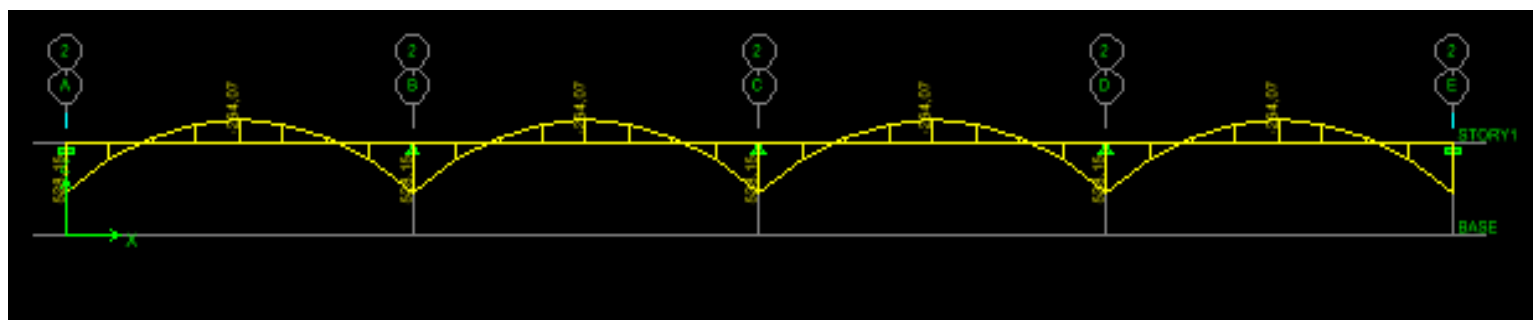
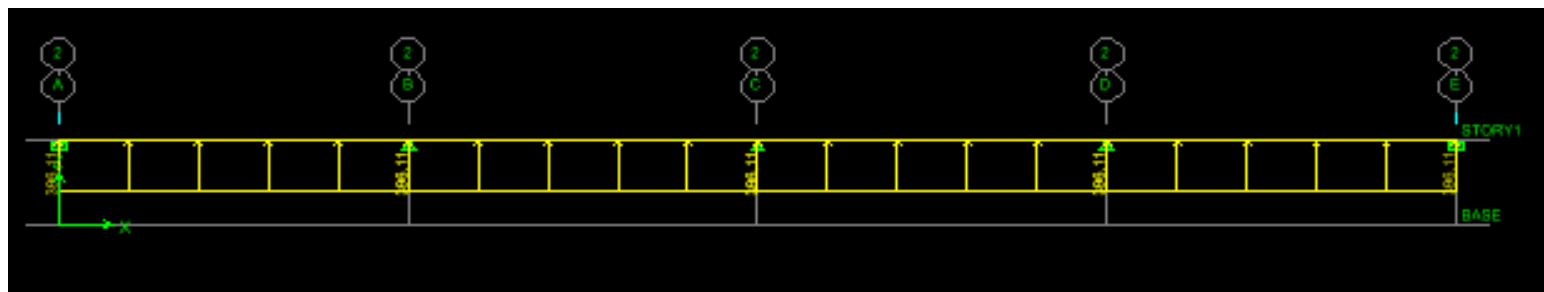
$$\mu_y = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{355,79 \times 10^3}{50 \times 97^2 \times 14.2} = 0.053 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau :  $\mu_y = 0.053 \Rightarrow \beta = 0.972$

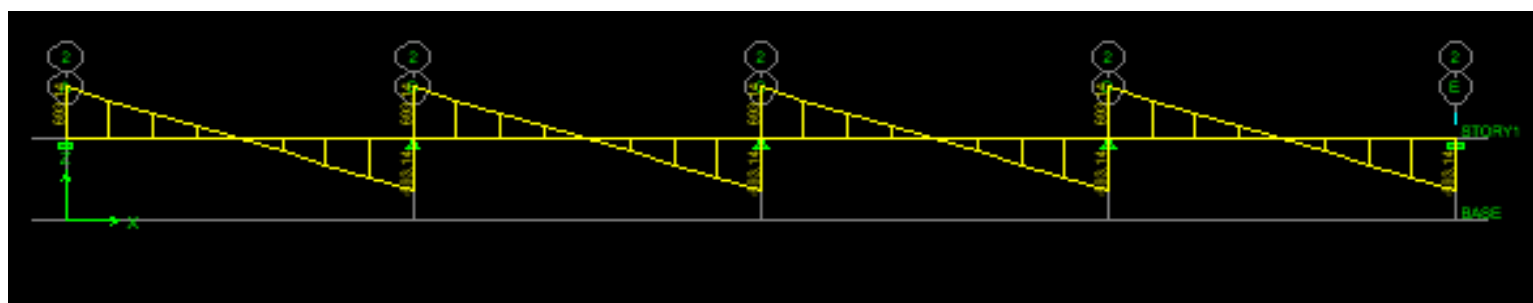
$$A_{ty} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{355,79 \times 10^2}{0.972 \times 97 \times 34.8} = 10,84 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4HA16 \text{ fil} + 4HA14 \text{ Fil} = 14,20 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

ELS :



FigIX-4:Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S



FigIX-5 : Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

## IX.8.1.2. Vérifications à l'ELU

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

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 100 \times 2.1}{400} = 6.0375 \text{ cm}^2$$

## - Sens longitudinal x-x :

**En travée:**  $A_u = 8,03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.0375 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée

**En appuis :**  $A_u = 12,56 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.0375 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée

## - Sens transversal suivant y-y :

**En travée :**  $A_u = 14,20 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.0375 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée

**En appuis :**  $A_u = 28,64 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6.0375 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée

## ➤ Vérification de la contrainte tangentielle du béton (BAEL91.art A.5.1.21)

## Sens X-X :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{609.34 \times 10^3}{500 \times 970} = 1.25 \text{ MPa}$$

En considérant que la fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 1.25 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée

## Sens Y-Y :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1200.56 \times 10^3}{500 \times 970} = 2.47 \text{ MPa}$$

En considérant que la fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_u = 2.47 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée

**IX.8.1.2. Armatures transversales :**

➤ Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003):

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) = \min\left(\frac{100}{4}, 12 \times 1.6\right) = \min(25 \text{ cm}, 19.2 \text{ cm}) = 19.2 \text{ cm}$$

soit :  $S_t^{\max} = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$S_t^{\max} \leq \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } S_t^{\max} = 15 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi\right) = (25, 57 ; 50 ; 20)$$

Soit 10mm

➤ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

**Zone nodale :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

**Zone courant :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$$

**IX.8.1.3 Vérification a l'ELS**

On se dispensera des vérifications si la condition suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

- **Sens longitudinal x-x**

**En travée:**  $\mu_x = 0.038 \Rightarrow \alpha = 0.0485$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{253.93}{192.29} = 1.32$$

$$\alpha = 0.0485 \leq \frac{1.32 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.41 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**En appuis :**  $\mu_x = 0.063 \Rightarrow \alpha = 0.081$

$$\gamma = \frac{M_U}{M_S} = \frac{405.292}{305.98} = 1.32$$

$$\alpha = 0.081 \leq \frac{1.32-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.412 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- **Sens transversal suivant y-y :**

**En travée:**  $\mu_y = 0.113 \Rightarrow \alpha = 0.1503$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{752.65}{568.33} = 1.32$$

$$\alpha = 0.1503 \leq \frac{1.32-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.41 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**En appuis :**  $\mu_x = 0.147 \Rightarrow \alpha = 0.1998$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{979.64}{740.31} = 1.32$$

$$\alpha = 0.1998 \leq \frac{1.32-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.41 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La condition  $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$  est vérifiée donc la vérification des contraintes dans le béton à l'E.L.S. n'est pas nécessaire

#### IX.8.1.3 Armatures de peau (BAEL/Art 8.3) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à  $3\text{cm}^2$  par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 100 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3\text{ cm}^2}{1 \times 100} = 3 \Rightarrow 1.5\text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 2HA12 avec  $A_s = 2.26\text{ cm}^2/\text{parois}$

**Introduction :**

Pour assurer la stabilité du talus derrière notre structure, et pour faire face aux Poussées des terres dues au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé.

**1.Pré dimensionnement du mur plaque :**

D'après l'article (7.7/ RPA99version 2003) l'épaisseur minimale du mur plaque est de 15cm. On opte pour une épaisseur de 20 cm.

**2.Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encastree au niveau de la semelle. Un joint de 1cm d'épaisseur, qui sera occupe par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

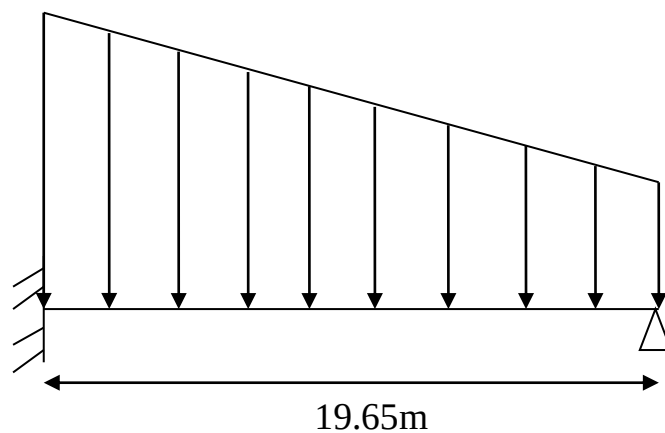
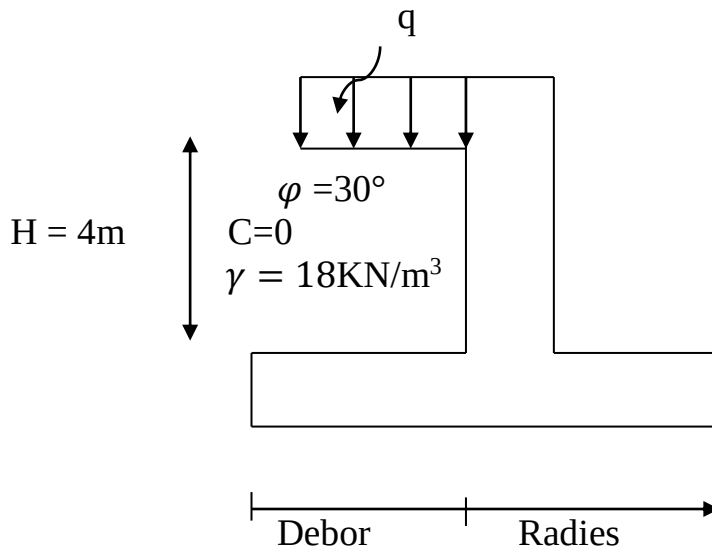


**Fig.1.Schéma statique de mur plaque**

**A) Détermination des sollicitations :****❖ Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :**

- Poids volumique du sol  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Angle de frottement interne  $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion  $C=0$
- Surcharge éventuelle  $q=10 \text{ kN/m}^2$
- $\sigma_s = 1,8 \text{ bars}$ .



### ❖ Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$\sigma_h$ : contrainte horizontale.

$\sigma_v$ : contrainte verticale.

Tel que :

$$\begin{cases} \sigma_h = K_0 \sigma_v \\ \sigma_v = q + \gamma h \end{cases} \quad \text{avec : } 0 < h < H$$

$K_0$ : coefficient de poussée des terres au repos tel que : ( $K_0 = 1 - \sin \varphi$ )

$\varphi$ : Angle de frottement interne.

### ❖ Contrainte de la poussée des terres :

#### • Calcul de $K_0$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$$

➤ ELU

$$\sigma_H = K_0 \sigma_v = K_0 (1,35 \gamma h + 1,5q)$$

$$- \quad 0 \leq h \leq 4 \text{ m}$$

$$\sigma_{H1} = K_0 (1,35 \gamma h_1 + 1,5q)$$

$$\sigma_{H1} = 0,5 (1,35 \times 18 \times h_1 + 1,5 \times 10)$$

$$\sigma_{H1} = 12,15 h_1 + 7,5$$

Pour :

$$h = 0 \rightarrow = 7,5 \text{ KN/ m}^2$$

$$h = 4 \rightarrow = 56,10 \text{ KN/ m}^2$$

## ❖ Diagramme des contraintes:

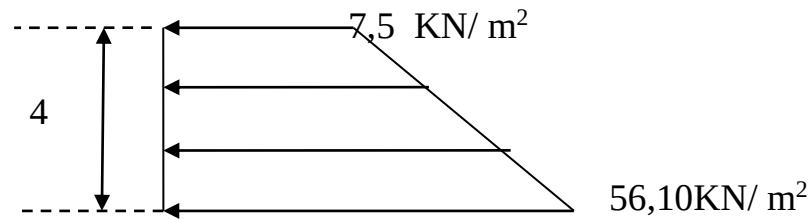


Fig 2 : Diagramme des contraintes a l'ELU

## ➤ ELS

$$\sigma_H = K_0 \sigma_v = K_0 (\gamma h + q)$$

$$- 0 \leq h \leq 4 \text{ m}$$

$$\sigma_{H1} = K_0 (\gamma h_1 + q)$$

$$\sigma_{H1} = 0,5(18 \times h_1 + 10)$$

$$\sigma_{H1} = 9 h_1 + 5$$

Pour :

$$h = 0 \rightarrow = 5 \text{ KN/ m}^2$$

$$h = 4 \rightarrow = 41 \text{ KN/ m}^2$$

## ❖ Diagramme des contraintes:

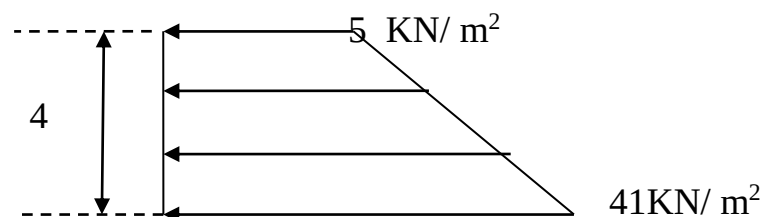


Fig 2 : Diagramme des contraintes a l' ELS

## ❖ Charges moyennes :

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

### ➤ ELU

$$- 0 \leq h \leq 4 \text{ m}$$

$$\frac{3\sigma_{H1} + \sigma_{H2}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 56,10 + 7,5}{4} = 42,07 \text{ KN/ml}$$

### ➤ ELS

$$- 0 \leq h \leq 4 \text{ m}$$

$$\frac{3\sigma_{H1} + \sigma_{H2}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 41 + 5}{4} = 32 \text{ KN/ml}$$

## B) Ferrailage de mur plaque :

### • Calcul des sollicitations :

Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

### • Identification des panneaux :

Le plus grand panneaux :

$$L_x = 3,20 \text{ m}$$

$$L_y = 4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,20}{4,00} = 0,80$$

$$\rho = 0,80 > 0,4 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0,80 \quad v = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0565 \\ \mu_y = 0,595 \end{array} \right. \quad (\text{de tableaux}) \text{ ELU}$$

$$v = 0,2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{array} \right. \quad (\text{de tableaux}) \text{ ELS}$$

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,85
- Moment en appui : 0,5

## ❖ Ferrailage a l'ELU :

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m.

### - ELU :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0565 \times 42,07 \times (3,20)^2 = 24,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,595 \times 24,34 = 14,48 \text{ KN.m}$$

### Correction des moments :

#### Sens XX :

**Aux appuis :**  $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 24,34 = 12,17 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 24,34 = 20,69 \text{ KN.m}$

#### Sens YY :

**Aux appuis :**  $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 14,48 = 7,24 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 14,48 = 12,31 \text{ KN.m}$

### - ELS :

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0632 \times 32 \times (3,20)^2 = 20,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,710 \times 20,71 = 14,70 \text{ KN.m}$$

### Correction des moments :

#### Sens XX :

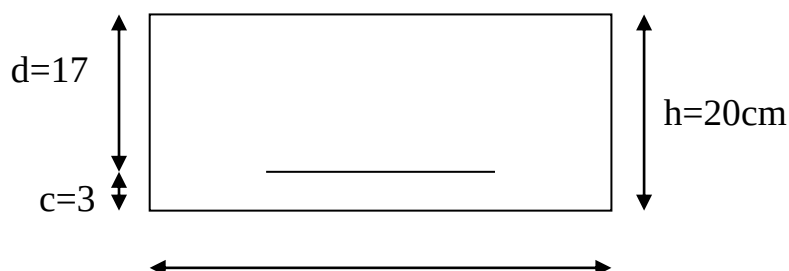
**Aux appuis :**  $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 20,71 = 10,36 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 20,71 = 17,60 \text{ KN.m}$

#### Sens YY :

**Aux appuis :**  $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 14,70 = 7,35 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 14,70 = 12,50 \text{ KN.m}$



100cm

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \times \bar{\sigma}_{bc}} \quad \text{avec :} \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_{b,\theta}} = 14,12$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$$

### 1) Les armatures longitudinales :

Le résumé de calcul sera donne dans le tableau suivant :

| Sens | Zone   | M <sub>u</sub><br>(KN.m) | μ <sub>u</sub> | μ <sub>r</sub> | Obs | β     | A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /ml) | A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> ) | fer   | A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> ) | St |
|------|--------|--------------------------|----------------|----------------|-----|-------|--------------------------------------|-------------------------------------|-------|-------------------------------------|----|
| X-X  | Appuis | 12,17                    | 0,029          | 0,392          | SSA | 0,985 | 2,09                                 | 2                                   | 5HA10 | 3,92                                | 20 |
|      | Travée | 20,69                    | 0,051          | 0,392          | SSA | 0,973 | 3,40                                 | 2                                   | 5HA12 | 5,65                                | 20 |
| Y-Y  | Appuis | 7,24                     | 0,017          | 0,392          | SSA | 0,991 | 1,23                                 | 2                                   | 5HA10 | 3,92                                | 20 |
|      | Travée | 12,31                    | 0,030          | 0,392          | SSA | 0,985 | 2,57                                 | 2                                   | 5HA12 | 5,65                                | 20 |

### 2) Les armatures transversales :

#### ➤ Travée :

$$A_h = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{soit } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

#### ➤ Appuis :

$$A_h = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{soit } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Recommandation du RPA :

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
  - Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
  - $A \geq 0,001 b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$ .
  - Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles de HA8.
- (b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

#### ➤ Vérification à L'ELS :

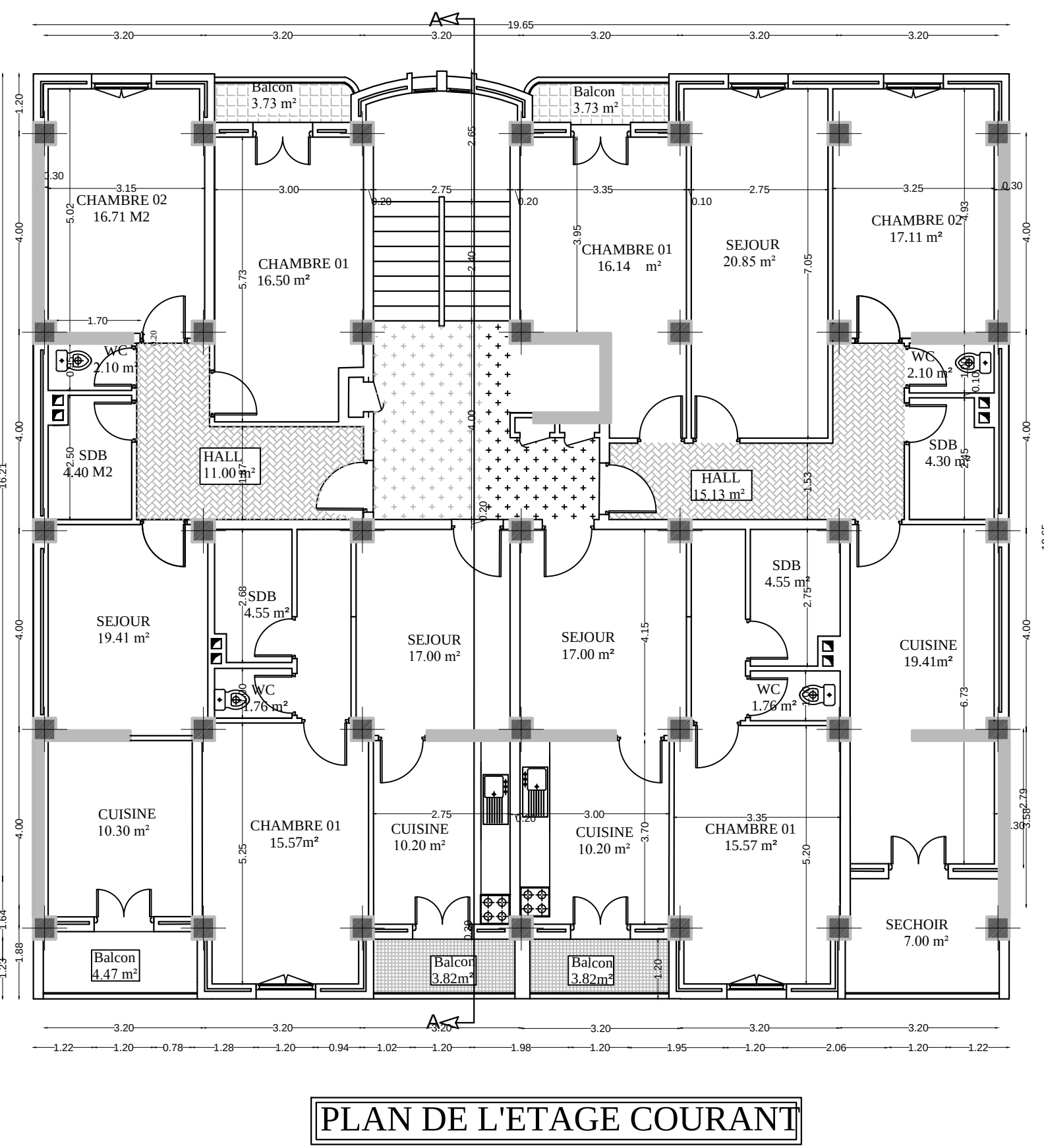
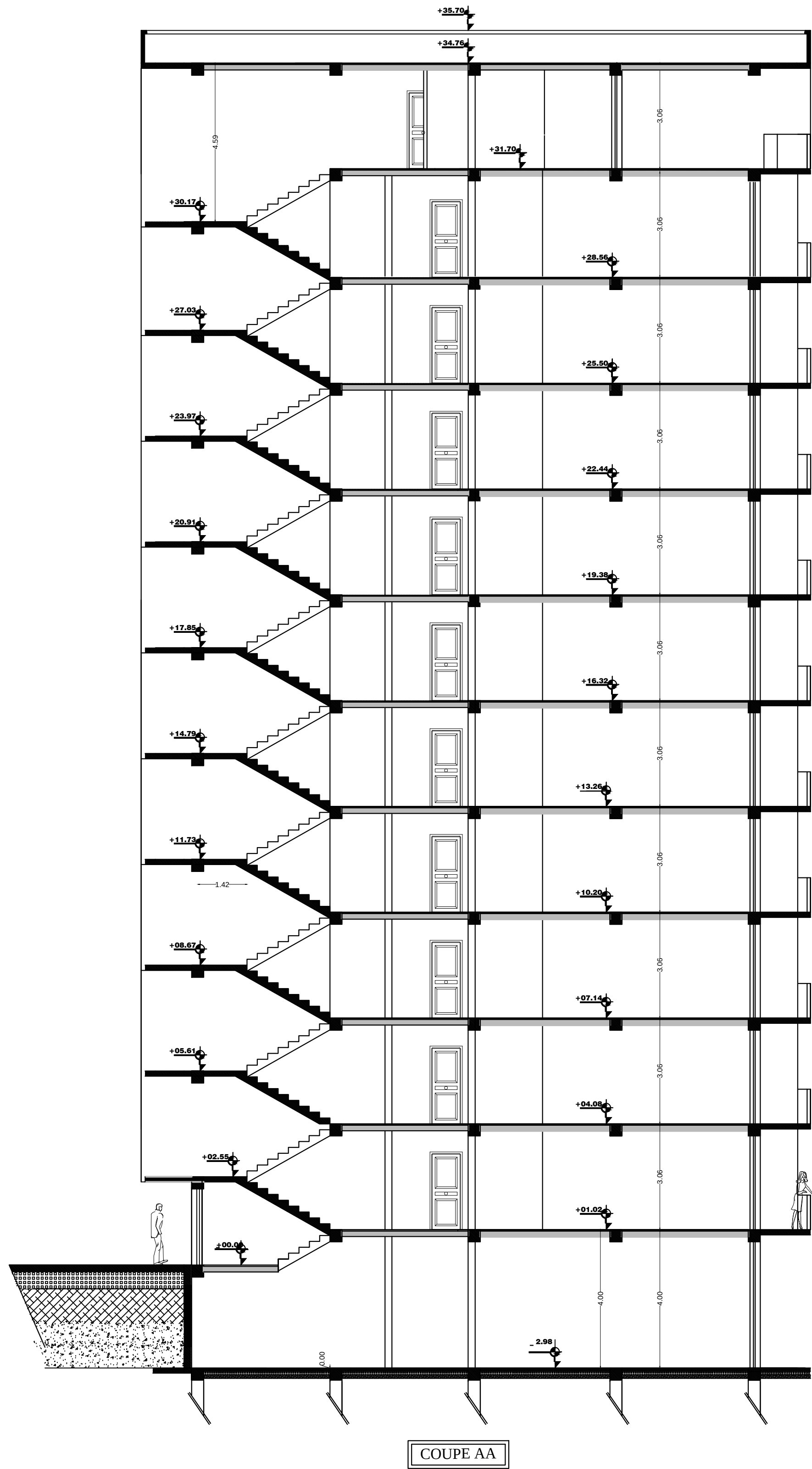
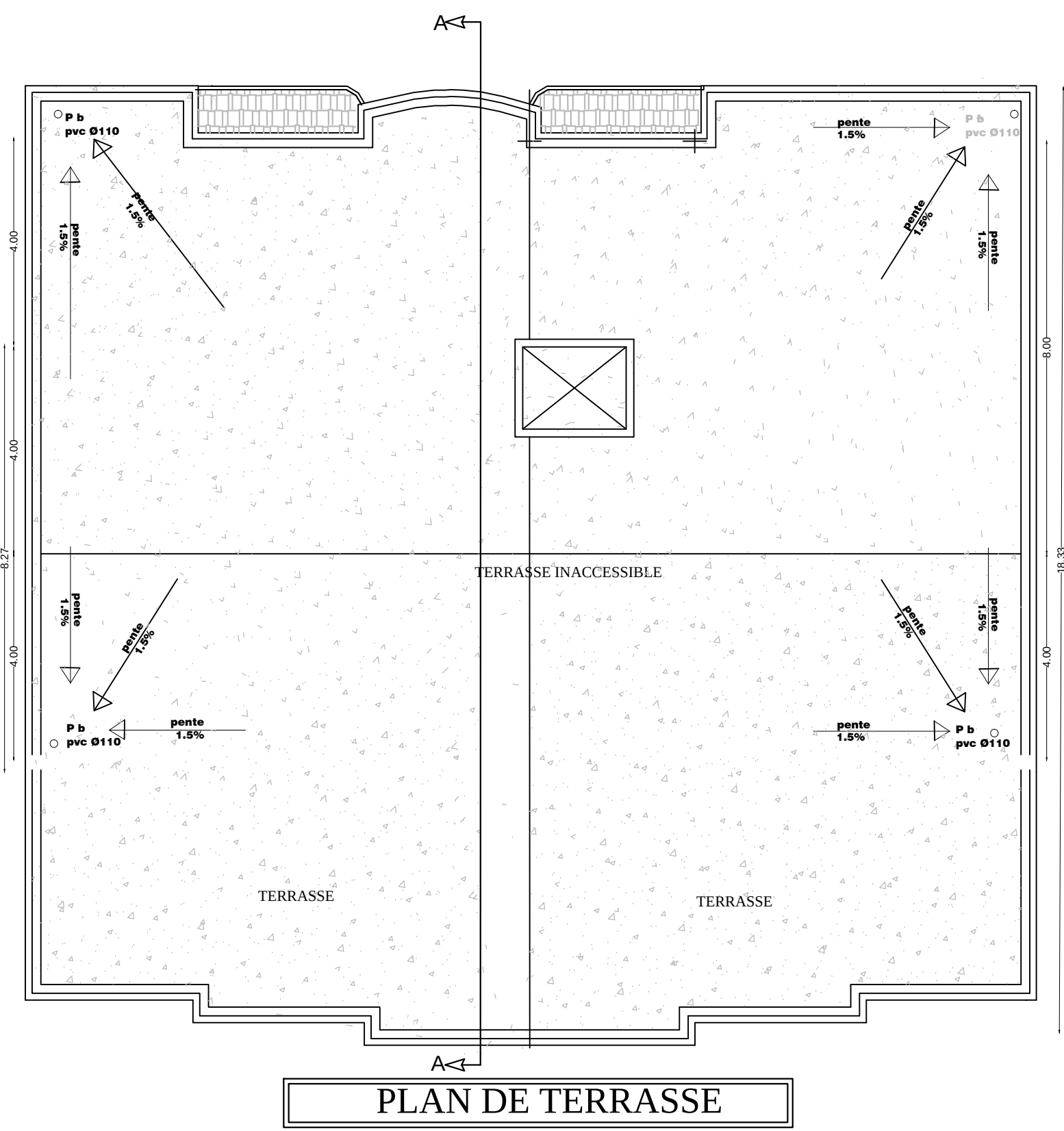
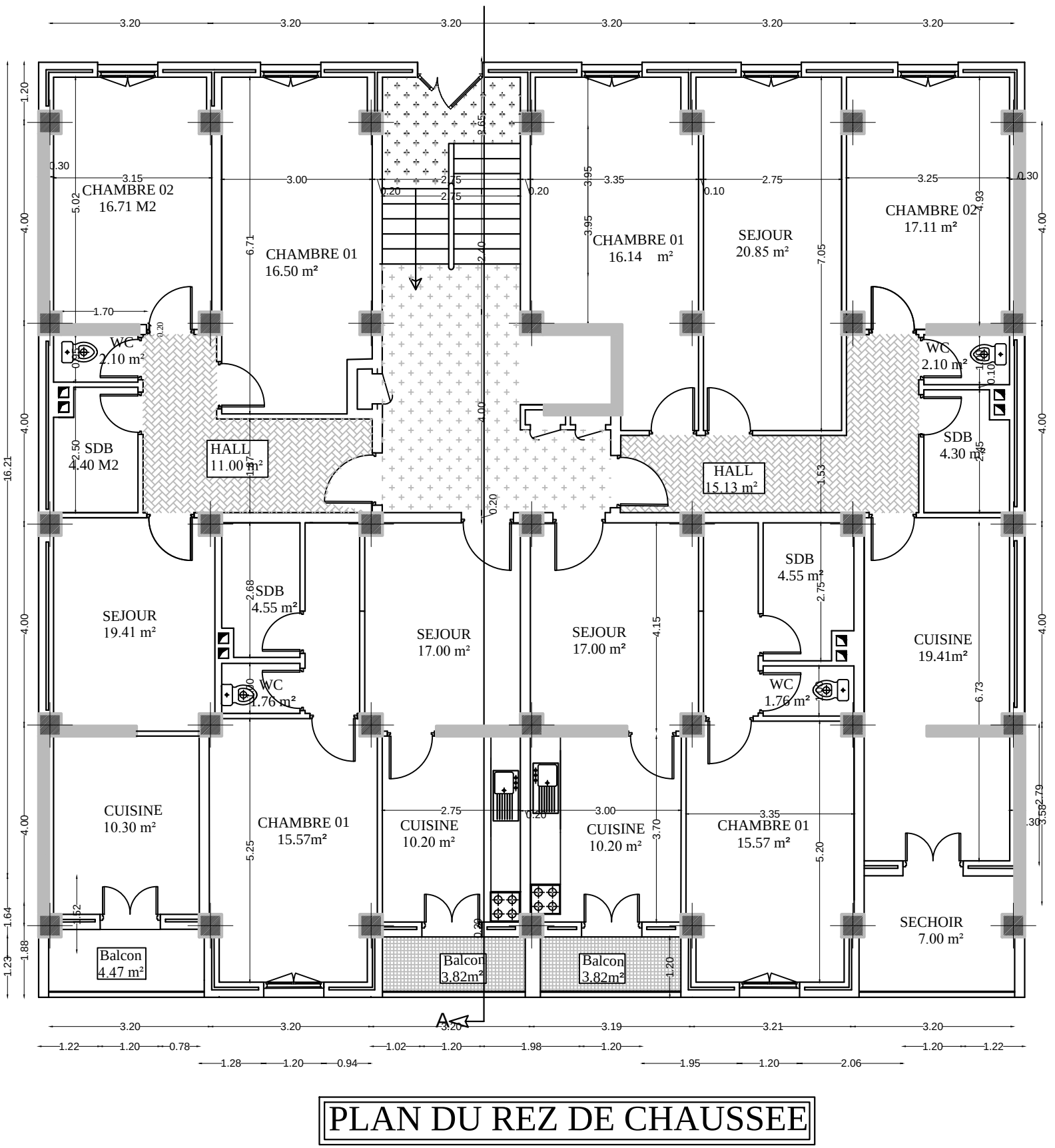
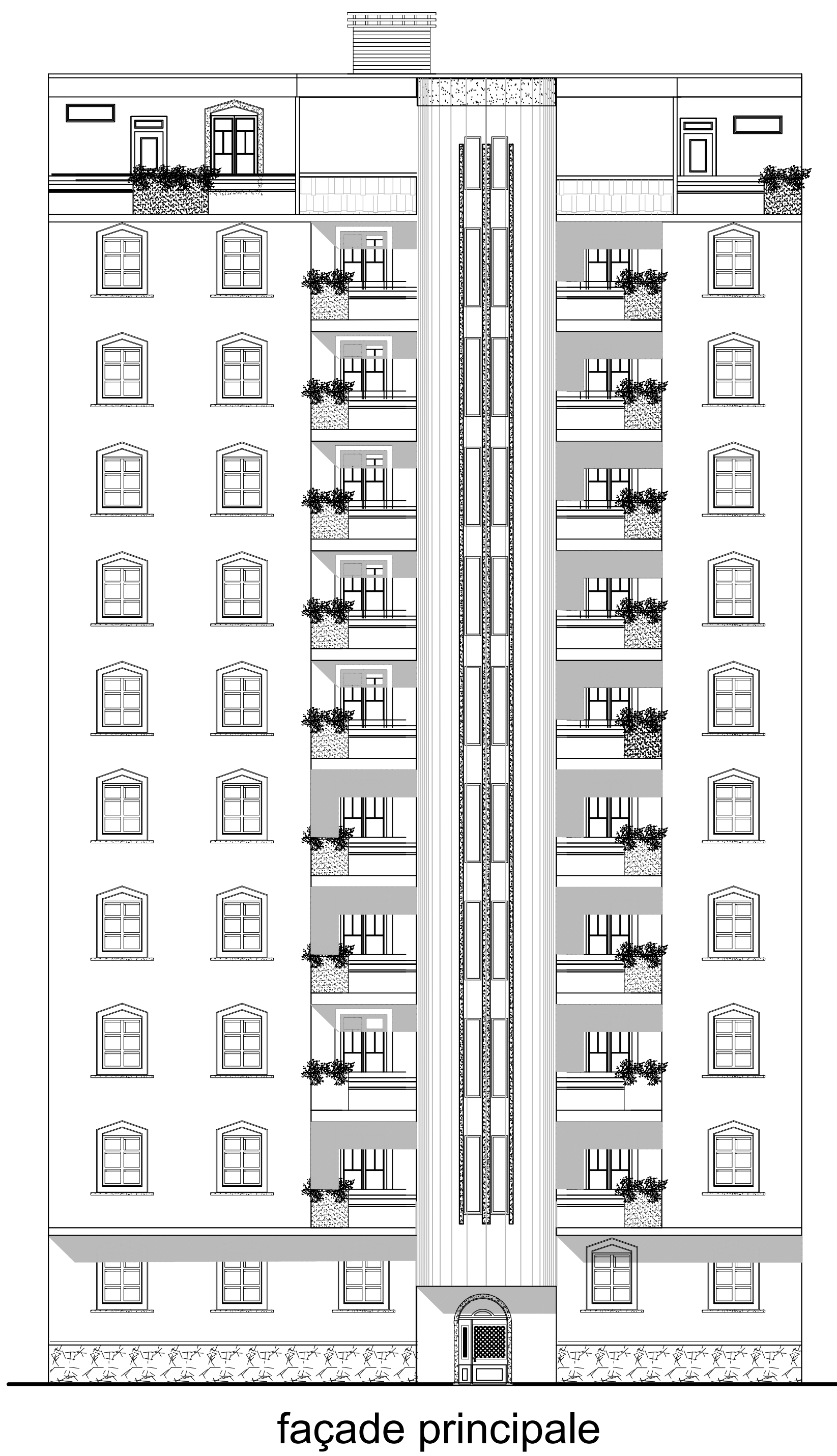
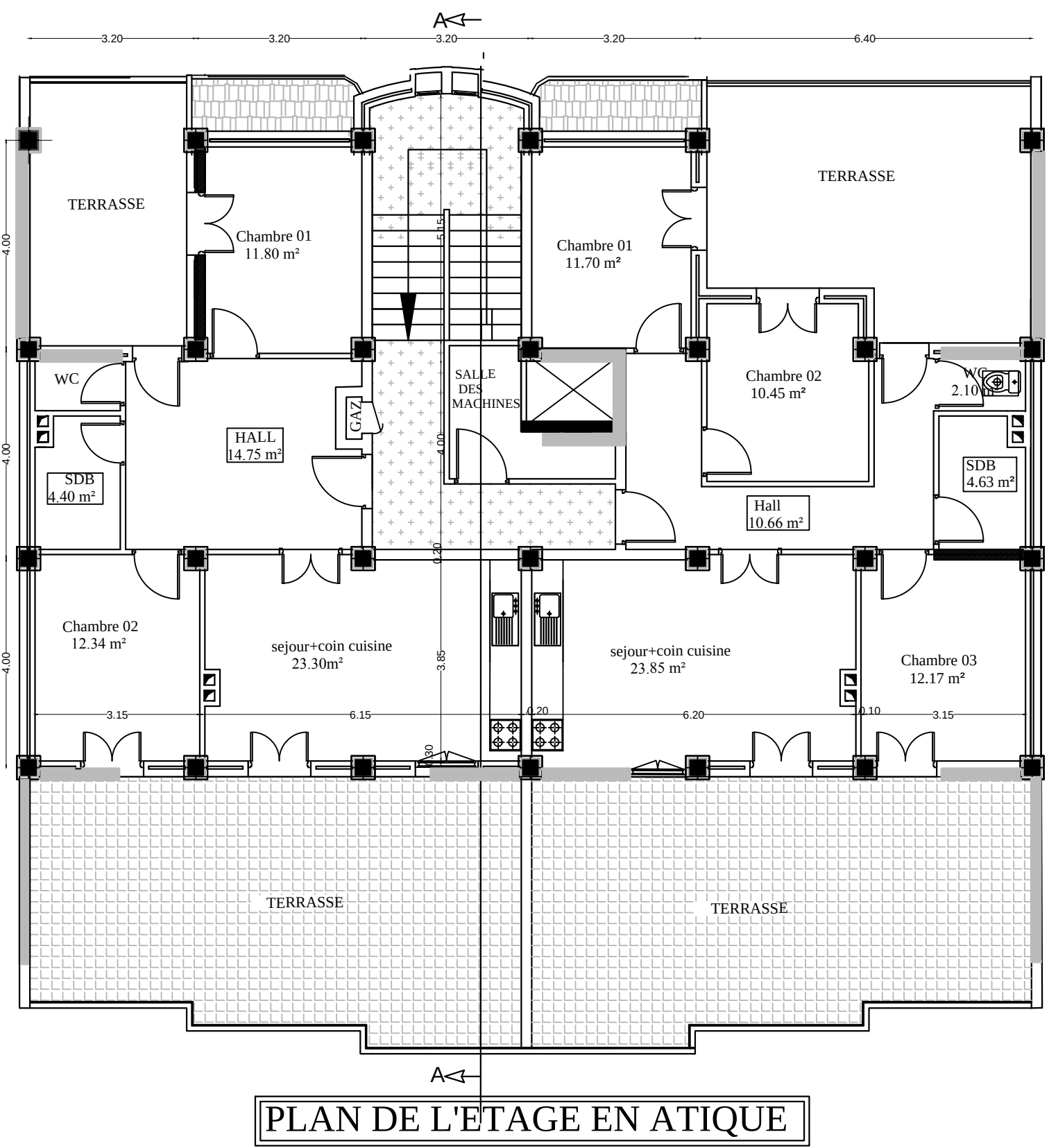
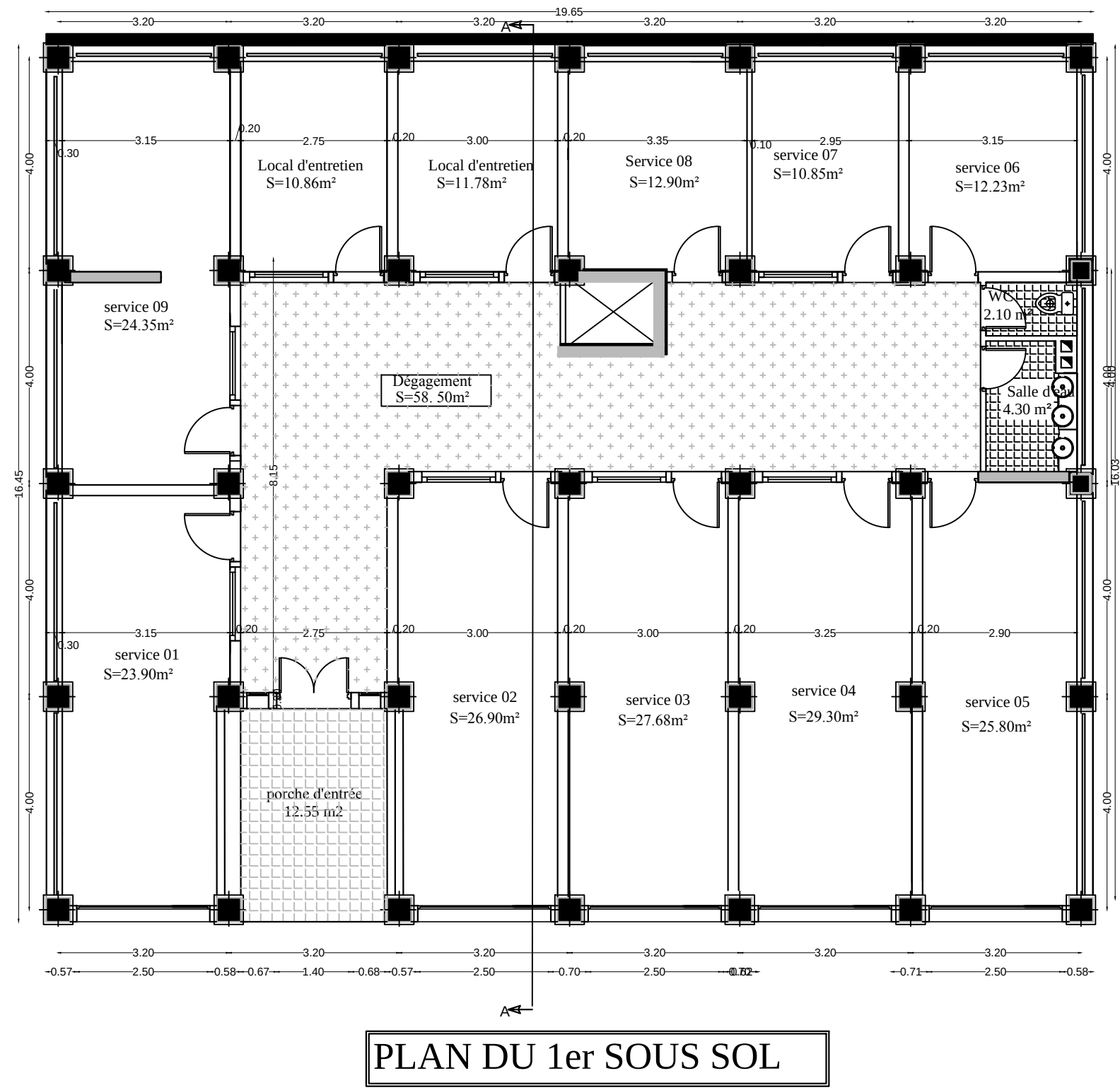
##### • Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier:

La fissuration est Préjudiciable, on doit Vérifier alors que :

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

| Sens | Zon    | $A_s$ | $M_s$ | $\rho$ | $\beta$ | $K_1$ | $\sigma_s$ | $\bar{\sigma}_s$ | $\sigma_b$ | $\bar{\sigma}_b$ | Ob |
|------|--------|-------|-------|--------|---------|-------|------------|------------------|------------|------------------|----|
| X-X  | Appuis | 3,92  | 10,36 | 0,23   | 0,922   | 49,10 | 169,61     | 201,63           | 3,45       | 15               | CV |
|      | Travée | 5,65  | 17,60 | 0,33   | 0,910   | 40,56 | 201,36     | 201,63           | 4,96       | 15               | CV |
| Y-Y  | Appuis | 3,92  | 7,35  | 0,23   | 0,922   | 49,10 | 119,62     | 201,63           | 4,36       | 15               | CV |
|      | Travée | 5,65  | 12,50 | 0,33   | 0,910   | 40,56 | 143,01     | 201,63           | 3,52       | 15               | CV |



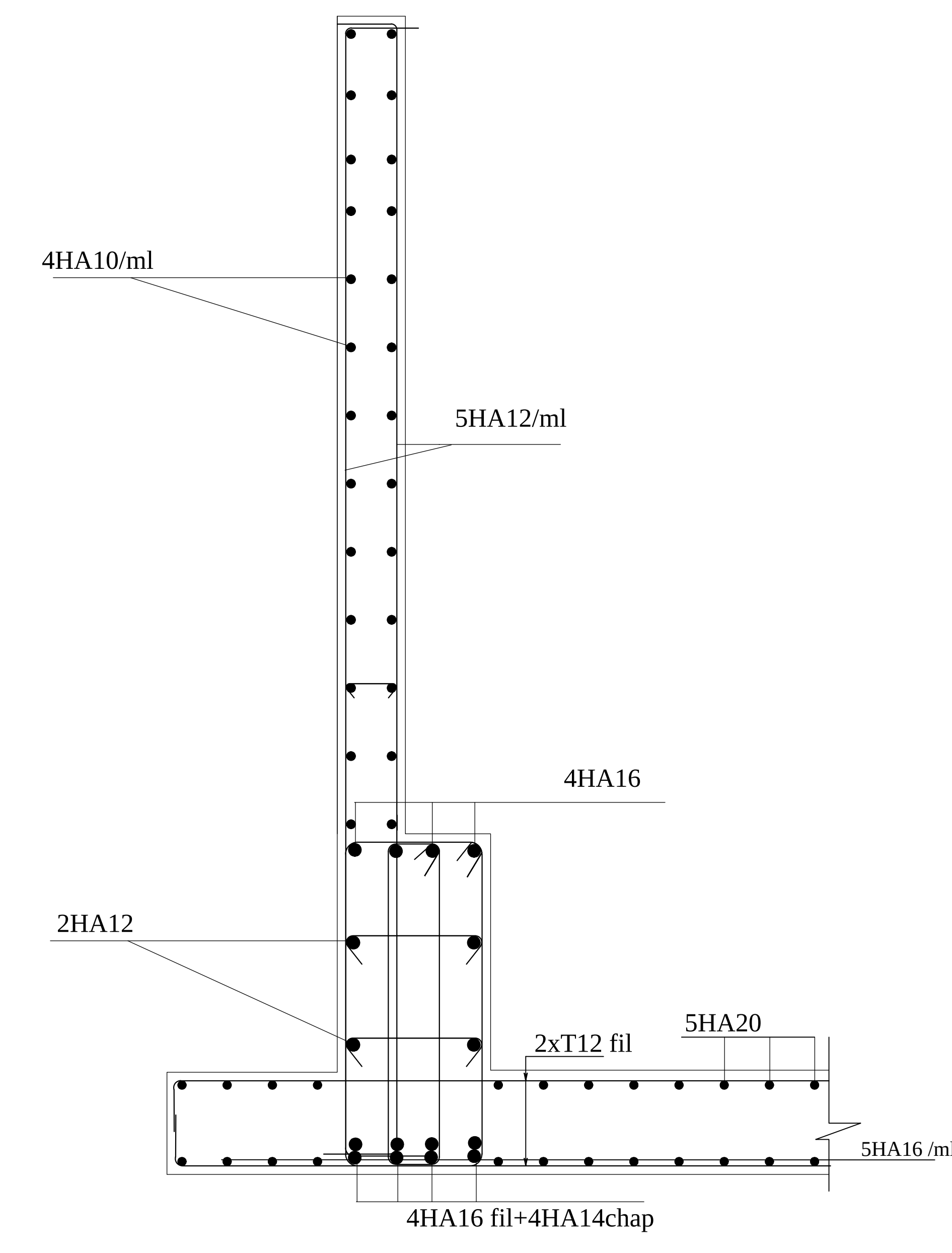
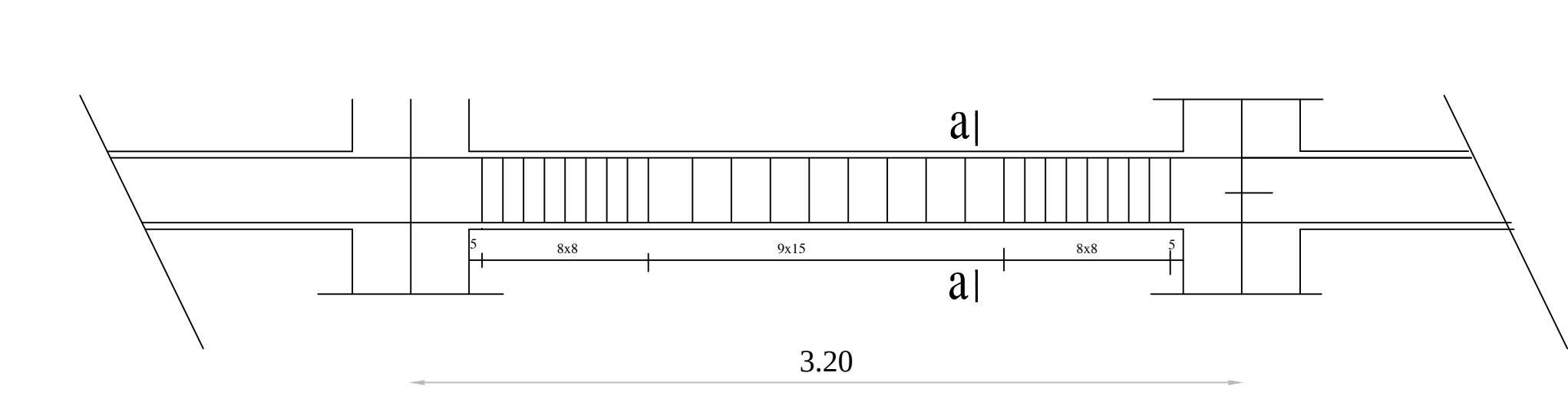
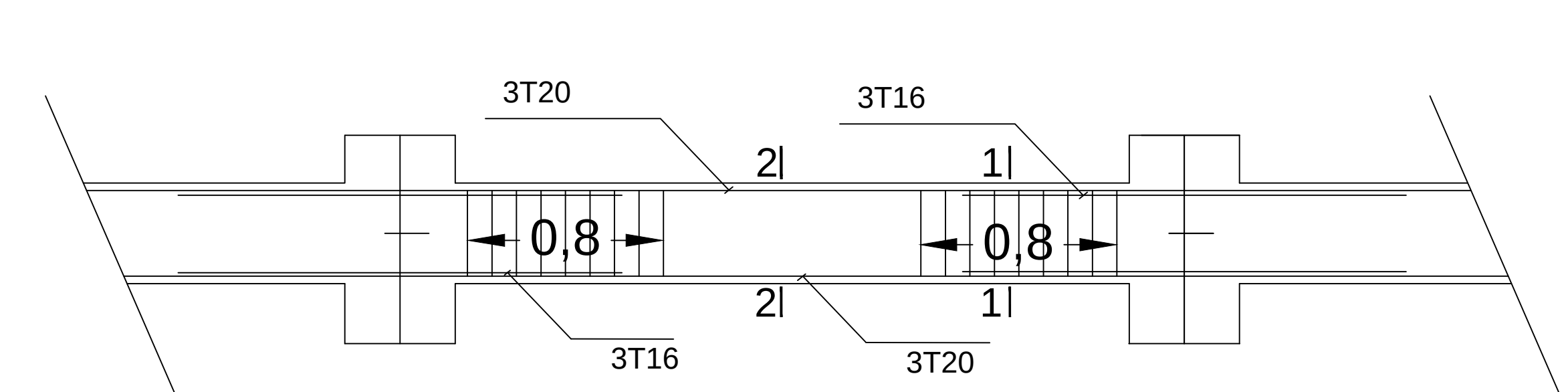
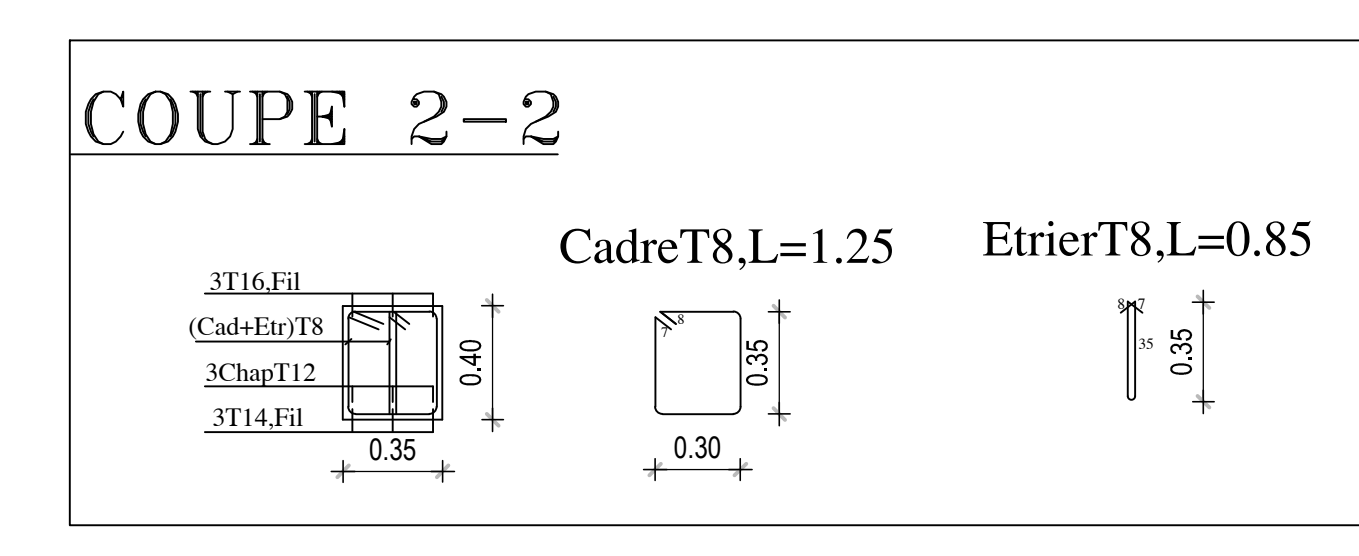
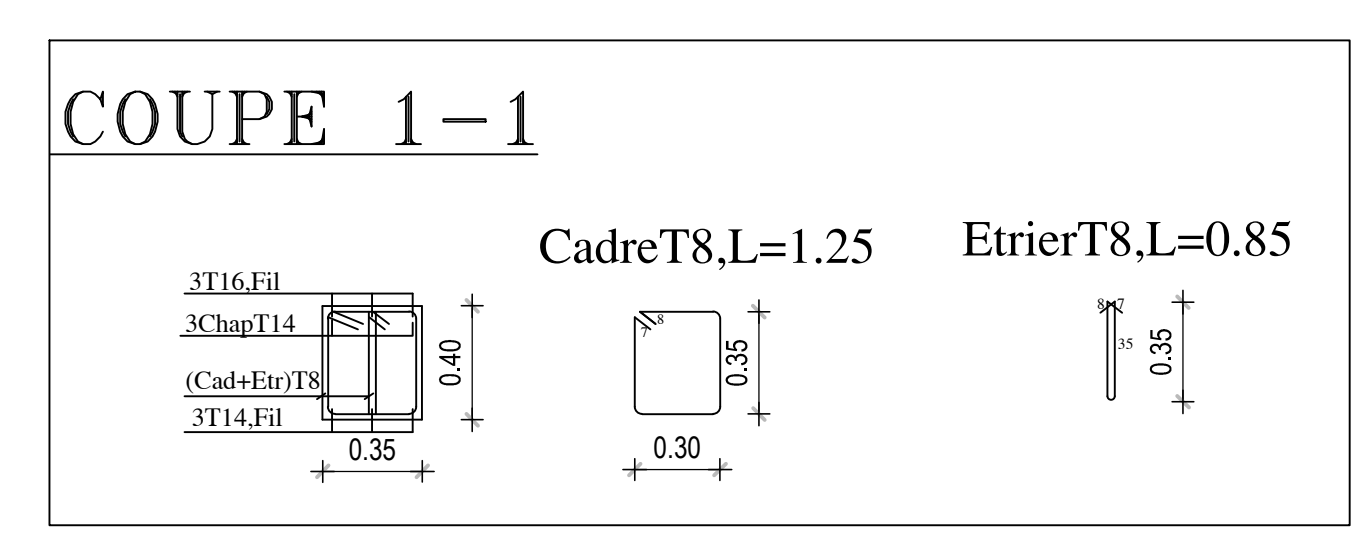
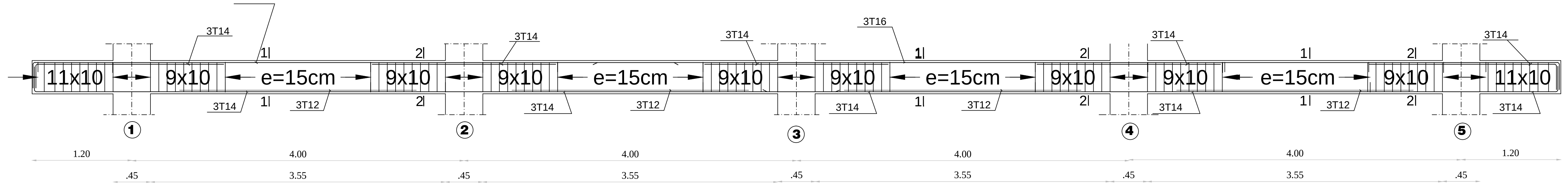
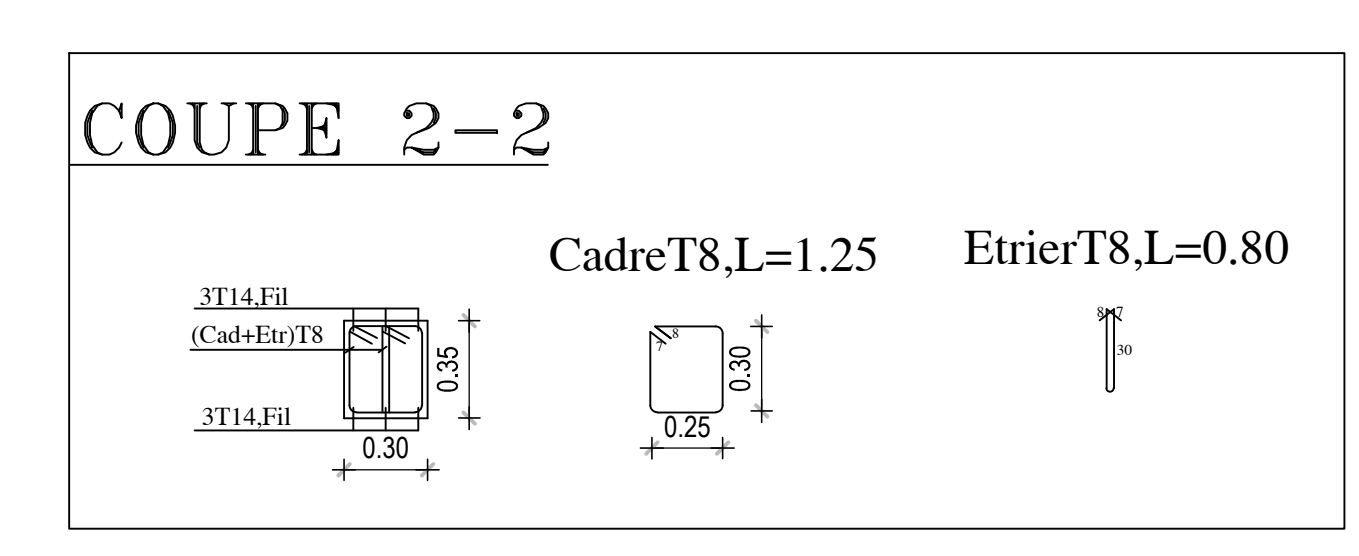
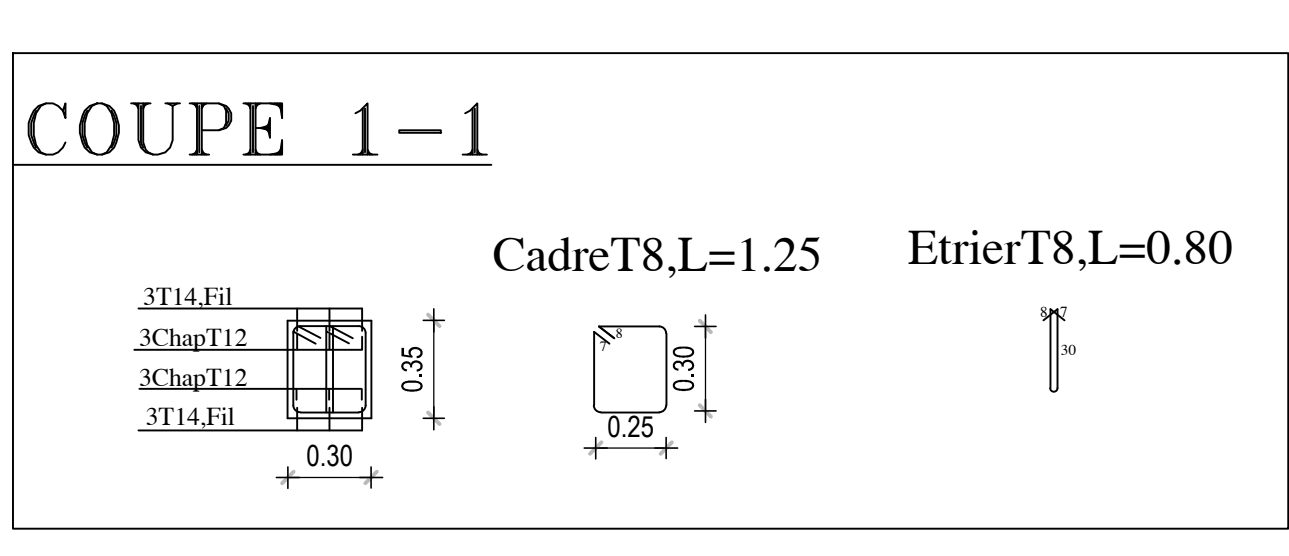
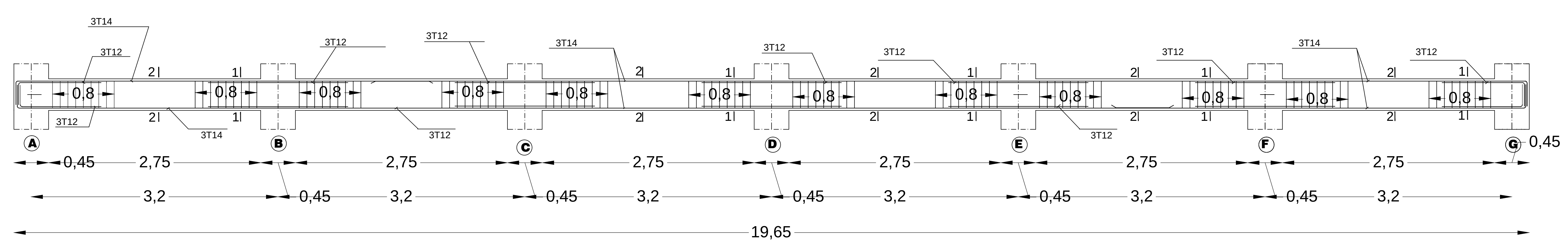
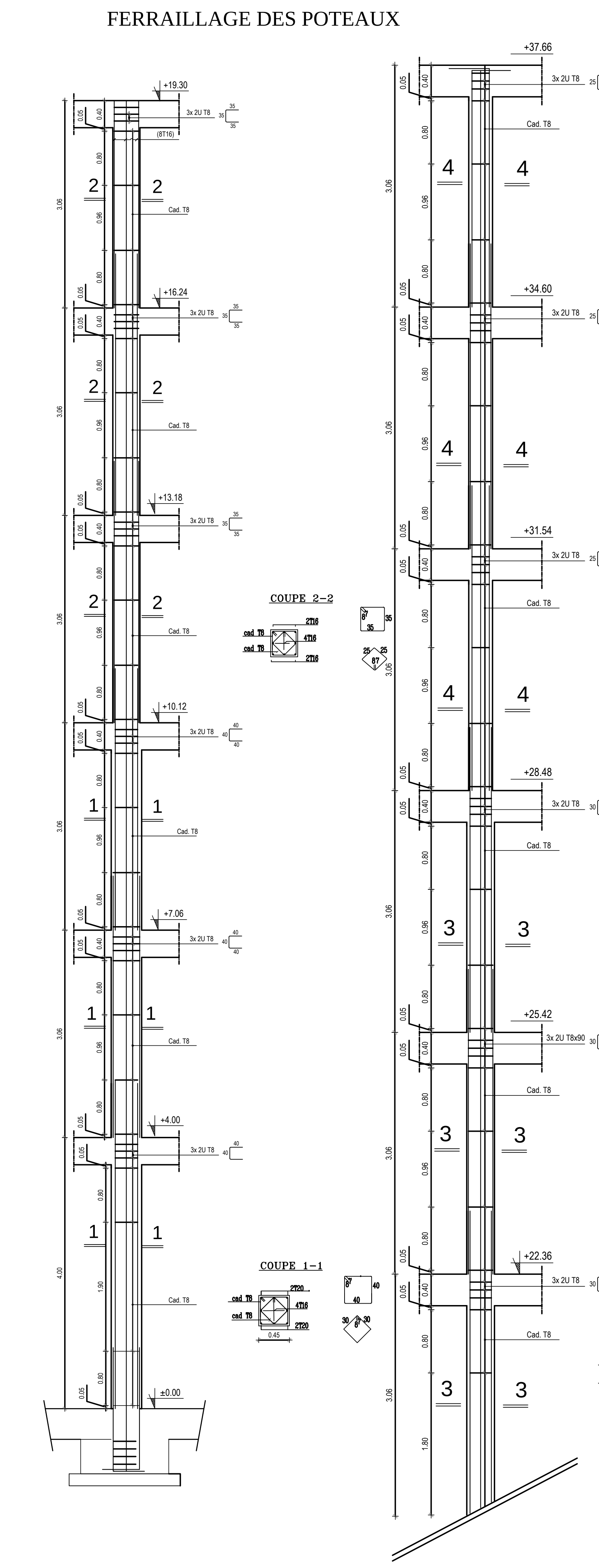
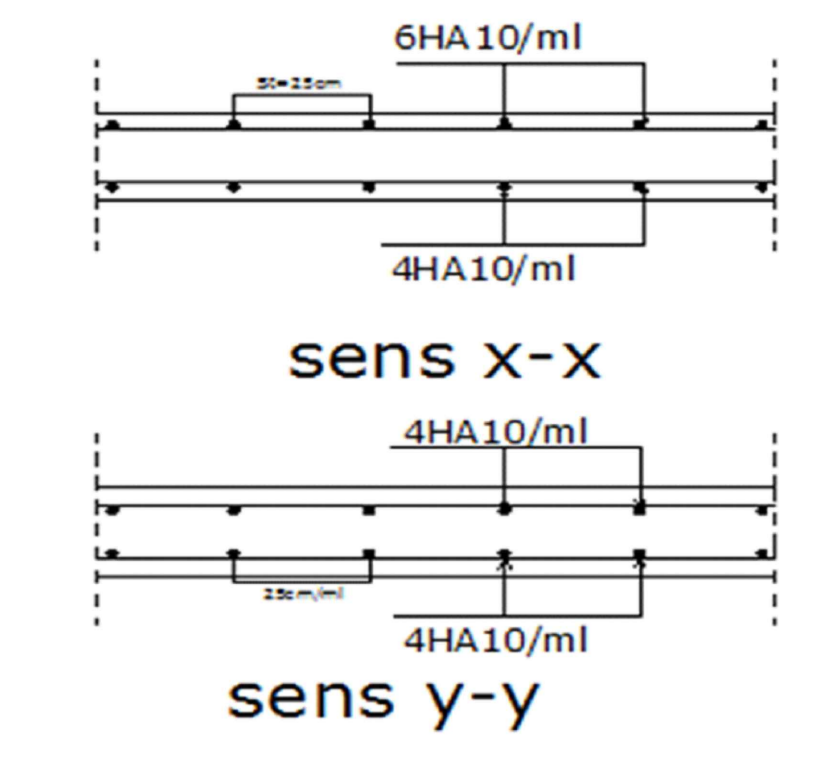
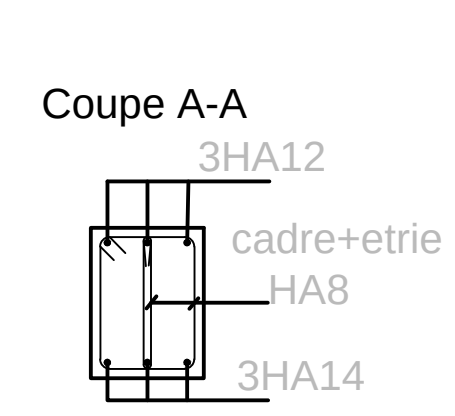
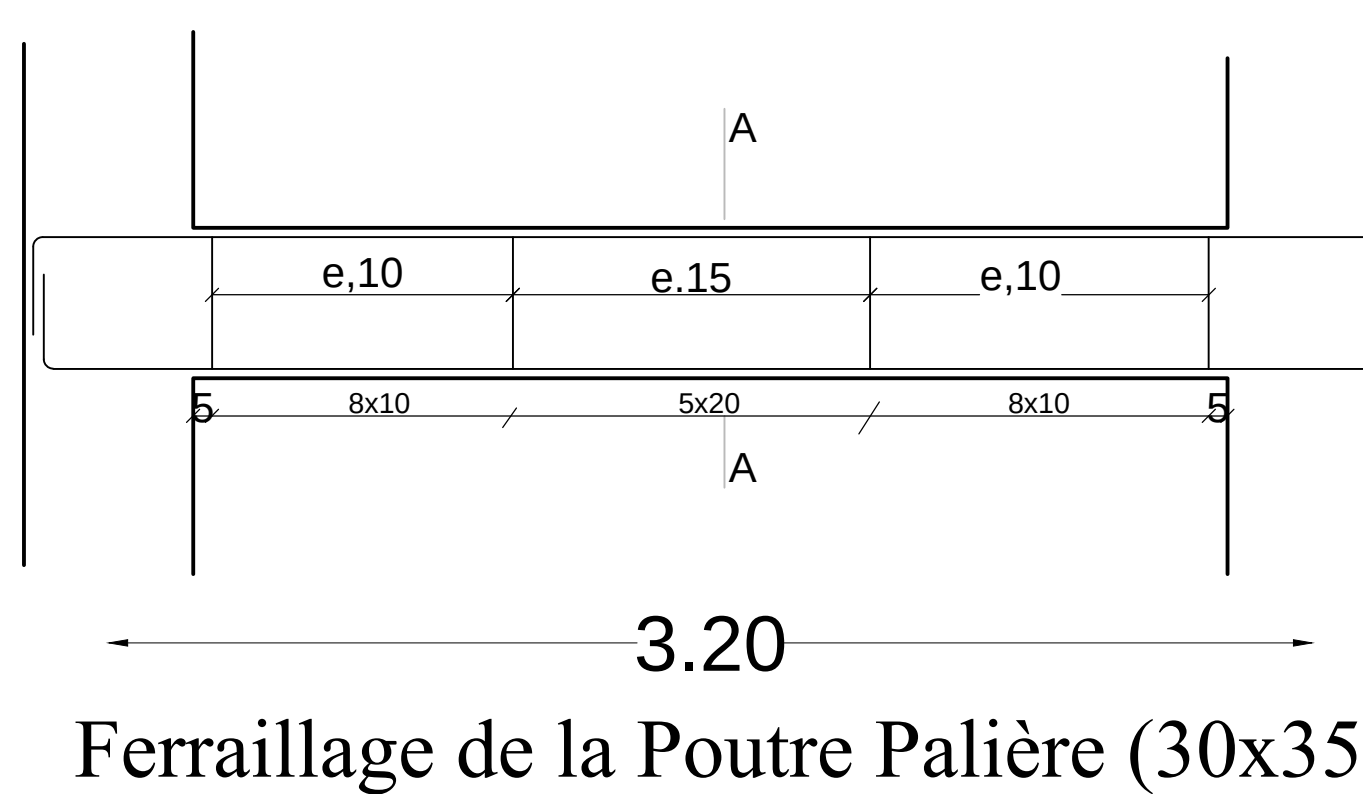
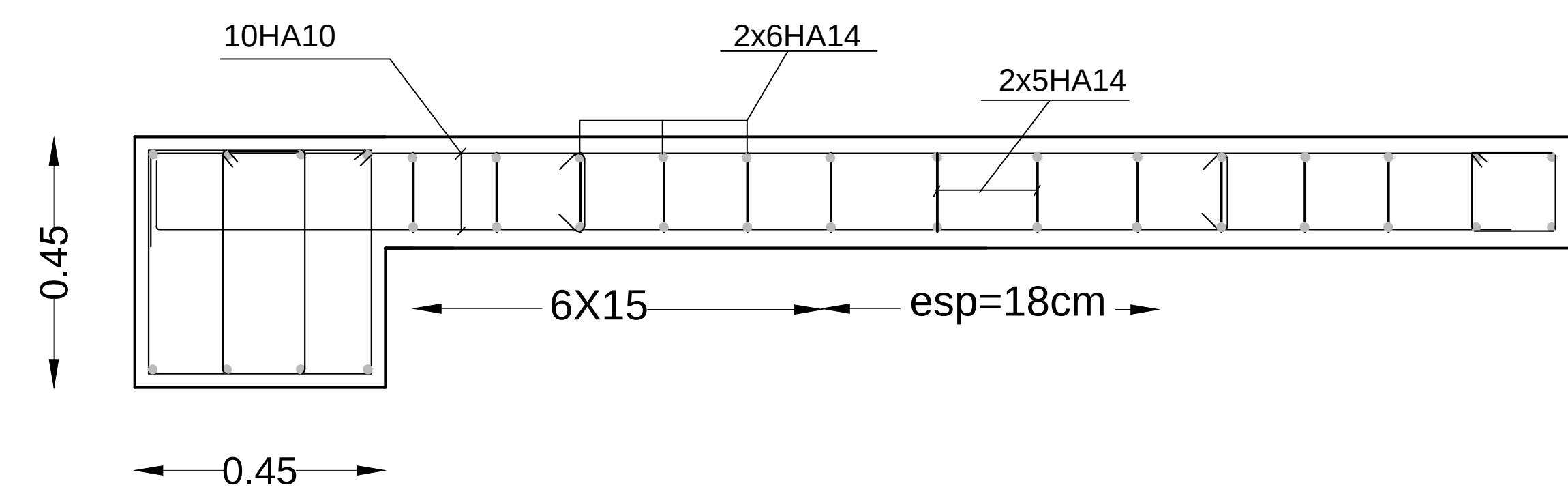
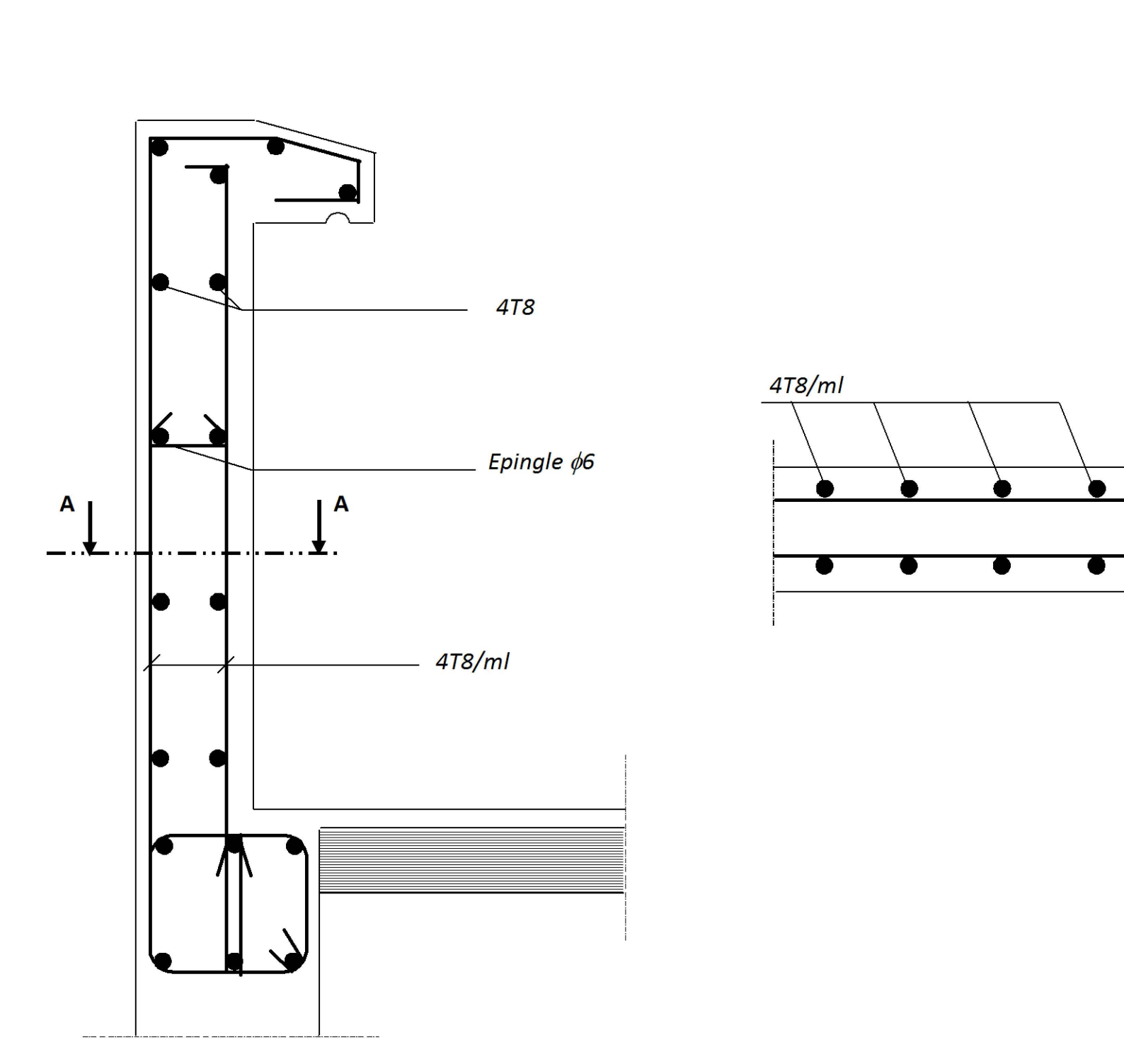
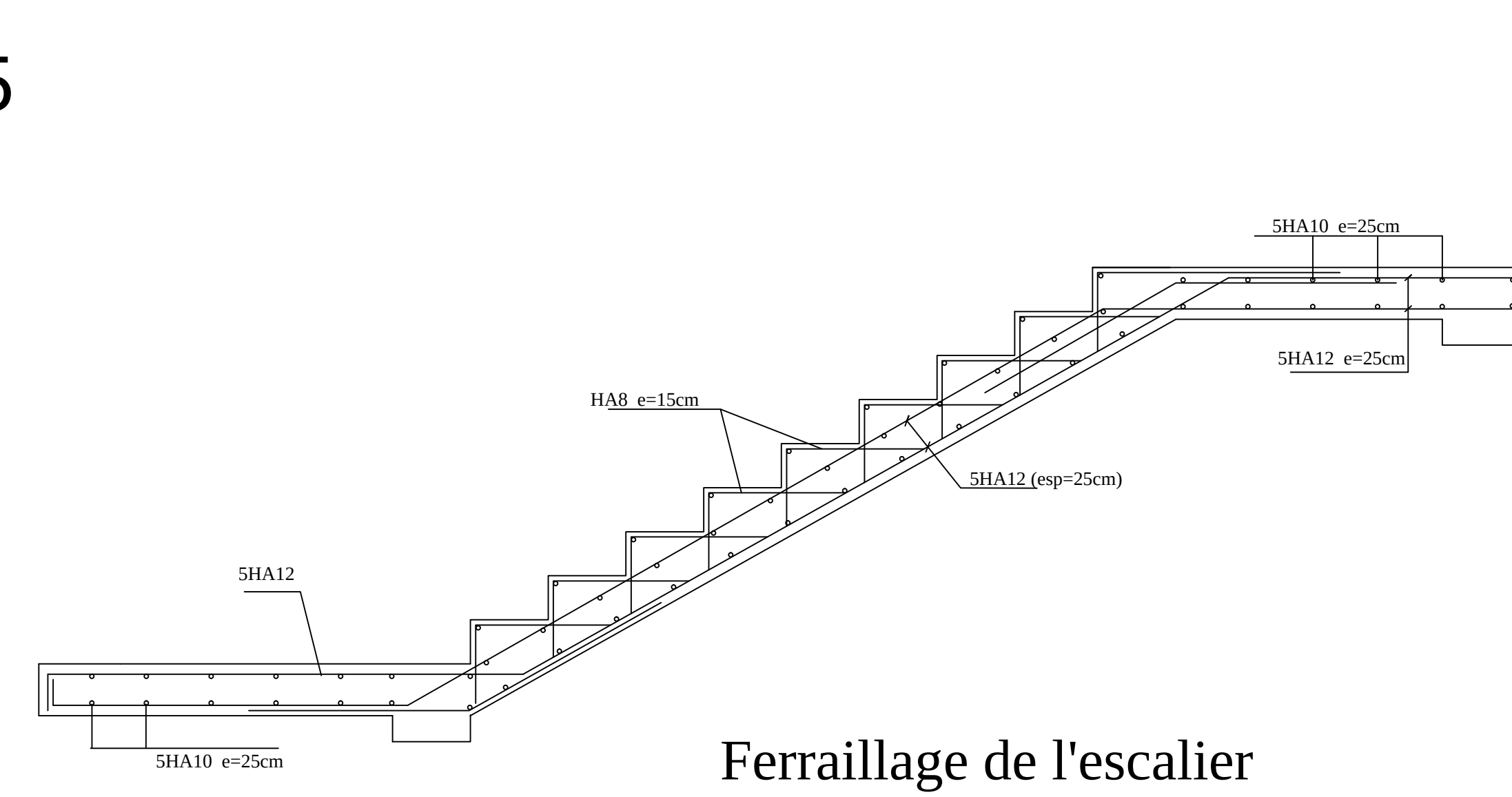
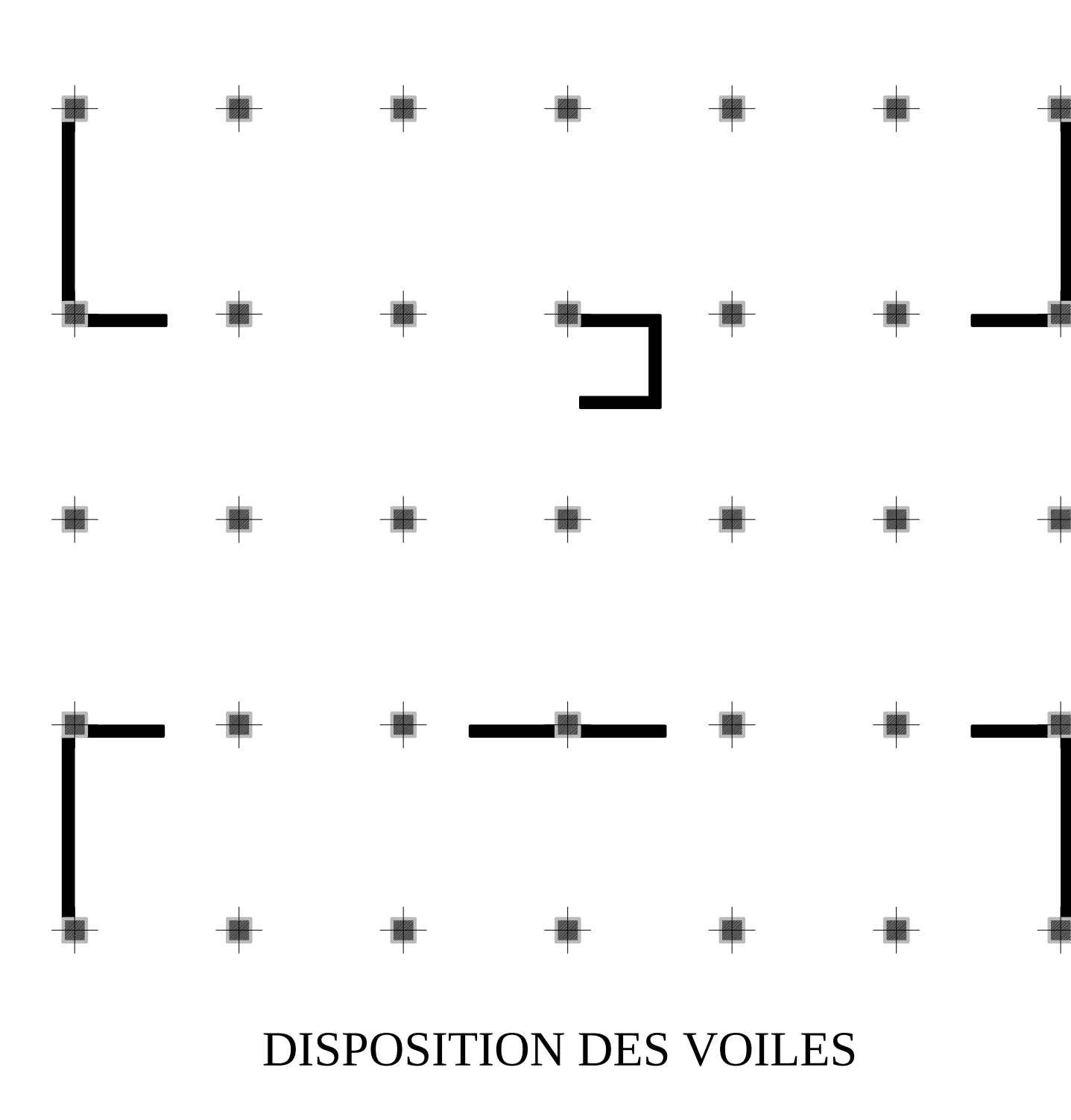
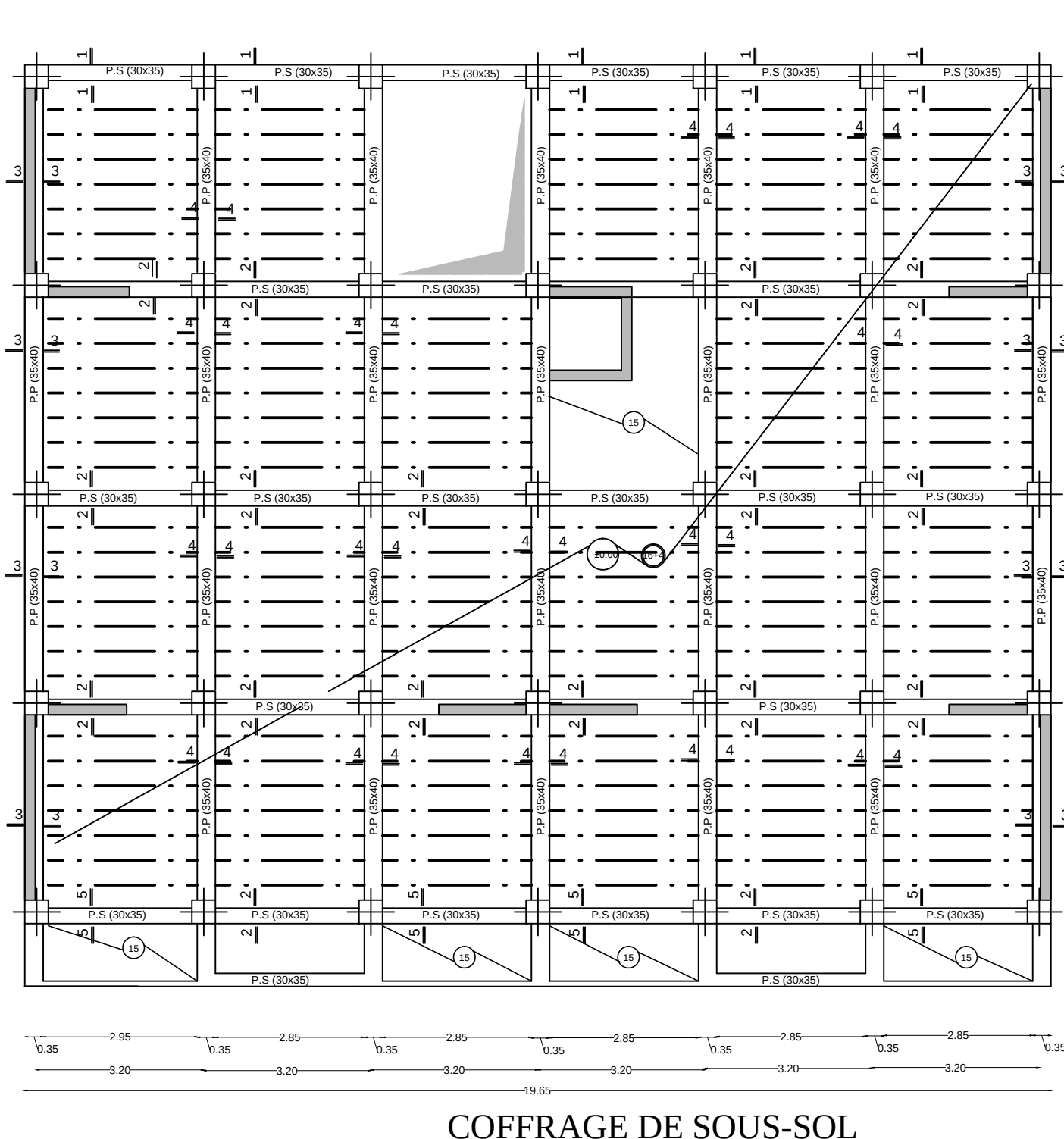


Fig. (101.24) : Feuillage du hêtre

# CONCLUSION

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial (R+10+Sous-Sol), est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation et s'intégrer dans le domaine professionnel.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil en tenant compte des règlements en vigueur.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons l'Etabs, Socotec et GeniCad... que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une petite contribution avec la quelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.