

## Introduction générale

étapes du calcul d'une structure et il sera structuré comme suit :

De tout temps le dimensionnement des ouvrages a constitué un élément important pour les concepteurs. Du temps des anciens, la sécurité (stabilité) a toujours constitué le principal critère et ce au détriment de l'économie. Ajouter à cela, l'immensité des ouvrages constituait un symbole de puissance. Actuellement, la société est passée du dimensionnement classique à l'optimisation des structures. Cette tendance ne cesse d'évoluer avec l'avènement des calculateurs puissants qui permettent de modéliser les différents éléments des structures.

Pour cela nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA99 (version 2003) , BAEL et le DTR...

C'est dans cette voie qu'on a essayé de mener notre travail, en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Notre travail effectué dans le cadre de ce projet de fin d'étude est consacré au calcul d'un bâtiment à usage d'habitation. A travers cette étude, nous allons illustrer les différentes

- présentation du projet et les différents matériaux utilisés.
- pré dimensionnement des éléments horizontaux (poutres et Planchers) et des éléments verticaux (poteaux, murs et voiles).
- Calcul détaillé des différents éléments secondaires (planches, balcon, escaliers).
- modélisation et analyse de la structure en utilisant le logiciel de calcul ETABS 9.6.0.
- calcul et ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles)
- Etude des différents éléments de l'infrastructure (fondations).

L'objectif de cette étude comme toute étude de calcul d'un bâtiment est d'aboutir suivant les différents règlements en vigueur en Algérie aux différents plans de coffrages et ferrailages qui seront mis à la disposition du chantier pour réalisation.

---

---

## **I-1- Introduction:**

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier), du dimensionnement et du ferrailage des éléments résistants de la structure.

## **I-2-Présentation de l'ouvrage :**

Ce projet consiste en l'étude et le calcul d'un bâtiment(R+ 5 +4sous sol+charpente en bois) à usage habitations.

Cet ouvrage sera implanté à TIZI OUZOU, ville classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 modifié en 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (zone II-a).

## **I-3-Nature de l'ouvrage :**

L'ouvrage comporte :

- ✓ Une cage d'escaliers.
- ✓ Une cage d'ascenseur.
- ✓ 4 sous-sols.
- ✓ Un rez-de-chaussée.
- ✓ 5 étages à usage d'habitation.
- ✓ Une charpente en bois.

## **I-4- Les caractéristiques géométrique de l'ouvrage :**

- La hauteur totale est de : 32,92 m
- La hauteur des sous-sols : 3,06 m
- La hauteur du RDC : 3,06 m
- La hauteur d'étage courant : 3,06 m
- La longueur de l'ouvrage : 21.40 m
- La largeur de l'ouvrage : 20.00 m

## **I-5- Les éléments de l'ouvrage :**

### **I-5-1- Ossature de l'ouvrage:**

L'ossature de la structure est assurée par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

### **I-5-2- Plancher :**

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

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

#### **a. Planchers corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm ou 4 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).



Figure I-2 : Plancher à corps creux

#### **a. Planchers dalle pleine :**

Les dalles en béton armé dites dalles pleines sont prévues dans les paliers de repos des escaliers, les balcons et la dalle de la salle machine.

### **I-5-3- Maçonnerie :**

---

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

#### **a) Murs extérieurs :**

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 10cm d'épaisseur.

#### **b) Murs intérieurs :**

Sont des cloisons simples en brique creuses de 8 trous de 10 cm d'épaisseur.

#### **I-5-4- Revêtement :**

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les sols des chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

#### **I-5-5- Les escaliers :**

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

#### **I-5-6- L'ascenseur :**

En plus des escaliers le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles en béton armé coulée sur place .

#### **I-4-7-Les balcons :**

Ce sont des aires consolidés au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine et en corps creux.

#### **I-5-8-La toiture :**

Elle est constituée de pannes, de chevrons liteaux entièrement en bois et de tuiles mécaniques

### **I-5-9- Fondation:**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

Le choix de type de fondation dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

### **I-6-La réglementation :**

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les réglementations suivantes :

#### **I-6-1-Document technique réglementaire DTR.- B.C.2.2 :**

Le DTR est un document qui traite les charges permanentes et les charges d'exploitations des bâtiments, de leurs modes d'évaluation et leurs valeurs à introduire dans les calculs.

#### **I-6-2-Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié en 2003 - DTR B.C.2.48):**

Le RPA est un document technique réglementaire fixant les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques. Ces règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des sollicitations sismiques, par une conception et un dimensionnement approprié

#### **I-6-3-Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des Etats Limites (BAEL 91 modifié 99) :**

Le domaine d'application des règles a été étendu aux bétons de résistance à la compression au plus égale à 60 MPa (au lieu de 40MPa antérieurement).

D'autres articles ont été modifiés en conséquence.

#### **I-6-4-Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93) :**

Document technique réglementaire D.T.R B.C 2.41 ayant pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuelles devant conduire et servir à la conception et aux

---

calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et il s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

## **I-7-Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

### **I-7-1-Béton :**

Le béton est un matériau composé d'un mélange de granulats, sable, gravier, d'eau, ciment, parfois d'adjuvants, liés entre eux pour former un mortier qui présente une bonne résistance à la compression qu'à la traction.

- **résistance caractéristique à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Pour un dosage courant de 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CEMI32.5, la résistance caractéristique à la compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ( $f_{c28} = 25$  MPa).

✓ Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} & \text{Si : } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} & \text{Si : } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

✓ Pour des résistances  $f_{c28} > 40$ MPa :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} & \text{Si : } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si : } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

- **résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

à  $t = 28$  jours  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$

- **module de déformation 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 24H. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations du fluage du béton. Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané.

- **module de déformation instantanée :** [BAEL 91 modifié 99/Art.2.1.21]

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = \sqrt[3]{11000f_{cj}} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

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

- **module de déformation différée :** [BAEL 91 modifié 99/ Art A.2.1.22]

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

$$E_{vj} = \sqrt[3]{3700f_{cj}} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

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

- **module de déformation transversale :**[BAEL 91 modifié 99/Art A.2.1.3]

Le module de déformation transversale est donné par :

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

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 déformation relative longitudinale dont les sont données par: [Art A.2.1.3 /BAEL 91 modifié 99]

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

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

- **Les états limitent :**

- 1)-état limite ultime (ELU) :**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage. Les phénomènes correspondants à ces états sont :

La rupture locale ou globale, ou bien la perte d'équilibre de forme.

La contrainte correspond à l'état limite ultime s'écrit :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$  cas des situations durables ou transitoires.

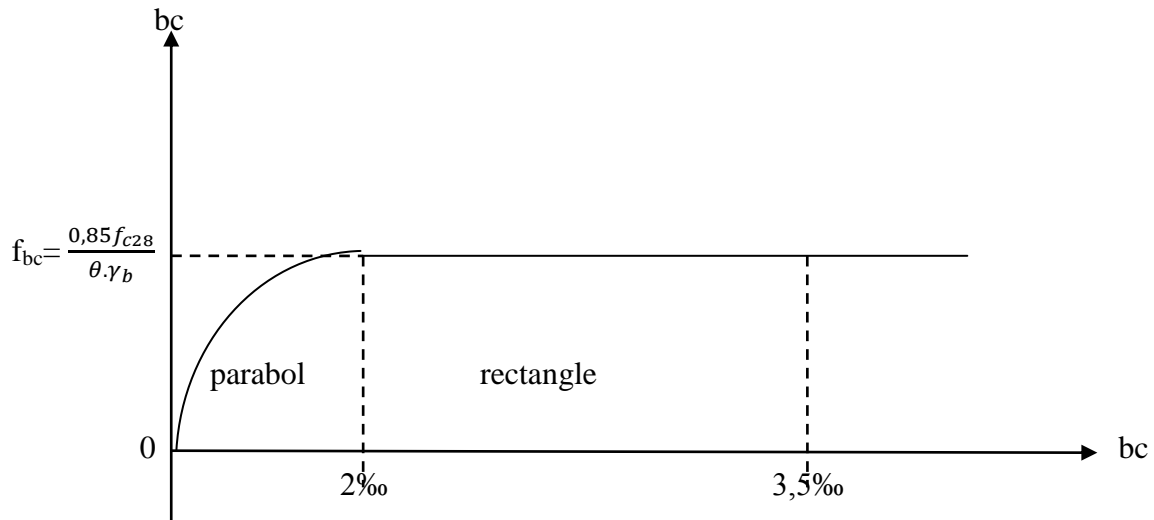
$\gamma_b = 1,15$  cas des situations accidentelles.

$f_{c28}$  : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28jours.

$\Theta$  : Coefficient d'application des actions considérées ;

$$\left\{ \begin{array}{l} \Theta = 1 \text{ si la durée d'application des actions est supérieure à } 24\text{h} (T > 24\text{h}) \\ \Theta = 0,9 \text{ si la durée d'application des actions est entre } 1\text{h et } 24\text{h} (1\text{h} < T < 24\text{h}) \\ \Theta = 0,85 \text{ si la durée d'application des actions est inférieure à } 1\text{h} (T < 1\text{h}). \end{array} \right.$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_b = 1,5$  ;  $\Theta = 1$  ; on aura  $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$



**Figure I-1** : Diagramme de calcul contrainte déformation du béton à L'E.L.U.

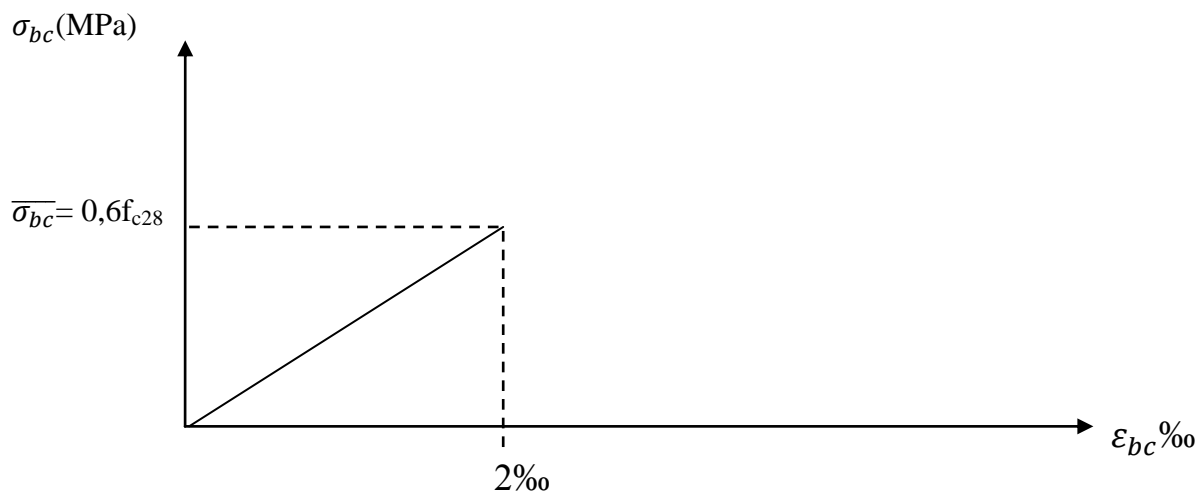
## **2) état limite de service (ELS) :**

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles, et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte, la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à cet état, avec des charges de longue durée ( $E_b = E_{vj}$  et  $\nu=0,2$ ). La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$ .



**Figure I-2** : Diagramme de calcul contrainte -déformation du béton à l'E.L.S.

### **3) Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :  $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad [\text{Art.5.1, 1 BAEL91 modifier 99}]$$

Avec:

$$\tau_u \leq \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) \text{ cas normal (fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_u \leq \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right) \text{ cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

### **I-7-2- l'Acier :**

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

#### **a)-les caractéristiques mécaniques de l'acier :**

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique « fe ». Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

**Tableau I-1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie de l'acier.**

Type	Nuance	fe (MPa)	Emploi
Barres HA	FeE40	400	Emploi courant.
Type 1 et 2	FeE50	500	
Fils tréfiles HA	FeTE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Type 3	FeTE50	500	
Treillis soudés	TSL	500	emploi courant
-lisses	TSHA	520	
-Type 4			

#### **✓ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « Es » :**

$$E_s = 2.105 \text{ MPa.}$$

✓ **Coefficient de poisson :**

Pour les aciers:  $\nu = 0,3$

**b)- les contraintes limites :**

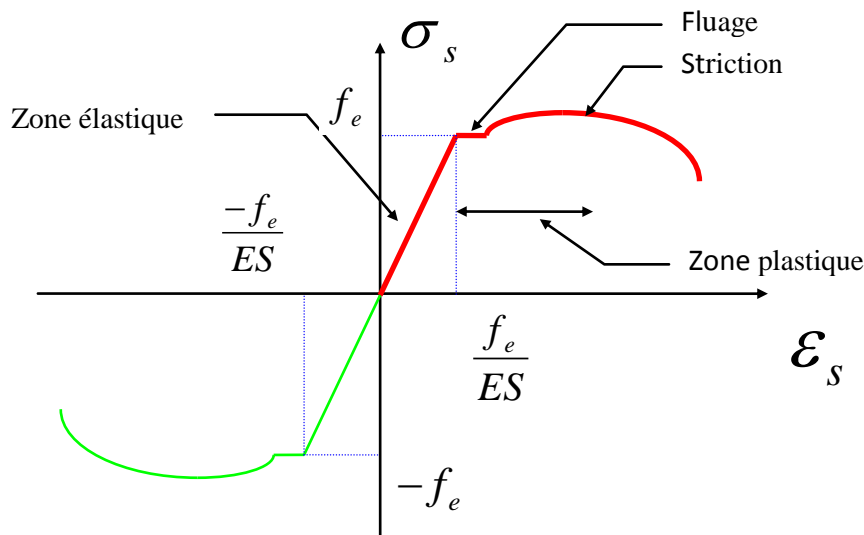
**1)-état limite ultime (ELU)** :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  (Art A.4.3, 2, BAEL 91)

Avec :

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité partiel qui est égal à:

$\gamma_s = 1,15$ .....Situation courante.

$\gamma_s = 1,00$  .....Situation accidentelle.



**Figure I-3:** Diagramme de calcul contrainte - déformation de l'acier à L'E.L.U

Avec :  $f_r$  : Résistance à la rupture

$f_e$  : Limite d'élasticité.

$\epsilon_{es}$  : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

$\epsilon_r$  : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone OA : Domaine élastique linéaire.
- Zone AB : Domaine plastique.

- Zone BC : Domaine de raffermissement.

- Zone CD : Domaine de striction.

On distingue deux cas : Si  $\epsilon_s \leq \epsilon_{se}$   $\longrightarrow$   $\sigma_s = E_s \epsilon_s$   
Si  $\epsilon_{se} \leq 10\text{‰}$   $\longrightarrow$   $\sigma_s = f_s / \gamma_s$

## **2 ) - Contrainte limite de service :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations :

### **a) Fissuration peu nuisible (BAEL91 / Art 4-5-32) :**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

### **b) Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33) :**

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :  $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration égal à :

- $\eta = 1,00$ ..... pour les RL.
- $\eta = 1,6$  ..... pour les HA si  $\Phi \geq 6\text{mm}$ .
- $\eta = 1,3$ ..... pour les HA si  $\Phi < 6\text{mm}$ .

### **c) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.3.4) :**

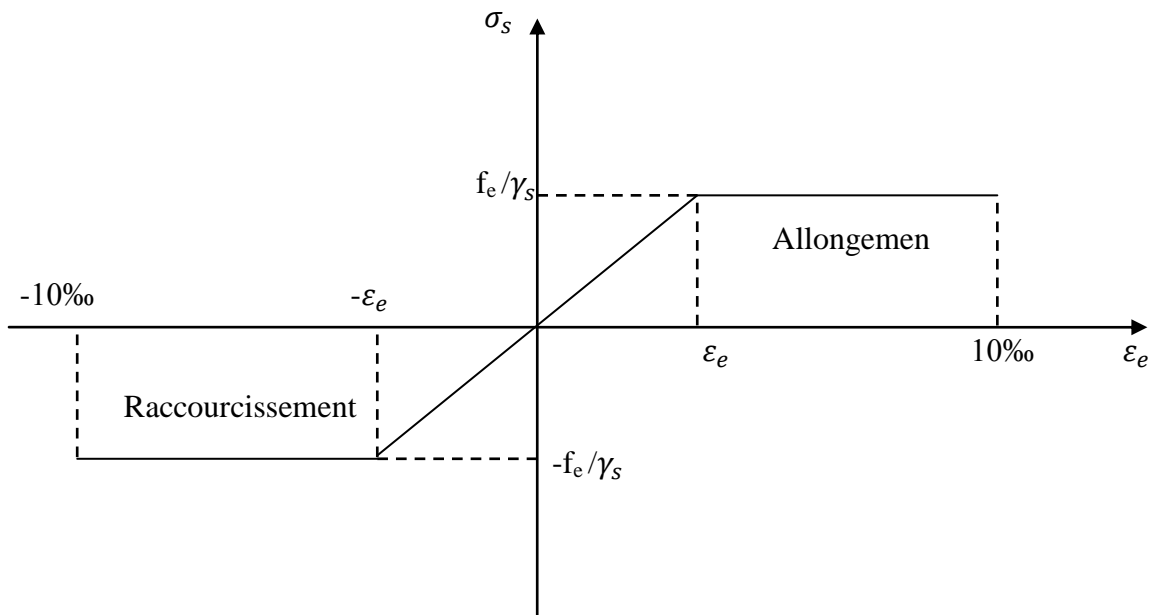
Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec:

$\eta$  : coefficient de fissuration.

- $\eta = 1.0$ .....pour les RL.
- $\eta = 1.6$ .....pour les HA.



**Figure I-4 :** Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

**Contrainte limite de cisaillement : Art A.5.1.1/BAEL91 modifié 99).**

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \tau_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} \longrightarrow \text{F.P.N}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \tau_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\} \longrightarrow \text{F.P ou F.T.P}$$

---

---

## **Pré dimensionnement :**

Après avoir défini les caractéristiques de notre ouvrage ,et celles des matériaux utilisés dans le chapitre précédent , nous passons dans ce chapitre au pré dimensionnement des éléments porteurs à savoir les planchers, les poteaux ,les poutres (principales et secondaires), les escaliers, les voiles et la charpente .

### **II -1 Pré dimensionnement des planchers:**

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée d'un treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, placées suivant le sens de la petite portée.

#### **II 1-1 Planchers à corps creux :**

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

le RPA exige  $\min (b, h) \geq 25$  cm en zone IIa on prend  $\min = 25$  cm

**Avec :**

**$h_t$**  : hauteur totale du plancher.

**$L_{\max}$**  : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles. pour le cas de notre étude la portée libre maximale est :

$$L_{\max} = 348 - 25 = 323 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{323}{22,5} = 14,35$$

On opte pour un planche de (16+4) cm c'est-à-dire :  $h_t = 20$  cm

16cm : étant la hauteur du corps creux.

4cm : L'épaisseur minimal de la dalle de compression

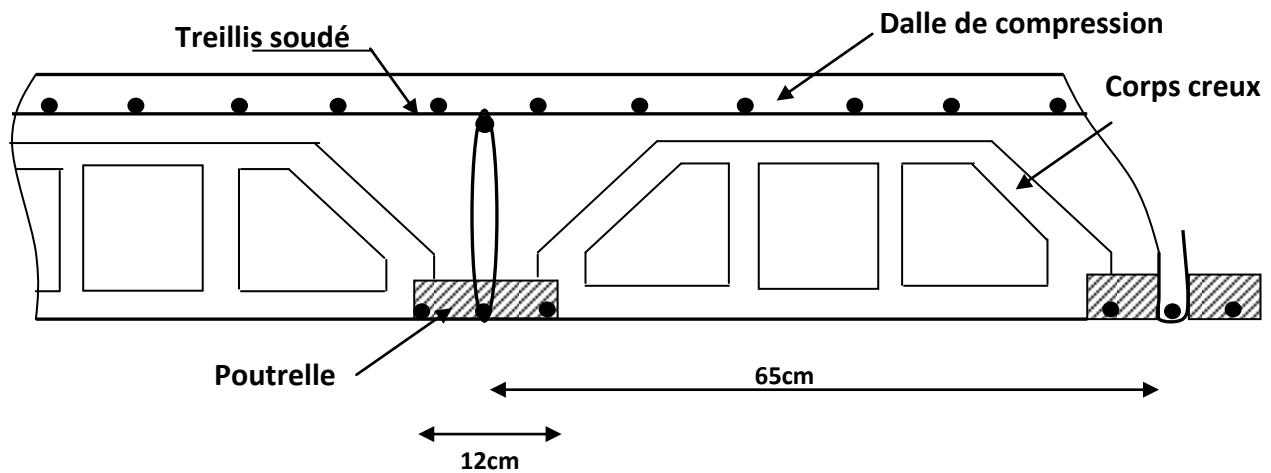


Fig-II-1 : Coupe verticale du plancher.

### II -1-2 Dalle pleine :

✓ Dalles reposants sur deux appuis :  $\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$

✓ Dalles reposants sur trois ou quatre appuis:  $\frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40}$

$L_x$  : petit côté du panneau de dalle.

#### ❖ Dalle pleine pour le hall d'ascenseur :

C'est une dalle pleine en béton armé qui repose sur 4 appuis avec les dimensions suivantes :

$$L_x = 140 \text{ cm} \quad \text{Donc on a: } \frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40} \quad \longrightarrow \quad 2,8\text{cm} \leq e \leq 3,5\text{cm}$$

Soit:  $e \leq 3,5 \text{ cm}$

#### ❖ Dalle pleine des balcons :

C'est une dalle pleine en béton armé qui repose sur 2 appuis avec les dimensions suivantes :

---

---

$$L_x = 250 \text{ cm} \quad \text{Donc on a : } \frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30} \quad \longrightarrow \quad 7,14\text{cm} \leq e \leq 8,33\text{cm}$$

Soit:  $e \leq 8,33 \text{ cm}$

### **Caractéristiques d'une dalle pleine :**

#### ✓ **Résistance au feu :**

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale d'une dalle pleine doit être supérieure à **11cm**.

#### ✓ **Isolation acoustique :**

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse du plancher .

La protection contre le bruit est assurée par le plancher tel que sa masse est supérieur à  $350 \text{ kg m}^2$  .

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times E_p \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \quad \longrightarrow \quad E_p > 14 \text{ cm}$$

**Remarque :** L'épaisseur doit être au moins égale à 12cm selon le RPA99 version 2003.

**Conclusion :** Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de **15cm**.

### **II-2 Pré dimensionnement des poutres :**

Les dimensions transversales de la section rectangulaire de la poutre, à savoir la hauteur **h** et la longueur **b** doivent répondre aux conditions suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (\text{Art A.4.14 BAEL 91})$$

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h$$

h: la hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : étant l'entre axe de la plus grande travée considérée Par ailleurs l'article (7.5.1 du RPA) exige les conditions telles que :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

## II-2-1- Poutres principales (sens longitudinal) :

### Hauteur :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 600 - 25 = 575 \text{ cm}$$

$$\frac{575}{15} \leq h \leq \frac{575}{10}$$

$$38,33 \leq h \leq 57,5$$

Soit :  $h = 45\text{cm}$

### Largeur :

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h$$

$$0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$$

$$18\text{cm} \leq b \leq 31,5\text{cm}.$$

Soit  $b = 30\text{cm}$ .

D'où la section des poutres principales est :  $(45 \times 30) \text{ cm}^2$ .

Vérifications relatives aux exigences du RPA :

$$b \geq 20\text{cm} \quad 30 > 20\text{cm} \dots\dots\dots(\text{condition vérifier})$$

$$h > 30\text{cm} \quad 45 > 30\text{cm} \dots\dots\dots(\text{condition vérifier})$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \frac{45}{30} \leq 4 \dots\dots\dots(\text{condition vérifier})$$

On prend la section des poutres principales :  $(45 \times 30) \text{ cm}^2$ .

## II -2-2 Poutres secondaires (sens transversal) :

### Hauteur :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 348 - 25 = 323 \text{ cm}$$

$$\frac{323}{15} \leq h \leq \frac{323}{10}$$

$$21,53 \leq h \leq 32,3$$

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

### **Largeur :**

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h$$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm.}$$

Soit  $b=25 \text{ cm}$ .

D'où la section des poutres secondaire est : **(30×25) cm<sup>2</sup>**.

Vérifications relatives aux exigences du RPA :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad 25 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

$$h > 30 \text{ cm} \quad 30 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \frac{30}{25} < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

On prend la section des poutres secondaire : **(30×25) cm<sup>2</sup>**.

### **II-3- Pré dimensionnement des voiles :**

Les voiles sont des éléments en béton armé (préfabriqué) ou coulés sur place et ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

D'après le RPA 99/Version2003 article7.7. les éléments satisfaisants la condition ( $L \geq 4e_p$ ) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec :

$e_p$  : épaisseur des voiles.

$L$  : portée min des voiles.

L'article 7.7.1 RPA99/ Version2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm » .de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités :  $e = \max \left[ \frac{h_e}{20} \frac{h_e}{22} \right] = \frac{h_e}{20}$

**Pour le RDC les sous sol 1<sup>er</sup> au 4<sup>em</sup>sous sol et les étages du 1<sup>er</sup> au 5<sup>em</sup> étage : h= 3,06 m**

$$h_e = h_{\text{étage}} - e_{\text{dalle}} \longrightarrow h_e = 306 - 20 = 284 \text{ cm}$$

$$h_e = 284 \text{ cm} \quad e \geq \frac{284}{20} \quad e = 14,2 \text{ cm}$$

### **Conclusion :**

On adoptera une épaisseur de **20cm** pour tous les voiles.

### **Vérification du RPA :**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (**L**) doit être au moins égale à quatre(4) fois son épaisseur. (ART 7.7.1) RPA99 VERSION 2003.

$$L_{\min} \geq 4e \longrightarrow L_{\min} \geq 4(0,25) \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$L_{\min} = 1 \text{ m} \geq 0,8 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- L'ouvrage sera implanté à Tizi-Ouzou zone de moyenne sismicité (IIa).
- L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm. (Condition vérifiée)  $e = 25 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$

### **II-4- Pré dimensionnement des poteaux :**

#### **Définition :**

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé dans la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire .Ils travaillent en flexion composée, et constituent les points d'appuis pour les poutres.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'E.L.S(État limite de service)en **compression simple** par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \qquad N_s = G + Q$$

---

**S** : Section transversale du poteau.

**N<sub>s</sub>** : Effort normal de compression repris par le poteau qui est considéré.

**G** : Charge permanente.

**Q** : Charge d'exploitation

**σ<sub>bc</sub>** : Contrainte admissible du béton à la compression simple.

D'où :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ .

Selon l'article (CBA93) de B8, tous en vérifiant les exigences du RPA.

Pour un poteau rectangulaire de la zone IIa, on a :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq (b_1 / h_1) \leq 4$

**Avec** : (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) : section transversale des poteaux.

Sachant que la section minimale exigée par le (RPA 99 version 2003) pour la zone IIa est de (25x25)cm<sup>2</sup>

## **II-4-Détermination des charges et surcharges :**

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2**.

### **II-4-1- Les charges permanentes :**

On a la charge :  $G = \rho \cdot e$

**ρ**: C'est le poids volumique

**e** : L'épaisseur de l'élément

#### **II-4-1-1-Les murs :**

##### **1) Les murs extérieurs :**

**Remarque:** La charge du mur extérieur est par mètre carré de **surface verticale**.

**Tableau II-1-** charges permanentes du mur extérieur :

désignation	ρ (kN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
-------------	------------------------	-------	------------------------

Enduit extérieur	22	0,02	0,44
Brique creuse	9	2 × 0,10	1,8
Enduit intérieur	10	0,02	0,2
Lame d'aire	0	0,1	0
$G_{total}$			2,44

## 2) Les murs intérieurs :

**Remarque :** La charge de la cloison intérieure (1 KN) est par mètre carré de surface horizontale.

**Tableau II-2-** Charges permanentes du mur intérieur :

désignation	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	10	0,02×2	0,4
Brique creuse	9	0,1	0,9
$G_{total}$			1,3

## II-4-1-2-planchers :

### 1)-Plancher en corps creux étage courant :

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique(KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en corps creux	0,2	—	2,85

5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
6	Cloisons intérieurs	0,1	–	0,9
$G_{total}$				5,15

## **2)Plancher pour la charpente :**

	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique(KN/m <sup>2</sup> )
1	Couvertures en tuiles mécaniques (linteau compris)	–	0,45	0,45
2	Pannes+chevrons +fixation	–	0,1	0,1
3	Plancher en corps creux	0,2	–	2,85
4	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
$G_{total}$				3,6

## **II-4-2- Surcharges d'exploitation (Q) :**

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR B.C. 2.2 dans le tableau suivant :

Element	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
- toiture	1
- Plancher d'étage courant	1,5
- Escaliers	2,5
- Balcon	3,5

## II-5-pré dimensionnement des poteaux

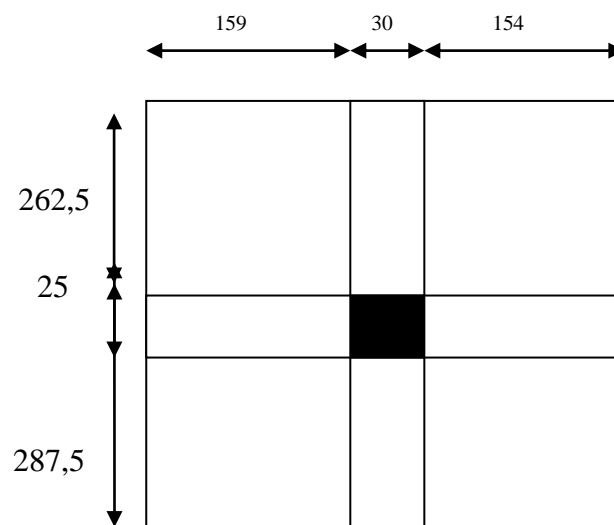
### Définition de la descente de charge :

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau Inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

On considère La Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité : **B**

### **CALCULE DE LA SURFACE REVENANT AU POTEAU B**



$$S_{\text{nette}} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_1 = 1,59 \times 2,625 = 4,17 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,54 \times 2,625 = 4,04 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2,875 \times 1,59 = 4,57 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,54 \times 2,875 = 4,42 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{nette}} = 17,20 \text{ m}^2$$

### Calcul du Poids propre des éléments :

- plancher :

---

Plancher de la charpente :  $G_{tt} = G_t \times S_t = 3,6 \times 17,20 = 61,92 \text{ KN}$ .

Plancher étage courant :  $G_{tc} = G_{péc} \times S_{nette} = 5,15 \times 17,20 = 88,58 \text{ KN}$ .

- **poutres:**

Poutres principales :  $G_{PP} = (0,25 \times 0,40) \times (2,625 + 2,875) \times 25 = 13,75 \text{ KN}$ .

Poutres secondaires :  $G_{PS} = (0,25 \times 0,30) \times (1,54 + 1,59) \times 25 = 5,87 \text{ KN}$ .

$G_{T \text{ poutres}} = G_{PP} + G_{PS} = 13,75 + 5,7 = 19,61 \text{ KN}$ .

$G_{T \text{ poutres}} = 19,61 \text{ kN}$

- **Poteaux :**

Pour tenir compte du poids du poteau, on suppose une section de  $(25 \times 25) \text{ cm}^2$  qui correspond à la section minimale exigée par le RPA 99 (version 2003) en cette zone (IIa).

Poteau du 1<sup>er</sup> au 5<sup>ème</sup> étage =  $(0,25 \times 0,25 \times 3,06) \times 25 = 4,78 \text{ KN}$ .

Poteau du RDC +4 sous sol =  $(0,25 \times 0,25 \times 3,06) \times 25 = 4,78 \text{ KN}$ .

### **Surcharge d'exploitation :**

Plancher de la toiture :  $Q_0 = 1 \times 17,20 = 17,20 \text{ KN}$ .

Plancher de l'étage courant :  $1,5 \times 17,20 = 25,8 \text{ KN}$

Plancher S-Sol :  $Q_s - \text{soul} = 1,5 \times 17,20 = 25,8 \text{ KN}$ .

### **Détermination des section des poteaux :**

5<sup>ème</sup> = 17,20 KN.

4<sup>ème</sup> = 43 KN.

3<sup>ème</sup> = 68,80 KN.

2<sup>ème</sup> = 94,60 KN.

1<sup>ème</sup> = 120,420 KN.

RDC = 146,20 KN.

Sous sol (1) = 172,00 KN.

Sous sol (2) = 197,80 KN.

Sous sol (3) = 223,36 KN.

Sous sol (4) = 249,40 KN.

Niv	Charge permanentes en (KN)					Surcharge d'exploitation en ( KN)			Cm <sup>2</sup>	
	Planc G	Pout G	Pot G	G <sub>tot</sub>	G <sub>cum</sub>	Q	Q <sub>cum</sub>	N <sub>s</sub> = G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	S <sub>≥</sub> N <sub>s</sub> /σ <sub>bc</sub>	S <sub>ad</sub>
5	61,92	19,61	-	81,83	81,83	17,20	17,20	99,03	66,02	40×40
4	88,58	19,61	4,78	112,96	194,79	25,80	43,00	237,79	158,5	40×40
3	88,58	19,61	4,78	112,96	307,75	25,80	68,80	376,55	251,03	40×40
2	88,58	19,61	4,78	112,96	420,71	25,80	94,60	515,31	343,54	45×45
1	88,58	19,61	4,78	112,96	533,67	25,80	120,40	654,07	436,04	45×45
RDC	88,58	19,61	4,78	112,96	646,63	25,80	146,20	792,83	528,55	45×45
-1	88,58	19,61	4,78	112,96	759,59	25,80	172,00	931,59	621,06	50×50
-2	88,58	19,61	4,78	112,96	872,55	25,80	197,80	1070,35	713,56	50×50
-3	88,58	19,61	4,78	112,96	985,51	25,80	223,36	1208,87	805,91	50×50
-4	88,58	19,61	4,78	112,96	1098,4	25,80	249,40	1347,8	898,53	50×50

### Vérification des sections selon le RPA 99 (Art7.4.1)

poteaux	Conditions exigées Par RPA	Valeur calculée	observation
50×50	Min ( b , h ) ≥ 25	Min ( b,h ) = 50	Condition vérifiée
	Min ( b,h ) ≥ $\frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306-20}{20} = 14,3$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{b}{h} = 1$	Condition vérifiée
45×45	Min ( b , h ) ≥ 25	Min( b , h ) = 45	Condition vérifiée
	Min( b , h ) ≥ $\frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306-20}{20} = 14,3$	Condition vérifiée

	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{b}{h} = 1$	Condition vérifiée
40×40	Min (b, h) ≥ 25	Min (b,h) = 40	Condition vérifiée
	Min (b,h) ≥ $\frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306-20}{20} = 14,3$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{b}{h} = 1$	Condition vérifiée

### **Vérification de la résistance des poteaux au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Il faut vérifier l'élancement  $\lambda$  des poteaux.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

$L_f$  : longueur de flambement ( $L_f = 0,7 L_0$ )

$$i : \text{rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$L_0$  : Hauteur libre du poteau.

$S$  : section transversale du poteau (b x h)

$$I : \text{moment d'inertie du poteau } \left( I_{yy} = \frac{bh^3}{12} ; I_{xx} = \frac{bh^3}{12} \right)$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{I/B}}$$

$$\lambda = \frac{0,7L_0}{\sqrt{h^2/12}}$$

- **Les quatre sous sol : (50×50)**

$L_0 = 3,06$  m d' où  $\lambda = 14,74 < 50$  (condition vérifiée).

- **RDC , 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étages : (45×45)**

$L_0 = 3,06 \text{ m}$  d' où  $\lambda = 12,69 < 50$  (condition vérifiée).

- **3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages : (40×40)**

$L_0 = 3,06 \text{ m}$  d' où  $\lambda = 14,77 < 50$  (condition vérifiée).

**Donc :**

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

### **Conclusion :**

Pré dimensionnement des planchers :  $ht = 20\text{cm}$

Pré dimensionnement de la dalle pleine :  $ht = 15 \text{ cm}$

Pré dimensionnement des voiles :  $ht = 20\text{cm}$

Pré dimensionnement des poutres :

- Poutre principal (45×30)
- Poutre secondaire (30×25)

Pré dimensionnement des poteaux :

- Les quatre sous sol : (50×50)
- RDC , 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> étages : (45×45)
- 3<sup>ème</sup> , 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages : (40×40)

---

### **III - Introduction :**

Après avoir défini les caractéristiques de l'ouvrage et effectuer le pré dimensionnement des éléments , nous s'intéressent dans ce chapitre au calcule des éléments du bâtiment qui ne participent pas au contreventement, au l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique .

#### **III -1 Les planchers :**

##### **Introduction :**

Tous les planchers de notre bâtiment sont en corps creux d'épaisseur (20cm), avec une dalle de compression de 4cm, reposant sur des poutrelles préfabriqué espacées de 65 cm qui seront disposées selon la petite portée (dans le sens longitudinal).

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en Té.
- Corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique .
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but de :
  - Limiter les risques de fissuration par retrait.
  - Résister aux effets des charges appliqués sur les surfaces réduites.
  - Résister aux effets de répartition entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux charges.

#### **III 1-1 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 les valeurs indiquées par le **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 :**

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

Soit : A =5HA5 = 0,98cm<sup>2</sup>/ml

Avec un espacement :  $e = 20 \text{ cm}$

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

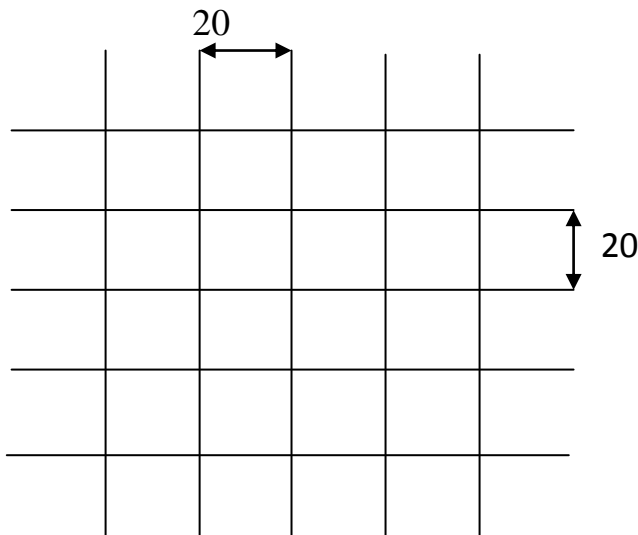
### **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{pr} = \frac{A_{pe}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm/ml}$$

$$A_{pr} = 5\text{HA5} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement :  $e = 20 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé ( TLE 520) de dimension ( $5 \times 5 \times 200 \times 200$ )  $\text{mm}^2$ .



**Figure 3-1-1** : schéma du treillis soudé

### **III 1-2 Calcul des poutrelles :**

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

Les poutrelles sont uniformément chargées, elles seront calculées en deux étapes :

#### **a) Avant coulage de la dalle de compression :**

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

$$\text{Poids propre : } G1 = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml.}$$

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

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

Surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$ .

- **Ferraillage à l'ELU :**

Le calcul se fera pour la plus grande travée, on considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

✓ **Combinaison de charge:**

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

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

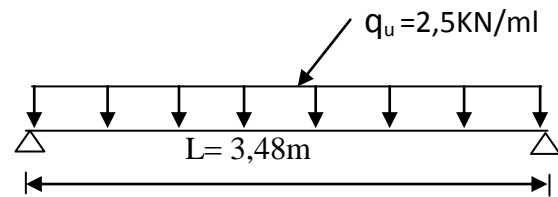


Figure 3-1-2 : schéma statique de la poutrelle

✓ **Le moment max en travée :**

$$M_u = \frac{q_u}{8} l^2 = \frac{2,5 \times (3,48)^2}{8} = 3,784 \text{ KN.m}$$

✓ **L'effort tranchant max :**

$$T_u = \frac{q_u}{2} l = \frac{2,5 \times 3,48}{2} = 4,35 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul des armatures :**

avec :  $b = 12 \text{ cm}$ ,  $h = 4 \text{ cm}$ ,  $c = 2 \text{ cm}$  et  $d = h - c = 23 \text{ cm}$  (hauteur utile)

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} \quad \text{avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_b = \frac{3,784 \times 10^3}{12 \times 23^2 \times 14,2} =$$

$$\mu_b = 5,563 > 0,392 \quad \longrightarrow \text{ La section est doublement armée}$$

**Conclusion:**

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

## **b) Après coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire à cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis . La section de la poutre est considérée comme une section en T.

### ✓ **Dimensions de la poutrelle** (BAEL 90 modifié 99 /Art A.4.1, 3) :

$h = (16+4) = 20$  cm : la hauteur du plancher.

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

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

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

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; 8h_0 \right)$$

avec :

$L_0$  : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles,  $L_0 = 65 - 12 = 53$  cm

$L$  : la portée libre de la plus grande travée,  $L = 3,48$  m.

D'où :  $b_1 \leq (26,5 ; 34,8 ; 32) \Rightarrow b_1 = 26,5$  cm

Soit :  $b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65$  cm.

### ✓ **Charges permanentes et les charges d'exploitations :**

Poids propre des planchers

Le plancher de la charpente :  $G = 3,6 \times 0,65 = 2,34$  kN/m

Les autres plancher :  $G = 5,15 \times 0,65 = 3,347$  kN/m

### ✓ **Surcharge d'exploitation :**

Plancher de la charpente:.....  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65$  kN/ml

Les Sous-sol, RDC et les étage a usage d'habitation :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975$  kN/ml

### ✓ **Combinaison de charges :**

#### ▪ **Le planche de la charpente :**

à L'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1,35 \times 2,34 + 1,5 \times 0,65 = 4,134$  kN/ml

à L'ELS :  $q_s = G + Q = 2,34 + 0,65 = 2,99$  kN/ml

#### ▪ **Les plancher à usage d'habitation :**

---

à L'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1,35 \times 3,347 + 1,5 \times 0,975 = 5,98 \text{ kN/ml}$

à L'ELS :  $q_s = G + Q = 3,347 + 0,975 = 4,322 \text{ kN/ml}$

### **Remarque :**

Vu la différence des surcharges entre les étage d'habitations et le planche de la charpente on effectuera le calcul pour le cas le plus défavorable. Pour le Plancher d'étage courant on aura alors deux types de poutrelles à étudier .

### **✓ Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :**

La détermination des moments et des efforts tranchants se fera à l'aide des trois méthodes suivantes :

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

### **III 1-3 Choix de la méthode de calcul :**

#### **III 1-3-1 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 :

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

- La fissuration est non préjudiciable.
- Toutes les travées ont un même moment d'inertie.
- Le rapport des deux portées successives est compris entre 0,8 et 1,25.

$$Q \leq (2G , 5\text{KN})$$

$$2G = 2 \times 3,347 = 6,694 \text{ KN.}$$

$$Q \leq (6,694 \text{ KN} ; 5 \text{ KN}) \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

La fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.  $\longrightarrow$  Condition vérifié.

Les poutrelles du plancher ont une même inertie dans les différentes travée  $\longrightarrow$

Condition vérifié

Les portées successives sont dans un rapport compris entre **0,8et 1,25.**

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,48}{3,38} = 1,029 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{L_2}{L_3} = \frac{3,38}{3,20} = 1,056 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{L_3}{L_4} = \frac{3,20}{3,38} = 0,946 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{L_4}{L_5} = \frac{3,38}{3,48} = 0,971 \quad \text{condition vérifiée}$$

### **Conclusion :**

toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable, pour cela on va faire le calcul à deux type de travée.

### **III 1-3-2 Principe de la méthode forfaitaire (Art.B.6.2,211 BAEL91 mod 99):**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et aux appuis à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant  $M_0$  en travée. Celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

### **III 1-3-3 Exposé de la méthode :**

( $\alpha$ ) : le rapport des charges d'exploitation  $Q$  à la somme des charges permanentes et d'exploitation :  $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

$M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$l$  : la longueur entre nus des appuis.

$M_w$  : la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

$M_e$  : la valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

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

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

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

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

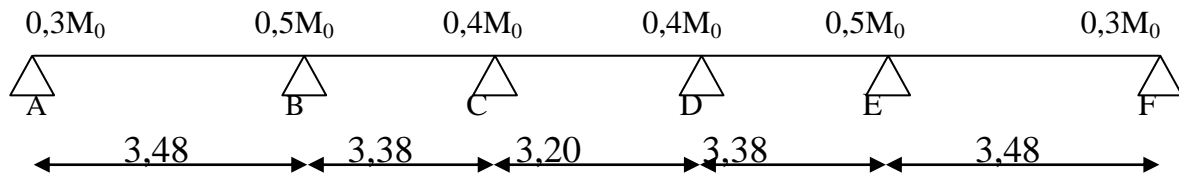
$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans un travée de rive .}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égal à :

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

- $0,4 M_0$  pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- $0,3 M_0$  pour les appuis de rive semi encastrés.

🚦 **1<sup>er</sup> type :**



**Figure 3-1-4 :** Schéma statique de la poutrelle continue reposant sur 6 appuis

• **Application de la méthode :**

**a-Calcul du rapport de charge  $\alpha$  :**

$$\alpha = \frac{0,975}{0,975+3,347} = 0,225$$

On a aussi :

$$(1+0,3\alpha) = 1,067$$

$$\frac{1+0,3\alpha}{2} = 0,533$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,633$$

**b-Calcul des moments fléchissant à l'ELU :**

✓ **Moments isostatiques dans les travées :**

$$M_{01} = M_{05} = \frac{5,98 \times (3,48)^2}{8} = 9,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{04} = \frac{5,98 \times (3,38)^2}{8} = 8,539 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{5,98 \times 3,20^2}{8} = 7,654 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments sur appuis:**

$$M_A = M_F = 0,3 M_{01} = 2,71 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_E = 0,5 M_{01} = 4,52 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = 0,4 M_{02} = 3,41 \text{ KN.m}$$

**Travées AB :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 6,89 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 4,82 \text{ KN.m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{on prend } M_t = 6,89 \text{ KN.m.}$$

**Travées BC :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 5,145 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 5,405 \text{ KN.m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{on prend } M_t = 5,405 \text{ KN.m}$$

**Travées CD :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 4,75 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 4,845 \text{ KN.m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{on prend } M_t = 4,845 \text{ KN.m}$$

**Travées DE :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 5,145 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 5,405 \text{ KN.m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{on prend } M_t = 5,405 \text{ KN.m}$$

**Travées EF :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 6,89 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 4,82 \text{ KN.m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{on prend } M_t = 6,89 \text{ KN.m}$$

### **c-Calcul des efforts tranchants à l'ELU :**

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

L : Longueur de la travée considérée.

$\theta(x)$  : Effort tranchant de la travée isostatique, avec :  $\theta(x) = \frac{q_u L}{2} - q_u \cdot X$

$M_i$  et  $M_{i+1}$  : Sont les moments aux appuis (i) et (i+1) respectivement en valeurs algébriques.

$$T_w = \frac{q_u L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} \qquad T_e = T_w - q_u L$$

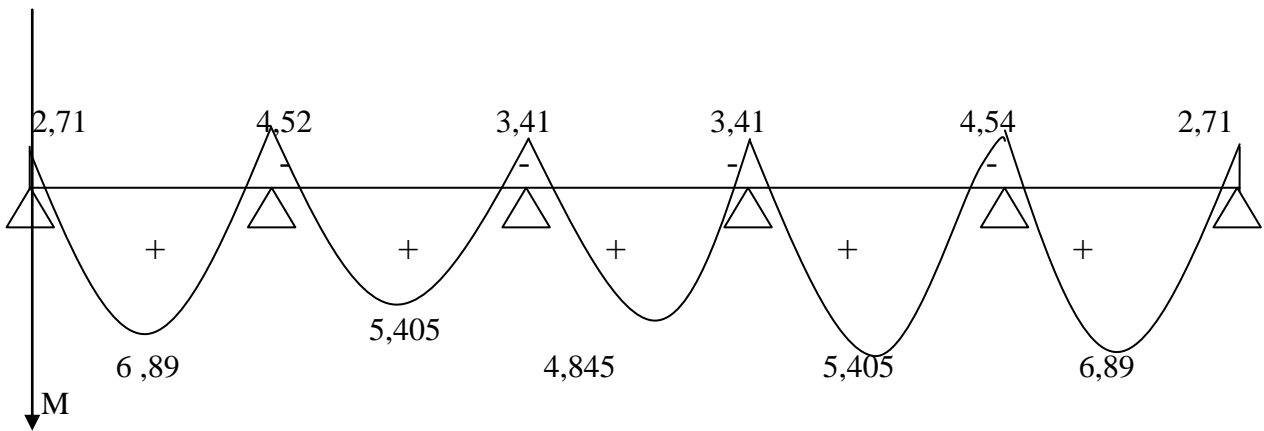
Avec :

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

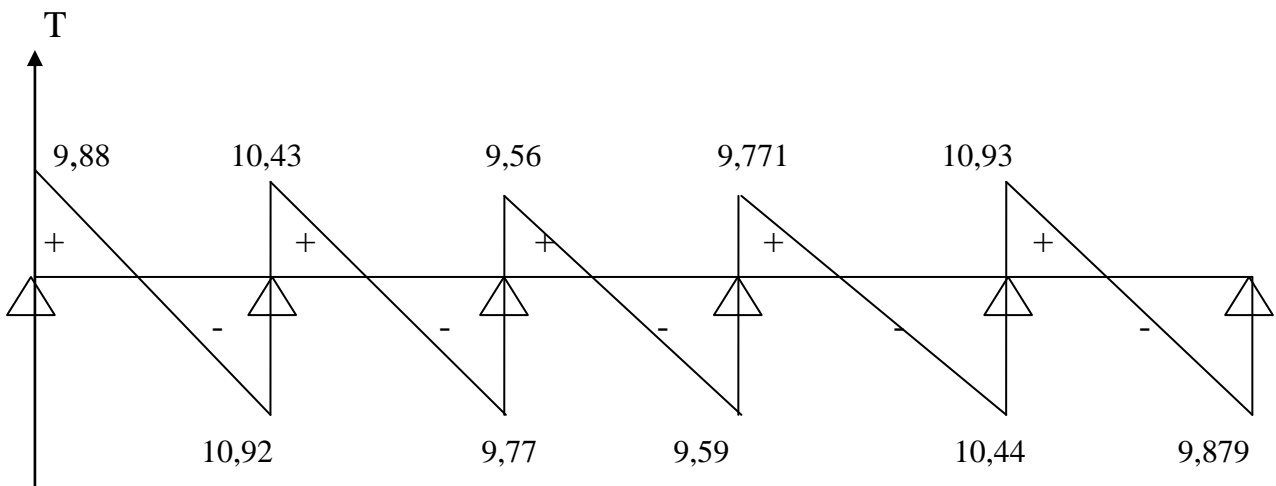
Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants et les moments fléchissant dans les différentes travées :

Travée	AB	BC	CD	DE	EF
Mw(KN.m)	-2,71	-4,52	-3,41	-3,41	-4,54
Me(KN.m)	-4,52	-3,41	-3,41	-4,54	-2,71
Tw(KN)	9,885	10,434	9,568	9,771	10,93
Te(KN)	-10,925	-9,777	-9,568	-10,44	-9,879
M <sub>t</sub> (KN.m)	6,89	5,405	4,845	5,405	6,89

**Tableau-3-1-1** : Les valeurs des efforts tranchant dans chaque travée.



**Figure 3-1-5** : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en (KN.m).



**Figure 3-1-6** : diagramme des efforts tranchants à l'ELU en (KN).

**Conclusion :**

- Moment max en travée = 4,54 KN.m
- Moment max sur appuis = 6,89 KN.m
- L'effort tranchant max = 10,93 KN

2<sup>er</sup> type :

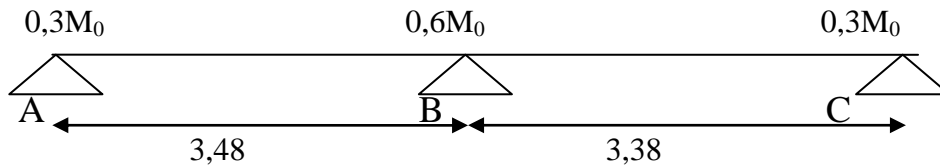


Figure 3-1-7 : Schéma statique de la poutrelle continue reposant sur 3 appuis

• Application de la méthode :

a-Calcul des moments fléchissant à l'ELU :

✓ Moments isostatiques dans les travées :

$$M_{01} = \frac{5,98 \times (3,48)^2}{8} = 9,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{5,98 \times (3,38)^2}{8} = 8,539 \text{ KN.m}$$

✓ Moments sur appuis:

$$M_A = 0,3 M_{01} = 2,71 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 M_{01} = 5,43 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3 M_{02} = 2,55 \text{ KN.m}$$

**Travées AB :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 5,72 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 3,51 \text{ KN.m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{on prende } M_t = 5,72 \text{ KN.m}$$

**Travées BC :**

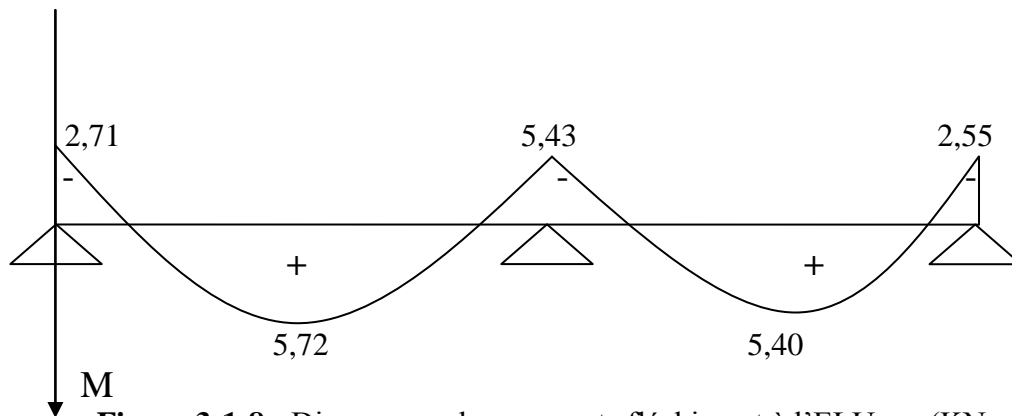
$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 5,40 \text{ KN.m} \\ M_t \geq 5,12 \text{ KN.m} \end{array} \right. \longrightarrow \text{on prende } M_t = 5,40 \text{ KN.m}$$

b- Calcul des efforts tranchants à l'ELU :

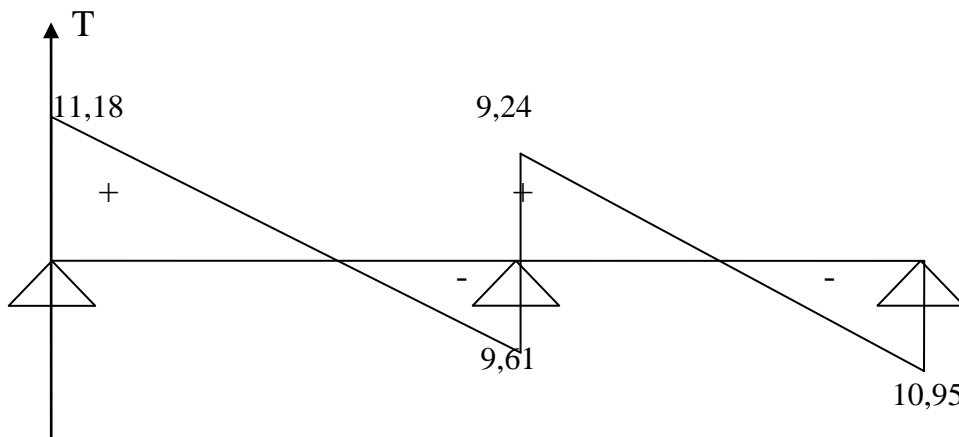
Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants et les moments fléchissant dans les différentes travées :

Travée	AB	BC
Mw(KN.m)	-2,71	-5,43
Me(KN.m)	-5,43	-2,55
Tw(KN)	11,18	9,24
Te(KN)	-9,61	-10,95
Mt(KN.m)	5,72	5,40

**Tableau 3-1-2 :** Les valeurs des efforts tranchant dans chaque travée



**Figure 3-1-8 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en (KN.m).



**Figure 3-1-9 :** Diagramme des efforts tranchants à l'ELU en (KN).

### **Conclusion :**

- Moment max en travée = 5,72 KN.m
- Moment max sur appuis = 5,43 KN.m
- L'effort tranchant max = 11,18 KN

1<sup>er</sup> type :

### III 1-3-4-1 Calcul des armatures :

\* Calcul à l'ELU :

#### a- Les armatures longitudinales :

On sait bien que la poutrelle de notre bâtiment est soumise à la flexion simple et que la participation de la table de compression dans la résistance est importante plus particulièrement en travée là où la section de calcul à considérer est généralement une section en « T » lorsque l'axe neutre tombe dans l'âme si non c'est une section rectangulaire (b,h).

- Le moment max en travée est :  $M_t^{\max} = M_u = 6,89 \text{ KN.m}$

#### ▪ Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

b = 65 cm (largeur de la table de compression)

h = 20 cm (hauteur total de plancher)

b<sub>0</sub> = 12 cm (largeur de la nervure)

h<sub>0</sub> = 4 cm (épaisseur de la table de compression)

c = 2 cm (enrobage des armatures inférieures)

d = 18cm (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

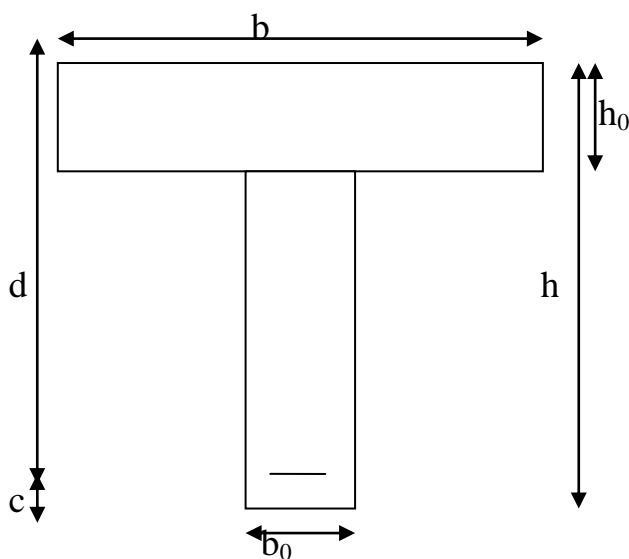


Figure 3-1-10 : schéma statique représente la section en T.

---

---

▪ **Moment résistant :**

$M_0$  : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_f = 6,89 < M_0 = 59,072 \rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé,

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

• **Calcul des armatures longitudinales en travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,89 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,023 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA} \quad (A_{sc} = 0)$$

$$\mu = 0,023 \longrightarrow \beta = 0,9885$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{6,89 \times 10^3}{0,9885 \times 18 \times 348} = 1,112 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : 3HA10} \longrightarrow A_t = 2,35 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des armatures longitudinales aux appuis :**

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

$$b_0 = 12 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{4,52 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,081 < 0,392 \longrightarrow \text{SSA} \quad (A_{sc} = 0)$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction:

$$\mu = 0,081 \longrightarrow \beta = 0,9575$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{4,52 \times 10^3}{0,9575 \times 18 \times 348} = 0,753 \text{ cm}^2$$

Soit : 1HA12  $\longrightarrow$   $A_a = 1,13 \text{ cm}^2$

### **b- Armatures transversales (art. A.7.2.2 / BAEL91) :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{\max}^1 \right)$$

$$\phi_t = \min \left( \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1,2 \right) = 0,37 \text{ cm}^2$$

$\phi_{\max}^1$  = Diameter maximal des armatures longitudinales.

On choisit un étrier  $\phi_6$  avec :  $A_t = 2HA6 = 0,56 \text{ cm}^2$

### **c- Espacement des armatures (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91) :**

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

Soit:  $S_t = 15 \text{ cm}$

### **\* Vérfications à L'E.L.U:**

#### **➤ Vérification à la condition de non fragilité :**

Une poutre est considérée non fragile lorsque la section des armatures tendues, travaillant à la limite élastique, est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite. Ce moment est calculé avec le diagramme de Navier en section homogène...

Pour une poutre de section rectangulaire (c'est notre cas) de largeur « b » en travée, de largeur «  $b_0$  » sur appui et de hauteur utile « d », comportant une armature tendue de section  $A_s$ , la condition de non fragilité à vérifier aussi bien en travée que sur appui est la suivante selon le BAEL.

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

Aux appuis :  $A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  Condition vérifiée.

En travée :  $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  Condition vérifiée.

La section d'armature choisie est supérieure à  $A_{\min}$ , donc la condition est vérifiée.

#### **➤ Vérification à l'effort tranchant :**

#### **Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art.5.1.1) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u = 10,93 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{10,93 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,50 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

– **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

**Au niveau de la jonction table nervure :**

$$\tau_u = \frac{T_u(b-b_0)}{1,8 \times b \times d \times h_0} = \frac{10,93 \times 10^3 (650-120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 0,687 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = \frac{2T_u}{0,9 \times d \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 10,93 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 1,124 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis : (B.A.E.L 91. Art A.6.1.2.1)**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi = 1,15 \quad \bar{\tau}_u = 1,2 \times 1,15 = 3,15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \quad \sum U_i = n \times \phi \times \pi = 1 \times 3,14 \times 12 = 37,68 \text{ mm}$$

n : nombre des barres

$\phi$  : diamètre des barres.

$$\tau_u = \frac{10,93 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 37,68} = 1,79 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$


➤ **Ancrage des barres: (BAEL91.Art. A-6-1-2)**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_u} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 3,15} = 38,09 \text{ MPa} \quad \text{On prendra } L_s = 40 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL91(art.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à  $0,4 L_s$  pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4 L_s = 15,23 \text{ cm}$$

 **2<sup>er</sup> type :**

### III 1-3-4-1 Calcul des armatures :

\* Calcul à l'ELU :

#### a. Les armatures longitudinales :

▪ moment résistant :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_f = 5,72 < M_0 = 59,072 \rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé.

La section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

• Calcul des armatures longitudinales en travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5,72 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,019 < 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA} \quad (A_{sc} = 0)$$

$$\mu = 0,019 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,9905$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{5,72 \times 10^3}{0,9905 \times 18 \times 348} = 0,921 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}10 \quad \longrightarrow \quad A_t = 2,35 \text{ cm}^2$$

• Calcul des armatures longitudinales aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{5,43 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,0983 < 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA} \quad (A_{sc} = 0)$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction:

$$\mu = 0,098 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,948$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{st} = \frac{5,43 \times 10^3}{0,948 \times 18 \times 348} = 0,914 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 1\text{HA}12 \quad \longrightarrow \quad A_a = 1,13 \text{ cm}^2$$

### **b- Armatures transversales : (art. A.7.2.2 / BAEL91)**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{\max}^1 \right)$$

$$\phi_t = \min \left( \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1,2 \right) = 0,37 \text{ cm}^2$$

$\phi_{\max}^1$  = Diamètre maximal des armatures longitudinales.

On choisit un étrier  $\phi$  6 avec :  $A_t = 2\text{HA}6 = 0,56 \text{ cm}^2$

### **Espacement des armatures : (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)**

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

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

### **\* Vérfications à L'E.L.U:**

#### **➤ Vérification à la condition de non fragilité :**

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

Aux appuis  $A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

En travée  $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$

La section d'armature choisie est supérieure à  $A_{\min}$ , donc la condition est vérifiée.

#### **➤ Vérification à l'effort tranchant :**

### **Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art.5.1.1) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u = 11,18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{11,18 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,51 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

– **Au niveau de la jonction table nervure :**

$$\tau_u = \frac{T_u(b-b_0)}{1,8 \times b \times d \times h_0} = \frac{11,18 \times 10^3(650-120)}{1,8 \times 650 \times 180 \times 40} = 0,703 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \frac{2T_u}{0,9 \times d \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 11,18 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 120} = 1,150 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis : (B.A.E.L 91. Art A.6.1.2.1)**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi = 1,15 \quad \bar{\tau}_u = 1,2 \times 1,15 = 3,15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité est :

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \quad \sum U_i = n \times \phi \times \pi = 1 \times 3,14 \times 12 = 37,68 \text{ mm}$$

n : nombre des barres

$\phi$  : diamètre des barres.

$$\tau_u = \frac{11,18 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 37,68} = 1,79 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,79 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Ancrage des barres: (BAEL91.Art. A-6-1-2) :**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_u} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 3,15} = 38,09 \text{ MPa} \quad \text{On prendra } L_s = 40 \text{ cm}$$

$$L_c = 0,4L_s = 15,23 \text{ cm}$$

---

## \* Calcul à l'ELS :

### 1<sup>er</sup> type

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

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

### ❖ Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient ( $q_s/q_u$ ) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,32}{5,98} = 0,72$$

Tel que :  $q_s = G + Q = 4,32 \text{ kN/ml}$ .

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,98 \text{ kN/ml}$$

– Les moments aux appuis :  $M_{as} = M_a \times 0,72$

$$M_A = M_F = 0,3 M_{01} = 2,71 \times 0,72 = 1,95 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_E = 0,5 M_{01} = 4,52 \times 0,72 = 3,25 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_D = 0,4 M_{02} = 3,41 \times 0,72 = 2,45 \text{ KN.m}$$

– Les moments en travées :  $M_{\max s} = M_{\max} \times 0,72$

$$M_{t_{AB}} = 6,89 \times 0,72 = 4,960 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{BC}} = 5,405 \times 0,72 = 3,891 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{CD}} = 4,845 \times 0,72 = 3,488 \text{ KN.m}$$

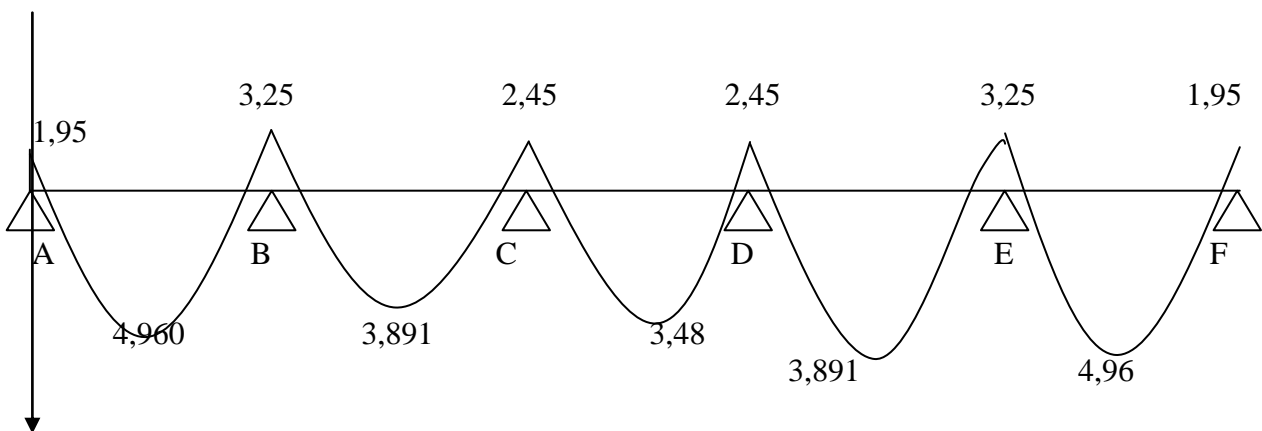
$$M_{t_{DE}} = 5,405 \times 0,72 = 3,891 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{EF}} = 6,89 \times 0,72 = 4,960 \text{ KN.m}$$

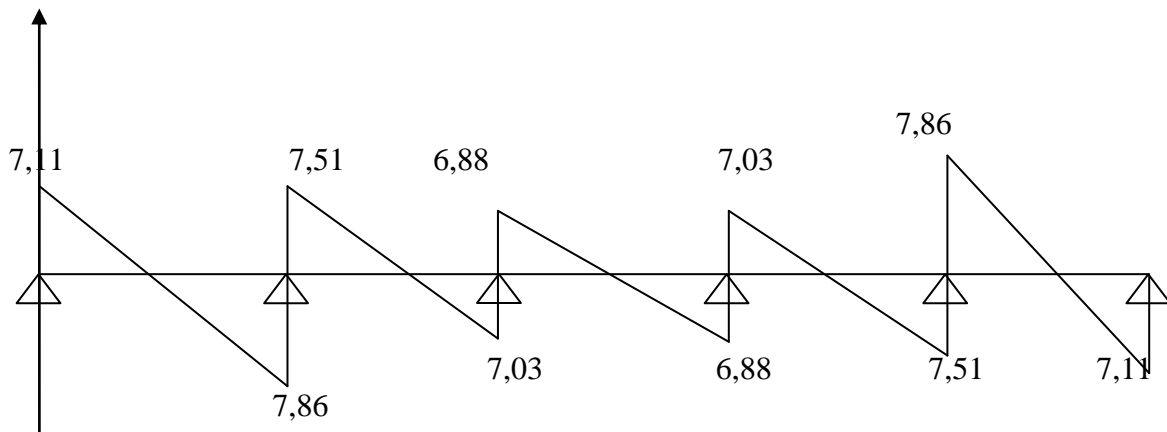
Les efforts tranchants :  $T_s = T \times 0,72$

Travée	AB	BC	CD	DE	EF
$T_i (x=0)$ (KN)	7,117	7,512	6,888	7,035	7,869
$T_{i+1}(x=l)$ (KN)	-7,866	-7,039	-6,888	-7,516	-7,112
Mt(KN.m)	4,960	3,891	3,488	3,891	4,960

**Tableau 3-1-3** : les valeurs des efforts tranchant



**Figure 3-1-12** : Diagramme du moment fléchissant aux appuis et en travée



**Figure 3-1-13** : Diagramme des efforts tranchant

\* **Vérification à l'ELS :**

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

Dans notre cas, la fissuration est considérée non préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures (Aucune vérification n'est à effectuer).

- **État limite de résistance de béton en compression :**
- **Vérification des contraintes: (Art A.4.5.2/BAEL 91) :**
- ✓ **Dans le béton :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  (D'après le BAEL91)

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

- ✓ **Dans l'acier :**

On doit vérifier :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ .

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est  $A_s = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

**Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{d \times b_0} = \frac{100 \times 1,13}{18 \times 12} = 0,523 \quad \beta = 0,891 \quad k = 31,085$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{d \times \beta \times A_s} = \frac{4,96 \times 10^3}{18 \times 0,8915 \times 1,13} = 273,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{273,5}{31,085} = 8,799 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**En trave :**

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{d \times b_0} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,087 \quad \beta = 0,856 \quad k = 19,84$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{d \times \beta \times A_t} = \frac{3,25 \times 10^3}{18 \times 2,35 \times 0,856} = 89,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{89,7}{19,84} = 4,52 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

❖ **État limite de déformation :**

Lorsque on prévoit des étais intermédiaires, on peut se dispenser de la justification de la flèche du plancher si les trois conditions suivantes sont vérifiées .

$$1) \quad \frac{h_t}{l} > \frac{1}{22,5} \quad \text{avec : } h_t : \text{ hauteur de la section est égale à } 20 \text{ cm.}$$

$$2) \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \quad l : \text{ portée libre de la poutrelle}$$

$$3) \frac{A}{db_0} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

$M_t$  : moment fléchissant max en travée

$M_0$  : moment isostatique en travée

$b_0$  : largeur de la poutrelle

$A$  : section des armatures tendues

Application numérique :

$$\frac{0,20}{3,48} = 0,057 > \frac{1}{22,5} = 0,044$$

$$\frac{0,20}{3,48} = 0,057 \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{4,96}{15 \times 9,05} = 0,036$$

$$\frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009$$

### **Conclusion :**

La 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est obligatoire.

### **Calcul de la fleche:**

$$a) f_v = \frac{M_t^{ser} \times l^2}{10 \times I_{fv} \times E_v}$$

$$b) f_i = \frac{M_i^{ser} \times l^2}{10 \times I_{fi} \times E_i}$$

Avec :

$E_v$  : Module de déformation différée.

$E_i$  : Module de déformation instantanée

### **1- Aire de la section homogénéisée :**

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

### **2- Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

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

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 18 = 3458,5 \text{ cm}^2$$

### **3- La position de l'axe neutre :**

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,09 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,09 = 12,91 \text{ cm}$$

### **4- Moment d'inertie totale de la section homogène :**

$$I = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b-b_0) \times h_0 \frac{h_0^2}{12} + \left[ \left( V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A \right] \times (V_2 - C)^2$$

$$I = \frac{12}{3} \times (7,09^3 + 12,91^3) + (65-12) \times 4 \frac{4^2}{12} + \left[ \left( 7,09 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 2,35 \right] \times (12,91-2)^2$$

$$I = 20002,56 \text{ cm}^4$$

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

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0108$$

### **5- Calcul des coefficients $\mu$ et $\lambda$ :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \times \left( 2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0108 \times \left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 2,655$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 2,655 = 1,062$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0108 \times 348 + 2,1} = 0,785$$

### **6- Calcul des moments d'inertie fictive de la section :**

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1,1 \times 20002,56}{1 + 2,655 \times 0,785} = 7134,101 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1,1 \times 20002,56}{1 + 1,065 \times 0,785} = 11983,941 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$f_v = \frac{M_t^{ser} \times l^2}{10 \times I_{fv} \times E_v} = \frac{4,96 \times 3,48^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 11983,961} = 0,463 < \bar{f} = \frac{348}{500} = 0,696 \quad \rightarrow \text{CV}$$

$$f_i = \frac{M_i^{ser} \times l^2}{10 \times I_{fi} \times E_i} = \frac{4,96 \times 3,48^2 \times 10^7}{10 \times 7134,101 \times 32164,2} = 0,261 < \bar{f} = \frac{348}{500} = 0,696 \quad \rightarrow \text{CV}$$

### **2<sup>ème</sup> type**

### **Calcul à l'ELS :**

#### **❖ Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :**

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,32}{5,98} = 0,72$$

- **Les moments aux appuis** :  $M_{as} = M_a \times 0,72$

$$M_A = 0,3 M_{01} = 2,71 \times 0,72 = 1,95 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 M_{01} = 5,43 \times 0,72 = 3,90 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4 M_{02} = 2,55 \times 0,72 = 1,83 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travées** :  $M_{\max s} = M_{\max} \times 0.72$

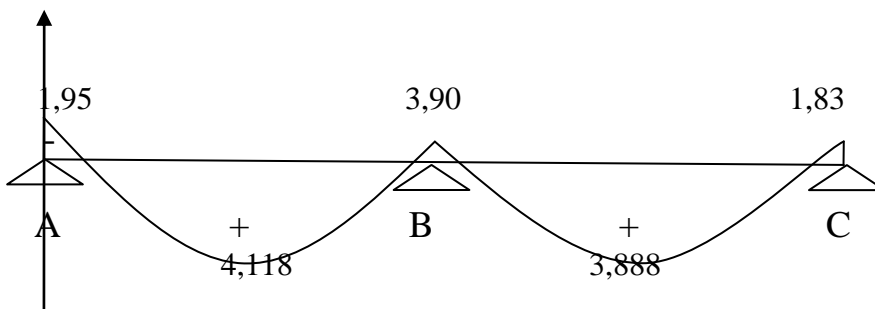
$$M_{t_{AB}} = 5,72 \times 0,72 = 4,118 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{BC}} = 5,40 \times 0,72 = 3,888 \text{ KN.m}$$

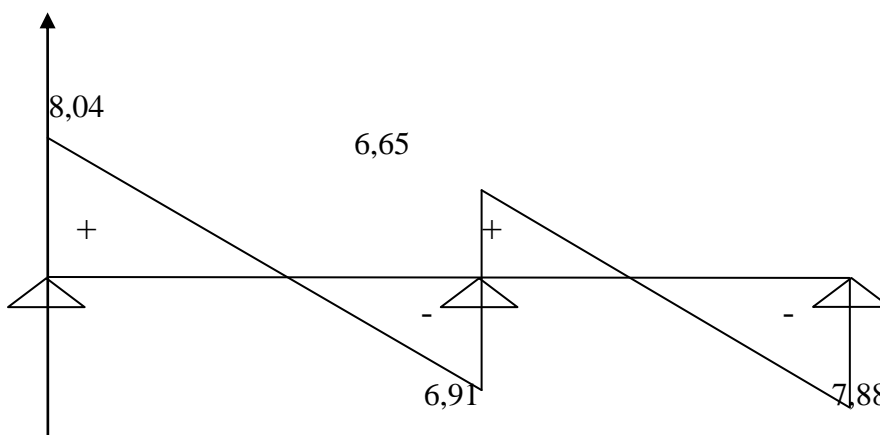
- **Les efforts tranchants** :  $T_s = T \times 0.72$

Travée	AB	BC
$T_i (x=0)(\text{KN})$	8,049	6,652
$T_{i+1}(x=l)(\text{KN})$	-6,919	-7,884
$M_t(\text{KN.m})$	4,118	3,888

**Tableau 3-1-4** : les valeurs des efforts tranchant



**Figure 3-1-14** : Diagramme du moment fléchissant aux appuis et en travée



**Figure 3-1-15**: Diagramme des efforts tranchant

\* **Vérification à l'ELS :**

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

Dans notre cas, la fissuration est considérée non préjudiciable, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures (Aucune vérification n'est à effectuer).

- **État limite de résistance de béton en compression :**
- **Vérification des contraintes: (Art A.4.5.2/BAEL 91)**

✓ **Dans le béton :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  ( D'après le BAEL91 )

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

✓ **Dans l'acier :**

On doit vérifier :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ .

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est  $A_s = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

**Aux appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{d \times b_0} = \frac{100 \times 1,13}{18 \times 12} = 0,523 \quad \beta = 0,891 \quad k = 31,085$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{d \times \beta \times A_s} = \frac{3,9 \times 10^3}{18 \times 0,8915 \times 1,13} = 215,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{215,07}{31,085} = 6,91 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{d \times b_0} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 18} = 1,087 \quad \beta = 0,856 \quad k = 19,84$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{d \times \beta \times A_t} = \frac{4,11 \times 10^3}{18 \times 0,856 \times 2,35} = 113,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{113,5}{19,84} = 5,72 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

- **État limite de déformation :**

Lorsque on prévoit des étais intermédiaires ,on peut se dispenser de la justification de la flèche du plancher si les trois conditions suivantes sont vérifiées .

1)  $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{22,5}$  avec :  $h_t$  : hauteur de la section est égale à 20 cm.

- 2)  $\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$   $l$  : portée libre de la poutrelle
- 3)  $\frac{A}{db_0} \leq \frac{3,6}{f_e}$   $M_t$  : moment fléchissant max en travée
- $M_0$  : moment isostatique en travée
- $b_0$  : largeur de la poutrelle
- $A$  : section des armatures tendues

Application numérique :

$$\frac{0,20}{3,48} = 0,057 > \frac{1}{22,5} = 0,044$$

$$\frac{0,20}{3,48} = 0,057 \geq \frac{M_t}{15M_0} = \frac{5,72}{15 \times 9,05} = 0,042$$

$$\frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009$$

### **Conclusion :**

La 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est obligatoire.

### **Calcul de la flèche :**

$$c) f_v = \frac{M_t^{ser} \times l^2}{10 \times I_f \times E_v}$$

$$d) f_i = \frac{M_i^{ser} \times l^2}{10 \times I_f \times E_i}$$

Avec :

$E_v$  : Module de déformation différée.

$E_i$  : Module de déformation instantanée

### **1- Aire de la section homogénéisée :**

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{ cm}^2$$

### **2- Moment isostatique de la section homogénéisée par rapport à xx :**

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

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 18 = 3458,5 \text{ cm}^2$$

### **3- La position de l'axe neutre :**

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,09 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,09 = 12,91 \text{ cm}$$

#### **4- Moment d'inertie totale de la section homogène :**

$$I = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b-b_0) \times h_0 \frac{h_0^2}{12} + \left[ (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 \times A \right] \times (V_2 - C)^2$$

$$I = \frac{12}{3} \times (7,09^3 + 12,91^3) + (65-12) \times 4 \frac{4^2}{12} + \left[ (7,09 - \frac{4}{2})^2 + 15 \times 2,35 \right] \times (12,91 - 2)^2$$

$$I = 20002,56 \text{ cm}^4$$

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

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0108$$

#### **5- Calcul des coefficients $\mu$ et $\lambda$ :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + \frac{3 \times b_0}{b})} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0108 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 2,655$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 2,655 = 1,062$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0108 \times 348 + 2,1} = 0,785$$

#### **6- Calcul des moments d'inertie fictive de la section :**

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1,1 \times 20002,56}{1 + 2,655 \times 0,785} = 7134,101 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1,1 \times 20002,56}{1 + 1,065 \times 0,785} = 11983,941 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$f_v = \frac{M_t^{ser} \times l^2}{10 \times I_{fv} \times E_v} = \frac{4,11 \times 3,48^2 \times 10^7}{10 \times 10818,86 \times 11983,961} = 0,383 < \bar{f} = \frac{348}{500} = 0,696 \quad \longrightarrow \text{ CV}$$

$$f_i = \frac{M_i^{ser} \times l^2}{10 \times I_{fi} \times E_i} = \frac{4,11 \times 3,48^2 \times 10^7}{10 \times 7134,101 \times 32164,2} = 0,216 < \bar{f} = \frac{348}{500} = 0,696 \quad \longrightarrow \text{ CV}$$

#### **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'État Limite ultime sont suffisantes.

### III-2- Calcul de la dalle pleine de la salle de machine :

#### III-2- 1-Introduction :

Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseur munie d'une dalle pleine de dimension  $(1,40 \times 1,40) \text{ m}^2$  repose sur quatre cotés, pouvant chargé 8 personnes de 6,3KN, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes, et de vitesse d'entraînement  $V=1\text{m/s}$ .

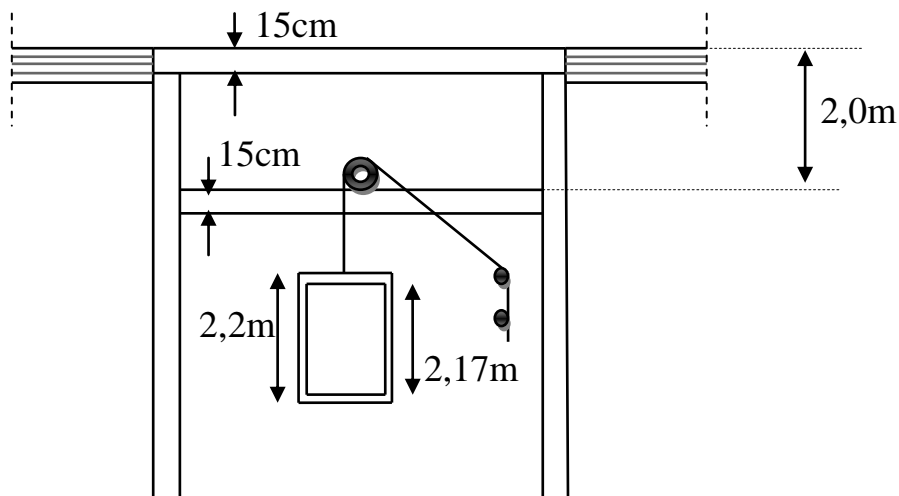


Figure 3-2-1 : schéma de l'ascenseur.

#### III-2- 2-Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{140}{30} = 4,6 \text{ cm}$$

$h_t$  : doit être au moins égale à 12cm (RPA 99 version 2003)

soit  $h_t = 15 \text{ cm}$

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée. Le calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

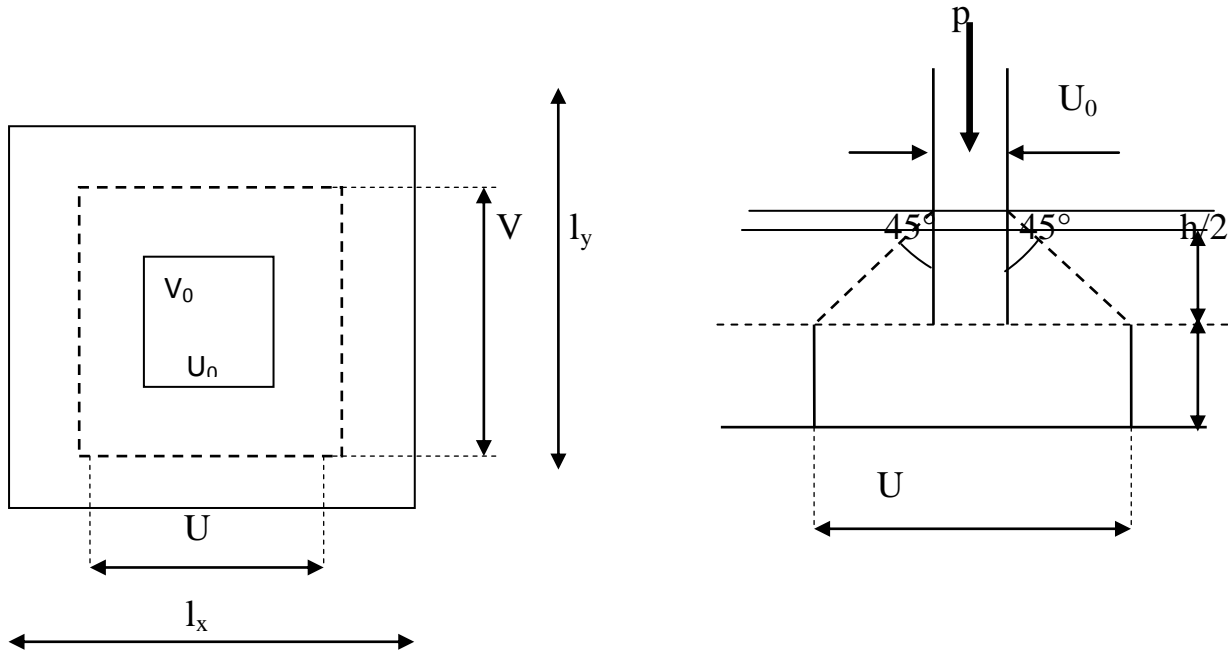
#### III-2- 3-Calcul du panneau à l'ELU

- Calcul des efforts

Le calcul des efforts se fera avec la méthode exposée au BAEL 91.

- Principe de la méthode :

Soit ( $l_x$ ) et ( $l_y$ ) les distances mesurées entre nœud d'appuis et ( $q$ ) la charge uniformément répartie par unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.



**figure3-2-2** : schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau de feuillet moyen

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{140}{140} = 1$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens

On a 
$$\begin{cases} U = U_0 + 2 \left( \varepsilon e + \frac{h_t}{2} \right) \\ V = V_0 + 2 \left( \varepsilon e + \frac{h_t}{2} \right) \end{cases}$$

Avec :

$$h_t = 15 \text{ cm}$$

$e$  : revêtement de la dalle ( $e = 5 \text{ cm}$ )

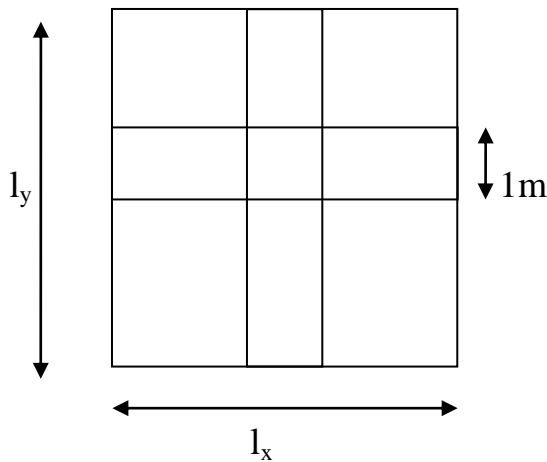
$\varepsilon = 1$  pour revêtement en béton

$$U_0 = V_0 = 80$$

D'où 
$$\begin{cases} u = 80 + 2 \left( 5 + \frac{15}{2} \right) = 105 \text{ cm} \\ v = 80 + 2 \left( 5 + \frac{15}{2} \right) = 105 \text{ cm} \end{cases}$$

Les cotés  $U_0$  et  $V_0$  sont supposés parallèles respectivement à  $l_x$  et  $l_y$

– **Determination des sollicitation :**



**à L'ELU :**

$$P_u = 1,35 P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN (charge concentrée du système de levage)}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(25 \times 0,15) + 1,5 \times 1 = 6,56 \text{ KN/ml (charge uniformément répartie)}$$

**à L'ELS :**

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

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des moments**

**Les moments  $M_x$  et  $M_y$  dus au système de levage :**

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) P_u \quad \text{et} \quad M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) P_u$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 1 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{140} = 0,75 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{140} = 0,75 \end{array} \right. \quad \begin{array}{c} \text{Interpolation} \\ \longrightarrow \\ \text{des tableaux} \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,05825 \\ M_2 = 0,05825 \end{array} \right.$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) P_u = 0,05825 \times 211,5 = 7,0773 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) P_u = 0,05825 \times 211,5 = 7,0773 \text{ KN.m}$$

Coefficient de poisson :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \quad \text{à ELU} \\ \nu = 0,2 \quad \text{à ELS} \end{array} \right.$$

– **Moments dus au poids propre de la dalle pleine  $M_x$  et  $M_y$  :**

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

$$\rho = 1 \quad \nu = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,037 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right.$$

On aura les valeurs suivantes :

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u l_x^2 = 0,037 \times 6,56 \times 1,4^2 = 0,4757 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 1 \times 0,4757 = 0,4757 \text{ KN.m}$$

– **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_{xt} = M_{x1} + M_{x2} = 7,077 + 0,4757 = 7,5527 \text{ KN.m}$$

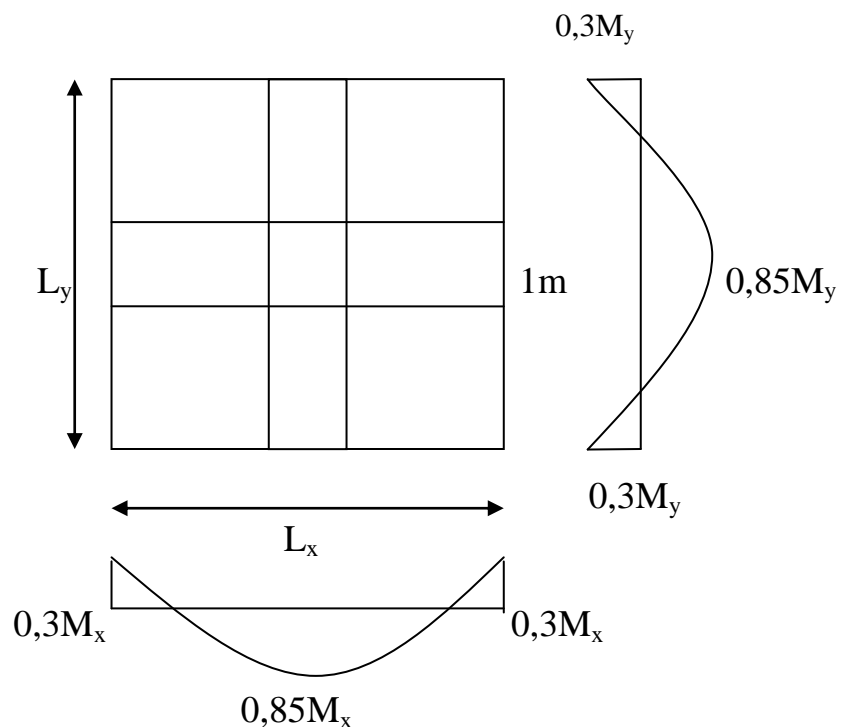
$$M_{yt} = M_{y1} + M_{y2} = 7,077 + 0,4757 = 7,5527 \text{ KN.m}$$

– **Correction des moments :**

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles ,les moment calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

**III-2- 4-Ferraillage :**

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



### Sens x-x :

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 7,5527 = 2,2658 \text{ KN.m}$$

$$d = 15 - 2 = 13$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,265 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,009 < \mu_R = 0,392 \text{ SSA}$$

$$\mu_b = 0,009 \longrightarrow \beta = 0,9955$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2,265 \times 10^3}{0,9955 \times 13 \times 348} = 0,5029 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **En travée :**

$$M_a = 0,85 \times 7,5527 = 6,4197 \text{ KN.m}$$

$$d = 15 - 2 = 13$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,4197 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,009 \longrightarrow \beta = 0,987$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6,4197 \times 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,4377 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

### Sens y-y :

➤ **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 7,5527 = 2,2658 \text{ KN.m}$$

$$d = 15 - 2 = 13$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,265 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,009 < \mu_R = 0,392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,009 \longrightarrow \beta = 0,9955$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2,265 \times 10^3}{0,9955 \times 13 \times 348} = 0,5029 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **En travée :**

$$M_a = 0,85 \times 7,5527 = 6,4197 \text{ KN.m}$$

$$d = 15 - 2 = 13$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,4197 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,026 < \mu_R = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,009 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6,4197 \times 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,4377 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec : S<sub>t</sub> = 25 cm

**Les résultats de calcul du ferrailage résumés sur le tableau suivant :**

zone	sens	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>b</sub>	β	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub>	(cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Sur appuis	x-x	2,2658	0,009	0,9955	0,5029	2,01	4HA8	25
	y-y	6,4197	0,026	0,987	1,4377	2,01	4HA8	25
En travée	x-x	2,2658	0,009	0,9955	0,5029	2,01	4HA8	25
	y-y	6,4197	0,026	0,987	1,4377	2,01	4HA8	25

### III-2- 4-Vérification à L'ELU :

#### ➤ Condition de non fragilité ( Art A.4.2.1 BAEL91) :

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doit présenter une section minimale correspondante au taux d'armatures suivant :

#### • Suivant (x-x) :

$$A_x^{\min} = \rho_0 \times \left( \frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times h$$

Avec : ρ = 1

A<sub>x</sub><sup>min</sup> : section minimale d'armatures

ρ<sub>0</sub> : taux d'acier minimal = 0,0008 ( acier HA FeE400 )

l<sub>x</sub> , l<sub>y</sub> : dimension de la dalle

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times \left( \frac{3-1}{2} \right) \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_x^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_x^t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_x^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_x^t = 2,01 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_x > A_x^{\min} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

#### • Suivant (y-y) :

$$A_x^{\min} = \rho_0 \times b \times h$$

$$A_x^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_x^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_x^t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_x^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 2,01 \text{ cm}^2 \\ A_x^t = 2,01 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_x > A_x^{\min} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Diamètre minimal des barres** : ( Art A-7.21BAEL91 )

$$\text{On doit vérifier que : } \phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$\phi$  : Diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Ecartement des barres** : ( Art A-82.42 BAEL91 )

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivants en région centrale .

$$A_x // L_x : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_y // L_y : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Condition de non poinçonnement** :

$$Q_u \leq 0,045 U_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ (BAEL91 Art 5.2.42).}$$

Avec :

$U_c$  : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen tel que :

$$U_c = 2(U \times V) = 2(105 + 105) = 420 \text{ cm} = 4,20 \text{ m}$$

$Q_u$  : charge de calcul vis-à-vis d'état ultime .

$$Q_u = 1,35P = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 121,5 \text{ KN} \leq (0,045 \times 4,2 \times 0,15 \frac{25}{1,5} \times 10^3) = 472,5 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Contrainte tangentielle** :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \min (0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} )$$

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge avec  $U = V$

- **Au milieu de U** :

$$T_{\max} = V_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{90}{(2 \times 1,05) + 1,05} = 28,57 \text{ KN}$$

- **Au milieu de V :**

$$T_{\max} = V_u = \frac{P}{3U} = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28,57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{28,57 \times 10}{100 \times 130} = 0,0219 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left( 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,021 < 1,17 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

### **III-2- 5-Vérification à L'ELS :**

➤ **Evaluation des moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + vM_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + vM_1)$$

$$q_s = P$$

$$\text{a ELS } v = 0,2$$

$$M_{x1} = 90 \times (0,05825 + (0,2 \times 0,05825)) = 6,291 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 \times (0,05825 + (0,2 \times 0,05825)) = 6,291 \text{ KN.m}$$

➤ **Evaluation des moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

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

$$\rho = 1 \quad v = 0,2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right.$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q_s \cdot l^2 = 0,0442 \times 4,75 \times 1,4^2 = 0,4115 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 1 \times 0,4115 = 0,4115 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,291 + 0,4115 = 6,7025 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,291 + 0,4115 = 6,7025 \text{ KN.m}$$

### **Remarque :**

Ces moment serrant minorés en travée en leur affectant le coefficient 0,85, et en appuis par 0,30 pour tenir compte de la continuité des voiles.

➤ **Correction des moment :**

• **En travée :**

$$M_x^t = 0,85 \times M_x = 5,697 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 \times M_y = 5,697 \text{ KN.m}$$

• **Aux appuis :**

$$M_x^a = -0,3 \times M_x = -2,010 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 \times M_y = -2,010 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérifications des contraintes dans le béton :**

Il faut vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

- **Suivant( x-x ) :**

• **En travée :**

$$M_x^t = 5,967 \text{ KN.m} ; A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,9355 \\ K_1 = 62,52 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{5,967 \times 10^3}{0,9355 \times 13 \times 2,01} = 244,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{244,10}{62,52} = 3,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,90 < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_x^t = 2,010 \text{ KN.m} ; A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,9355 \\ K_1 = 62,52 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{2,010 \times 10^3}{0,9355 \times 13 \times 2,01} = 82,228 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{82,228}{62,52} = 1,315 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,315 < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Suivant( x-x ) :**

• **En travée :**

$$M_x^t = 5,967 \text{ KN.m} ; A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,9355 \\ K_1 = 62,52 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{5,967 \times 10^3}{0,9355 \times 13 \times 2,01} = 244,10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{244,10}{62,52} = 3,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,90 < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_x^t = 2,010 \text{ KN.m} ; A_{st} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,9355 \\ K_1 = 62,52 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_x^t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{2,010 \times 10^3}{0,9355 \times 13 \times 2,01} = 82,228 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{82,228}{62,52} = 1,315 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,315 < 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation :**

Dans le cas d'une dalle appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées .

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20M_x} \\ \frac{A_x}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \\ \frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{140} = 0,107 \geq \frac{M_x^t}{20M_x} = \frac{2,010}{20 \times 6,7025} = 0,014 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{2,01}{100 \times 13} = 0,0015 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

### **Conclusion :**

les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisante

#### ✓ **le ferrailage de la dalle de la salle machine est comme suite :**

- **En travée :**

Ses (x-x) : 4HA8  $S_t = 25\text{cm}$

Ses (x-x) : 4HA8  $S_t = 25\text{cm}$

- **Aux appuis :**

Ses (x-x) : 4HA8  $S_t = 25\text{cm}$

Ses (x-x) : 4HA8  $S_t = 25\text{cm}$

### **III-3-1 Calcul des balcons :**

Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde corps de hauteur  $h = 1$  m en brique creuse de 10 cm d'épaisseur. ces balcons sont assimilés à une console encastree au niveau de la poutre de rive de plancher, l'épaisseur de la dalle pleine est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{1}{10} = \frac{220}{10} = 22 \text{ cm}$$

on optera pour un épaisseur de  $e_p = 25$  cm

### **III-3-1 Détermination des charges et surcharges :**

Nous considérons une bande de 1m de longueur du balcon.

#### **a) Les charges permanentes :**

	Désignation	Epaisseur (m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G (KN/ml)
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	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
$G_{\text{total}}$				<b>5,15</b>

#### **b) La charge concentrée :** (poids propre de garde corps).

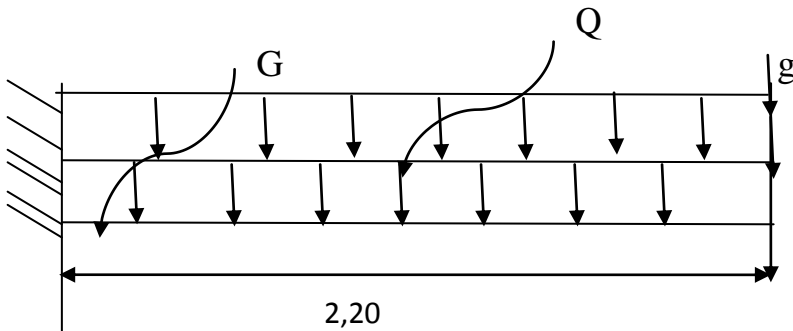
$P_{\text{mur}} =$  poids de brique creuse + 2(poids de l'enduit en ciment,  $e_p = 2\text{cm}$ ).

	Désignation	Epaisseur (cm)	$\rho(\text{KN/m}^2/\text{cm})$	G (KN/ml)
1	Poids de brique creuse	10	/	0,9
2	Poids de l'enduit en ciment	4	0,18	0,72
$G_{\text{total}}$				<b>1,62</b>

$P_{\text{mur}} = 1,62 \times 1 = 1,62 \text{ KN /ml}$ .

#### **c) Surcharge d'exploitation :**

Surcharge d'exploitation de la dalle :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ .



**Figure III-3-1:** Schéma statique du balcon.

### III-3-2 Calcul à l'ELU :

#### ➤ Combinaison de charges :

La dalle :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,15 + 1,5 \times 3,5 = 12,20$  KN/ml

Garde corps :  $g_u = 1,35 \times g = 1,35 \times 1,62 = 2,187$  KN/ml.

#### ➤ Les efforts tranchants :

##### 1- L'effort tranchant provoqué par $q_u$ :

$$T_{q_u} = q_u \times l = 12,20 \times 2,20 = 26,84 \text{ KN}$$

##### 2- L'effort tranchant provoqué par $g_u$ :

$$T_{g_u} = g_u \times l = 2,187 \text{ KN}$$

##### 3- L'effort tranchant total :

$$T_u = T_{q_u} + T_{g_u} = 26,84 + 2,187 = 29,027 \text{ KN}$$

#### ➤ Les moments fléchissant :

##### 1- Le moment provoqué par $q_u$ :

$$M_{q_u} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12,20 \times 2,20^2}{2} = 29,524 \text{ KN.m}$$

##### 2- Le moment provoqué par $g_u$ :

$$M_{g_u} = g_u \times l = 2,187 \times 2,20 = 4,811 \text{ KN.m}$$

##### 3- Le moment total :

$$M_u = 29,524 + 4,811 = 34,335 \text{ KN.m}$$

## ➤ Calcul des armatures :

### 1- Les armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{34,33 \times 10^3}{100 \times 23^2 \times 14,2} = 0,045 < 0,392 \quad \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,045 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,977$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A = \frac{34,33 \times 10^3}{0,977 \times 23 \times 348} = 4,39 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12      ~~A=4,52~~ cm<sup>2</sup>      avec : S<sub>t</sub> = 25 cm

### 2- Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>      avec : S<sub>t</sub> = 25 cm

## III-3-3 Vérification à l'ELU :

### 1- La condition de non fragilité : (Art.A.4.21 BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 23 \times 2,1}{400} = 2,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2,77 \text{ cm}^2 < A = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

#### Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91.Art.5.1.1) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u = 29,027 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{29,027 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

### 3- Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau

(B.A.E.L 91. Art A.6.1.2.1)

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi = 1,15 \quad \bar{\tau}_u = 1,15 \times 1,2 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \quad \sum U_i = n \times \phi \times \pi = 4 \times 12 \times 3,14 = 150,72 \text{ mm}$$

n : nombre des barres

$\phi$  : diamètre des barres.

$$\tau_u = \frac{29,027 \times 10^3}{0,9 \times 230 \times 150,72} = 0,93 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,93 < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

### 4-Vérification de l'espacement des barres :

- Pour les armatures principales :

$$S_{t \max} \leq \min(3e ; 33\text{cm}) = (75 ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \quad \text{condition } \underline{\text{vérifiée}}.$$

- Pour les armatures de répartition :

$$S_{t \max} \leq \min(4e ; 45\text{cm}) = (100 ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45\text{cm} \quad \text{condition } \underline{\text{vérifiée}}.$$

### 5- Vérification de la longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \bar{\tau}_s} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

$L_s = 42,32 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  (La largeur de la poutre principale) dans laquelle elle sera ancrée, donc on optera pour des armatures avec crochets.

Soit des crochets de longueur :

$$l_a = 0,4L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm. (Art .A.6.1,253 BAEL91 modifiée99).}$$

### III-3-4 Calcul à l'ELS :

#### ➤ Combinaison de charges :

La dalle :  $q_s = G + Q = 5,15 + 3,5 = 8,65 \text{ KN/ml}$

Garde corps :  $g_s = g = 1,62 \text{ KN/ml}$ .

#### ➤ Les moments fléchissant :

##### 1- Le moment provoqué par $q_s$ :

$$M_{q_s} = \frac{q_s l^2}{2} = \frac{8,65 \times 2,20^2}{2} = 20,93 \text{ KN.m}$$

##### 2- Le moment provoqué par $g_s$ :

$$M_{g_s} = g_s \times l = 1,62 \times 2,20 = 3,564 \text{ KN.m}$$

##### 3- Le moment total :

$$M_s = 20,93 + 3,564 = 24,49 \text{ KN.m}$$

#### ➤ Vérification des contraintes :

##### 1- La contrainte dans l'acier :

Il faut vérifier :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}$

$$\bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$M_s = 10,745 \text{ KN.m}$  ;  $A_t = 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 23} = 0,196 \quad \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,9285 \\ K_1 = 54,93 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_t} = \frac{24,49 \times 10^3}{0,9285 \times 23 \times 4,52} = 253,71 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 253,71 < 348 \text{ MPa}$  — condition vérifiée.

##### 2- La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{253,71}{54,93} = 4,61 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4,61 < 15 \text{ MPa}$  — condition vérifiée.

➤ **Vérification de la flèche :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10M_0} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{25}{220} = 0,113 \geq \frac{M_s}{10M_0} = \frac{24,49}{10 \times 24,49} = 0,100 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{4,52}{100 \times 23} = 0,0019 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,010 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{25}{220} = 0,113 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas nécessité de vérifier la flèche.

### III-Les escaliers

#### Définition :

L'escalier est un ouvrage qui permet de monter d'un niveau à un autre de la construction à pied, dans des conditions les plus faciles que possible.

On distingue 2 types d'escaliers :

- Escalier du RDC et 4 s.sol : qui est constitué par 2 volés et un seul palier de repos
- Escalier d'étage courant : qui constitue par 2 volés 2paliers de repos

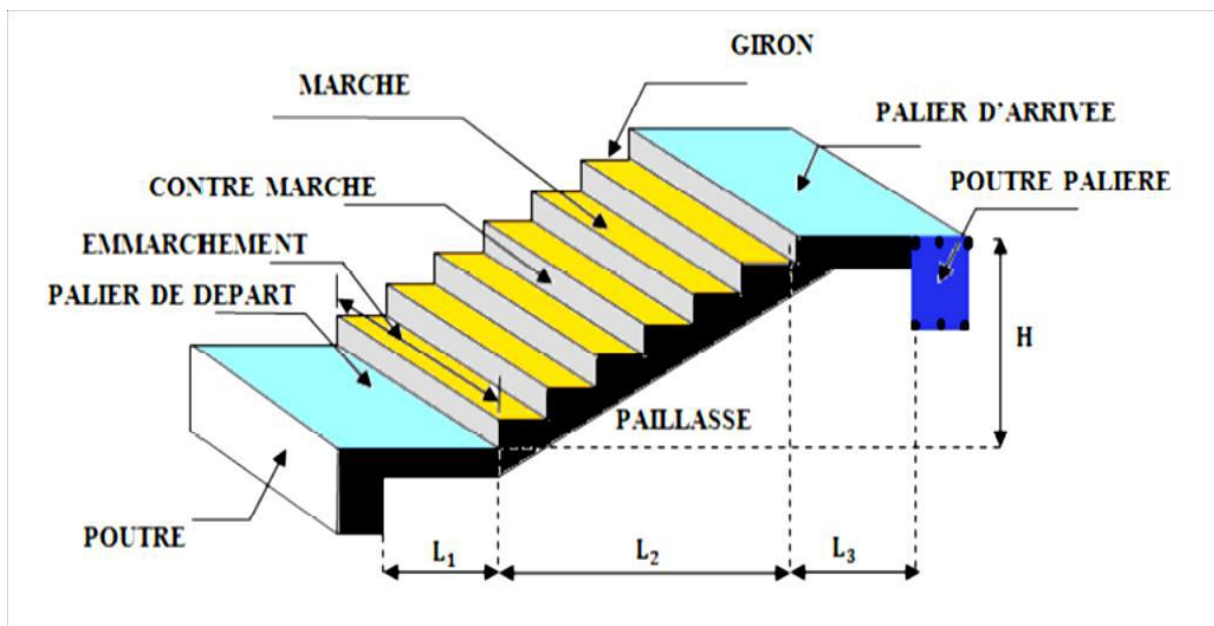


Fig. III 1): une d'un escalier avec 2 paliers de repos.

#### Notation utilisées :

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.....
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contres marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est une plate forme constituant un repos entre deux volées.
- La hauteur de la marche « h » : est la différence de niveau entre deux marches successives.

- Le pré dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de « BLONDEL » :

$$60\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm}$$

h : varie de 14 à 20cm.

g : varie de 22 à 33cm.

Nous adoptons : h=17cm et g=30cm. (h=17cm pour usage habitation)

On distingue 2 type d'escaliers

### III-4 -calcul du 1<sup>er</sup> type d'escalier :

#### Détermination du nombre de marches et contre marches :

n : nombre de contre marche pour une volée.  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$

m : nombre de marche pour une volée.  $m = n-1 = 8$

$$60\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm} \quad \Longrightarrow \quad 60\text{cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64\text{cm}$$

$60\text{cm} \leq 64 \leq 64\text{cm}$ ..... condition vérifiée.

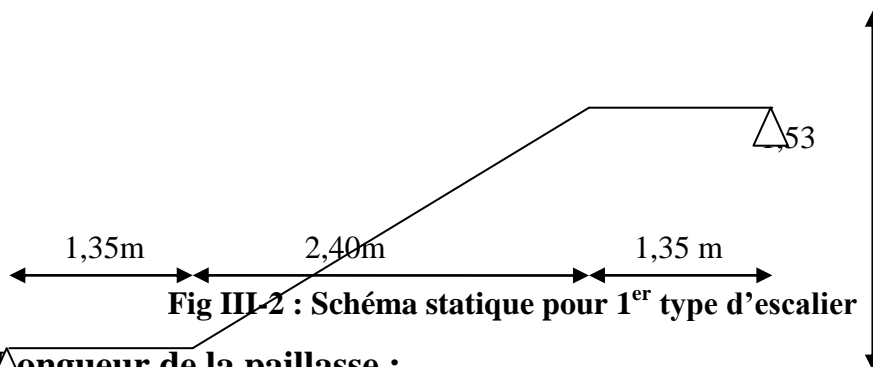
#### conclusion :

$$\left\{ \begin{array}{l} n=9 \\ m=8 \\ h=17 \end{array} \right.$$

#### Predimensionnement de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (ep) est donné par la relation  $L_0/30 \leq e p \leq L_0/20$  avec  $L_0$  : longueur du palier et de la paillasse.

$$\text{tg } \alpha = H/L = 153/240 = 0.6375 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 32,5^\circ$$



#### • Longueur de la paillasse :

$$L = 135 + \frac{l_1}{\cos \alpha} = 135 + \frac{240}{\cos 32,5} = 419,56\text{cm}$$

#### • L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{419,56}{30} \leq ep \leq \frac{419,56}{20}$$

13,98 ≤ ep ≤ 20,98 → on prend : ep = 20 cm

### III-4-1-Evaluation des charges :

#### 1) charges permanentes :

##### La volée

Elément	Epaisseur (cm)	Poids (kN/ml)
Les marches	17	$\frac{0,17 \times 25 \times 1}{2} = 2,125$
Poids de la paillasse	15	$\frac{0,15 \times 25 \times 1}{\cos 32,5} = 4,44$
carrelage	2	$22 \times 0,02 \times 1 = 0,44$
Mortier de pose	2	$22 \times 0,02 \times 1 = 0,44$
Couche de sable	2	$18 \times 0,02 \times 1 = 0,36$
		<b>G<sub>T</sub> = 7,8</b>

##### Le palier :

Elément	Epaisseur	Poids (kN/ml)
Poids propre	15	$25 \times 0,15 \times 1 = 3,75$
carrelage	2	$22 \times 0,02 \times 1 = 0,44$
Mortier de pose	2	$22 \times 0,02 \times 1 = 0,44$
Couche de sable	2	$18 \times 0,02 \times 1 = 0,36$
		<b>G<sub>T</sub> = 5</b>

#### 2) charges d'exploitation :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR BC, 2.2 est :

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

### III-4-2-Ferraillage des escaliers :

- combinaison de charge :

➤ ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$

**Volée :**  $q_u = 1,35 \times 7,8 + 1,5 \times 2,5 = 14,28 \text{ kn/ml}$

**Palier :**  $q_u = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 2,5 = 10,5 \text{ kn/ml}$

➤ **ELS :**  $q_s = G + Q$

**Volée :**  $q_s = 7,8 + 2,5 = 10,3 \text{ kn/ml}$

**Palier :**  $q_s = 5 + 2,5 = 7,5 \text{ kn/ml}$

## A) Etat limite ultime : ELU

### Détermination des efforts internes :

#### Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A + R_B - (10,5 \times 1,35 + 14,28 \times 2,40 + 10,5 \times 1,35) = 0$$

$$R_A + R_B = 62,62 \text{ kN.}$$

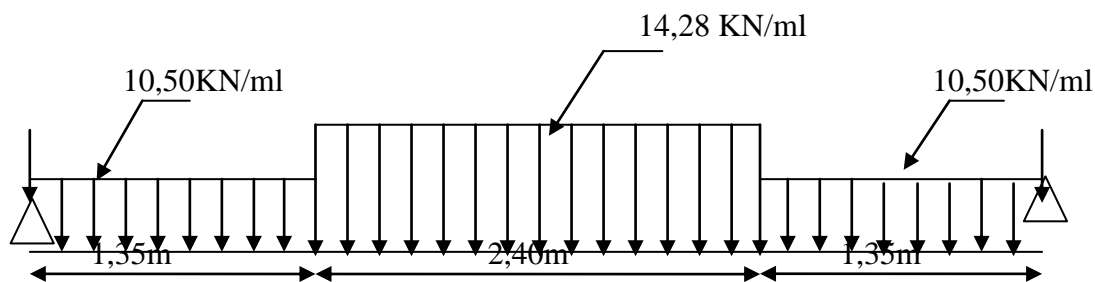
$$R_A = 62,62 - R_B.$$

$$\sum M / A \longrightarrow R_B \times 5,1 - 10,5 \times 1,35 \times 0,675 - 14,28 \times 2,4 \times 2,55 - 10,5 \times 1,35 \times 4,42 = 0$$

$$R_B = 31,31 \text{ kN.}$$

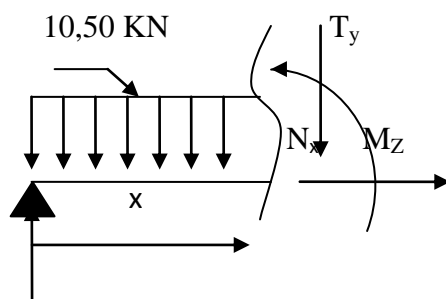
$$R_A = 62,62 - 31,31 = 31,31 \text{ kN.}$$

Donc  $R_A = R_B = 31,31 \text{ kN.}$



### Efforts tranchants:

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq X \leq 1,35 \text{ m.}$



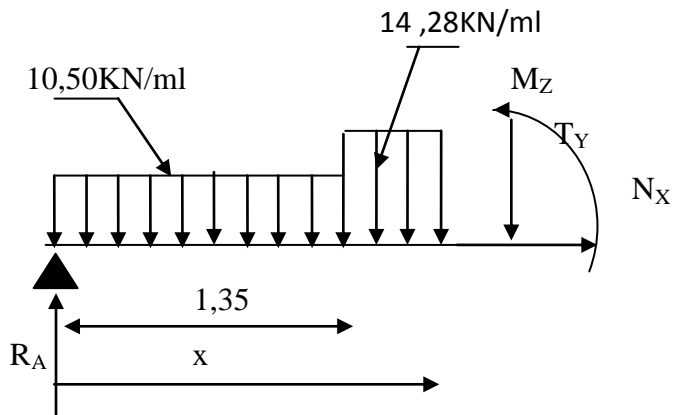
$$R_A = 31,31 \text{ kN}$$

$$T(x) = 31,31 - 10,5 X$$

Pour  $x = 0 \longrightarrow T(0) = 31,31 \text{ kN}$ .

Pour  $x = 1,35 \longrightarrow T(1,35) = 17,13 \text{ kN}$ .

**2<sup>ème</sup> tronçon** :  $1,35 \leq X \leq 3,75 \text{ m}$ .



$$T = 31,31 - 10,5 \times 1,35 - 14,28 (x - 1,35)$$

Pour  $x = 1,35 \longrightarrow T(1,35) = 17,13 \text{ kN}$ .

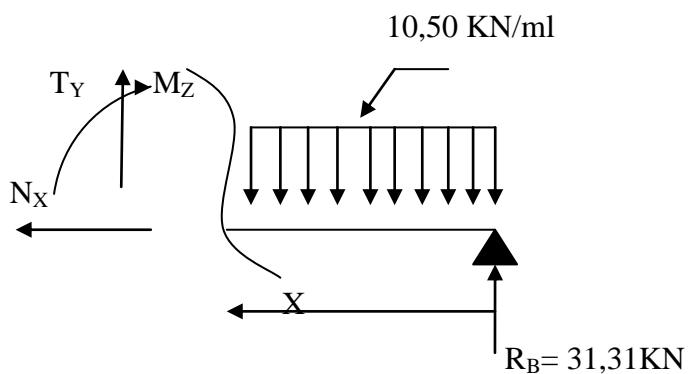
Pour  $x = 3,75 \longrightarrow T(3,75) = -17,13 \text{ kN}$ .

**3<sup>ème</sup> tronçon** :  $0 \leq X \leq 1,35 \text{ m}$ .

$$T(x) = -31,31 + 10,5 x$$

Pour  $x = 0 \longrightarrow T(0) = -31,31 \text{ kN}$ .

Pour  $x = 1,35 \longrightarrow T(1,35) = -17,13 \text{ kN}$ .



### Moments fléchissant :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq X \leq 1,35\text{m}$ .

$$M(x) = 31,31x - 10,5 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 0 \longrightarrow M(0) = 0\text{kN.m}$$

$$\text{Pour } x = 1,35 \longrightarrow M(1,35) = 32,70\text{kN.m}$$

2<sup>ème</sup> tronçon :  $1,35 \leq X \leq 3,75\text{m}$ .

$$M = 31,31x - 10,5 \times 1,35(x - \frac{1,35}{2}) - 14,28 \frac{(x-1,35)^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 1,35 \longrightarrow M(1,35) = 32,70\text{kN.m}$$

$$\text{Pour } x = 3,75 \longrightarrow M(3,75) = 32,70\text{kN.m}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \longrightarrow T(x) = 0 \longrightarrow 31,31 - 10,5 \times 1,35 - 14,28(x - 1,35) = 0$$
$$\longrightarrow X = 2,55\text{m}$$

$$M_{z \text{ max}} = 31,31 \times 2,55 - 10,5 \times 1,35(2,55 - \frac{1,35}{2}) - 14,28 \frac{(2,55 - 1,35)^2}{2}$$

$M_{z \text{ max}} = 42,98\text{kN.m}$ .....situé à mi-travée.

3<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq X \leq 1,35\text{m}$ .

$$M(x) = 31,31x - 10,5 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 0 \longrightarrow M(0) = 0\text{ kN.m}$$

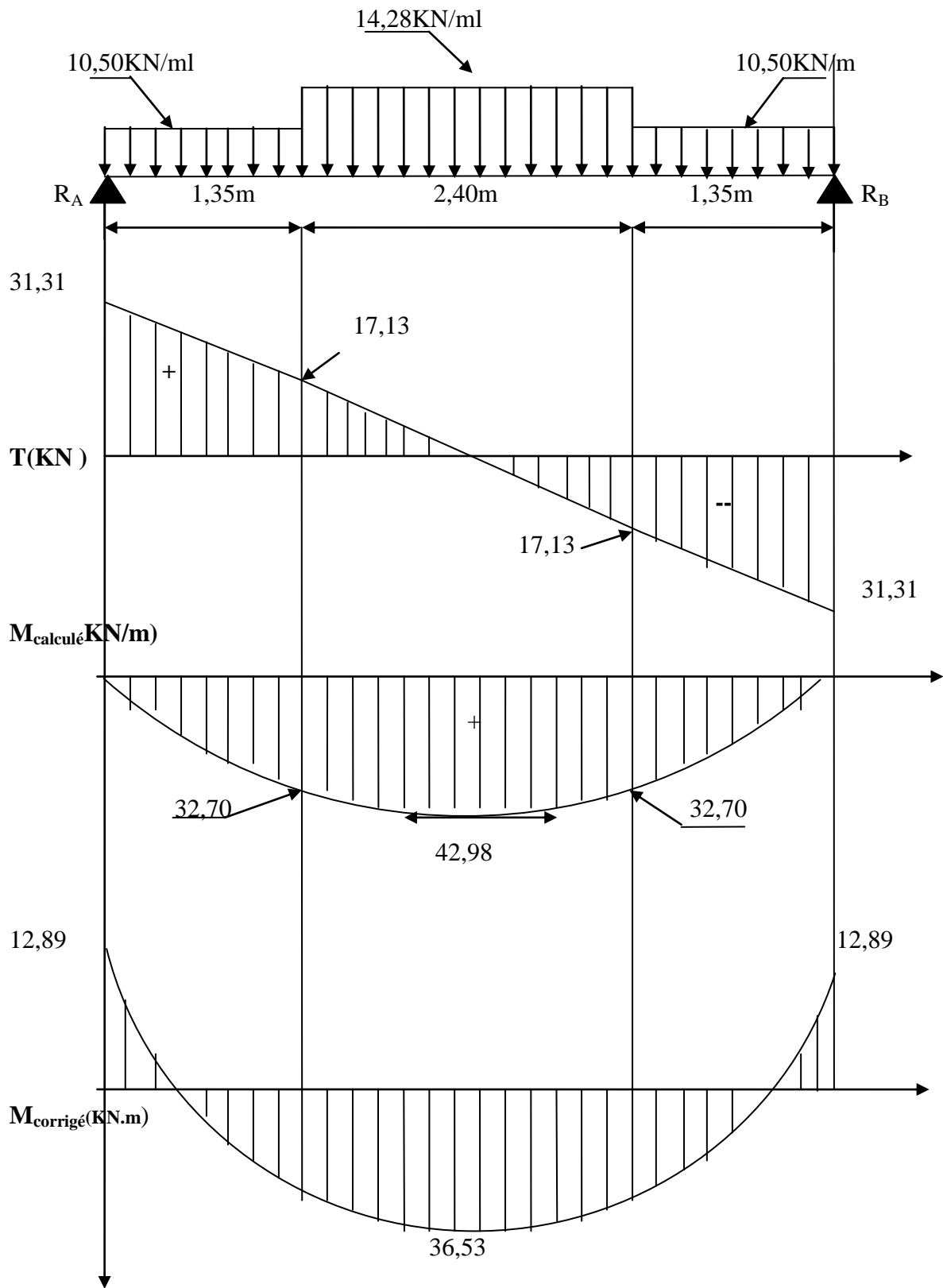
$$\text{Pour } x = 1,35 \longrightarrow M(1,35) = 32,70\text{kN.m}$$

### Remarque :

A fin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction a l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\text{max}}$  aux niveaux des Appuis et en travée.

Aux appuis :  $-0,3M_{\text{max}} = -0,3 \times 42,98 = -12,89\text{kN.m}$ .

En travées :  $0,85M_{\text{max}} = 0,85 \times 42,98 = 36,53\text{kN.m}$ .



**Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à L'ELU.**

### Calcul des armatures :

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ( $b=1m$ ) et d'épaisseur ( $e_p=20cm$ ).

### Aux appuis :

Données :  $M_a = -12,89$  KN.m,  $b=100cm$ ,  $d =18cm$ ,  $c=2cm$ .

#### a- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12,89 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 18^2} = 0,028 < 0,392$$

Section simplement armée.

$$\mu_b = 0,028 \longrightarrow \beta = 0,986$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{12,89 \times 10^2}{0,986 \times 18 \times 34,8} = 2,08 \text{ Cm}^2$$

Soit 6HA10 = 4,71cm<sup>2</sup> avec un espacement  $St=15cm$ .

#### b- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 1,18 \text{ Cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14cm<sup>2</sup> avec un espacement  $St=25cm$

### 2 -En travée :

Données :  $M_t=36,53$ KN.m,  $b=100cm$ ,  $d=18cm$ ,  $c=2cm$ .

#### a- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{36,53 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,079 < 0,392$$

Section simplement armée.  $\mu_b = 0,078 \implies \beta = 0,959$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{36,53 \times 10^2}{0,959 \times 18 \times 34,8} = 6,08 \text{ Cm}^2$$

Soit 6HA12 = 6,78 cm<sup>2</sup> avec un espacement  $St=15cm$

#### b- Armatures de répartition.

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 1,70 \text{ Cm}^2$$

Soit 6HA10=4,71cm<sup>2</sup>. Avec un espacement :  $St=15cm$

### Vérification à l'ELU :

#### A)Espacement des armatures: (Art :A-8-2-4 ;2 )

L'espacement des barres ne doit pas dépasser les valeurs suivantes:

- **Armatures principales** :  $St \leq \min \left\{ 3h : 33\text{cm} \right\}$

$St = 15\text{cm} < 33$  ..... condition vérifiée

- **Armatures de répartition** :  $St \leq \min \left\{ 4h : 45\text{cm} \right\}$

$St = 25\text{cm} < 45\text{cm}$  ..... condition vérifiée

**B) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} = A_{\text{mim}} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

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

Au appuis :  $A_{\text{adopté}} = H6A10 = 4,71\text{cm}^2 > 2,17\text{cm}^2$  .....condition vérifiée.

En travées :  $A_{\text{adopté}} = 6HA12 = 6,78\text{cm}^2 > 2,17\text{cm}^2$  .....condition vérifiée.

**C) Contrainte tangentielle: (Art A.5.1, 1/ BAE91)**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b d} \leq \overline{\tau}_u = \min \left\{ 0,13 f_{c28} ; 5\text{Mpa} \right\}$$

Calcul de  $\overline{\tau}_u$  :

Pour les fissurations non préjudiciables :  $\overline{\tau}_u = 3,25\text{Mpa}$ .

$$V_{\text{max}} = 31,31\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{31,31 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,17\text{Mpa}$$

$\tau_u = 0,17 < \overline{\tau}_u = 3,25$  .....condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**D) Entraînement des barres : (Art. A.6.1, 3 /BAEL91) :**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\text{max}}}{0,9 d \sum u_i} \longrightarrow \overline{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$\Psi_s = 1,5$  pour les barres de hautes adhérence .

$\sum u_i$  :Somme des périmètres utiles.

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31,31 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 226,08} = 0,854 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales

**E) Longueur d'ancrage : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :**

Longueur de scellement doit être :

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4\tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

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

$L_s$  : est supérieur a la largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancré ,on optera donc pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement a  $0,4l_s = 16,93 \text{ cm}$  .

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_U}{b \cdot 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 31,31 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 180} = 0,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**G) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

$$T_{\max} < V_U$$

$$V_U = \frac{0,4 f_{c28} a b}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0,9d = 0,9 \times 0,13 = 11,7 \text{ cm}$$

$$V_U = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,18 \times 1}{1,5} = 1080 \text{ KN}$$

$$T_{\max} < V_U \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

**B) Etat limite de service : ELS**

**Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F=0 \longrightarrow RA + RB - (7,5 \times 1,35 + 10,3 \times 2,40 + 7,5 \times 1,35) = 0$$

$$RA + RB = 44,97 \text{ kN.}$$

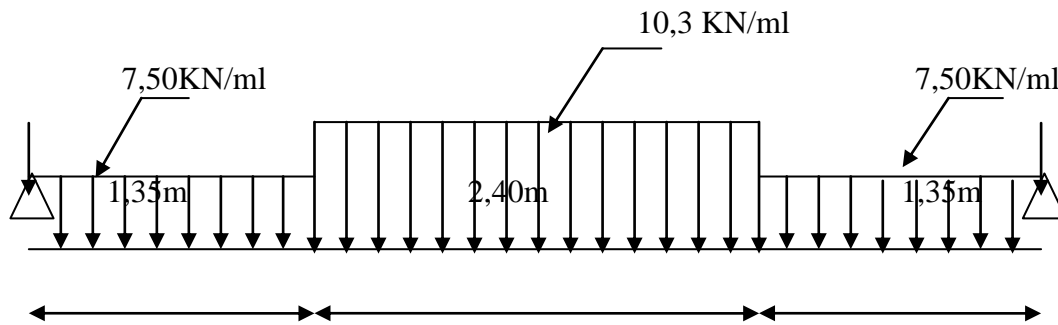
$$RA = 44,97 - RB.$$

$$\sum M / A \longrightarrow RB \times 5,1 - 7,5 \times 1,35 \times 0,675 - 10,3 \times 2,4 \times 2,55 - 7,5 \times 1,35 \times 4,42 = 0$$

$$RB = 22,48 \text{ kN.}$$

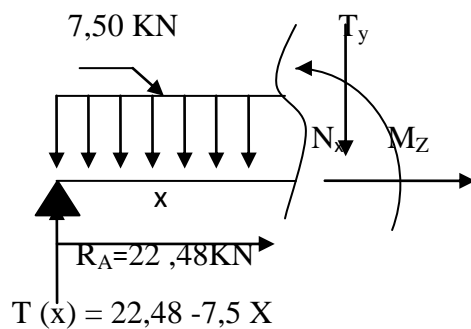
$$RA = 44,97 - 22,48 = 22,48 \text{ kN.}$$

Donc  $RA = RB = 22,48 \text{ kN.}$



### Efforts tranchants:

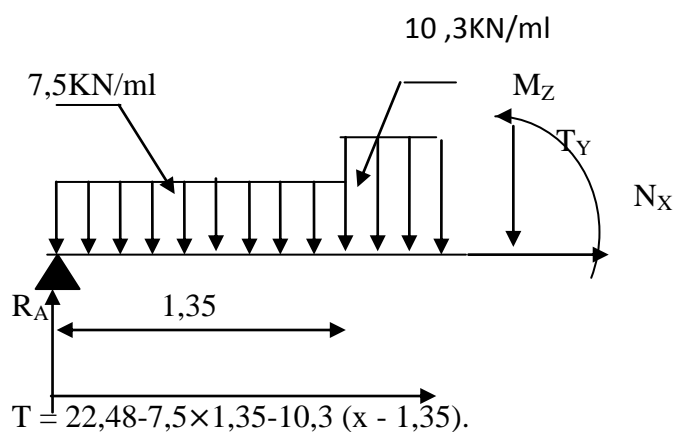
**1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq X \leq 1,35 \text{ m.}$



Pour  $x = 0 \longrightarrow T(0) = 22,48 \text{ kN.}$

Pour  $x = 1,35 \longrightarrow T(1,35) = 12,36 \text{ kN.}$

**2<sup>ème</sup> tronçon :**  $1,35 \leq X \leq 3,75 \text{ m.}$



Pour  $x = 1,35$   $\longrightarrow$   $T(1,35) = 12,36 \text{ kN}$ .

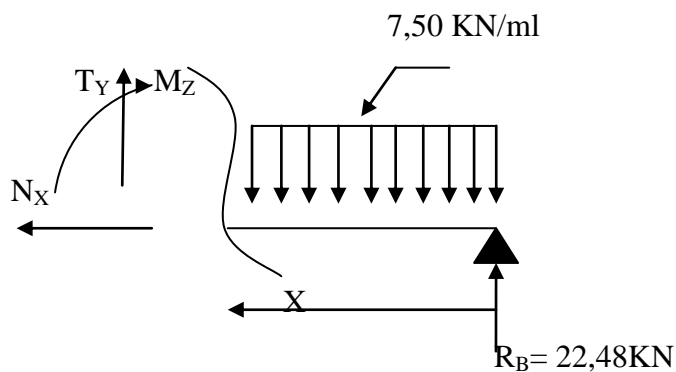
Pour  $x = 3,75$   $\longrightarrow$   $T(3,5) = -12,36 \text{ kN}$ .

**3<sup>ème</sup> tronçon** :  $0 \leq X \leq 1,35 \text{ m}$ .

$$T(x) = -22,48 + 7,5x$$

Pour  $x = 0$   $\longrightarrow$   $T(0) = -22,48 \text{ kN}$ .

Pour  $x = 1,35$   $\longrightarrow$   $T(1,35) = -12,36 \text{ kN}$ .



**Moments fléchissant :**

**1<sup>er</sup> tronçon** :  $0 \leq X \leq 1,35 \text{ m}$ .

$$M(x) = 22,48x - 7,5 \cdot \frac{x^2}{2}$$

Pour  $x = 0$   $\longrightarrow$   $M(0) = 0 \text{ kN.m}$

Pour  $x = 1,35$   $\longrightarrow$   $M(1,35) = 23,51 \text{ kN.m}$

**2<sup>ème</sup> tronçon** :  $1,35 \leq X \leq 3,75 \text{ m}$ .

$$M = 22,48x - 7,5 \times 1,35 \left(x - \frac{1,35}{2}\right) - 10,3 \frac{(x-1,35)^2}{2}$$

Pour  $x = 1,35 \longrightarrow M(1,35) = 23,51 \text{ kN.m}$

Pour  $x = 3,75 \longrightarrow M(3,75) = 23,51 \text{ kN.m}$ .

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \longrightarrow T(x) = 0 \longrightarrow 22,48 - 7,5 \times 1,35 - 10,3(x - 1,35)$$

$$\longrightarrow X = 2,55 \text{ m}$$

$$M_z \text{ max} = 22,48 \times 2,55 - 7,5 \times 1,35 \left(2,55 - \frac{1,35}{2}\right) - 10,3 \frac{(2,55 - 1,35)^2}{2}$$

$M_z \text{ max} = 30,92 \text{ kN.m}$ .....situé à mi-travée.

**3<sup>ème</sup> tronçon :**  $0 \leq X \leq 1,35 \text{ m}$ .

$$M(x) = 22,48x - 7,5 \frac{x^2}{2}$$

Pour  $x = 0 \longrightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m}$

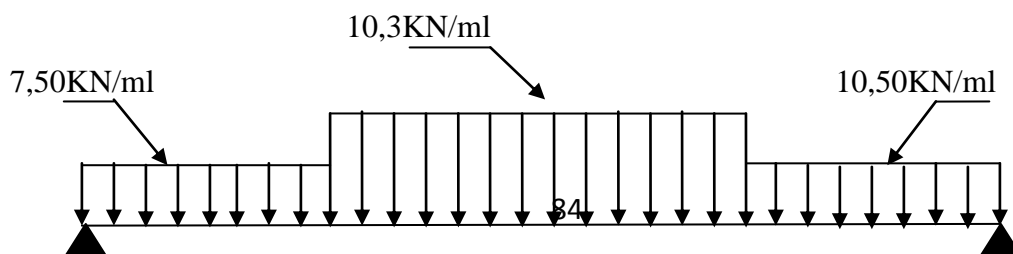
Pour  $x = 1,35 \longrightarrow M(1,35) = 23,51 \text{ kN.m}$

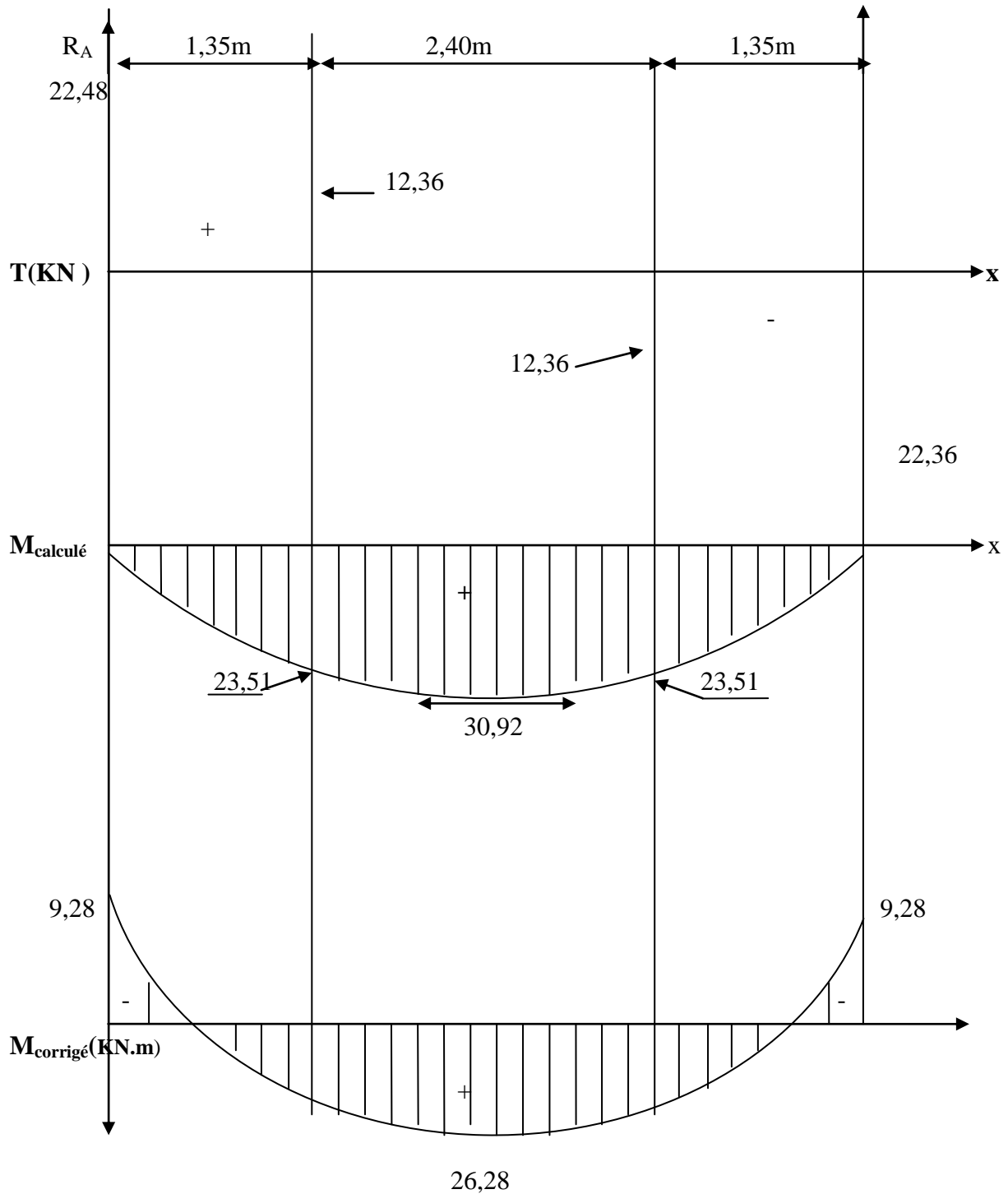
**Remarque :**

A fin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M_{\text{max}}$  aux niveaux des Appuis et en travée.

Aux appuis :  $-0,3M_{\text{max}} = -0,3 \times 30,92 = -9,28 \text{ kN.m}$ .

En travées :  $0,85M_{\text{max}} = 0,85 \times 30,92 = 26,28 \text{ kN.m}$





**Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à L'ELS.**

**vérification à l'ELS :**

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

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

**B) Etat limite de compression de béton :** (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

On doit vérifiée que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

**En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{db} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 18} = 0,377$$

Avec :  $\rho_1 = 0,377 \longrightarrow K_1 = 37,91 \longrightarrow \beta_1 = 0,905$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{26,28 \times 10^3}{0,905 \times 18 \times 6,78} = 237,94 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{237,94}{37,91} = 6,28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 18} = 0,260$$

$\rho_1 = 0,260 \longrightarrow K_1 = 46,73 \longrightarrow \beta_1 = 0,919$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{9,28 \times 10^3}{0,919 \times 18 \times 4,71} = 119,11$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 2,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**C) Etat limite de déformation** (Art B.6.8,424 /BAEL 91) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right.$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,52}{f_e}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{510} = 0,039 < \frac{1}{16} = 0,0625$

La condition 1 n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

$$f = \frac{5 q_s L^4}{384 E_V I_{fV}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{510}{100} = 1,02 \text{ cm}$$

$$q_{\max} = \max(10,23 ; 7,45) = 10,23 \text{ KN/ml}$$

$E_v$  : Module de déformation différé

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

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

$B_0$  : Aire de la section homogénéisée.

$S_{/xx}$  : Moment statique.

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bd + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 18}{20 \times 100 + 15 \times 6,78} = 10,38 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,38 = 9,62 \text{ cm}$$

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = (10,38^3 + 9,62^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6,78 (9,62 - 2)^2$$

$$I_0 = 72860,62 \text{ Cm}^4$$

$$f = \frac{5 q_s L^4}{384 E_V I_{fV}} = \frac{5 \times 10,23 \times 10^3 \times 5,10^4}{384 \times 10818,86 \times 10^6 \times 72860,62 \times 10^{-8}} = 0,0011 \text{ cm}$$

$$f = 0,011 \text{ cm} < \bar{f} = 1,02 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

### III- 4- 2) calcul du 2ème type d'escalier :

#### Détermination du nombre de marches et contre marches :

h : varie de 14 à 20cm.

g : varie de 22 à 33cm.

Nous adoptons :  $h=17\text{cm}$  et  $g=30\text{cm}$ .

$n$  : nombre de contre marche pour une volée.  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$

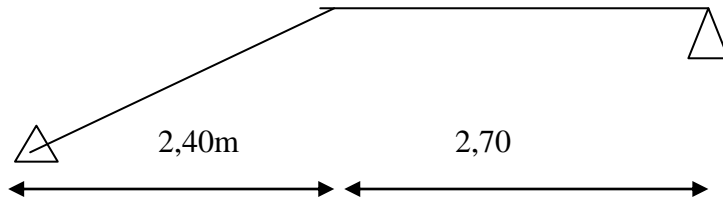
$m$  : nombre de marche pour une volée.  $m=n-1 = 8$

$$60\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm} \quad \implies \quad 60\text{cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64\text{cm}$$

$60\text{cm} \leq 64 \leq 64\text{cm}$ ..... condition vérifiée.

**conclusion :**

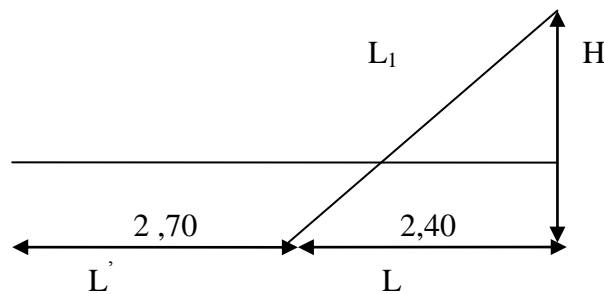
$$\left\{ \begin{array}{l} n=9 \\ m=8 \\ h= 17 \end{array} \right.$$



**Predimensionnement de la pailasse :**

L'épaisseur de la pailasse et du palier ( $ep$ ) est donné par la relation  $L_0/30 \leq ep \leq L_0/20$  avec  $L_0$  : longueur du palier et de la pailasse.

$$\text{tg } \alpha = H/L = 153/240 = 0,6375 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 32,5$$



• **Longueur de la pailasse :**

$$L_0 = 270 + \frac{l_1}{\cos \alpha} = 270 + \frac{240}{\cos 32,5} = 554,56 \text{ cm}$$

$L$  : longueur de la pailasse.

$L_0$  : longueur réelle de la pailasse

• **L'épaisseur de la pailasse :**

$$\frac{554,56}{30} \leq ep \leq \frac{554,56}{20}$$

$$18,48 \leq ep \leq 27,72 \quad \longrightarrow \quad \text{on prend : } ep = 20 \text{ cm}$$

**III-4-1-Ferraillage des escaliers :**

• **combinaison de charge :**

➤ **ELU** :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$

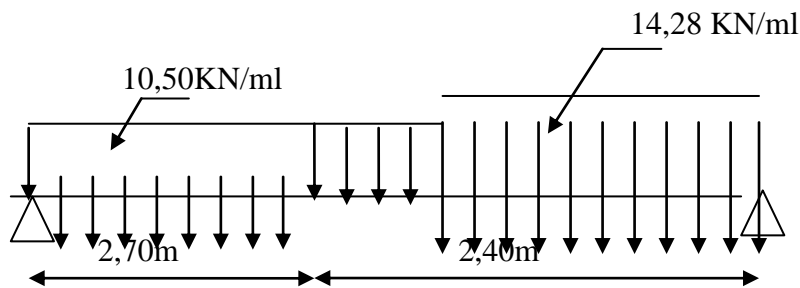
**Volée** :  $q_u = 1,35 \times 7,8 + 1,5 \times 2,5 = 14,28 \text{ kN/ml}$

**Palier** :  $q_u = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 2,5 = 10,5 \text{ kN/ml}$

➤ **ELS** :  $q_s = G + Q$

**Volée** :  $q_s = 7,8 + 2,5 = 10,3 \text{ kN/ml}$

**Palier** :  $q_s = 5 + 2,5 = 7,5 \text{ kN/ml}$



### A) Etat limite ultime : ELU

#### Détermination des efforts internes :

##### Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A + R_B - (10,5 \times 2,70 + 14,28 \times 2,40) = 0$$

$$R_A + R_B = 62,62 \text{ kN.}$$

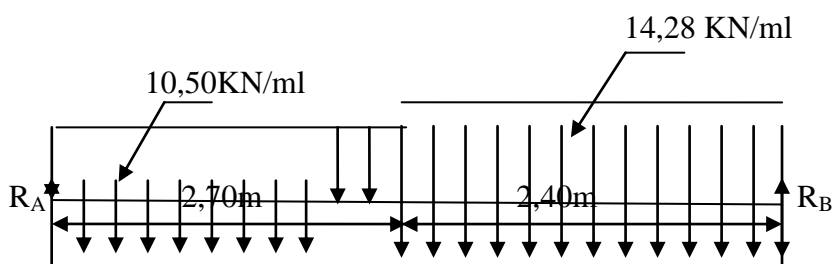
$$R_A = 62,62 - R_B.$$

$$\sum M / A \longrightarrow R_B \times 5,1 - 10,5 \times 2,70 \times 1,35 - 14,28 \times 2,4 \times 3,9 = 0$$

$$R_B = 33,71 \text{ kN.}$$

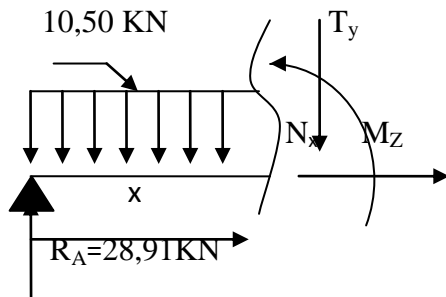
$$R_A = 62,62 - 33,71 = 28,91 \text{ kN.}$$

Donc  $R_B = 33,71 \text{ kN.}$      $R_A = 28,91 \text{ kN.}$



## Efforts tranchants:

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq X \leq 2,70\text{m}$ .



$$T(x) = 28,91 - 10,5 X$$

Pour  $x=0$   $\longrightarrow T(0) = 28,91\text{kN}$ .

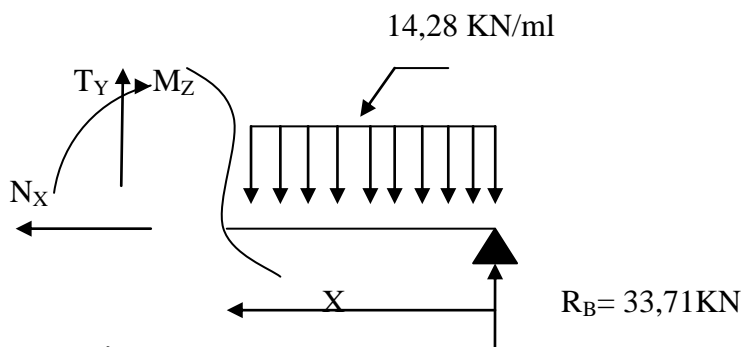
Pour  $x=2,70$   $\longrightarrow T(2,70) = 0,56\text{kN}$ .

2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq X \leq 2,40\text{m}$ .

$$T(x) = -33,71 + 14,28 x$$

Pour  $x=0$   $\longrightarrow T(0) = -33,71\text{kN}$ .

Pour  $x=2,40$   $\longrightarrow T(2,40) = 0,56\text{kN}$ .



## Moments fléchissant :

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq X \leq 2,70\text{m}$ .

$$M(x) = 28,91x - 10,5 \cdot \frac{x^2}{2}$$

Pour  $x = 0 \longrightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m}$

Pour  $x = 2,70 \longrightarrow M(2,70) = 39,78 \text{ kN.m}$

**2<sup>ème</sup> tronçon** :  $0 \leq X \leq 2,4 \text{ m}$ .

$$M(x) = 33,71x - 14,28 \frac{x^2}{2}$$

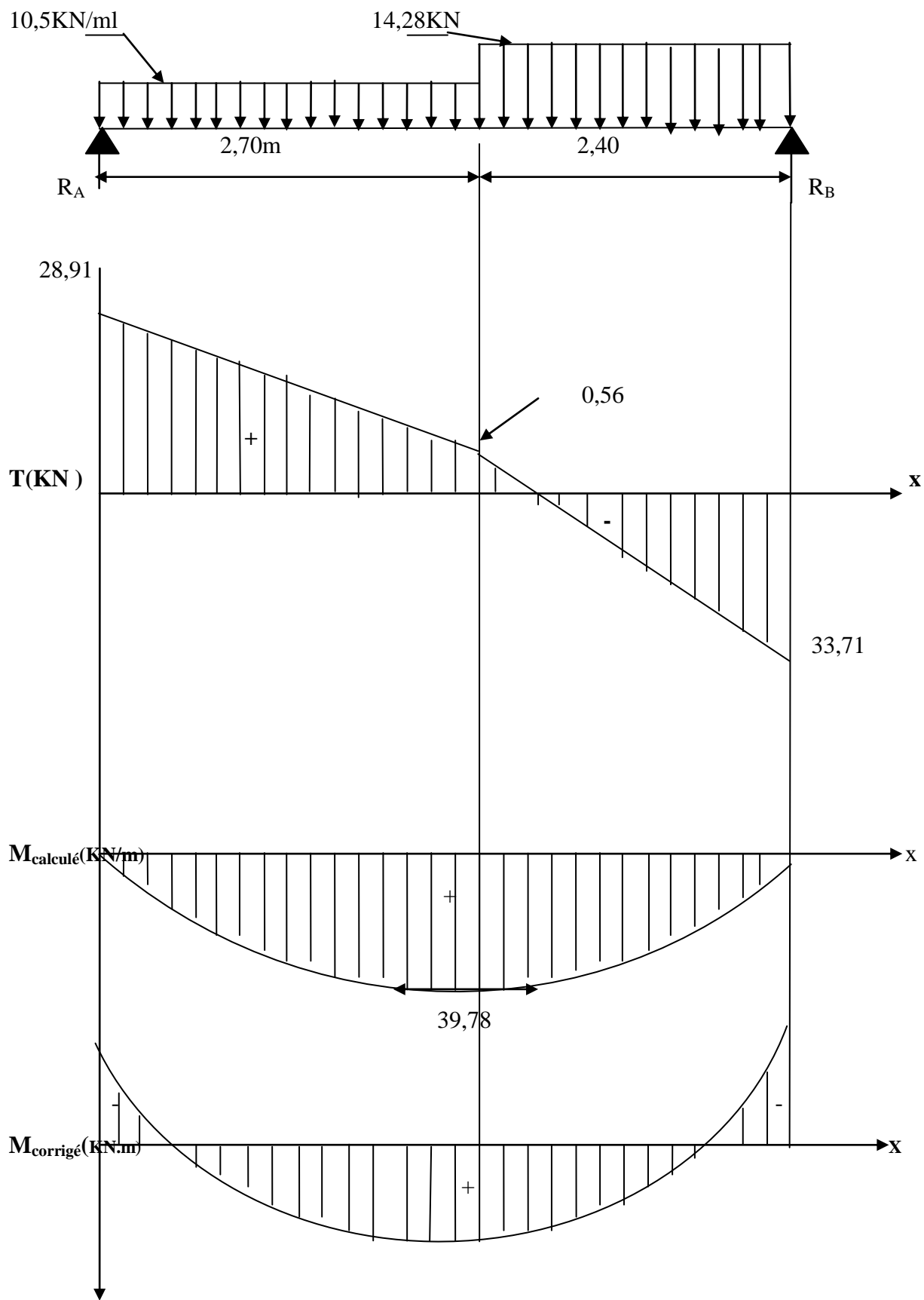
Pour  $x = 0 \longrightarrow M(0) = 0 \text{ kN.m}$

Pour  $x = 2,40 \longrightarrow M(2,40) = 39,78 \text{ kN.m}$

Le moment  $M_z(x)$  est maximal pour la valeur de  $x = 2,36 \text{ m}$  d'où  $M_{\max} = 39,78 \text{ kN.m}$

Aux appuis :  $-0,3M_{\max} = -0,3 \times 39,78 = \mathbf{-11,93 \text{ kN.m}}$ .

En travées :  $0,85M_{\max} = 0,85 \times 39,78 = \mathbf{33,81 \text{ kN.m}}$



**Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à L'ELU.**

## Calcul des armatures :

Le calcul se fera à en flexion simple pour une bande de largeur ( $b=1m$ ) et d'épaisseur ( $e_p=20cm$ ).

### Aux appuis :

Données :  $M_a = -11,93 \text{ KN.m}$ ,  $b=100cm$ ,  $d=18cm$ ,  $c=2cm$ .

#### a- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11,93 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 18^2} = 0,026 < 0,392$$

Section simplement armée.

$$\mu_b = 0,026 \longrightarrow \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{11,93 \times 10^2}{0,987 \times 18 \times 34,8} = 1,93 \text{ cm}^2$$

Soit  $H6A10=4,71 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St=15cm$ .

#### b- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 1,18 \text{ Cm}^2$$

Soit  $4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St=25cm$

## **2- En travée:**

Données :  $M_t=33,81 \text{ KN.m}$ ,  $b=100cm$ ,  $d=18cm$ ,  $c=2cm$ .

a- Armatures principales :

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{33,81 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,074 < 0,392$$

Section simplement armée.  $\mu_b = 0,074 \implies \beta = 0,962$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{33,81 \times 10^2}{0,962 \times 18 \times 34,8} = 5,51 \text{ cm}^2$$

Soit  $6HA12=6,78 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St=15cm$

#### b- Armatures de répartition.

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 1,70 \text{ cm}^2$$

Soit  $6HA10=4,71 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement :  $St=15cm$

## Vérification à l'ELU :

**A)Espacement des armatures:** (Art :A-8-2-4 ;2 )

L'espacement des barres ne doit pas dépasser les valeurs suivantes:

- **Armatures principales** :  $St \leq \min \{ 3h : 33cm \}$

St = 15cm < 33 ..... condition vérifiée

- **Armatures de répartition :** St ≤ min {4h :45cm }

St=25cm<45cm ..... condition vérifiée

### **B) Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} = A_{\text{mim}} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

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

Au appuis :  $A_{\text{adopté}} = \text{H6A10} = 4,71 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

En travées :  $A_{\text{adopté}} = \text{6HA12} = 6,78 \text{ cm}^2 > 2,17 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

### **C) Contrainte tangentielle: (Art A.5.1, 1/ BAE91)**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa} \right\}$$

Calcul de  $\bar{\tau}_u$  :

Pour les fissurations non préjudiciables :  $\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa}$ .

$$V_{\text{max}} = 33,71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{33,71 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,19 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,19 < \bar{\tau}_u = 3,25$  .....condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### **D) Entraînement des barres : (Art. A.6.1, 3 /BAEL91) :**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\text{max}}}{0,9 d \sum u_i} \longrightarrow \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$\Psi_s = 1,5$  pour les barres de hautes adhérence .

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utiles.

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{33,71 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 226,08} = 0,920 \text{ Mpa}$$

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

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$  .....condition vérifiée

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales

### **E) Longueur d'ancrage : (Art A.6.1, 22 / BAEL91) :**

Longueur de scellement doit être :

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4\tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

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

$L_s$  : est supérieur à la largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancrée, on optera donc pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à  $0,4l_s = 16,93 \text{ cm}$ .

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

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_U}{b \cdot 0,9d} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 33,71 \times 10^3}{1000 \times 0,9 \times 180} = 0,416 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,416 \text{ MPa} \leq \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### **G) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

$$T_{\max} < V_U$$

$$V_U = \frac{0,4 f_{c28} a b}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0,9d = 0,9 \times 0,13 = 11,7 \text{ cm}$$

$$V_U = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,13 \times 1}{1,5} = 1080 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 33,71 \text{ KN} < V_U = 1080 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

### **B) Etat limite de service : ELS**

#### **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F = 0 \longrightarrow R_A + R_B - (7,5 \times 2,70 + 10,3 \times 2,40) = 0$$

$$R_A + R_B = 44,97 \text{ kN.}$$

$$R_A = 44,97 - R_B.$$

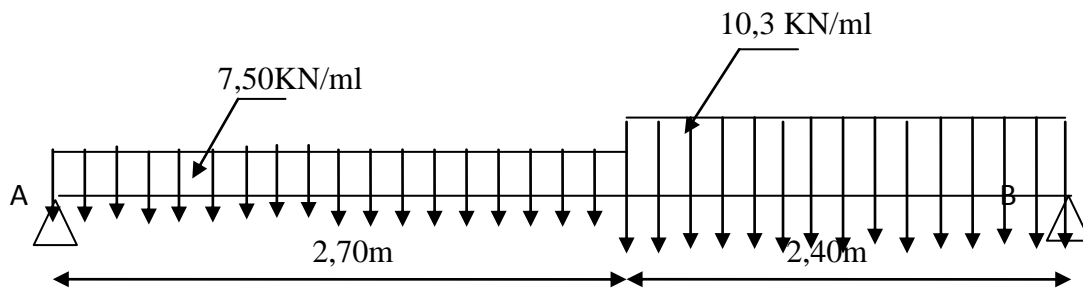
$$\sum M / A \longrightarrow R_B \times 5,1 - 7,5 \times 2,70 \times 1,35 - 10,3 \times 2,4 \times 3,90 = 0$$

$$R_B = 24,26 \text{ kN.}$$

$$R_A = 44,97 - 24,26 = 20,71 \text{ kN.}$$

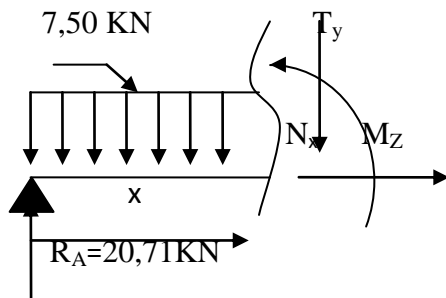
$$\text{Donc } R_A = 20,71 \text{ KN}$$

$$R_B = 24,26 \text{ kN.}$$



**Efforts tranchants:**

**1<sup>er</sup> tronçon :**  $0 \leq X \leq 2,70\text{m}$ .



$$T(x) = 20,71 - 7,5 X$$

Pour  $x = 0$   $\longrightarrow$   $T(0) = 20,71\text{kN}$ .

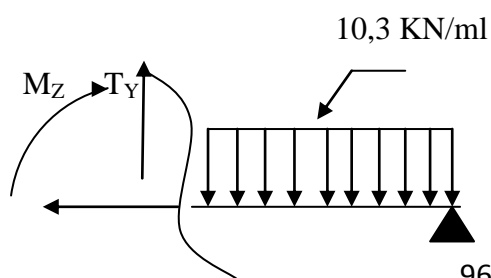
Pour  $x = 2,70$   $\longrightarrow$   $T(2,70) = 0,46\text{kN}$ .

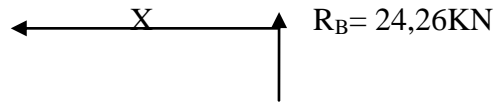
**2<sup>ème</sup> tronçon :**  $0 \leq X \leq 2,4\text{m}$ .

$$T(x) = - 24,26 + 10,3 x$$

Pour  $x = 0$   $\longrightarrow$   $T(0) = -22,48\text{kN}$ .

Pour  $x = 2,40$   $\longrightarrow$   $T(2,40) = 0,46\text{kN}$ .





### Moments fléchissant :

**1<sup>er</sup> tronçon** :  $0 \leq X \leq 2,70 \text{ m}$ .

$$M(x) = 20,71x - 7,5 \cdot \frac{x^2}{2}$$

Pour  $x=0$   $\longrightarrow$   $M(0) = 0 \text{ kN.m}$

Pour  $x=2,70$   $\longrightarrow$   $M(2,70) = 28,58 \text{ kN.m}$

**2<sup>ème</sup> tronçon** :  $0 \leq X \leq 2,40 \text{ m}$ .

$$M(x) = 24,26x - 10,3 \cdot \frac{x^2}{2}$$

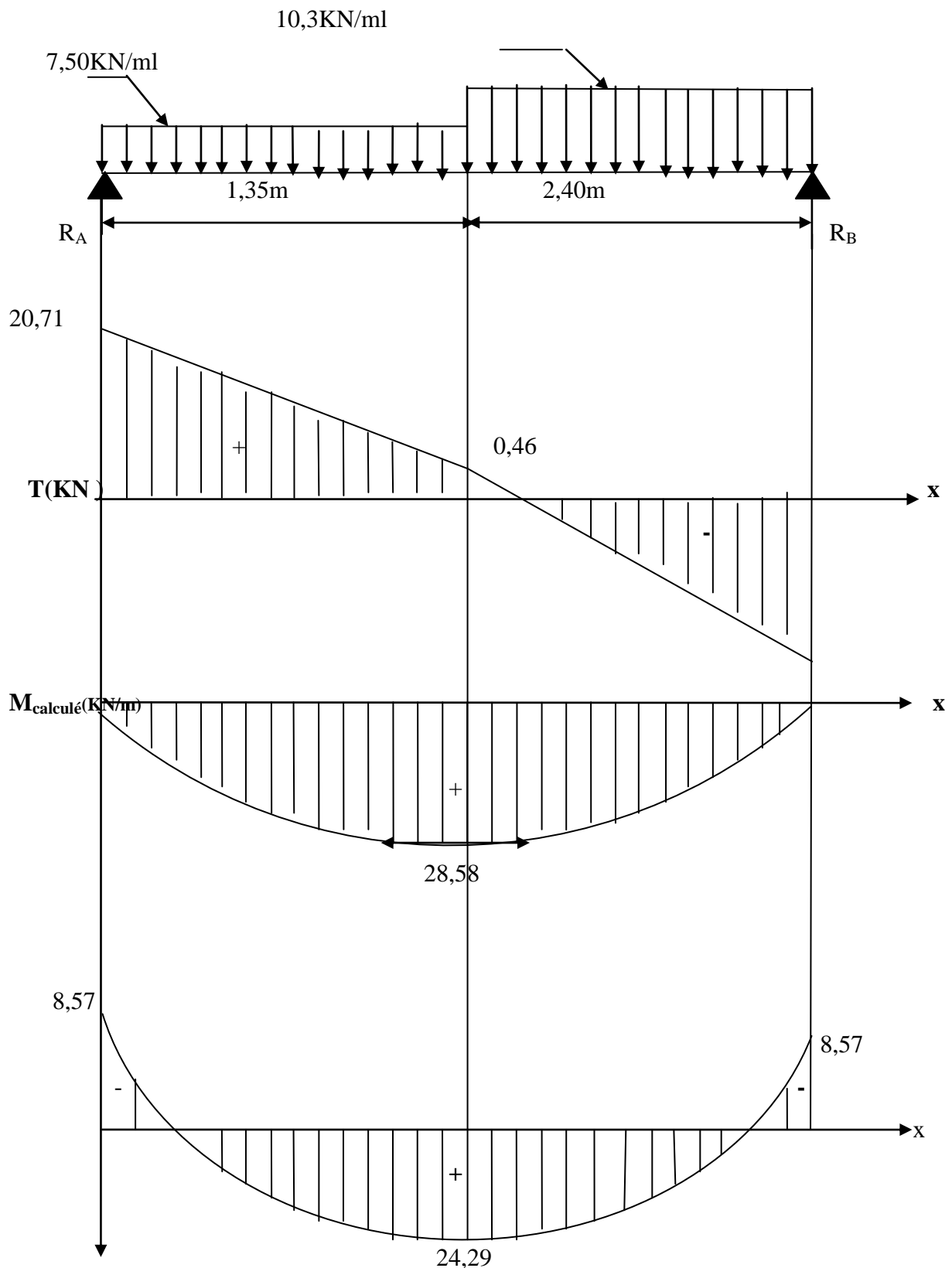
Pour  $x=0$   $\longrightarrow$   $M(0) = 0 \text{ kN.m}$

Pour  $x=2,40$   $\longrightarrow$   $M(2,40) = 28,58 \text{ kN.m}$

Le moment  $M_z(x)$  est maximal pour la valeur de  $x = 2,36 \text{ m}$  d'où  $M_{\max} = 28,58 \text{ kN.m}$ .

Aux appuis :  $-0,3M_{\max} = -0,3 \times 28,58 = \mathbf{-8,57 \text{ kN.m}}$ .

En travées :  $0,85M_{\max} = 0,85 \times 28,58 = \mathbf{24,29 \text{ kN.m}}$ .



**Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à L'ELS.**

## vérification à l'ELS :

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

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

### B) Etat limite de compression de béton : (Art. A.4.5,2 /BAEL91)

On doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

#### En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{db} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 18} = 0,377$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = 0,377 \longrightarrow K_1 = 37,91 \longrightarrow \beta_1 = 0,905$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{24,29 \times 10^3}{0,905 \times 18 \times 6,78} = 219,93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

$$:\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{219,92}{37,91} = 5,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 4,71}{100 \times 18} = 0,260$$

$$\rho_1 = 0,260 \longrightarrow K_1 = 46,73 \longrightarrow \beta_1 = 0,919$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{8,57 \times 10^3}{0,919 \times 18 \times 4,71} = 109,99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est :

$$:\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 2,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

### C) Etat limite de déformation (Art B.6.8,424 /BAEL 91 ) :

On peut se dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,52}{f_e} \end{array} \right.$$

- $\frac{h}{L} = \frac{20}{510} = 0,039 < \frac{1}{16} = 0,0625$

La condition 1 n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

$$f = \frac{5 q_s L^4}{384 E_V I_{fV}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{510}{100} = 1,02 \text{ cm}$$

$$q_{\max} = \max (10,23 ; 7,45 ) = 10,23 \text{ KN/ml}$$

$E_v$  : Module de déformation différé

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

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

$B_0$  : Aire de la section homogénéisée.

$S_{/xx}$  : Moment statique.

Position du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{bd + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 18}{20 \times 100 + 15 \times 6,78} = 10,38 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,38 = 9,62 \text{ cm}$$

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = (10,38^3 + 9,62^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6,78 (9,62 - 2)^2$$

$$I_0 = 72860,62 \text{ Cm}^4$$

$$f = \frac{5 q_s L^4}{384 E_V I_{fV}} = \frac{5 \times 10,23 \times 10^3 \times 5,10^4}{384 \times 10818,86 \times 10^6 \times 72860,62 \times 10^{-8}} = 0,0011 \text{ cm}$$

$$f = 0,011 \text{ cm} < \bar{f} = 1,02 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

D'après les calculs on opte pour un même ferrailage pour les deux types d'escaliers suivant le schéma de ferrailage ci contre

On est le schéma pour mieux voir comment on place les barres.

### III-5-Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et les réactions du palier. Elle est partiellement encadrée dans les poteaux. Sa portée est de 2,90 m .

#### III-4-1 Pré dimensionnement :

##### ❖ Hauteur de la poutre :

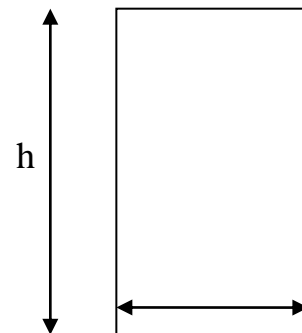
$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

h: La hauteur de la poutre.

L=2,90m : Longueur libre de la poutre.

$$\frac{290}{15} \leq h \leq \frac{290}{10} \longrightarrow 19,33\text{cm} \leq h \leq 29\text{cm}$$

➤ Exigences du RPA 99 (art 7-4-1) :



$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ ht/b < 4. \end{array} \right. \longrightarrow \text{Nous adopterons } ht=30\text{cm.}$$

##### ❖ Largeur (b):

$$0,4 h = 12 \leq b \leq 0,7 h = 21 \longrightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm.}$$

Nous adopterons b=25cm.

$$\text{donc } (h \times b) = (30 \times 25)\text{cm}^2$$

##### ❖ Vérification de l' RPA 99 Version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} b = 25\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \frac{h}{b} = 1,2 < 4 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

### III 5-2) Détermination des sollicitations de calcul :

Son poids propre :  $G = \rho \cdot v = 25 \times (0,25 \times 0,3) = 1,875 \text{ KN/ml}$

---

Réaction de la poutre palière a (ELU) :  $R_U = 31,31 \text{ KN}$

Réaction de la poutre palière a (ELS) :  $R_S = 22,48 \text{ KN}$

❖ **Combinaisons de charges:**

• **ELU :**

$$q_u = 1,35G + R_u = 1,35 \times 1,875 + 31,31 = 33,15 \text{ KN /ml}$$

$$q_u = 33,15 \text{ KN /ml}$$

• **ELS :**

$$q_s = G + R_s = 1,875 + 22,48 = 24,36 \text{ KN /ml}$$

$$q_s = 24,36 \text{ KN /ml}$$

**III 5-3 Calcul à l'ELU :**

**III 5-3-1 Calcul des efforts inters:**

On a une poutre isostatique sous une charge uniformément répartie :

❖ Moment isostatique :  $M_U = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{33,15 \times (2,90)^2}{8} = 35,09 \text{ KN.m}$

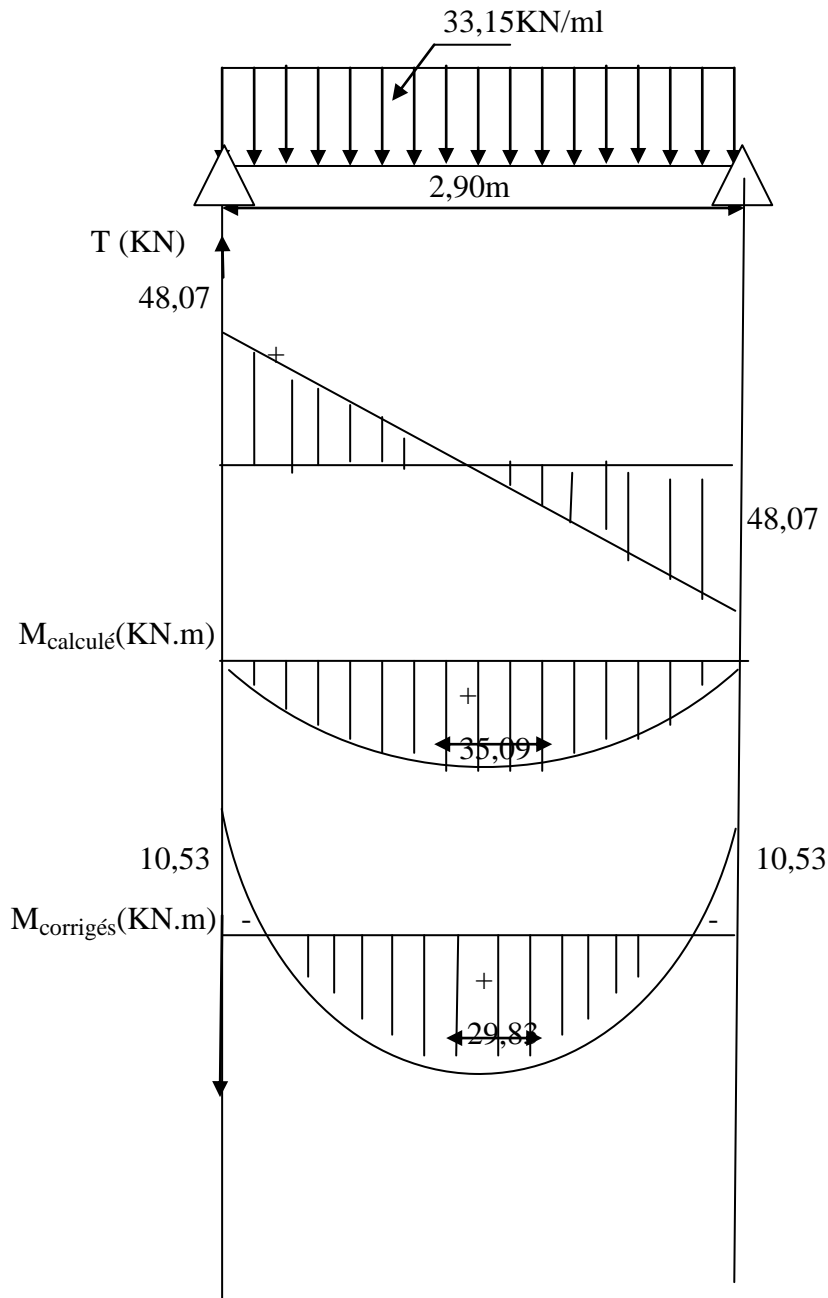
❖ Effort tranchant :  $T_U = \frac{q_u l}{2} = \frac{33,15 \times 2,90}{2} = 48,07 \text{ KN}$

Correction des moments :

❖ Moment aux appuis :  $M_a = -0,3M_U = -10,53 \text{ kN. m.}$

❖ Moment en travée :  $M_t = 0,85M_U = 29,83 \text{ kN. m.}$

**Diagramme de M et T :**



**Diagrammes de l'effort tranchant et moment fléchissant à l'ELU**

**III 5-3-2) ferrailage :**

❖ **Armatures longitudinales :**

**Aux appuis :**

$M_a = -10,53 \text{ kN.m}$        $b=25 \text{ cm}$ ,  $d=28 \text{ cm}$ ,  $c=2 \text{ cm}$ .

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{10,53 \times 10^3}{25 \times 14,2 \times 28^2} = 0,038 < 0,392$$

$$\mu_b = 0,038 \longrightarrow \beta = 0,981$$

Section simplement armée.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{10,53 \times 10^2}{0,981 \times 28 \times 34,8} = 1,10 \text{ cm}^2$$

Soit  $3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$ .

### **En travée :**

$M_t = 29,83 \text{ kN.m}$        $b=25 \text{ cm}$  ,  $d=28 \text{ cm}$  ,  $c=2 \text{ cm}$ .

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{29,83 \times 10^3}{25 \times 14,2 \times 28^2} = 0,258 < 0,392$$

$$\mu_b = 0,258 \longrightarrow \beta = 0,848$$

Section simplement armée.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{29,83 \times 10^2}{0,848 \times 28 \times 34,8} = 3,61 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$

### **❖ Armatures transversales :**

#### **Diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left( \phi, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right) \iff \min \left( 12, \frac{300}{35}, \frac{250}{10} \right) = \min (12 \quad 8,57 \quad 25)$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \qquad \text{Nous prenons HA8.}$$

#### **Espacement :**

$$S_t = \min \{ 0,9d, 40 \text{ cm} \} = \min \{ 25,2 \text{ cm}, 40 \text{ cm} \} = 25,2 \text{ cm}.$$

Nous prendrons  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

Le RPA version 2003 (Art 7.5 - 2) L'espacement doit vérifier :

#### **1) Sur appuis :**

$$S_t = \min \left( 30, \frac{h}{4}, 12\phi_t \right) = \min (30 ; 7,5 ; 9,6) = 7,5 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 7 \text{ cm}$

#### **2) En travée :**

$$S_t = \frac{h}{2} \qquad S_t = 15 \text{ cm}$$

Avec :

h: La hauteur de la poutre.

### III 5-3-3) Vérification à l'ELU :

#### a)-Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1) :

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 f_{t28} b d}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 25 \times 28}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :  $A_{\text{adopté}} = A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,84 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée.

En travées :  $A_{\text{adopté}} = A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,84 \text{ cm}^2$ .....condition vérifiée

#### b)-Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

Pour qu'il n'y'ait pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\text{max}}}{0,9 d \sum u_i} \longrightarrow \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}$$

$\Psi_s = 1,5$  pour les barres de hautes adhérence .

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utiles.

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{48,07 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 131,88} = 1,446 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$ .....condition vérifiée

#### c)- Longueur de scellement

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4 \tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \quad L_s = 50 \text{ cm.}$$

$L_s$  : est supérieur à la largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancrée ,on optera donc pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement a  $0,4l_s = 20 \text{ cm}$  .

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

- Influence sur le béton:  $T_{\text{max}} < V_U$

$$V_U = \frac{0,4 f_{c28} a b}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0,9d$$

$$V_U = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,28 \times 0,25}{1,5} = 420 \text{KN}$$

$$T_{\max} = 48,07 \text{KN} < V_U = 420 \text{KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

• **Influence sur les armatures inférieures :**

$$A_t = 4,62 \text{cm}^2 \geq A_U = \frac{1,15}{f_e} \left( T_U + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 48,07 + \frac{29,83}{0,9 \times 28} \right) = 0,142 \text{cm}^2$$

$$A_t = 3,39 \text{cm}^2 \geq A_U = 0,142 \text{cm}^2$$

**d)- Contrainte tangentielle (BAEL, Art A.5.1.) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,13 f_{c28} ; 5 \text{MPa} \right\}$$

Calcul de  $\bar{\tau}_U$  :

Pour les fissurations non préjudiciables :  $\bar{\tau}_U = 3,25 \text{MPa}$

$$\tau_u = \frac{48,07 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,689 \text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_U \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

**III-5-4 Calcul à l'ELS :**

$$q_s = 24,36 \text{KN /ml}$$

**III-5-4-1 Calcul des efforts internes:**

On a une poutre isostatique sous une charge uniformément répartie :

❖ Moment isostatique :  $M_U = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{24,36 \times (2,90)^2}{8} = 25,61 \text{KN.m}$

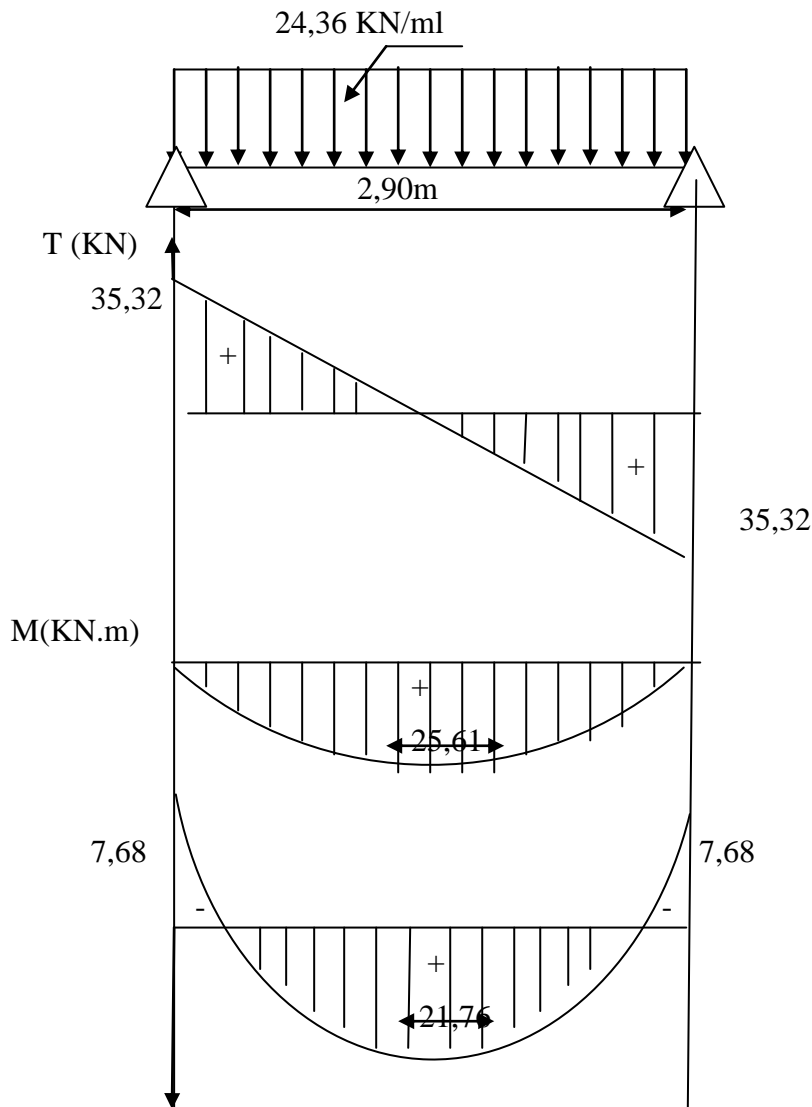
❖ Effort tranchant :  $T_U = \frac{q_u l}{2} = \frac{24,36 \times 2,90}{2} = 35,32 \text{KN}$

Correction des moments :

❖ Moment aux appuis :  $M_a = - 0.3M_U = -7,68 \text{kN. m.}$

❖ Moment en travée :  $M_t = 0.85M_U = 21,76 \text{kN. m.}$

**Diagramme de M et T :**



**Diagrammes de l'effort tranchant et moment fléchissant à l'ELS**

#### **4-5-2) Vérification à l'ELS :**

##### **Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :**

La contrainte de compression est limitée à

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

##### **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{db} = \frac{100 \times 4,62}{28 \times 25} = 0,67$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = 0,67 \longrightarrow K_1 = 98,6 \longrightarrow \beta_1 = 0,956$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{21,76 \times 10^6}{0,956 \times 280 \times 462} = 175,95 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{175,95}{98,6} = 1,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,483$$

$$\rho_1 = 0,483 \longrightarrow K_1 = 32,62 \longrightarrow \beta_1 = 0,895$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{7,68 \times 10^6}{0,895 \times 280 \times 339} = 90,40 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 2,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton et de l'acier aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**Vérification de la flèche : [BAEL.99/Artb6.5,2] :**

On peut dispenser de calcul de la flèche si les condition suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_T}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

$$h = 30 \text{ cm}$$

$$L = 2,90 \text{ m}$$

Mt : moment max en travée = 21,76kN.m

M0 : moment isostatique max en travée = 25,61kN.m

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{30}{290} = 0,103 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{30}{290} = 0,103 > \frac{21,76}{10 \times 25,61} = 0,0849 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{A_t}{b \times d} = \frac{4,62}{25 \times 28} = 0,0066 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

## Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante pour la vérification l'ELS.

## III-5-5 : calcul du 2ème type de poutre palière :

### Pré dimensionnement :

$$\text{❖ Hauteur de la poutre : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$$

## III 5-6) Détermination des sollicitations de calcul :

Son poids propre :  $G = \rho \cdot v = 25 \times (0,25 \times 0,30) = 1,875 \text{ KN/ml}$

Réaction de la poutre palière a (ELU) :  $R_U = 33,71 \text{ KN}$

Réaction de la poutre palière a (ELS) :  $R_S = 24,26 \text{ KN}$

### ❖ Combinaisons de charges:

#### • ELU :

$$q_u = 1,35G + T_u = 1,35 \times 1,875 + 33,71 = 36,24 \text{ KN /ml}$$

$$q_u = 36,24 \text{ KN /ml}$$

#### • ELS :

$$q_s = G + T_s = 1,875 + 24,26 = 26,13 \text{ KN /ml}$$

$$q_s = 26,13 \text{ KN /ml}$$

## III 5-7 Calcul à l'ELU :

### III 5-7-1 Calcul des efforts inters:

On a une poutre isostatique sous une charge uniformément répartie :

$$\text{❖ Moment isostatique : } M_U = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{36,24 \times (2,90)^2}{8} = 38,09 \text{ KN.m}$$

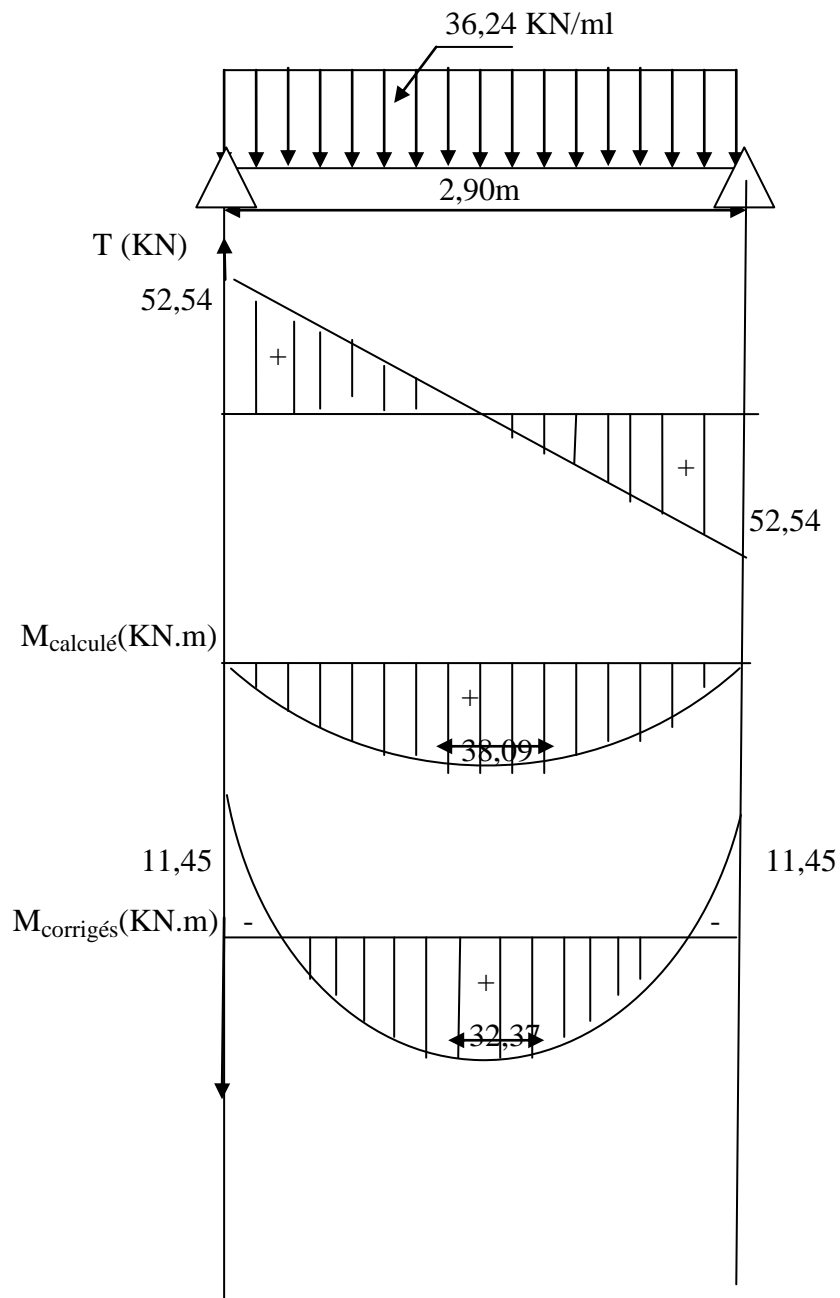
$$\text{❖ Effort tranchant : } T_U = \frac{q_u l}{2} = \frac{36,24 \times 2,90}{2} = 52,54 \text{ KN}$$

Correction des moments :

$$\text{❖ Moment aux appuis : } M_a = -0,3M_U = -11,45 \text{ kN. m.}$$

$$\text{❖ Moment en travée : } M_t = 0,85M_U = 32,37 \text{ kN. m.}$$

## Diagramme de M et T :



Diagrammes de l'effort tranchant et moment fléchissant à l'ELU

### III 5-7-2) ferrailage :

#### ❖ Armatures longitudinales :

##### Aux appuis :

$M_a = - 11,45\text{kN.m}$        $b=25\text{cm}, d=28\text{cm}, c=2\text{cm}.$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2f_{bc}} = \frac{11,45 \times 10^3}{25 \times 14,2 \times 28^2} = 0,041 < 0,392$$

$$\mu_b = 0,041 \longrightarrow \beta = 0,979$$

Section simplement armée.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{11,45 \times 10^2}{0,979 \times 28 \times 34,8} = 1,20 \text{ Cm}^2$$

Soit 3HA12=3.39cm<sup>2</sup>.

### **En travée :**

$$M_t = 32,37 \text{ kN.m} \quad b=25\text{cm}, d=28\text{cm}, c=2\text{cm}.$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2f_{bc}} = k = 0,116 < 0,392$$

$$\mu_b = 0,116 \longrightarrow \beta = 0,941$$

Section simplement armée.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{32,37 \times 10^2}{0,941 \times 28 \times 34,8} = 3,53 \text{ Cm}^2$$

Soit At=3HA14=4,62cm<sup>2</sup>

### **❖ Armatures transversales :**

#### **Diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left( \phi, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right) \iff \min \left( 12, \frac{300}{35}, \frac{250}{10} \right) = \min (12 ; 8,57 ; 25)$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \quad \text{Nous prenons HA8.}$$

#### **Espacement :**

$$S_t = \min \{0,9d, 40\text{cm}\} = \min \{25, 2\text{cm}, 40\text{cm}\} = 25,2\text{cm}.$$

Nous prendrons St=25cm.

Le RPA version 2003 (Art 7.5 - 2) L'espacement doit vérifier :

#### **Sur appuis :**

$$S_t = \min \left( 30, \frac{h}{4}, 12\phi_t \right) = \min (30 ; 7,5 ; 9,6) = 7,5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 7\text{cm}$$

#### **En travée :**

$$S_t = \frac{h}{2} \quad S_t = 15\text{cm}$$

### **III 5-7-3) Vérification à l'ELU :**

**a)-Condition de non fragilité : BAEL (Art A-4-2-1) :**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 f_{t28}bd}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 f_{t28}bd}{f_e} = \frac{0,23 \times 2,1 \times 25 \times 28}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**  $A_{\text{adopté}} = A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > 0,84$ .....condition vérifiée.

**En travées :**  $A_{\text{adopté}} = A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,84$ .....condition vérifiée

**b)-Vérification de la contrainte d’adhérence et d’entraînement des barres :**

Pour qu’il n’y’ait pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\text{max}}}{0,9 d \sum u_i} \longrightarrow \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28}$$

$\Psi_s = 1,5$  pour les barres de hautes adhérence .

$\sum u_i$  :Somme des périmètres utiles.

$$\sum u_i = \eta \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{52,54 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 131,88} = 1,582 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$  .....condition vérifiée

pas de risque d’entraînement des barres.....(condition vérifiée).

**c)- Longueur de scellement**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4\tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \quad L_s = 50 \text{ cm.}$$

$L_s$ : est supérieur a la largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancré ,on optera donc pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement a  $0,4l_s = 20 \text{ cm}$  .

**d) Influence de l’effort tranchant au voisinage des appuis :**

- **Influence sur le béton:**

$$T_{\text{max}} < V_U$$

$$V_U = \frac{0,4 f_{c28} a b}{\gamma_b} \text{ avec : } a=0,9d$$

$$V_U = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,28 \times 0,25}{1,5} = 420 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 52,54 \text{ KN} < V_U = 420 \text{ KN} \dots \text{ condition vérifiée}$$

• **Influence sur les armatures inférieures :**

$$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 \geq A_U = \frac{1,15}{f_e} \left( T_U + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 52,54 + \frac{32,37}{0,9 \times 28} \right) = 0,15$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 \geq A_U = 0,15 \text{ cm}^2$$

**d)- Contrainte tangentielle (BAEL, Art A.5.1.) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_U}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

Calcul de  $\bar{\tau}_U$  :

Pour les fissurations non préjudiciables :  $\bar{\tau}_U = 3,25 \text{ Mpa}$

$$\tau_u = \frac{52,54 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,750 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_U \dots \text{ condition vérifiée.}$$

**III-5-7-4 Calcul à l'ELS :**

$$\implies q_s = 26,13 \text{ KN/ml}$$

**Calcul des efforts internes:**

On a une poutre isostatique sous une charge uniformément répartie :

❖ Moment isostatique :  $M_U = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{26,13 \times (2,90)^2}{8} = 27,46 \text{ KN.m}$

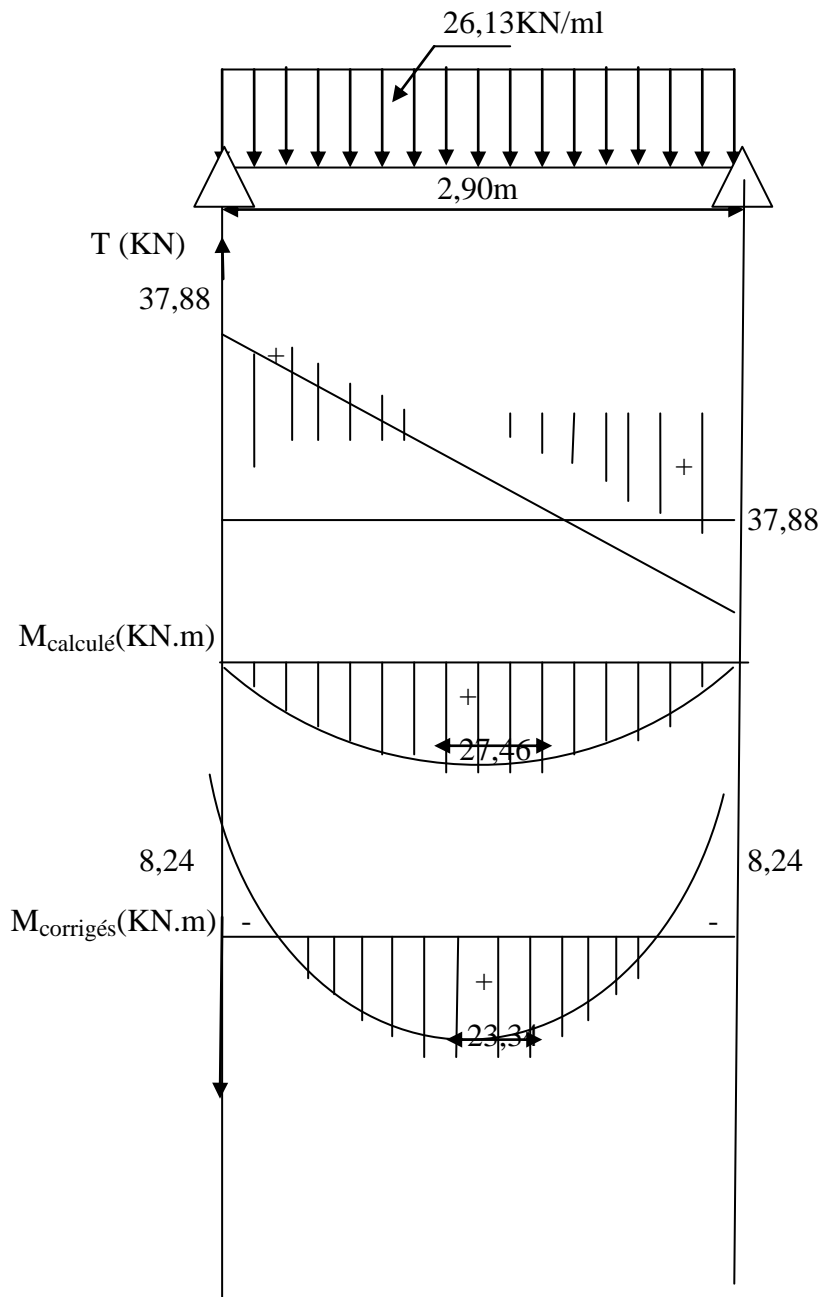
❖ Effort tranchant :  $T_U = \frac{q_u l}{2} = \frac{26,13 \times 2,90}{2} = 37,88 \text{ KN}$

Correction des moments :

❖ Moment aux appuis :  $M_a = -0,3 M_U = -8,24 \text{ kN.m}$ .

❖ Moment en travée :  $M_t = 0,85 M_U = 23,34 \text{ kN.m}$ .

**Diagramme de M et T :**



**Diagrammes de l'effort tranchant et moment fléchissant à l'ELS**

**Vérification à l'ELS :**

**Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier :**

La contrainte de compression est limitée à

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

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

**- En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{db} = \frac{100 \times 4,62}{28 \times 25} = 0,67$$

Avec :  $\rho_1 = 0,67 \longrightarrow K_1 = 98,6 \longrightarrow \beta_1 = 0,956$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{23,34 \times 10^6}{0,956 \times 280 \times 462} = 188,73 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{188,73}{98,6} = 1,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,483$$

$\rho_1 = 0,483 \longrightarrow K_1 = 32,62 \longrightarrow \beta_1 = 0,895$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{8,24 \times 10^6}{0,895 \times 280 \times 339} = 96,99 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$  .....condition vérifiée.

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = 2,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

L'état limite de compression du béton et de l'acier aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**Vérification de la flèche : [BAEL.99/Artb6.5,2] :**

On peut dispenser de calcul de la flèche si les condition suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_T}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

$h = 30 \text{ cm}$

$L = 2,90 \text{ m}$

$M_t$  : moment max en travée = 21,76kN.m

$M_0$  : moment isostatique max en travée = 25,61kN.m

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{30}{290} = 0,103 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{30}{290} = 0,103 > \frac{23,34}{10 \times 27,46} = 0,0849 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{A_t}{b \times d} = \frac{4,62}{25 \times 28} = 0,0066 = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante à l'ELS.

**III.6. Etude de la charpente :**

Notre bâtiment comporte une charpente en bois la quelle supporte une couverture en tuiles mécanique, elle représente plusieurs versants inclinés de dans l'étude de cette charpente, nous intéresserons a déterminer les efforts revenant aux différents sollicitations.

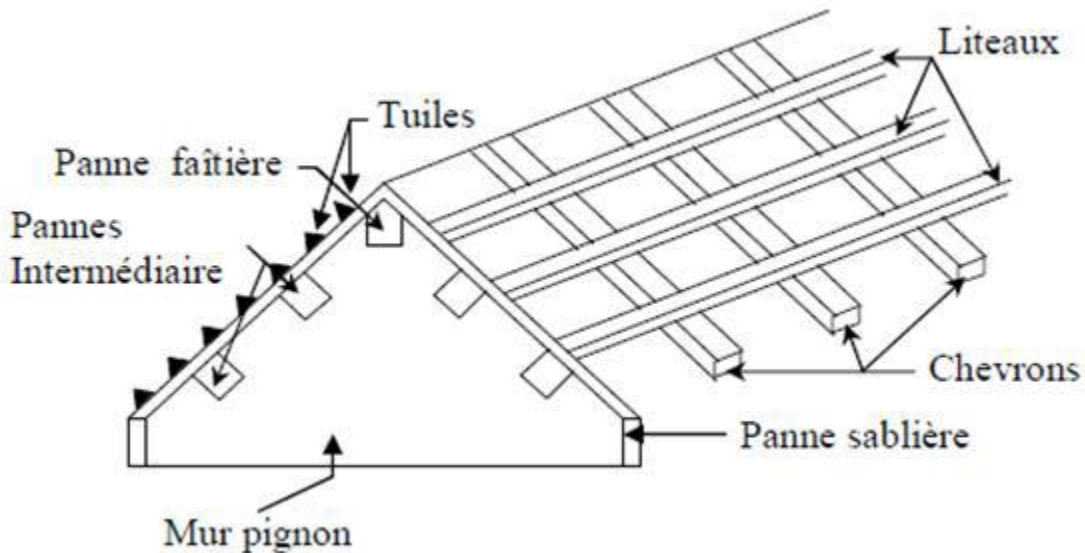


Fig : III.6.1.Détermination des charges et surcharges :

**III-6.1Détermination des charges et surcharges**

• **Charges permanentes :**

- Poids de la tuiles et des linteaux.....0,45 KN/m<sup>2</sup>.
- Poids des pannes et des chérons.....0,10 KN/m<sup>2</sup>.

- **Charges d'exploitation :**

-Poids de la neige.....1 KN/m<sup>2</sup>.

- **Combinaisons des charges :**

a- A l'E.L.U :

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

$$q_u = (1,35 \times 0,55) + (1,5 \times 1) = 2,242 \text{ KN/m}^2$$

b- A l'E.L.S :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 0,55 + 1 = 1,55 \text{ KN/m}^2$$

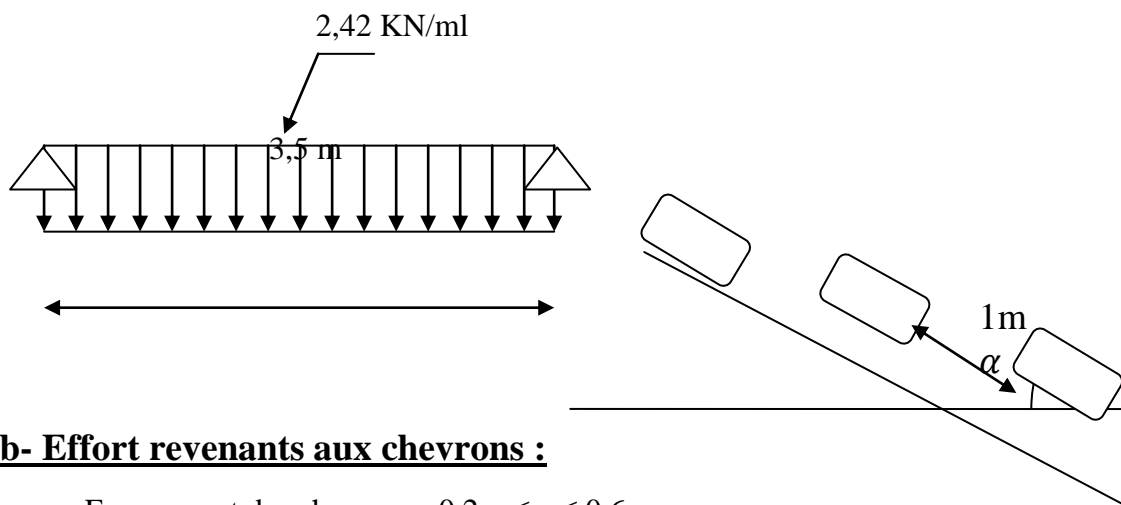
- **Détermination des efforts revenants aux différents éléments :**

**a- ) Efforts revenants aux pannes :**

- Espacement des pannes :  $e_p = 1\text{m}$

- Portée des pannes :  $l_p = 3,5\text{m}$

$$q_p = q_u \times e_p = 2,242 \times 1 = 2,24 \text{ KN/ml}$$



**b- Effort revenants aux chevrons :**

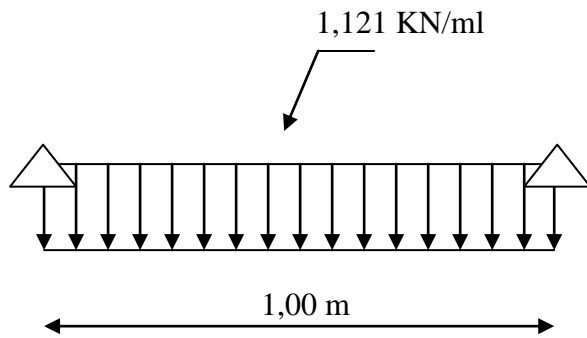
- Espacement des chevrons :  $0,2\text{m} \leq e \leq 0,6\text{m}$

On prend  $e_c = 0,5\text{m}$

- Portée des chevrons :  $l_c = 1,00\text{m}$

$$q_c = q_u \times e_c$$

$$q_c = 2,242 \times 0,5 = 1,121 \text{ KN/ml}$$



### **III-6.2 Détermination des sections :**

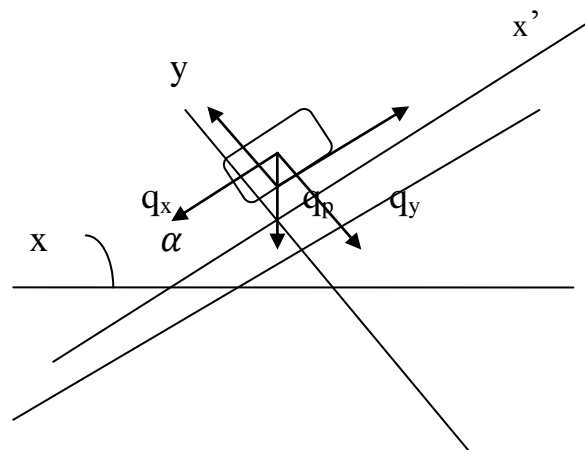
#### **III-6.2.1 Calcul des pannes :**

Le calcul des pannes se fera en flexion déviée :

ü versant  $\alpha = 12,23^\circ$

suisant l'axe (x,x) :  $q_x = q_p \cdot \sin \alpha = 2,24 \times 0,212 = 0,475 \text{ kN/ml}$

suisant l'axe (y,y) :  $q_y = q_p \cdot \cos \alpha = 2,24 \times 0,977 = 2,188 \text{ kN/ml}$



**Figure III-6.2:** Schéma statique de calcul du chevron.

#### **❖ Vérification des contraintes :**

Le bois utilisé est le bois sapin de catégorie « I » de contrainte admissible

$\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$ .

$\sigma_f = f_x + \sigma_{fy} \leq \bar{\sigma}_f$

$$\sigma_f = \frac{M_{fx}}{\frac{I_{xx}}{v}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_{yy}}{v}} \leq \bar{\sigma}_f$$

- Moments de flexions :
- ✓ versant  $\alpha = 12,23^\circ$

suivant l'axe (x,x') :  $M_{fy} = \frac{q_x}{8} l_p^2 = \frac{0,475}{8} (3,5)^2 = 0,727 \text{ KN.m}$

suivant l'axe (y,y') :  $M_{fx} = \frac{q_y}{8} l_p^2 = \frac{0,977}{8} (3,5)^2 = 1,50 \text{ KN.m}$

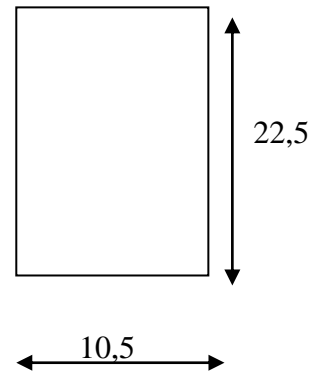
❖ **Choix de la section des pannes :**

Soit une section de  $(10,5 \times 22,5) \text{ cm}^2$

- Module de résistance :

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6} = 885,938 \text{ cm}^3$$

$$\frac{I_{yy}}{V} = \frac{hb^3/12}{h/2} = \frac{hb^2}{6} = 413,437 \text{ cm}^3$$



Donc :

$$\frac{1,5 \times 10^2}{885,938} + \frac{0,727 \times 10^2}{413,437} = 0,345 \text{ KN/cm}^2 = 34,5 \text{ dan/cm}^2$$

Sachant que le bois utilisé est de catégorie I, avec  $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2$  ( Art3.12 CB71 )

$\sigma_f < \bar{\sigma}_f = 142 \text{ dan/cm}^2 \Rightarrow$  la section choisie est bonne.

❖ **Vérification de la flèche pour les pannes :** ( Art 4.962 CB71 )

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison G+Q

$$q_p = q_s \cdot e_p = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/ml}$$

- ✓ Versant  $\alpha = 12,23^\circ$

Suivant l'axe (x,x') :  $q_x = 1,5 \times 0,212 = 0,318 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe (y,y') :  $q_y = 1,5 \times 0,977 = 1,465 \text{ KN/ml}$

La flèche admissible :  $\bar{f} = \frac{L_p}{300}$  avec L : la portée de la panne

La valeur de la flèche réelle est donnée par ( Art 4.011 CB71 ) :

$$f = \frac{5 \sigma_f L^2}{48 E_f \frac{h}{2}} \leq \bar{f}$$

Avec :  $E = 11000\sqrt{\sigma} = 11000\sqrt{142} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2$

$$f = \frac{5 \times 34,5 \times 350^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{22,5}{2}} = 0,149 \text{ cm} < 1,2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ (condition vérifiée).}$$

### **III-6.2.2 Calcul des chevrons :**

D'après les règles CBA-71, le calcul se fera en flexion simple sous qc pour une poutre continue de section  $(5 \times 6) \text{ cm}^2$ .

➤ Calcul du moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_c l_c^2}{8} = \frac{1,121 \times 1^2}{8} = 0,140 \text{ KN.m}$$

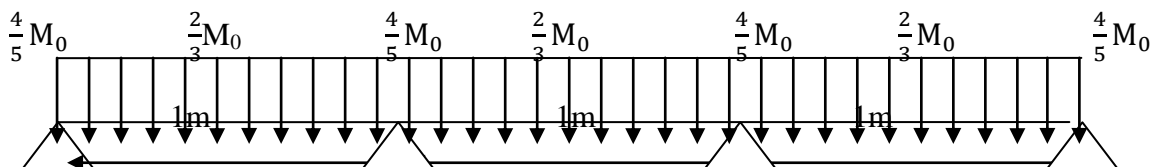
➤ **Moment en travée et aux appuis :**

la valeur des moments aux appuis est :  $M = \frac{4}{5} M_0 = 0,112 \text{ KN.m}$

la valeur des moments en travées est :  $M = \frac{2}{3} M_0 = 0,093 \text{ KN.m}$

Aux appuis :  $M_a = 0,112 \text{ KNm}$

En Travée :  $M_t = 0,093 \text{ KNm}$



### **❖ Vérification des contraintes :**

A- Aux appuis :

$$\sigma_{fa} = \frac{M_a}{\frac{V}{I}} = \frac{0,112 \times 10^4}{\frac{5 \times 7^2}{6}} = 27,43 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_{fa} = 27,43 \text{ daN/cm}^2 < \sigma = 142 \text{ daN/cm}^2$  (condition vérifiée)

B- En travée :

$$\sigma_{ft} = \frac{M_t}{\frac{V}{I}} = \frac{0,093 \times 10^4}{\frac{5 \times 7^2}{6}} = 22,78 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_{ft} = 22,78 \text{ daN/cm}^2 < \sigma = 142 \text{ daN/cm}^2$  (condition vérifiée)

### **❖ Vérification de la flèche admissible pour les chevrons :**

Selon les règlements (CBA-71) la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux...) est

$$\bar{f} = \frac{L_c}{100} = \frac{100}{200} = 0,5 \text{ cm} \quad \text{avec } L_c : \text{ la portée de la pièce (chevrons).}$$

La valeur de la flèche réelle est :  $f = \frac{5\sigma_f l_c^2}{48E_f \frac{h}{2}} \leq \bar{f}$

$$f = \frac{5 \times 27,43 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{6}{2}} = 0,0727 \text{ cm} < 1,2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ (condition vérifiée).}$$

La section choisie pour les chevrons est bonne .

### III-6.3 Calcul des liteaux :

L'étude des liteaux se fera de la même manière que l'étude des pannes.

$$E_l = 0,3\text{m} .$$

La portée des liteaux égal à l'espacement des chevrons  $\implies L_1 = 0,5\text{m}$ .

A l'ELU:  $q_{ul} = 2,242 \times 0,3 = 0,673\text{kN/ml}$

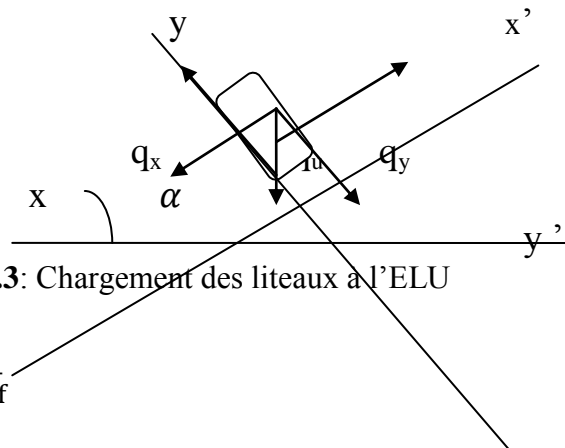


Figure III-6.3: Chargement des liteaux a l'ELU

#### ❖ Vérification des contraintes :

$$\sigma_f = \sigma_{fx} + \sigma_{fy} = \frac{M_{fx}}{\frac{I_{xx}}{V}} + \frac{M_{fy}}{\frac{I_{yy}}{V}} \leq \bar{\sigma}_f$$

$$\checkmark \text{ versant } \alpha = 12,23^\circ$$

Suivant l'axe (x,x') :  $q_x = 0,673 \times 0,212 = 0,143\text{KN/ml}$ .

Suivant l'axe (y,y') :  $q_y = 0,673 \times 0,977 = 0,657\text{KN/ml}$ .

suivant l'axe (x,x') :  $M_{fy} = \frac{q_x}{8} l_p^2 = \frac{0,143}{8} (0,5)^2 = 0,00446\text{KN.m}$

suivant l'axe (y,y') :  $M_{fx} = \frac{q_y}{8} l_p^2 = \frac{0,657}{8} (0,5)^2 = 0,0205\text{KN.m}$

#### ❖ Choix de la section des liteaux :

Soit une section de (3x3) cm<sup>2</sup>

#### ❖ Module de résistance :

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{bh^3/12}{h/2} = \frac{bh^2}{6} = 4,5\text{cm}^3$$

$$\frac{I_{xx}}{V} = \frac{hb^3/12}{h/2} = \frac{hb^2}{6} = 4,5\text{cm}^3$$

Donc :

$$\frac{0,0205 \times 10^2}{4,5} + \frac{0,00446 \times 10^2}{4,5} = 0,5541 \text{ KN/cm}^2 = 55,41 \text{ dan /cm}^2$$

$\sigma_f < \bar{\sigma} = 142 \text{ daN/cm}^2 \Rightarrow$  la section choisie est bonne.

➤ Calcul du moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{0,673 \times 0,5^2}{8} = 0,0210 \text{ KN.m}$$

➤ Moment en travée et aux appuis :

la valeur des moments aux appuis est :  $M = \frac{4}{5} M_0 = 0,0168 \text{ KNm}$

la valeur des moments en travées est :  $M = \frac{2}{3} M_0 = 0,014$

Aux appuis :  $M_{fa} = 0,0168 \text{ KNm}$

En Travée :  $M_{ft} = 0,014 \text{ KNm}$

### ❖ Vérification des contraintes :

$$\text{A- Aux appuis : } \sigma_{fa} = \frac{M_a}{\frac{1}{V}} = \frac{0,0168 \times 10^4}{\frac{3 \times 3^2}{6}} = 37,33 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_{fa} = 37,33 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma} = 142 \text{ daN/cm}^2$  (condition vérifiée) .

**B- En travée :** :

$$\sigma_{ft} = \frac{M_t}{\frac{1}{V}} = \frac{0,014 \times 10^4}{\frac{3 \times 3^2}{6}} = 31,11 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_{ft} = 31,11 \text{ daN/cm}^2 < \bar{\sigma} = 142 \text{ daN/cm}^2$  (condition vérifiée).

### ❖ Vérification de la flèche pour les liteaux: ( Art 4.962 CB71 :

Selon les règlements (CBA-71) la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant les couvertures (tuiles, chevrons, liteaux...) est

$$\bar{f} = \frac{L_1}{200} \quad \text{avec } L_1 : \text{ la portée de la pièce (liteaux).}$$

$$\bar{f} = \frac{L_1}{200} = \frac{50}{200} = 0,25 \text{ cm}$$

La valeur de la flèche réelle est :

$$f = \frac{5\sigma_f l_1^2}{48E_f \frac{h}{2}} \leq \bar{f} = \frac{L_1}{200}$$

$$f = \frac{5 \times 37,33 \times 50^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{3}{2}} = 0,049 \text{ cm} < 0,25 \text{ cm} \dots\dots\dots(\text{condition vérifiée})$$

Les vérifications étant satisfaites, on maintient la section choisie, soit (3×3) cm<sup>2</sup>.

---

---

## **Introduction :**

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fatigant.

C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, en s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacte et un travail plus facile ,on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voir même peu fiable.

## **Description du logiciel ETABS :**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.).

En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

### **Rpelap :(terminologie)**

Grid line : ligne de grille

Joints : noeuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

## **Etapes de modélisation :**

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.60 Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS



### **Première étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser en plan et en élévation.

#### **a) Choix des unités**

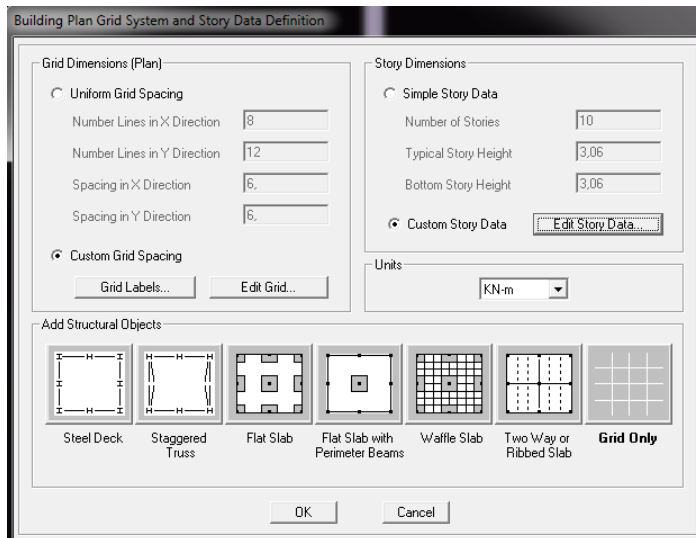
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans **ETABS**. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** comme unités de base pour les forces et déplacements.



#### **b) Géométrie de base**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** → **New model**, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

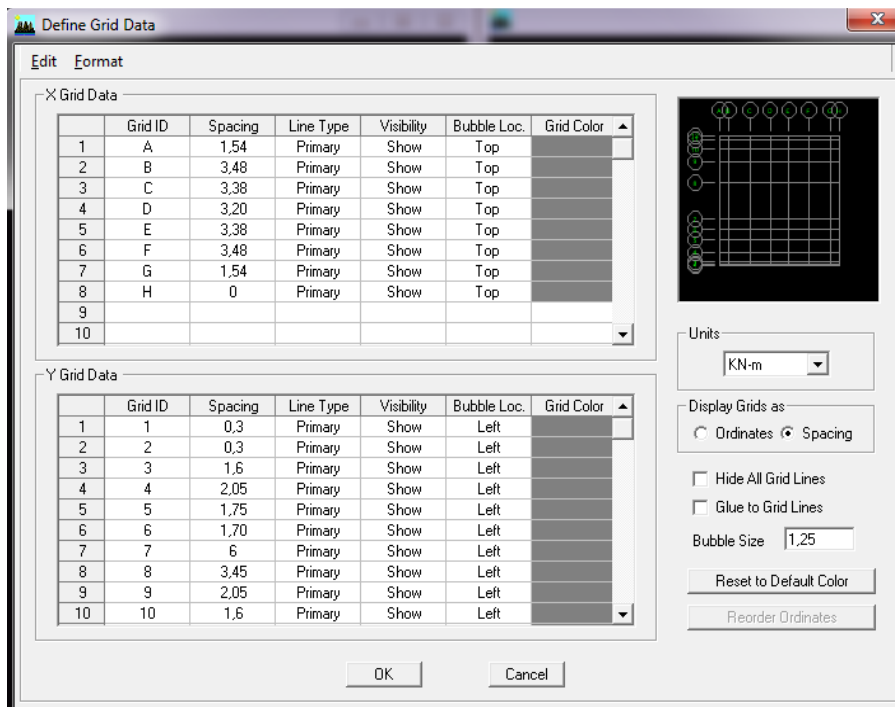


Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z.

### c) **Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

- On introduit les distances puis on clique sur ok
- Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis Edit mais pour notre structures tous les étage son les même.



Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
11	STORY10	3,06	30,6	Yes		No	0,
10	STORY9	3,06	27,54	No	STORY10	No	0,
9	STORY8	3,06	24,48	No	STORY10	No	0,
8	STORY7	3,06	21,42	No	STORY10	No	0,
7	STORY6	3,06	18,36	No	STORY10	No	0,
6	STORY5	3,06	15,3	No	STORY10	No	0,
5	STORY4	3,06	12,24	No	STORY10	No	0,
4	STORY3	3,06	9,18	No	STORY10	No	0,
3	STORY2	3,06	6,12	No	STORY10	No	0,
2	STORY1	3,06	3,06	No	STORY10	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height:

Master Story:

Similar To:

Splice Point:

Splice Height:

Units: Change Units

caniques des matériaux en

how Material.

Define Materials

Materials

- CONC
- OTHER
- STEEL

Click to:

On apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

Material Property Data

Material Name:

Display Color:

Type of Material:  Isotropic  Orthotropic

Type of Design: Design

Analysis Property Data

Mass per unit Volume:

Weight per unit Volume:

Modulus of Elasticity:

Poisson's Ratio:

Coeff of Thermal Expansion:

Shear Modulus:

Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)

Specified Conc Comp Strength, f'c:

Bending Reinf. Yield Stress, fy:

Shear Reinf. Yield Stress, fys:

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduc. Factor:

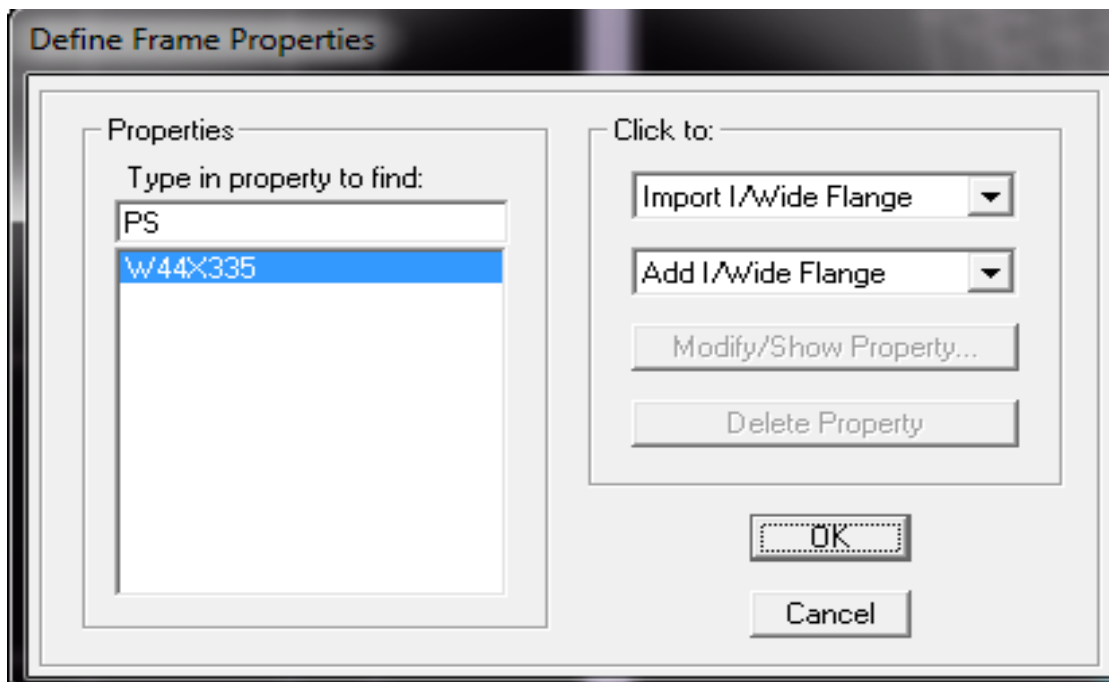
---

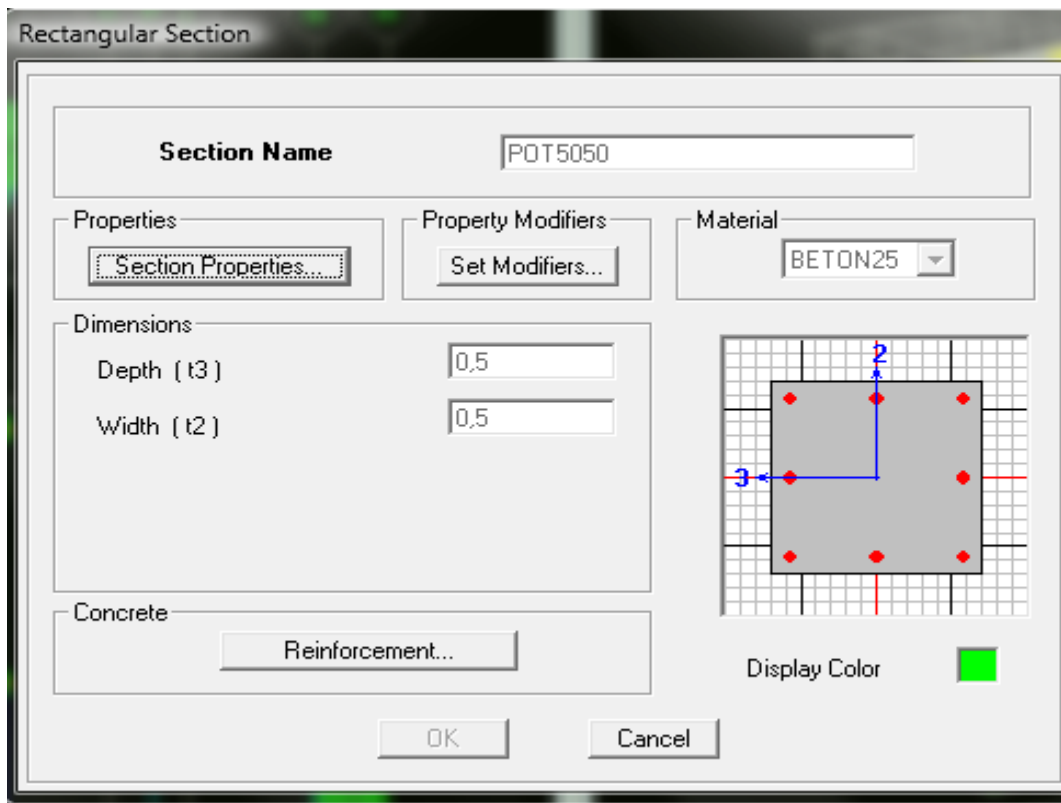
### **Troisième étape :**

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (poteaux) et ceci de la manière suivante :

**Define** → **Frame sections** → **Add Rectangular**

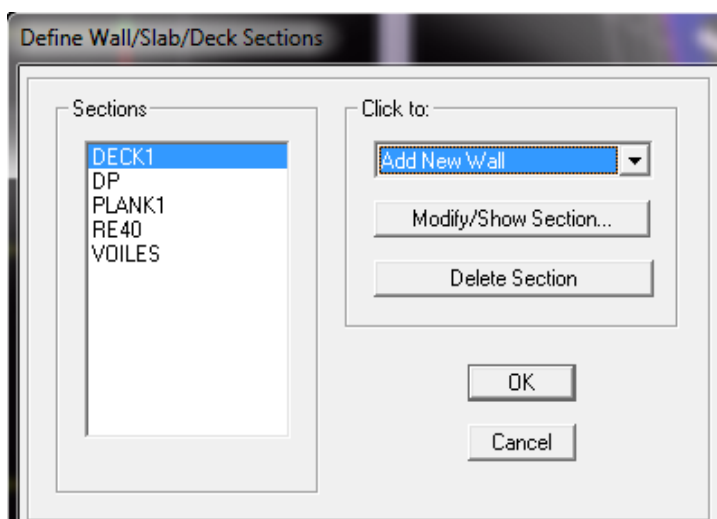


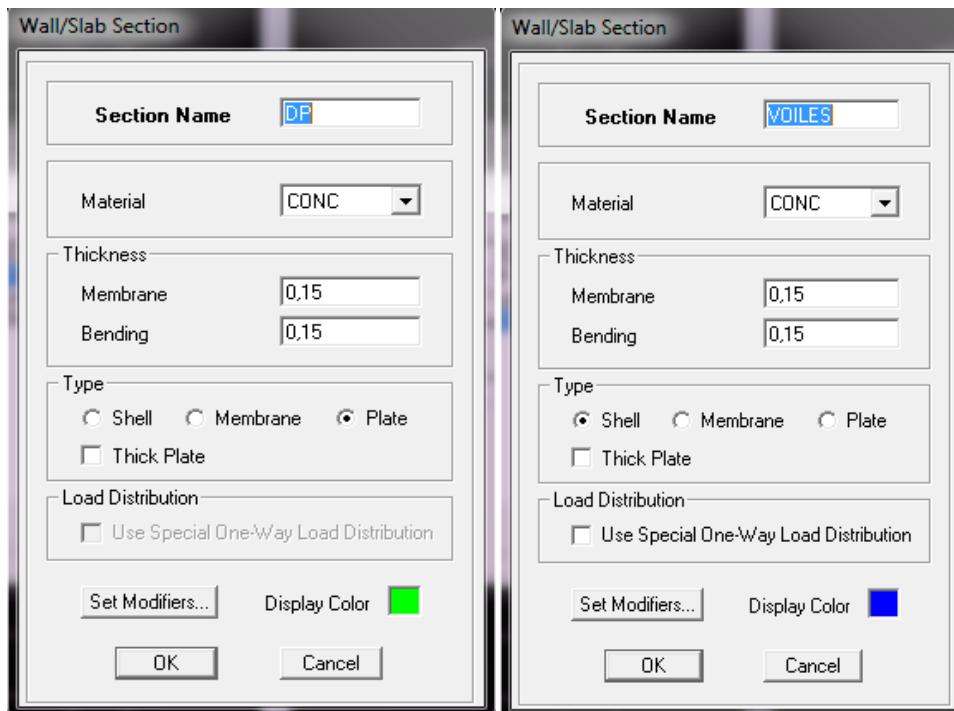


Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments (poutres)

Après avoir finis de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments plaques (voile ; balcons ; plancher).

**Define** → **wall/slab** → **Add new wall**








## Dessin des éléments de la structure

Pour modéliser les sections précédentes des 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 (pot 1 par exemple) → on valide


### Pour les poutres et les voiles:

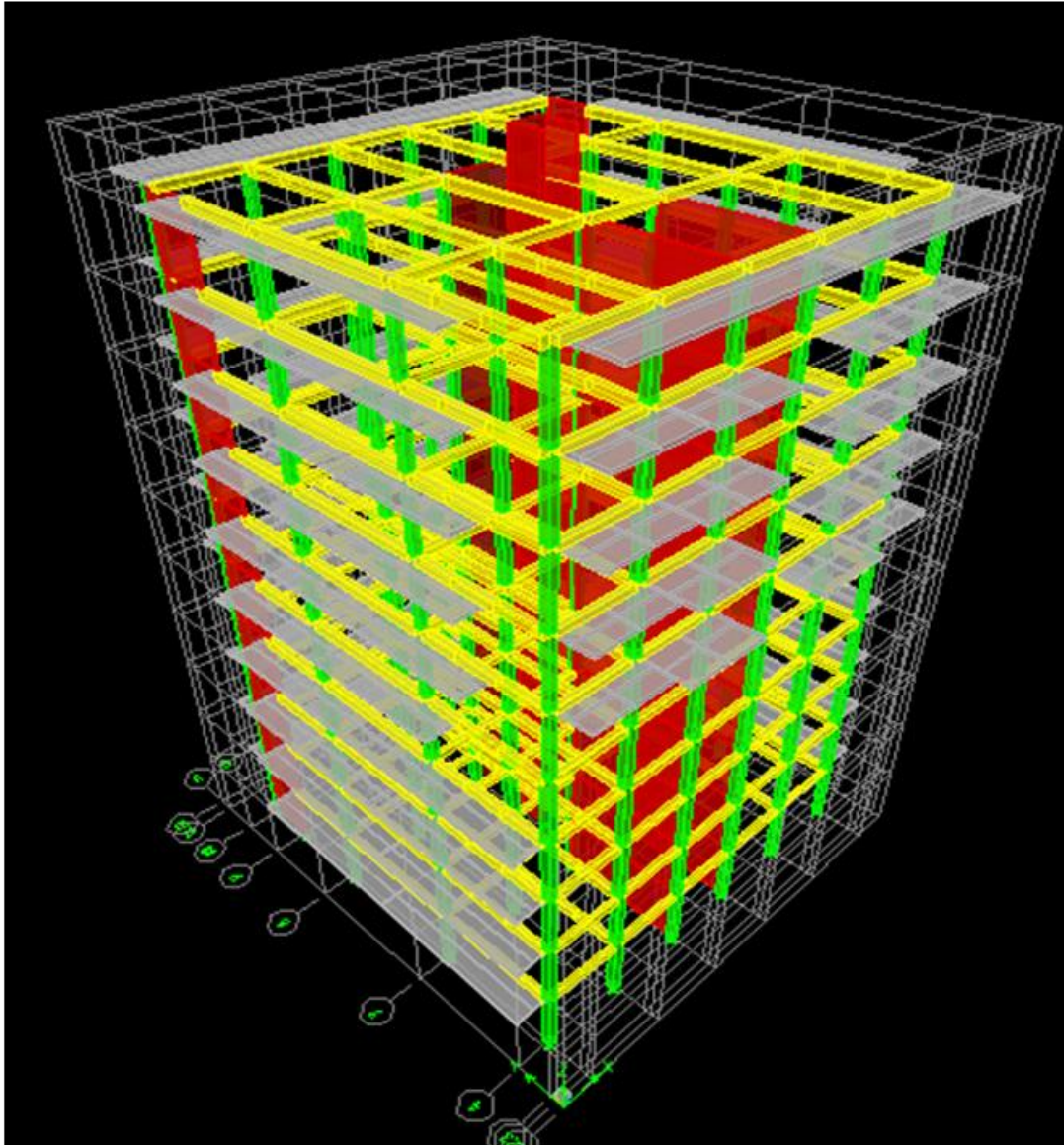
De même que pour les poteaux, sauf qu'on clique cette fois sur  bouton pour les poutres et sur  pour les voiles ;

### Pour les la dalle pleine :

On clique sur le bouton  ou  Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils 


### Remarque :

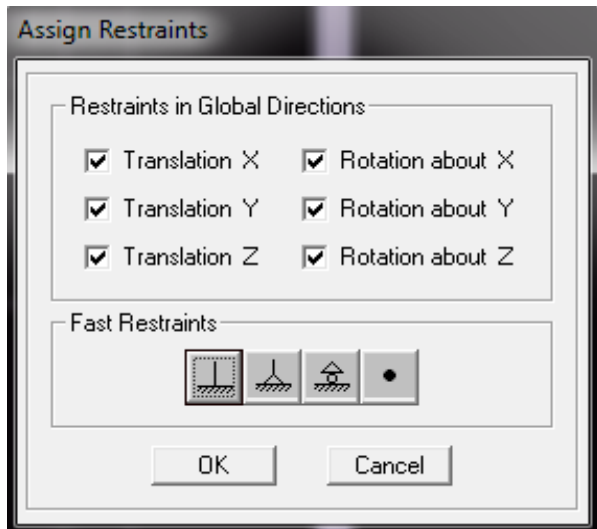
Il est possible d'afficher différentes informations (numéros de noeuds, d'éléments, etc.) sur le modèle. Sélectionner la fenêtre 3D du modèle en cliquant dans celle-ci et cliquer sur l'icône **Set Display**  **Options**



**Fig : Géométrie de base de la structure (vue en 3D)**

**Quatrième étape :**

Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur le bouton 



On bloque toutes les translations et les rotations et on valide

- **Mass source:**  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$  (formule 4-5 RPA 99version 2003)

$W_i$  : poids total de la structure.

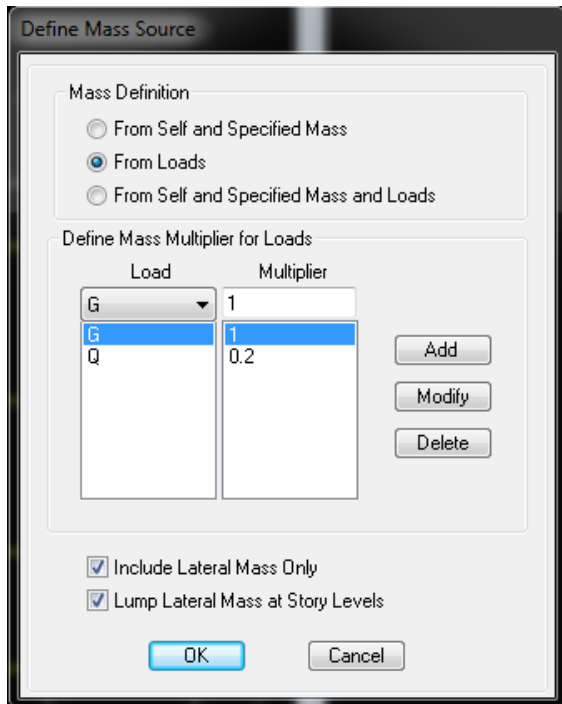
$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaire de la structure.

$W_{Qi}$  : 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 99version 2003) on le prend pour notre cas égal à 0.2 (bâtiments d'habitation).

L'inertie massique est déterminée automatiquement par ETABS

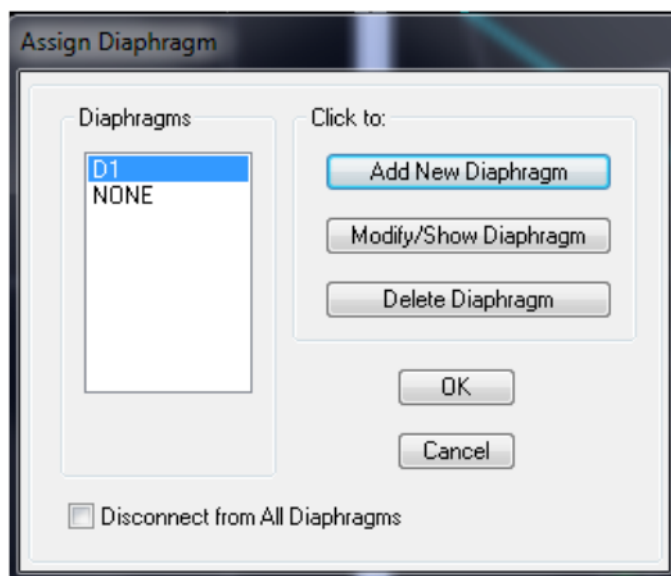
**Define** → **Masse source** → **from loads**



**Diaphragme** : Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse et qui sont désignés par la notation de « Nœuds Maîtres ».

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même Plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

**Assign → Joint/Point → Diaphragms → D1 → OK**



Pour le deuxième étage :

**Assign** → **Joint/Point** → **Diaphragms** → **Add New Diaphragm** → **D2** → **OK**

la même procédure pour les autres étages.

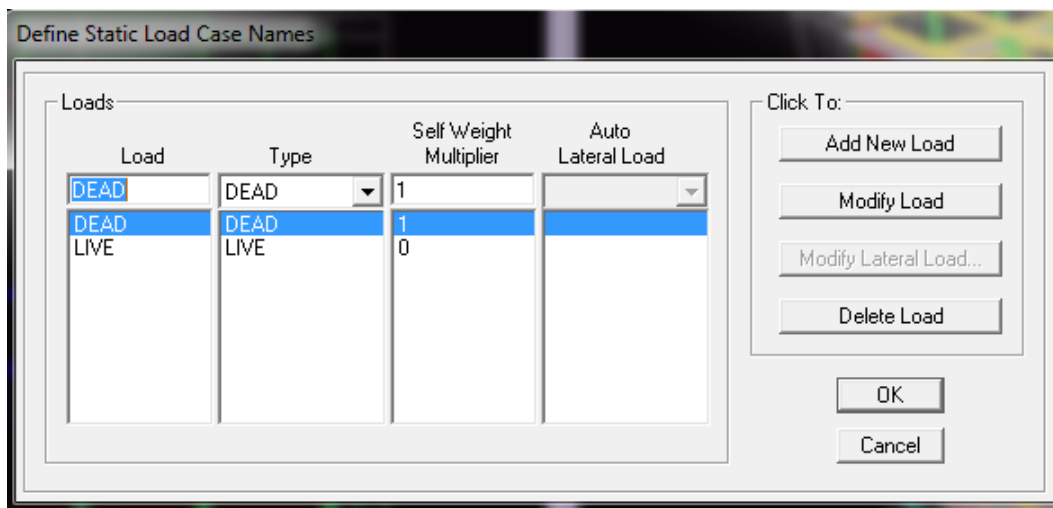
### Cinquième étape :

#### ▪ Définir les charges :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

#### 1) Charges statiques (G et Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define** → **Load Cases**.



### 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=5** ; Mais on doit le justifier par la suite .

- 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 soit vérifiée mais on doit la justifier lors de vérifications exigées par le RPA version 2003 avec le logiciel ETABS.

**a3.** La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 .

$$21.40/20.00 = 1,07 \leq 4 \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction

$$l = \frac{10,04}{20} = 0,502 \quad \rightarrow 100\%$$

$l = 50,2 > 25\% \quad \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$

**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  $S_{tot} = 428 \text{ m}^2$ ,  $S_{ouverture} = 19,56 \text{ m}^2$

Donc le pourcentage des ouvertures =  $S_{ouverture} \leq 15\% S_{tot}$

$$19,56 < 64,2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### **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 seulement régulière en élévation.

### **C) Conditions minimales sur les files de contreventement**

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

$$\frac{l_{\max}}{l_{\min}} < 1,5$$

$$\frac{21,4}{20} = 1,07 < 1,5 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### **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 6 files suivant x-x et 4 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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{3,48}{3,20} = 1,087 < 1,5 \text{ (suivant x-x)} \\ \frac{6,00}{5,5} = 1,09 < 1,5 \text{ (suivant y-y)} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

## 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

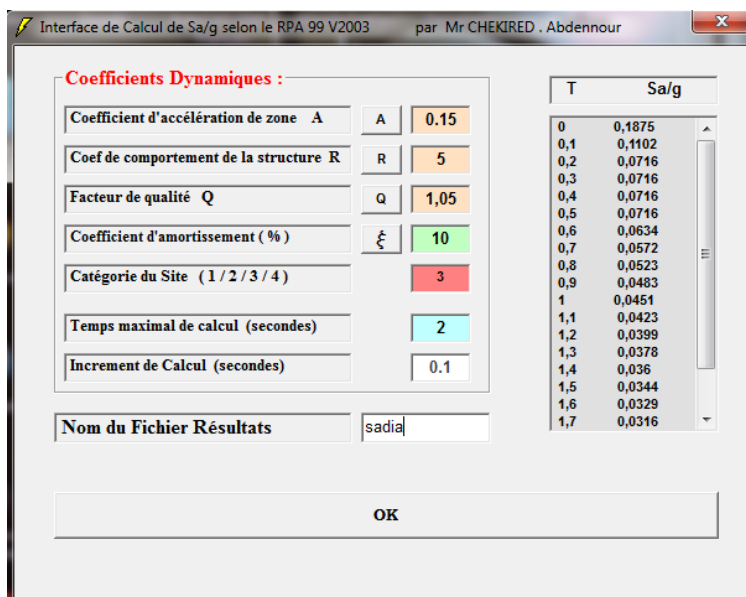
→ **Condition vérifiée.**

Le tableau résume les résultats trouvés :

Critère q	observé	P <sub>q</sub>
Régularité en plan	non	0,05
Régularité en élévation	oui	0
Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0
Redondance en plan	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0

On trouve  $Q = 1,05$

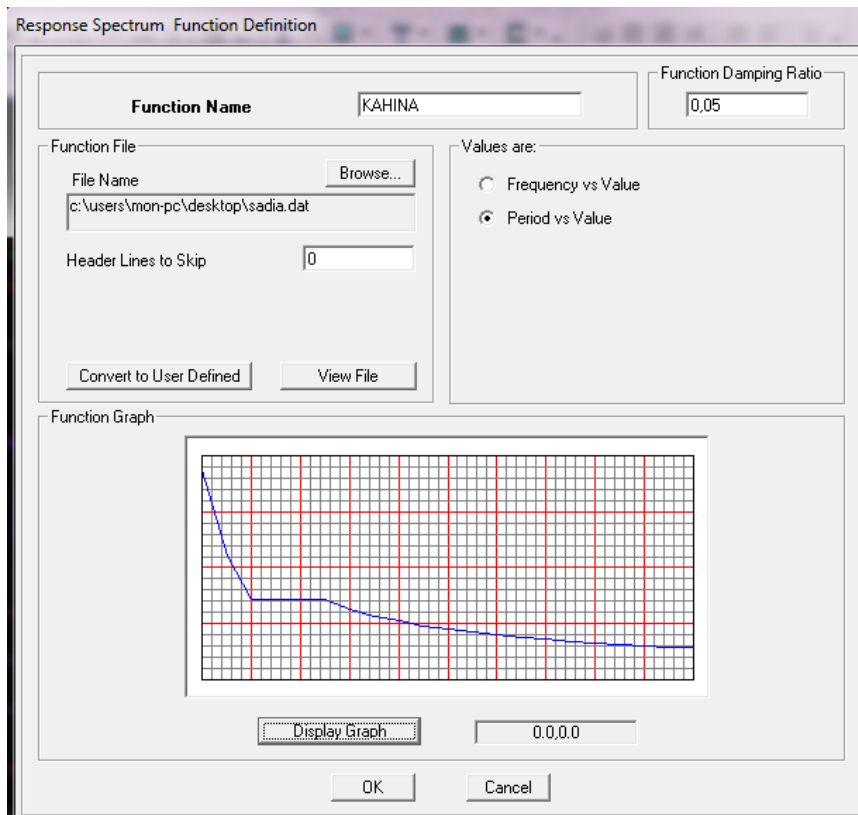
On ouvre le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases



Logiciel donnant les caractéristiques du spectre de réponse.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

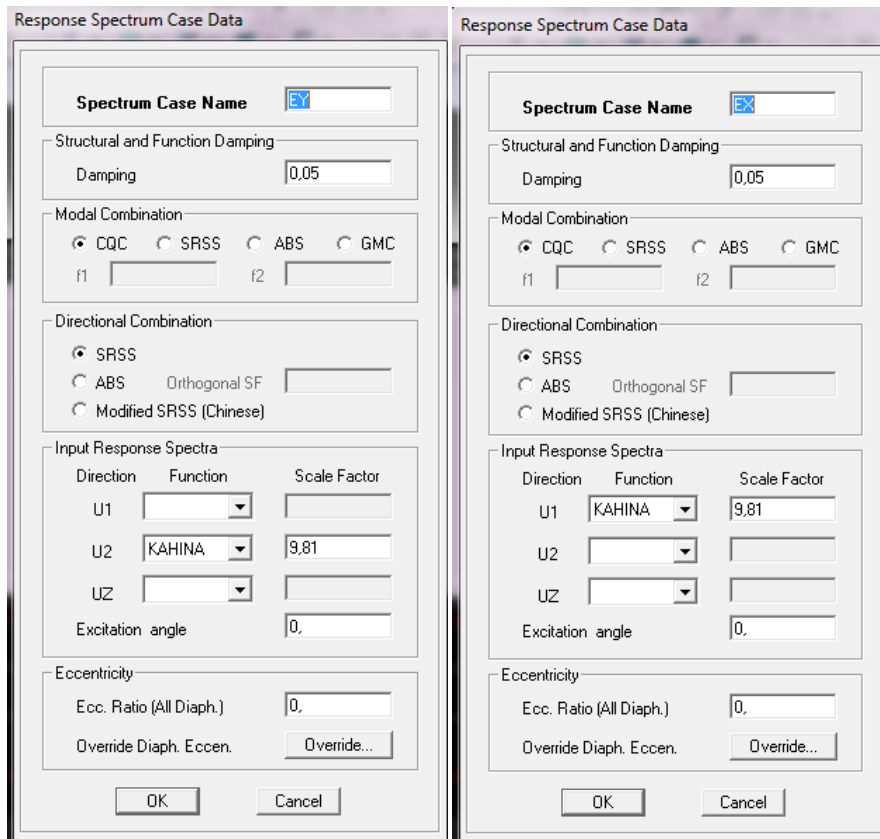
**Define Response** → **Spectrum Functions** → **Spectrum from file**



## 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**



## Sixième étape :

### Chargement des éléments

Après sélection de l'élément à charger, on clique sur :

Assign → Areas → loads uniform 

## Sixième étape :

### Introduction des combinaisons d'actions

#### Combinaisons aux états limites :

ELU : 1.35G+1.5Q

ELS : G+Q

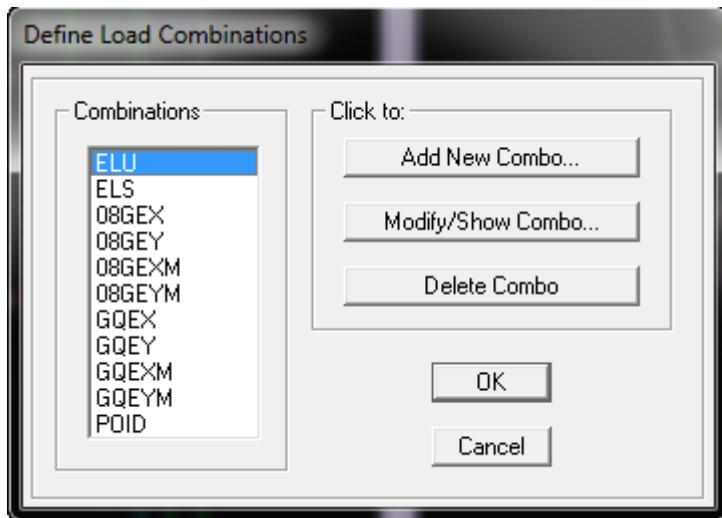
#### Combinaisons accidentelle du RPA :

GQE : G+Q E

08GE : 0.8G E

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → load Combinations → Add New Combo



## Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

### Lancement de l'analyse :

Lancer l'analyse de la structure, on appuie sur F5

- 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 dus aux charges sismiques à la base :

**Show tables** → **Base Reactions** → **Select Cases/comb** →

## **Introduction**

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. La période fondamentale de la structure.
2. L'excentricité.
3. Le pourcentage de participation de la masse modale.
4. Justification du système de contreventement.
5. L'effort tranchant à la base.
6. Les déplacements relatifs.
7. La flèche.
8. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

## **V.1 Vérification de la période empirique T**

### **V.1.1 Calcul de la période empirique**

$$T = \min \left\{ c_T h_N^{3/4} ; 0,09 h_N / \sqrt{D} \right\}$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_N = 32,5\text{m}$$

$C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)  $\longrightarrow C_T = 0.05$

$D$  : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T = \min \left\{ 0,05 \times 32,5^{3/4} ; 0,09 \times 32,5 / \sqrt{19,62} \right\}$$

$T = 0,66\text{s}$

### **V.1.2 Calcul de la période empirique majorée**

$$T_{\text{maj}} = T + 30\% T = 0,86\text{ s}$$

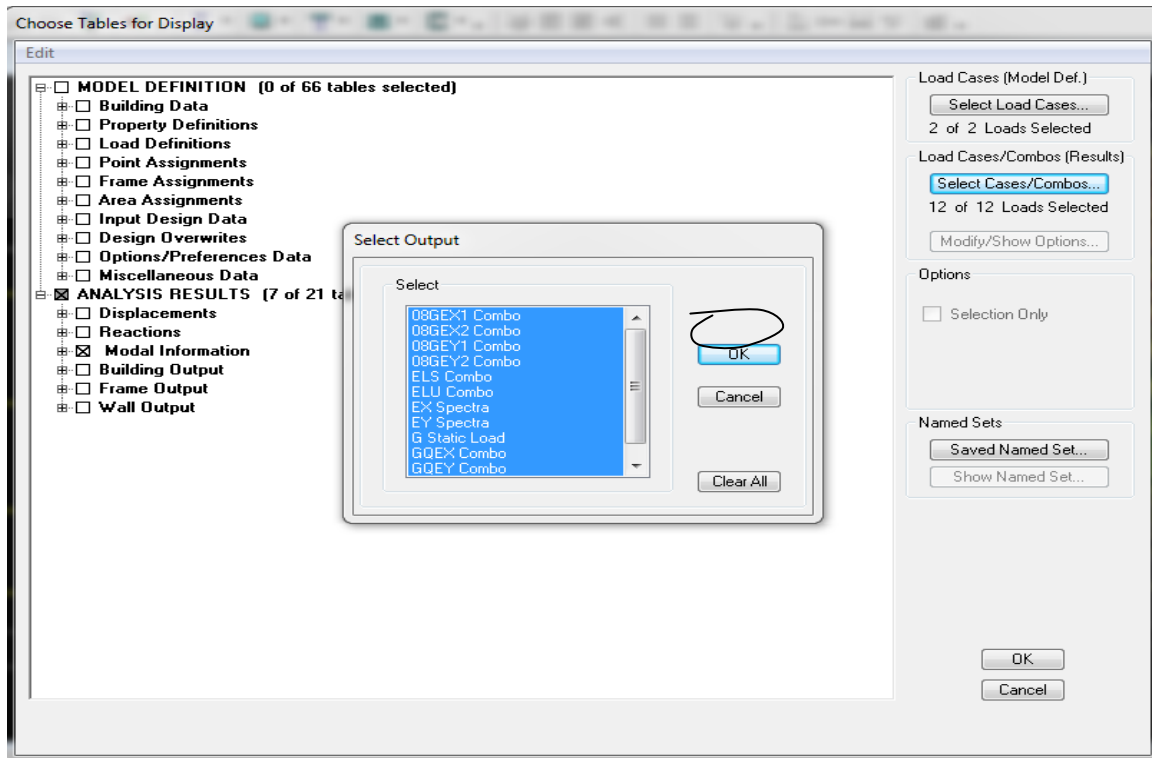
### **V.1.3 Détermination de la période par le logiciel ETABS**

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

**Display**  $\longrightarrow$  **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS**  $\longrightarrow$  **modal information**



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combos...** → 2 fois sur **OK**

Un autre tableau s'affichera.

On choisit dans la liste déroulante en haut à droite « **Modal Participating Mass Ratios** »

Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios									
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	
1	0.858709	54.4830	0.0000	0.0000	54.4830	0.0000	0.0000	0.0000	
2	0.843426	13.2359	0.0000	0.0000	67.7190	0.0000	0.0000	0.0000	
3	0.629343	0.0000	66.8259	0.0000	67.7190	66.8259	0.0000	98.0160	
4	0.214610	0.2449	0.0000	0.0000	67.9639	66.8259	0.0000	0.0000	
5	0.200725	17.4805	0.0000	0.0000	85.4444	66.8259	0.0000	0.0000	
6	0.137387	0.0000	19.7916	0.0000	85.4444	86.6175	0.0000	1.6915	
7	0.094090	0.2264	0.0000	0.0000	85.6708	86.6175	0.0000	0.0000	
8	0.085305	6.1852	0.0000	0.0000	91.8560	86.6175	0.0000	0.0000	
9	0.060313	0.0000	6.7296	0.0000	91.8560	93.3471	0.0000	0.2322	
10	0.052854	0.1570	0.0000	0.0000	92.0130	93.3471	0.0000	0.0000	
11	0.048366	3.1935	0.0000	0.0000	95.2064	93.3471	0.0000	0.0000	
12	0.036769	0.0000	3.0199	0.0000	95.2064	96.3670	0.0000	0.0386	

## ❖ Comparaison des résultats

On a : la période calculée  $T = 0,66$  s

La période majorée  $T_{maj} = 0,86$  s

La période ETABS  $T_{etabs} = 0,85$  s

On remarque que :

$T < T_{etabs} < T_{maj}$  .....Condition vérifiée.

## V.2 Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

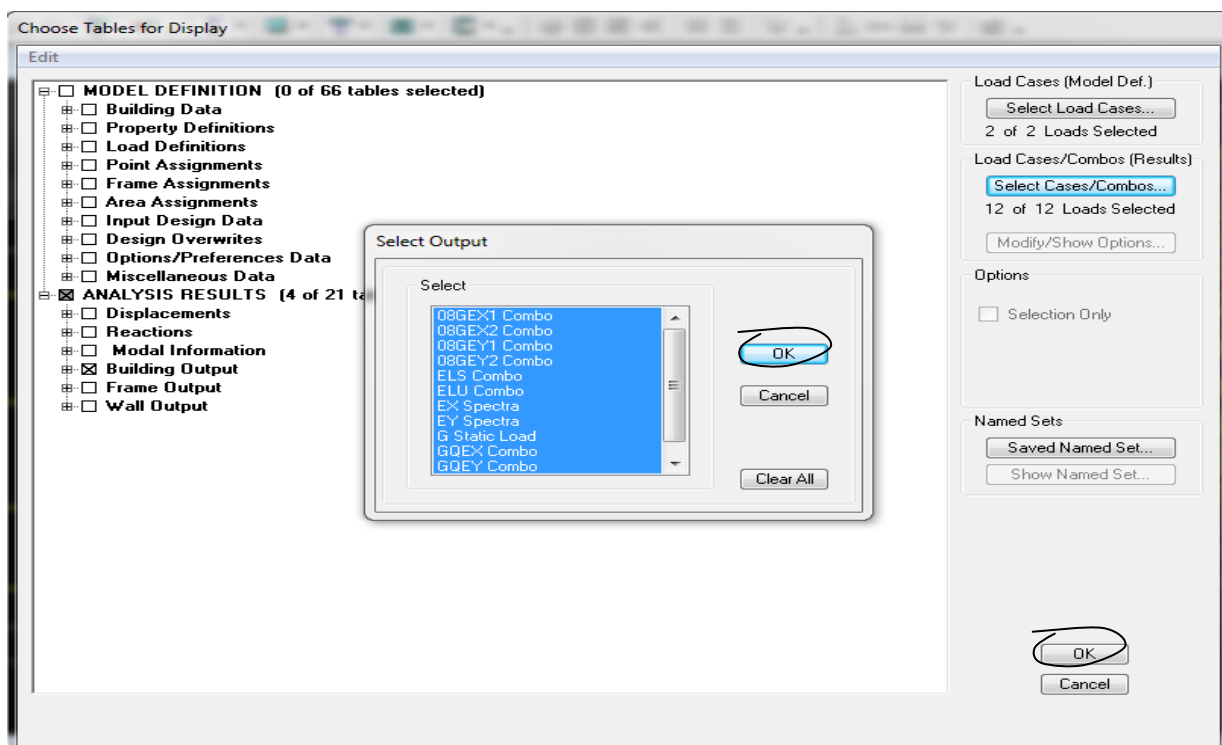
Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante :

*Display* → *show tables*

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

*ANALYSIS RESULTS* → *building output*



Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

**Select cases/combos...** → 2 fois sur **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	3.8820	10.000	11.103	3.8820	3.8820	10.000	11.103	10.000	11.833
	345.5841	10.000	10.723	349.4661	349.4661	10.000	10.728	10.000	10.773
	378.5477	10.002	10.652	728.0139	728.0139	10.001	10.688	10.000	10.809
	378.6510	10.000	10.649	1106.6649	1106.6649	10.001	10.675	10.000	10.853
	380.4321	10.000	10.694	1487.0970	1487.0970	10.001	10.680	10.000	10.905
	384.4105	10.000	10.694	1871.5075	1871.5075	10.000	10.683	10.000	10.968
	361.5969	10.000	11.286	2233.1044	2233.1044	10.000	10.781	10.000	11.038
	374.1609	10.000	11.111	2607.2653	2607.2653	10.000	10.828	10.000	11.120
	378.6074	10.000	11.106	2985.8727	2985.8727	10.000	10.863	10.000	11.218
	378.6074	10.000	11.106	3364.4801	3364.4801	10.000	10.891	10.000	11.333
	381.7285	10.000	11.117	3746.2085	3746.2085	10.000	10.914	10.000	11.491

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcul leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Etage	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey
Etage 1	10,000	11,103	10,000	11,833	0,000	-0,730
Etage 2	10,000	10,723	10,000	10,773	0,000	- 0,050
Etage 3	10,000	10,652	10,000	10,809	0,000	- 0,157
Etage 4	10,000	10,649	10,000	10,853	0,000	-0,204
Etage 5	10,000	10,694	10,000	10,905	0,000	-0,211
Etage 6	10,000	10,694	10,000	10,968	0,000	- 0,274
Etage 7	10,000	11,286	10,000	11,038	0,000	0,248
Etage 8	10,000	11,111	10,000	11,120	0,000	-0,009
Etage 9	10,000	11,106	10,000	11,218	0,000	-0,112
Etage 10	10,000	11,106	10,000	11,333	0,000	-0,227
Etage 11	10,000	11,117	10,000	11,491	0,000	-0,374

Avec :  $e_x = X_{CM} - X_{CR}$

$e_y = Y_{CM} - Y_{CR}$

#### ❖ Comparaison des résultats

- Sens longitudinal

$5\%L_y \geq e_x \longrightarrow 0,05 \times 19,60 = 0,980 > 0,000$  .....condition vérifiée

- Sens transversal

$5\%L_x \geq e_y \longrightarrow 0,05 \times 20 = 1 > 0,248$  .....condition vérifiée

### **V.3 Vérification du pourcentage de participation de la masse :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales ,le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci après :

Mode	Période [s]	SumUX [%]	SumUY [%]
1	0,858709	54,4830	0.0000
2	0,843426	67,7190	0,0000
3	0,629343	67,7190	66,8259
4	0,214610	67,9639	66,8259
5	0,200725	85,4444	66,8259
6	0,137387	85,4444	86,6175
7	0,094090	85,6708	86,6175
8	0,085305	91,8560	86,6175
9	0,060313	91,8562	93,3471
10	0,052854	92,0130	93,3471
11	0,048366	95,2064	93,3471
12	0,036769	95,2064	96.3670

La somme des masses modales dans le 12<sup>ème</sup> mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

### **V. 4 Justification du système de contreventement**

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

### ❖ Calcul les inerties des voiles :

Comme nos voiles on une forme non uniforme on a appliqué le théorème d'Huygens a fin de déterminer les inerties revenant a chaque voile

$$I = I_A + (I_B + S_B + d^2)$$

Les résultats son récapituler dans les tableaux suivant

- Inerties des voiles longitudinaux :

Zone	Voiles	L(m)	$I_x(m^4)$	$I_x(m^4)$
Zone I	VL1	2,65	0,576	9,295
	VL2	2,65	0,576	
	VL3	2,75	0,555	
	VL4	2,75	0,555	
	VL5	2,65	0,576	
	VL6	2,65	0,576	
	VL7	1,40	0,045	
Zone II	VL1	2,625	0,497	
	VL2	2,625	0,497	
	VL3	2,725	0,547	
	VL4	2,725	0,547	
	VL5	2,625	0,497	
	VL6	2,625	0,497	
	VL7	1,40	0,045	
Zone III	VL1	2,60	0,429	
	VL2	2,60	0,429	
	VL3	2,70	0,474	
	VL4	2,70	0,474	
	VL5	2,60	0,429	
	VL6	2,60	0,429	
	VL7	1,40	0,045	

• **Inerties des voiles transversaux :**

Zone	Voiles	L(m)	$I_x(m^4)$	$I_x(m^4)$
Zone I	VT1	2,25	0,394	28,514
	VT2	2,25	0,394	
	VT3	6,00	4,737	
	VT4	6,00	4,737	
	VT5	1,40	0,045	
	VT6	1,40	0,045	
Zone II	VT1	2,225	0,324	
	VT2	2,225	0,324	
	VT3	5,95	4,363	
	VT4	5,95	4,363	
	VT5	1,40	0,045	
	VT6	1,40	0,045	
Zone III	VT1	2,20	0,275	
	VT2	2,20	0,275	
	VT3	5,90	4,029	
	VT4	5,90	4,029	
	VT5	1,40	0,045	
	VT6	1,40	0,045	

❖ **Calcul des inerties des poteaux**

Les inerties des poteaux dans les deux sens serrant donnée comme suit :

$$I_x = I_y = \frac{bh^3}{12}$$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau suivant :

Zone	a (m)	b (m)	I d'un poteau (m <sup>4</sup> )	Nbr de poteau	I total (m <sup>4</sup> )
Zone I	0,50	0,50	0,00520833	24	0,125
Zone II	0,45	0,45	0,00341719	24	0,082012
Zone III	0,40	0,40	0,00213333	24	0,051199

La somme des inerties	0,258211
-----------------------	----------

### ❖ Le pourcentage de l'inertie :

#### • Sens longitudinal :

L'inertie des poteaux :  $I_p = 0,258211 \text{ m}^4$

L'inertie des voiles :  $I_v = 9,295 \text{ m}^4$

L'inertie de l'ensemble :  $I = 9,552311 \text{ m}^4$

✓ Pourcentage de l'inertie des poteaux /l'ensemble : 2,70 %

✓ Pourcentage de l'inertie des voiles /l'ensemble : 97,30 %

#### • Sens transversale :

L'inertie des poteaux :  $I_p = 0,258211 \text{ m}^4$

L'inertie des voiles :  $I_v = 28,514 \text{ m}^4$

L'inertie de l'ensemble :  $I = 28,7722 \text{ m}^4$

✓ Pourcentage de l'inertie des poteaux /l'ensemble : 0,90 %

✓ Pourcentage de l'inertie des voiles /l'ensemble : 99,10%

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

**Display** → **show Deformed shape** → **Load: Ex spectra**

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

**Draw** → **Draw Section Cut**

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	20.9943	0.3124
End Point	-0.9587	0.1263

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10.0178	0.2193	0.	180.4855

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2341.3015	19.8445	1.331E-11	2341.3015	19.8445	1.467E-11
Moment	415.0978	48972.607	28586.7913	415.0978	48972.607	28586.7913

Close Refresh

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche la case **columns** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	21.3664	0.4984
End Point	0.3436	0.5604

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10.855	0.5294	0.	179.831

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2087.0894	6.1517	9.093E-03	2087.0894	6.1517	9.093E-03
Moment	53.4108	18119.4395	24944.3692	53.4108	18119.4395	24944.3692

Close Refresh

Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles.

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2).

Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison ‘‘ELU’’ puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

❖ **Récapitulatif des résultats :**

Unités	Forces reprises par les voiles et poteaux		Force reprises par les voiles uniquement	
	[kN]	[%]	[kN]	[%]
Sens Ex	2341,3015	100	2087,0894	89,14
Sens Ey	2800,4096	100	2580,3843	92,14
ELU	60534,703	100	26457,8673	43,70

**Rappel :**

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l’effort tranchant d’étage.

**Conclusion :**

En examinant les résultats obtenus, nous avons constaté que les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal.

Du fait que l’inertie des voiles dépasse les **20%** et l’inertie des portiques dépasse les **25%** (tel que prévu par le RPA) de l’inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons un contreventement par voile (**RPA 99/Art 4-a**) dans les deux sens principaux. D’où le coefficient de comportement **R= 3,5** (tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003).

**V.5 Vérification de l’effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)**

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base ‘Vt’ 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 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Calcul des paramètres A, D, Q, et R :

**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 du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure **T**.

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec **T<sub>2</sub>** : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/version 2003.

$T_2(S3) = 0,5 \text{ s}$

Dans notre cas :  $T_2 = 0.5s < T_{etabs} = 0,85s < 3s$  donc :  $D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} > 0,7 \quad \dots\dots\dots \text{(Formule 4.3 RPA99v2003).}$$

$\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (**Tableau 4.2 RPA99v2003**).

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

On prend :

$\xi$  (%) = 10%

D'où  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76 > 0,7$  ..... condition vérifiée

Alors :  $D = 2,5 \times 0,76 \times (0,5 / 0,85)^{2/3} = 1,60$

**W<sub>t</sub>** : poids de la structure donné par le logiciel ETABS

$W_t = 37077,66 \text{ t}$

**R** : le coefficient de comportement global de la structure (**RPA 2003/Tableau 4.3**).

—————> **R = 3,5**

Facteurs	Valeurs
----------	---------

Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur d'amplification dynamique D	1,60
Facteur de qualité Q	1,05
Coefficient de comportement R	3,5
Le poids total de la structure Wt [kN]	37077,66

$$V = \frac{0,15 \times 1,60 \times 1,05}{3,5} \times 37077,66 = 2669,59 \text{ t}$$

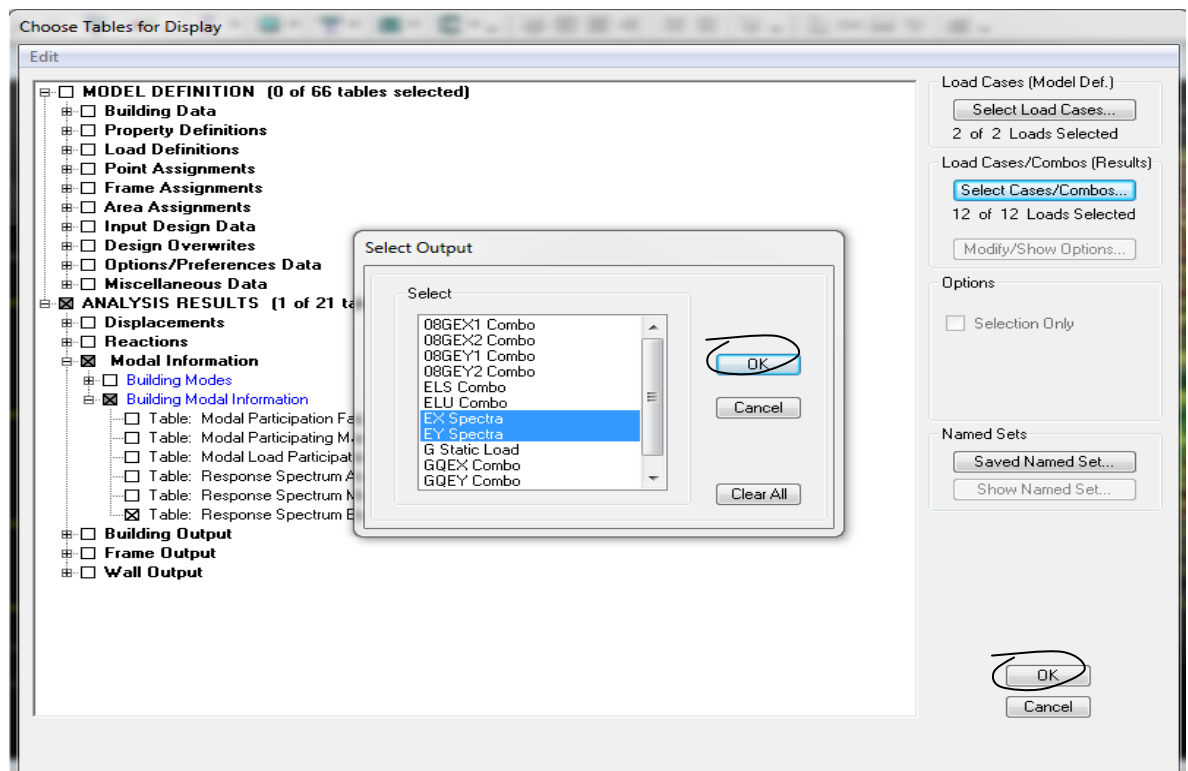
$$V_x = V_y = V_{\text{calculés}} = 2669,59 \text{ t}$$

### ➤ Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

*Display* → *show tables*

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



**ANALYSIS RESULTS** → *modal Information*

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur :

**Select cases/combos...** → 2 fois sur **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
EX	1	U1	2005,32	-0,01	0,00	0,139	45436,476	-22631,7
EX	2	U1	1,03	0,01	0,00	-0,277	33,624	-3,419
EX	3	U1	0,00	-0,01	0,00	0,128	0,000	-0,056
EX	4	U1	653,74	0,00	0,00	-0,009	3078,134	-8114,06
EX	5	U1	2,60	0,00	0,00	0,018	22,697	-43,244
EX	6	U1	0,00	0,00	0,00	-0,009	0,000	0,018
EX	7	U1	379,24	0,00	0,00	0,000	1450,564	-4857,74
EX	8	U1	29,81	0,00	0,00	0,001	113,803	-400,23
EX	9	U1	0,00	0,00	0,00	0,001	0,000	-0,003
EX	10	U1	200,11	0,00	0,00	0,001	457,829	-2339,56
EX	11	U1	36,44	0,00	0,00	0,002	85,130	-437,74
EX	12	U1	0,00	0,00	0,00	0,001	0,000	-0,007
EX	All	All	2160,04	0,01	0,00	0,283	45585,351	24740,58
EY	1	U2	-0,01	0,00	0,00	0,000	-0,122	0,061
EY	2	U2	0,01	0,00	0,00	-0,003	0,381	-0,039
EY	3	U2	-0,01	2535,79	0,00	-57750,381	-0,263	25358,96
EY	4	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,003	-0,007

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{\text{etabs}} = F1 = 2160,04 \text{ t}$$

$$V_{\text{etabs}} = F2 = 2769,12 \text{ t}$$

### Vérification :

- Sens xx :  $V_{\text{etabs}} = 2160,04 \text{ t} > 80\% V_{\text{calculés}} = 2135,67 \text{ t}$  **Condition vérifiée.**
- Sens yy :  $V_{\text{etabs}} = 2769,12 \text{ t} > 80\% V_{\text{calculés}} = 2135,67 \text{ t}$  **Condition vérifiée.**

### Conclusion

La résultante des forces sismiques à la base  $V_{\text{etabs}}$  obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

### V.6 Vérification des déplacements relatifs :

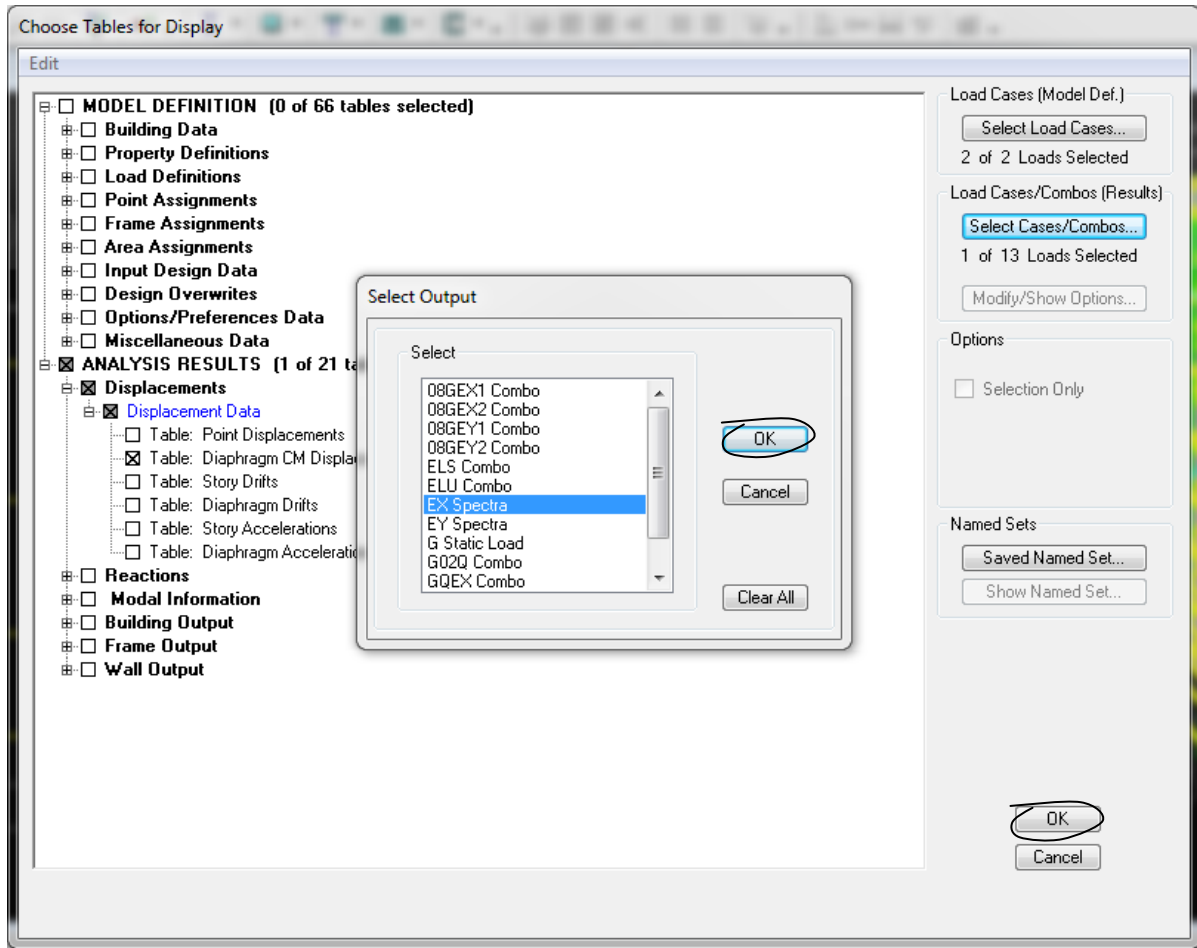
Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur d'étage ( $h_e$ ).

$$\Delta_K = 1\% h_e$$

Les déplacements maximaux sont tirés du logiciel ETABS en suivant le chemin ci-dessous :

- Dans le sens longitudinal

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : *Display* → *show tables* Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



*ANALYSIS RESULTS* → *Displacement Data* → *table : Diaphragm CM displacement*

Puis on définit la combinaison Ex en cliquant sur :

*Select cases/combos...* → 2 fois sur *OK* et les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
STORY11	D11	EX	0,0324	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00080
STORY10	D10	EX	0,0303	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00077
STORY9	D9	EX	0,0269	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00069
STORY8	D8	EX	0,0234	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00061
STORY7	D7	EX	0,0198	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00052
STORY6	D6	EX	0,0160	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00043
STORY5	D5	EX	0,0123	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00034
STORY4	D4	EX	0,0088	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00024
STORY3	D3	EX	0,0056	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00016
STORY2	D2	EX	0,0028	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00008
STORY1	D1	EX	0,0009	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002

- Dans le sens transversal

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par Ey en cliquant sur :

*Select cases/combos...* → 2 fois sur **OK**

**Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :**

Planchers	Diaphragm	$\delta_{kx}$ [m]	$\delta_{ky}$ [m]	$\Delta Kx$	$\Delta Ky$	1%he	conclusion
6 <sup>ème</sup> etage	D11	3,0196	1,7962	0,76615	0,45605	1,90	CV
5 <sup>ème</sup> etage	D10	2,8007	1,6659	1,1438	0,73465	3,06	CV
4 <sup>ème</sup> etage	D9	2,4739	1,456	1,1935	0,7497	3,06	CV
3 <sup>ème</sup> etage	D8	2,1329	1,2418	1,2285	0,75215	3,06	CV
2 <sup>ème</sup> etage	D7	1,7819	1,0269	1,2257	0,7385	3,06	CV
1 <sup>er</sup> etage	D6	1,4317	0,8159	1,1980	0,707	3,06	CV
RDC	D5	1,0894	0,6139	1,1441	0,651	3,06	CV
1 <sup>ème</sup> s.sol	D4	0,7625	0,4279	1,0111	0,5691	3,06	CV
2 <sup>ème</sup> s.sol	D3	0,4736	0,2653	0,8372	0,4627	3,06	CV
3 <sup>ème</sup> s.sol	D2	0,2344	0,1331	0,5838	0,3241	3,06	CV
4 <sup>ème</sup> s.sol	D1	0,0676	0,0405	0,2366	0,14175	3,06	CV

Avec :

**$\delta_{kx}$** : Déplacement longitudinal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

---

$\delta ky$  : Déplacement transversal d'un niveau « i » par rapport à la base de la structure.

$\Delta Kx = \delta x - \delta x_{i-1}$  : Déplacement horizontal suivant le sens longitudinal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

$\Delta Ky = Ky_i - Ky_{i-1}$  : Déplacement horizontal suivant le sens transversal relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-i » (**formule 4.20 RPA99**)

he : hauteur de l'étage considéré.

### **Conclusion**

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.

### **V.7 Vérification du déplacement maximal de la structure :**

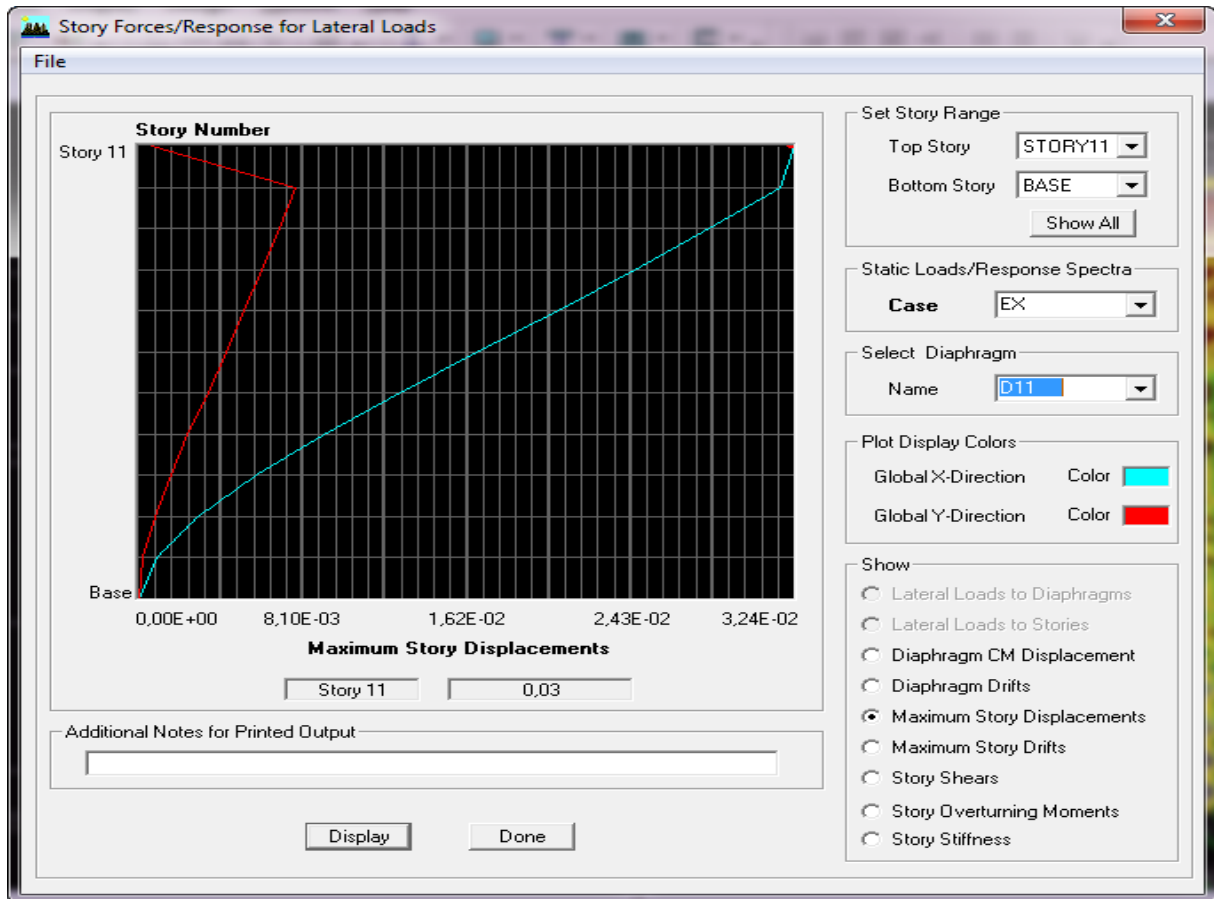
Dans cette étape on doit déterminer le déplacement maximal de la structure avec le logiciel ETABS et le comparer à la flèche admissible  $f_{ad}$ .

$$f_{ad} = \frac{H_t}{500} = \frac{32,5}{500} = 0,065m$$

#### **❖ Détermination du déplacement maximal avec ETABS**

##### **• Dans le sens longitudinal**

On suit le cheminement suivant : *Display* → *Show Story Response Plots..* La fenêtre suivante s'affiche et doit être complétée comme indiquée sur l'image :

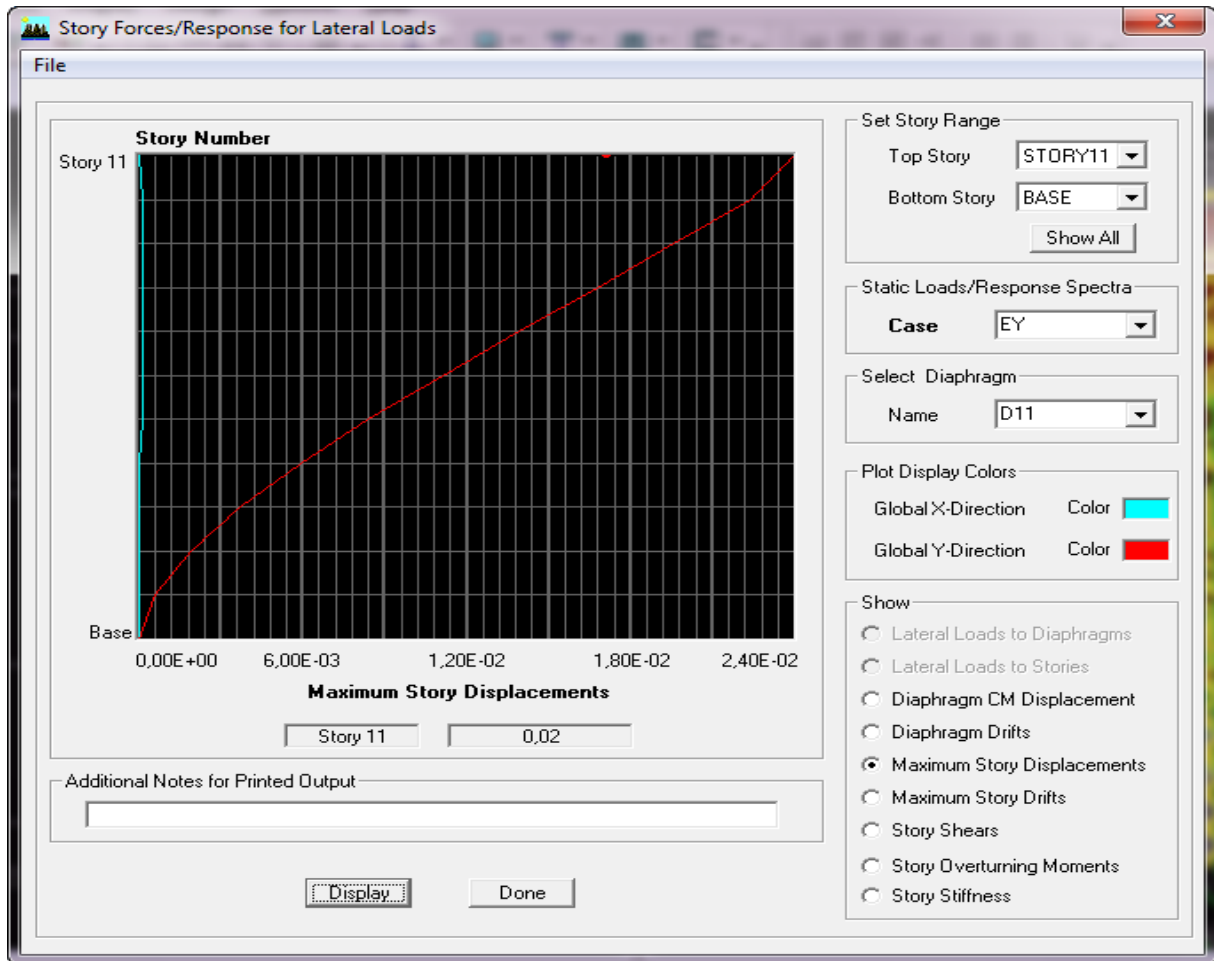


Puis, on clique sur *display*

Après on relève la valeur du déplacement maximal suivant la direction indiquée.

- **Dans le sens transversal**

De même, on remplace la direction Ex par Ey, et on relève la valeur du déplacement suivant cette direction telle qu'elle est montrée sur la fenêtre suivante :



❖ **Résultats trouvés :**

- ✓ Déplacement maximal suivant (x-x) : 0,03 m
- ✓ Déplacement maximal suivant (y-y) : 0,02 m
- ✓ Flèche admissible : 0,061 m

0,03 < 0,061 .....Condition vérifiée.

0,02 < 0,061 .....Condition vérifiée.

**Conclusion :**

Les déplacements maximaux sont inférieurs à la flèche admissible, donc la condition vis-à-vis la flèche est vérifiée.

**V.8 Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :**

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

L'effet P-Delta ou effet de 2<sup>ème</sup> ordre peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

Avec :

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus  $V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : hauteur de l'étage « k ».

Niv	$P_k$	Sens x-x (sous $E_x$ )			Sens y-y (sous $E_y$ )		
		$\Delta_k$	$V_k$	$\theta$	$\Delta_k$	$V_k$	$\theta$
11	3,882	0,2305	0,97	0,000283839	0,342	0,97	0,00042114
10	345,5841	0,4347	68,43	0,000717423	0,2981	71,37	0,000471714
9	378,5477	0,5129	119,42	0,000590354	0,303	127,45	0,000326783
8	378,651	0,4197	158,54	0,000409475	0,3043	170,65	0,000275818
7	380,4321	0,4197	191,2	0,00038986	0,297	206,48	0,000255468
6	384,4105	0,4062	218,76	0,000388772	0,2808	236,57	0,000248519
5	361,5969	0,3703	241,28	0,000362715	0,2544	260,3	0,000230981
4	374,1609	0,3084	260,79	0,000361493	0,2137	280,31	0,000233047
3	378,6074	0,2644	276,73	0,00039405	0,1823	296,29	0,000253756
2	378,6074	0,0545	288,96	0,00011668	0,027	308,55	0,000005413
1	381,7285	0,0277	294,49	0,000117339	0,018	314,68	0,000007135

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux :  $\theta \leq 0,10$  .

### **Conclusion :**

Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, donc nous allons passer au ferrailage de la structure.

---

---

## Introduction :

Après l'analyse, nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires dans chaque élément. Notre structure est constituée de trois types d'éléments structuraux principaux qui sont, les poteaux soumis à la flexion composée, les poutres soumises à la flexion simple et les voiles soumis à la flexion composée .

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

**Tableau 1-1 : caractéristiques mécaniques des matériaux**

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (Mpa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

## 1 Ferrailage des poteaux :

Pour le ferrailage des poteaux on adopte le même ferrailage pour certain niveaux, On aura donc les zones suivantes :

- ❖ **Zone 1 :** 1<sup>eme</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> sous sol [poteaux (50 × 50)]
- ❖ **Zone 2 :** RDC, 1<sup>eme</sup> et 2<sup>eme</sup> étage [poteaux (45 × 45)]
- ❖ **Zone 2 :** 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> étage [poteaux (40 × 40)]

Un poteau est 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. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations suivantes :

- ❖ Effort normal maximal  $N_{max}$   $\longrightarrow$  Moment correspondant
- ❖ Moment maximal  $M_{max}$   $\longrightarrow$  Effort normal correspondant
- ❖ Effort normal minimal  $N_{min}$   $\longrightarrow$  Moment correspondant

Nous pouvons alors avoir l'un des trois cas suivants :

- ❖ Section partiellement comprimée SPC.

- ❖ Section entièrement tendue SET.
- ❖ Section entièrement comprimée SEC.

## 1-1 Combinaisons des charges

- **BAEL.91/modif 99 :**

ELU : Situation durable :  $1,35 G + 1,5Q$

- **RPA.99/modif 2003 :**

Situation accidentelle (**Art 5.2**)  $G + Q \pm E$

$$0,8 G \pm E$$

## 1-2 Recommandation du RPA 99/Version 2003

### a-Armatures longitudinales : (Art 7.4.2)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à :

- Le pourcentage minimal est de **0.8%** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement de la section du poteau.

**Tableau 1-2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA**

Section de poteaux(cm <sup>2</sup> )	Pourcentage minimal(cm <sup>2</sup> ) $A_{\min} = 0.8\% \times b \times h$	Pourcentage maximal (cm <sup>2</sup> )	
		Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% \times b \times h$	Zone courante $A_{\max} = 4\% \times b \times h$
(50 × 50)	20	150	100
(45 × 45)	16,2	121,5	81
(40 × 40)	12,8	96	64

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de 12mm (**Art 7.4.2.1**)
- En zone IIa :
  - ✓ La longueur minimale des recouvrements est de **40 Ø**.
  - ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

## **b) Armatures transversales**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad (\text{RPA99/2003 : formule 7.1})$$

Avec :

**A<sub>t</sub>** : section d'armature transversale

**V<sub>u</sub>** : effort tranchant de calcul

**h<sub>1</sub>** : hauteur totale de la section brute

**f<sub>e</sub>** : contrainte limite élastique

**ρ<sub>a</sub>** : coefficient correcteur

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec  $\lambda_g$  est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Avec **a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et **l<sub>f</sub>** longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement **l<sub>f</sub>** est donnée suivant l'article **B.8.3,3** du

**BAEL91/99** :

**l<sub>f</sub> = 0,7 l<sub>0</sub>**      **l<sub>0</sub>** : c'est la hauteur du poteau

**S<sub>t</sub>** : espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:

❖ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} (10 \varnothing, 15\text{cm}) \text{ en zone IIa}$$

❖ **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \varnothing \text{ en zone IIa}$$

Avec :

$\varnothing$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{b \times S_t}$  en % est donnée comme suit:

- Si  $\lambda_g \geq 5 \longrightarrow 0,3\%$
- Si  $\lambda_g \leq 3 \longrightarrow 0,8\%$

- Si  $3 < \lambda_g < 5 \longrightarrow$  L'interpolation entre les valeurs limites précédentes.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \varnothing_t$  minimal.

### 1-3 Calcul du ferrailage :

#### a) Armatures longitudinales

Nous avons un effort de compression  $N_u$  et le centre de pression  $e_u$ , avec  $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

a)  $e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right)$  Alors la section est partiellement comprimée.

b)  $e_u < \left(\frac{h}{2} - c\right)$  Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \longrightarrow (A)$$

Avec :  $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$  Avec :  $M_f$  : moment fictif

-Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fera comme suit :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Si  $\mu_f \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA)

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

La section réelle d'armatures est :  $A_{st} = A_{stf} - \frac{N}{\sigma_{st}}$  ,  $A_{sc} = 0$

Si  $\mu_f > \mu_1 \Rightarrow$  la section est doublement armée ; il faut calculer  $A_1$  et  $A'_1$

$$\Delta M = M_f - M_u$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A_{scf} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

Avec :  $M_u$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$c = c' = 3\text{cm}$$

La section réelle d'armature est :  $A_{sc} = A_{scf}$  ;  $A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée, il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c) - M_f > (0.5h - c) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \quad \longrightarrow \quad (B)$$

Si l'inégalité (B) est vérifiée, donc la section à besoin d'armatures inférieures comprimées

$$A'_s = \frac{M_f - b \cdot h \cdot f_{bc}(d - 0.5h)}{\sigma_s(d - c)}$$

$$A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{bc}} - A'_s$$

Si l'inégalité (B) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures inférieures.

$$A'_s = \frac{N_u - \psi \cdot b \cdot h f_{bc}}{\sigma'_s}$$

$$A = 0$$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

Si :  $e = \frac{M}{N} = 0$  (centre de pression nulle ; compression pure)

Le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme et à l'état limite ultime de résistance.

la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s}$

Avec : B : Aire de la section du béton seul

$\sigma_s$  Contrainte de l'acier

#### **1-4 Ferrailage des poteaux**

##### **Exemple de calcul des armatures longitudinales pour le poteau (50 × 50)**

$N_{max} = 566,15 \text{ KN}$        $M_{cor} = 0,019 \text{ KN} \cdot \text{m}$  (Effort de compression).

$$\left\{ \begin{array}{l} e_u = \frac{M}{N} = \frac{0,019}{566,15} = 0,003 \text{ cm} \\ \frac{h}{2} - c = \frac{0,50}{2} - 0,03 = 22 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$e_u < \left(\frac{h}{2} - c\right)$  donc on vérifie  $N_u(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

##### **Calcul de moment fictif à la flexion simple :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$M_f = 0,019 + 566,15 \left(\frac{0,5}{2} - 0,03\right) = 124,57 \text{ KN m}$$

$$N_u(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$N_u(d - c) - M_f = 566,15(0,47 - 0,03) - 124,57 = 124,53 \text{ KNm}$$

$$\left(0,337 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = \left(0,337 - \frac{0,03}{0,5}\right) 0,5 \times (0,5)^2 \times 18,48 \times 10^3 = 639,87 \text{KNm}$$

$$\left(0,337 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = 639,87 > N_u(d - c) - M_f = 124,53 \longrightarrow cv$$

**Calcule Ast :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{124,57}{0,5(0,47)^2 18480} = 0,061 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{SSA} \longrightarrow \beta = 0,968$$

Donc la section est partiellement comprimée :  $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

**Donc les armatures fictives sont :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_f \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{124,57 \times 10^2}{0,968 \times 47 \times 40} = 6,84 \text{ cm}^2$$

**Les armatures réelles :**

$$A_{st} = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 6,84 - \frac{566,15}{40} = -7,30 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_{sc} = 0$  et  $A_{st} = -7,30 \text{ cm}^2$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 1-3 : Ferrailage des poteaux selon M3 donné par étabs (sens transversal).**

					COM	OBS	Ast (cm <sup>2</sup> )	Asc (cm <sup>2</sup> )
Zone1 50x50	N max	2140,72	M cor	44,632	LEU	SPC	-18,93	0
	N min	791,87	M cor	25,722	0,8G±E	SPC	-8,57	0
	N cor	2140,72	M max	83,801	G+Q±E	SPC	-18,30	0
Zone2 45x45	N max	1398,23	M cor	36,506	0,8G±E	SPC	-14,06	0
	N min	325,27	M cor	47,965	0,8G±E	SPC	-6,63	0
	N cor	610,97	M max	79,329	G+Q±E	SPC	-2,70	0
Zone3 40x40	N max	693,96	M cor	37,827	ELU	SPC	-6,30	0

	N min	30,88	M cor	40,922	0,8G±E	SPC	2,42	0
	N cor	107,05	M max	68,316	G+Q±E	SPC	3,44	0

**Tableau 1-4: Ferrailage des poteaux selon M2 donné par étabs (sens longitudinales).**

					COM	OBS	Asup (cm <sup>2</sup> )	Ainf (cm <sup>2</sup> )
Zone1 50x50	N max	2140,72	M cor	13,516	LEU	SEC	-24,94	0
	N min	791,87	M cor	8,49	0,8G±E	SPC	-9,59	0
	N cor	1080,58	M max	59,953	GQ±E	SPC	-9,80	0
Zone2 45x45	N max	1398,23	M cor	11.356	0,8G±E	SPC	-17,37	0
	N min	325,27	M cor	14,607	0,8G±E	SPC	-3.35	0
	N cor	784,55	M max	54,869	GQ±E	SPC	-6,20	0
Zone3 40x40	N max	693,96	M cor	5,143	ELU	SPC	-9,48	0
	N min	30,88	M cor	12,629	0,8G±E	SPC	1,72	0
	N cor	73,87	M max	51,33	GQ±E	SPC	2,61	0

**NB :** les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires

**Tableau 1-5 :** Choix des armatures longitudinales

Sectionsdes poteaux (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
(50×50)	20	20,35	8HA14+4HA16
(45×45)	16,2	18,47	12HA14

(40×40)	12,8	15,21	4HA14+8HA12
---------	------	-------	-------------

### Longueur de recouvrement

La longueur maximale de recouvrement des armatures longitudinales

$$L_s = 40\phi_{lmin} = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

### 1-5 Vérification à l'ELU :

\* Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_{lmax}$$

Avec :

$\phi_{lmax}$  : C'est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \times 1,6 = 0,533 \text{ cm} = 5,33 \text{ mm} \longrightarrow \phi = 8 \text{ mm}$$

### \* L'espace des armatures transversales

**En zone nodale :**  $S_t \leq \min(10\phi_{lmin}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1,2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$   
on prend  $S_t = 7 \text{ cm}$

**En zone courante :**  $S_t \leq 15\phi_{lmin} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}$  on prend  $S_t = 10 \text{ cm}$

### Selon le RPA

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a v_u}{h_1 f_e} \quad (\text{RPA99/2003 : formule 7.1})$$

Avec :

**Vu :** effort tranchant de calcul

**h1 :** hauteur totale de la section brute

**fe :** contrainte limite élastique des armatures transversales.

**pa :** est un coefficient correcteur

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

### Calcul de $\lambda_g$ :

$$\lambda_{g1} = \frac{0,7 \times l_0}{a} = \frac{0,7 \times 306}{50} = 4,25 < 5 \longrightarrow \rho_a = 3,75$$

$$\lambda_{g2} = \frac{0,7 \times l_0}{a} = \frac{0,7 \times 306}{40} = 5,35 > 5 \longrightarrow \rho_a = 2,5$$

### ❖ Poteaux 50x50 :

V=53,38KN (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 50x50 sous charges sismiques G+Q±E )

$$A_t = \frac{\rho_a V_u S_t}{f_e h_1} = \frac{3,75 \times 53,38 \times 0,10}{0,50 \times 40} = 1,00 \text{ cm}^2$$

❖ **Poteaux 45x45 :**

V = 49,59KN (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 45x45 sous charges sismiques G+Q±E )

$$A_t = \frac{\rho_a V_u S_t}{f_e h_1} = \frac{3,75 \times 49,59 \times 0,10}{0,45 \times 40} = 1,03 \text{ cm}^2$$

❖ **Poteaux 40x40 :**

V = 50,17KN (l'effort tranchant maximal appliqué au poteau 40x40 sous charges sismiques G+Q±E )

$$A_t = \frac{\rho_a V_u S_t}{f_e h_1} = \frac{2,5 \times 50,17 \times 0,10}{0,40 \times 40} = 0,78 \text{ cm}^2$$

On adopte cadre : 4HA10 = 3,14cm<sup>2</sup>

**1-6 Vérification de la quantité d'armatures :**

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

- Si:  $\lambda_g > 5$  .....  $A_{tmin} = 0,3\% St \times b1$
- Si:  $\lambda_g < 3$  .....  $A_{tmin} = 0,8\% St \times b1$
- Si :  $3 \leq \lambda_g \leq 5$  ..... Interpoler entre les deux valeurs précédentes

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad \quad \quad l_f = 0,7h.$$

Poteau de (50x50) cm<sup>2</sup> :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 306}{50} = 4,28$

Poteau de (45x45) cm<sup>2</sup> :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 306}{45} = 4,76$

Poteau de (40x40) cm<sup>2</sup> :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 306}{40} = 5,35$

Puisque

• **En zone nodale (St = 7cm ):**

$$A_{tmin} = \left( \frac{0,3+0,8}{2} \right) \% St \times b1 \quad \quad A_{tmin} = 0,0055 \times 7 \times 50 = 1,92 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{cv}$$

$$A_{tmin} = \left( \frac{0,3+0,8}{2} \right) \% St \times b1 \quad \quad A_{tmin} = 0,0055 \times 7 \times 45 = 1,73 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{cv}$$

$$A_{tmin} = 0,3\% St \times b1 \quad \quad A_{tmin} = 0,003 \times 7 \times 40 = 0,84 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{cv}$$

• **En zone courante (St = 10 cm ) :**

$$A_{tmin} = \left( \frac{0,3+0,8}{2} \right) \% St \times b1 \quad \quad A_{tmin} = 0,0055 \times 10 \times 50 = 2,75 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{cv}$$

$$A_{tmin} = \left( \frac{0,3+0,8}{2} \right) \% St \times b l \quad A_{tmin} = 0,0055 \times 10 \times 45 = 2,47 \text{cm}^2 < 3,14 \text{cm}^2 \longrightarrow cv$$

$$A_{tmin} = 0,3 \% St \times b l \quad A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{cm}^2 < 3,14 \text{cm}^2 \longrightarrow cv$$

### **1-7 Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq (\bar{\tau}_u, \tau_{bu})$$

- Selon le **BAEL91**

$\tau_u$ : Contrainte limite de cisaillement du béton.

Cette contrainte limite doit respecter les valeurs données par le tableau tel que :

En fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa}$$

- Selon le **RPA99**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le Béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_b = 0,075 \longrightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_b = 0,04 \longrightarrow \lambda_g < 5$$

**Tableau 1-7 : Vérification de l'effort tranchant**

poteaux									
Zone	b(cm)	d(cm)	Vu(kn)	$\tau_u$ (MPa)	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS
1	50	47	53,38	0,23	4,28	0,04	1	3,33	Les deux conditions Sont Vérifiées
2	45	42	49,59	0,26	4,76	0,04	1	3,33	
3	40	37	50,17	0,34	5,35	0,075	1,875	3,33	

### **1-8 Vérification à l'ELS**

#### **➤ Condition de non fragilité**

La section d'armatures doit vérifiée la condition suivante :

$$A_{adopté} \geq A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \left( \frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- dessous

**Suivant M3 :**

zone	Ns (kN)	Ms (kN.m)	es (cm)	Amin(calculée) (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )
(50x50)	1548,31	31,753	2,05	8,26	20,35
	417,4	6,445	1,54	7,87	
	1188,86	33,795	2,84	8,98	
(45x45)	1011,98	25,948	2,56	7,85	18,47
	303,05	14,794	4,88	11,23	
	680,12	34,485	5,07	5,2	
(40x40)	503,23	26,918	5,35	7,66	15,21
	62,08	26,086	42,02	1,28	
	157,4	34,24	21,75	0,58	

### Suivant M2

zone	Ns (kN)	Ms (kN.m)	es (cm)	Amin (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )
(50x50)	1548,31	9,744	0,63	7,30	20,35
	417,4	9,073	2,17	8,36	
	1301,88	22,101	1,70	7,98	
(45x45)	1011,98	8,173	0,81	6,00	18,47
	303,05	9,864	3,25	8,00	
	425,78	22,439	5,27	12,63	
(40x40)	503,23	3,65	0,72	4,70	15,21
	62,08	5,977	9,62	4,66	
	107,57	25,991	24,16	0,76	

D'après les résultats trouvés sur les deux tableaux, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens car Aadopté > Amin

#### ➤ Etat limite d'ouverture de fissures :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

#### ➤ Etat limite de compression du béton :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous Ms et Ns, on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles.

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

Les résultats sont donnés dans les tableaux Suivants

### Suivant M3

	Ns (kN)	Ms (kN.m)	e(m)	h/6(m)	Nature	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
50× 50	1548,31	31,753	0,020	0,083	SEC	5,63	4,9	15	cv
	417,4	6,445	0,015	0,083	SEC	1,45	1,41		cv
	1188,86	33,795	0,028	0,083	SEC	4,65	3,37		cv
45× 45	1011,98	25,948	0,026	0,075	SEC	4,75	3,55		cv
	303,05	14,794	0,048	0,075	SEC	1,74	0,67		cv
	680,12	34,485	0,050	0,075	SEC	3,9	1,66		cv
40× 40	503,23	26,918	0,053	0,067	SEC	3,93	1,11		cv
	62,08	26,086	0,42	0,067	SPC	4,5	0		cv
	157,4	34,24	0,22	0,067	SPC	6,16	0		cv

### Suivant M2

	Ns (kN)	Ms (kN.m)	e(m)	h/6(m)	Nature	$\sigma_{bs}$ (MPa)	$\sigma_{bi}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	OBS
50× 50	1548,31	9,744	0,006	0,083	SEC	4,88	5,8	15	cv
	417,4	9,073	0,021	0,083	SEC	1,54	1,3		cv
	1301,88	22,101	0,017	0,083	SEC	4,58	4,31		cv
45× 45	1011,98	8,173	0,008	0,075	SEC	3,91	4,6		cv
	303,05	9,864	0,032	0,075	SEC	1,51	0,96		cv
	425,78	22,439	0,053	0,075	SPC	2,53	0,83		cv
40× 40	503,23	3,65	0,007	0,067	SEC	2,43	2,9		cv
	62,08	5,977	0,096	0,067	SPC	0,65	0,04		cv
	107,57	25,991	0,241	0,067	SPC	4,62	0		cv

### Conclusion :

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

---

**Tableau 1-9 : ferrailage finale des poteaux.**

Sectionsdes poteaux (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
(50×50)	20,35	8HA14+4HA16
(45×45)	18,47	12HA14
(40×40)	15,21	4HA14+8HA12

## **2) Ferrailage des poutres :**

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

$$\mathbf{a - \left. \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5Q \\ G + Q \end{array} \right\} \text{BAEL 91}}$$

$$\mathbf{b - \left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm Q \end{array} \right\} \text{RPA}}$$

### **2-1) Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des poutres :**

#### **a-Armatures longitudinales : (Art 7.5.21)**

- Le pourcentage total minimum :

$$A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) \text{ en toute section.}$$

- Poutres principales de (45×30) :  $A_{\min} = 0,005 \times 45 \times 30 = 6,75 \text{ cm}^2$ .
- Poutres secondaires de (30×25) :  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 25 = 3,75 \text{ cm}^2$ .

- Le pourcentage total maximum :

$$A_{\max} = 4 \% (b \times h) \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6 \% (b \times h) \text{ en zone de recouvrement.}$$

- Poutres principales de (45×30):

$$A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 30 = 81 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- Poutres secondaires de (30×25):

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 25 = 30 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 25 = 45 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \phi$  en zone IIa.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieur et inférieur dans

---

les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

### **b-Armatures transversales : (R.P.A 2003 Art 7.5.2.2)**

- La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{\max} = \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi \right)$  en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

$S_t \leq \frac{h}{2}$  en dehors de la zone nodale.

Avec :

$\phi$ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### **2-2) Etapes de calcul :**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

- $A_s$  : la section d'armatures tendues.  
➤  $A'_s$  : la section d'armatures comprimées.

#### **a).Calcul du moment réduit « $\mu$ » :**

$$\mu = \frac{M}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

#### **b).Calcul du moment réduit limite « $\mu_l$ » :**

$$\left. \begin{array}{l} Fe = 400 \\ \gamma_s = 1,15 \end{array} \right\} \mu_l = 0,392$$

❖ En comparant les deux moments réduits  $\mu$  et  $\mu_l$  , deux cas se présentent :

- $\mu \leq \mu_l$  la section est simplement armée (SSA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$ .

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- $\mu \geq \mu_l$  la section est doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.

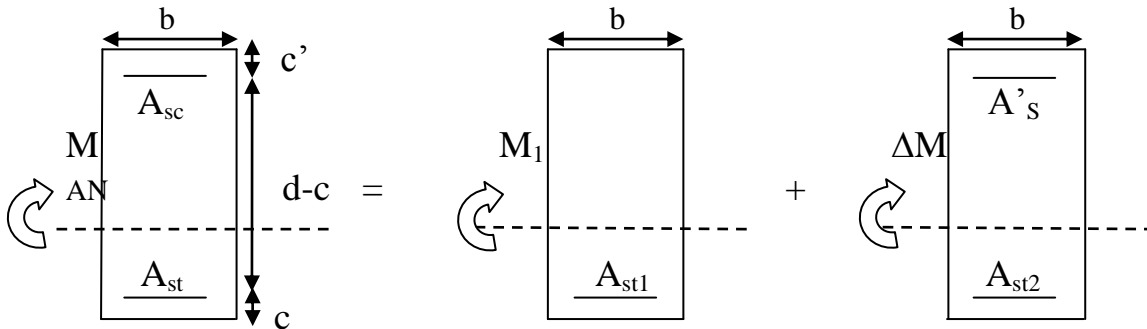


fig 1-1: Ferrailage de la poutre.

$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_1 = \mu b d^2 f_{bu} \quad \text{et} \quad \Delta M = M - M_1$$

- **Finalement** :

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants.

### **2-3) Ferrailage des poutres principales (45×30) :**

- **Armatures aux appuis** :

Niv	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\mu_{ul}$	Obs	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage
De 1 <sup>er</sup> aux 4 <sup>em</sup> sous-sol	145,99	0,185	0,392	SSA	0,895	10,90	12,06	6HA16
De RDC aux 5 <sup>em</sup> étage	164,02	0,208	0,392	SSA	0,882	12,42	15,45	3HA16+3HA20

- **Armatures en travées :**

Niv	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\mu_{ul}$	Obs	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage
De 1 <sup>er</sup> aux 4 <sup>em</sup> sous-sol	79,84	0,101	0,392	SSA	0,9045	5,89	9,42	3HA16+3HA12
De RDC aux 5 <sup>em</sup> étage	89,45	0,113	0,392	SSA	0,888	6,73	9,42	3HA16+3HA12

#### **2-4) Ferrailage des poutres secondaires (30×25) :**

- **Armatures aux appuis:**

Niv	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\mu_{ul}$	Obs	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage
De 1 <sup>er</sup> aux 4 <sup>em</sup> sous-sol	77,19	0,277	0,392	SSA	0,833	9,50	10,5	3HA16+2HA16
De RDC aux 5 <sup>em</sup> étage	74,64	0,268	0,392	SSA	0,841	9,10	9,42	3HA16+3HA12

- **Armatures en travées :**

Niv	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\mu_{ul}$	Obs	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage
De 1 <sup>er</sup> aux 4 <sup>em</sup> sous-sol	41,91	0,150	0,392	SSA	0,918	4,68	6,03	3HA16
De RDC aux 5 <sup>em</sup> étage	51,17	0,184	0,392	SSA	0,898	5,84	6,03	3HA16

#### **2-4) Ferrailage des poutres secondaires (30×25) proche des voile Longitudinal ( 1-2-5-6 ):**

• **Armatures aux appuis:**

Niv	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\mu_{ul}$	Obs	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage
De 1 <sup>er</sup> aux 4 <sup>em</sup> sous-sol	105,24	0,378	0,392	SSA	0,747	14,45	15,27	6HA14+3HA16
De RDC aux 5 <sup>em</sup> étage	108,23	0,388	0,392	SSA	0,737	15,07	15,27	6HA14+3HA16

• **Armatures en travées :**

Niv	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\mu_{ul}$	Obs	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s \text{ adop}}$ (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
De 1 <sup>er</sup> aux 4 <sup>em</sup> sous-sol	94,13	0,338	0,392	SSA	0,737	13,10	15,27	6HA14+3HA16
De RDC aux 5 <sup>em</sup> étage	61,516	0,221	0,392	SSA	0,874	7,22	9,23	6HA14

**Ferrailage minimum du RPA :**

$A_{\min} = 0,5 \%(b \times h)$  en toute section.

- Poutres principales de (45×30) :

$$A_{\text{tot}}(\min) = (3HA16) \times 2 = 12,06\text{cm}^2 > A_{\min} = 6,75 \text{ cm}^2$$

- Poutres secondaires de (30×25)

$$A_{\text{tot}}(\min) = (3HA16) \times 2 = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,75 \text{ cm}^2$$

**2-5) Vérification :**

**a) Vérification à l'E.L.U**

**1-Vérification de la condition de non fragilité :( BAEL 91/ Art 4.2.1) :**

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

- Poutres principales de (45×30):

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 43 \times \frac{2,1}{400} = 1,55 \leq 6,03 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Poutres secondaires de (30×25) :

$$A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \leq 6,03 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

## **2- Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL91 art A.5.1,1) :**

Les poutres soumises a des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle ( $\tau_u$ ) prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

- Poutres principales de (45×30):  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{108,88 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,43} = 0,844 \text{ MPa}$

- Poutres secondaires de (30×25) :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{146,8 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,28} = 2,09 \text{ MPa}$

### **❖ Etat limite ultime du béton de l'âme (BAEL91.art A.5.1.21) :**

Dans le cas ou la fissuration est peu nuisibles la contrainte doit vérifier :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

Poutres principales :  $\tau_u = 0,844 < 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

Poutres secondaires :  $\tau_u = 2,09 < 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$

### **❖ Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

#### **Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (BAEL91 Art5.1.32) :**

$$T_u < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Poutres principales :**

$$T_u = 108,88 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,43 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 774 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$T_u = 146,8 \text{ KN} < \overline{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 0,28 \times 0,30 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 504 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

#### ➤ **Appuis de rive** (Art 5.2.31/BAEL91) :

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

##### • **Poutres principales :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{108,8 \times 10^3}{348 \times 100} = 3,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopte}} = 6\text{HA}16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

} condition vérifiée

##### • **Poutres secondaires :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{146,8 \times 10^3}{348 \times 100} = 4,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopte}} = 3\text{HA}16 + 3\text{HA}12 = 9,42 \text{ cm}^2$$

} condition vérifiée

#### ➤ **Appuis intermédiaire** :(Art 5.1.32/BAEL91) :

Lorsqu'au droit d'un appui l'effort tranchant  $T_u$  est supérieur à  $\frac{M_u}{0,9 \times d}$ , on doit prolonger les armatures au delà de l'appui et Y ancrer une section d'armature supérieur à :

$$A_s \geq \left( T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) \times \frac{1,15}{f_e}$$

##### • **Poutres principales :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left( 108,8 - \frac{58,65}{0,9 \times 0,43} \right) \times \frac{1,15}{400} = -0,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopte}} = 6\text{HA}16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

} condition vérifiée

##### • **Poutres secondaires :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left( 146,8 - \frac{108,13}{0,9 \times 0,28} \right) \times \frac{1,15}{400} = -0,81 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopte}} = 3\text{HA}16 + 3\text{HA}12 = 9,42 \text{ cm}^2$$

} condition vérifiée

### **3-Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis** (Art. A.6.1.2.1, BAEL 91) :

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

---

---

## La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures

$$\overline{\tau_u} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec :  $\Psi = 1,5$  pour les aciers HA

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_s = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} < \overline{\tau_{se}}$$

Avec :

$U_i$  : périmètre utile des barres.

$$\sum U_i = n \times \phi \times 3,14$$

$n$  : nombre des barres.

$\phi$  : diamètre des barres.

- **Poutres principales :**

$$6\text{HA}16 \longrightarrow U_i = 30,14 \text{ cm.}$$

$$\tau_s = \frac{108,88 \times 10^3}{0,9 \times 430 \times 301,4} = 0,93 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires :**

$$3\text{HA}16 + 3\text{HA}12 \longrightarrow U_i = 26,37 \text{ cm.}$$

$$\tau_s = \frac{146,8 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 263,7} = 2,20 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

## 4-Calcul de longueur de scellement droit des barres :

On définit la longueur de scellement droit  $l_s$  comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 \times f_{tj} = 2,835 \text{ MPa.}$$

- Pour les HA12 :  $l_s = 45,00 \text{ cm.}$
- Pour les HA14 :  $l_s = 50,00 \text{ cm.}$
- Pour les HA16 :  $l_s = 60,00 \text{ cm.}$

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

- Pour les HA12 :  $l_s = 18,00$  cm.
- Pour les HA14 :  $l_s = 20,00$  cm.
- Pour les HA16 :  $l_s = 25,00$  cm.

## **5-Calcul des armatures transversales:**

- **Poutres principales :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35} ; \phi ; \frac{b}{10} \right]$$

$$\phi_t \leq \min (12,85 ; 12 ; 30) = 12\text{mm}$$

Soit :  $\phi = 8$  mm

$\phi$  : étant le plus petit diameter dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit  $A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

- **Poutres secondaires :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35} ; \phi ; \frac{b}{10} \right]$$

$$\phi_t \leq \min (8 ; 12 ; 25) = 8\text{mm}$$

Soit :  $\phi = 8$  mm

$\phi$  : étant le plus petit diameter dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit  $A_t = 4HA8 = 2,01\text{cm}^2$

## **6-Espacement max des armatures transversals : (Art A5.1.22 / BAEL91):**

$$S_{t \max} \leq \min (0,9d; 40\text{cm})$$

- **Poutres principales :**  $S_{t \max} \leq \min (25,2 ; 40\text{cm}) = 25,2\text{cm}$
- **Poutres secondaires :**  $S_{t \max} \leq \min (38,7 ; 40\text{cm}) = 38,7\text{cm}$

---

---

## **7-Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003):**

- **Poutres principales :**

-Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min (11,25 ; 14,4) = 11,25 \text{ cm}$$

On opte pour  $S_{t \max} = 8 \text{ cm}$

- Zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5$$

On opte pour  $S_{t \max} = 15 \text{ cm}$

- **Poutres secondaires :**

-Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min (7,5 ; 14,4) = 7,5 \text{ cm}$$

On opte pour  $S_{t \max} = 7 \text{ cm}$

-Zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

On opte pour  $S_{t \max} = 15 \text{ cm}$

### **Calcul des armatures transversales :**

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b \text{ (Article 7.5.2.2 RPA99 version 2003).}$$

- **Poutres principales**

-Zone nodale :  $A_t = 0,003 \times 8 \times 30 = 0,72 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$  → condition vérifiée

-Zone courante:  $A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$  → condition vérifiée

- **Poutres secondaires :**

-Zone nodale :  $A_t = 0,003 \times 8 \times 25 = 0,6 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$  → condition vérifiée

-Zone courante :  $A_t = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 < A_t = 2,01 \text{ cm}^2$  → condition vérifiée

### **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$$

h : Hauteur de la poutre.

b<sub>1</sub> et h<sub>1</sub> : Dimensions du poteau.

h<sub>e</sub> : Hauteur entre nus des poteau.

On aura : h' = max (51, 50, 50, 60) = 60cm

L' = 2×45 = 90 cm : poutre principales de (45×30) cm<sup>2</sup>

L' = 2×30 = 60 cm : poutre secondaire de (30×25) cm<sup>2</sup>

## **b) Vérification à L'ELS :**

### **1-Etat d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres est considérée peu nuisible ,cette vérification n'est pas nécessaire.

### **Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

La contraintes admissibles de l'acier  $\bar{\sigma}_s = 348\text{MPa}$

La contraintes admissibles de béton  $\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_u}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction d'aciers.

A<sub>s</sub> : Armature adoptées à l'ELU

β<sub>1</sub> et K<sub>1</sub> : sont tirés des tableaux en fonction de ρ<sub>1</sub>

## Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres

### principales :

Niv	$M_s$ (KN.m)	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$K_1$	$\beta_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs
De 1 <sup>er</sup> aux 4 <sup>em</sup> sous-sol	40,62	6,03	0,467	33,54	0,897	174,64	348	5,20	15	CV
De RDC aux 5 <sup>em</sup> étage	39,83	9,42	0,730	25,32	0,876	112,25	348	4,43	15	CV

## Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres

### principales :

Niv	$M_s$ (KN.m)	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$K_1$	$\beta_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs
De 1 <sup>er</sup> aux 4 <sup>em</sup> sous-sol	71,31	12,06	0,934	21,76	0,864	159,15	348	7,31	15	CV
De RDC aux 5 <sup>em</sup> étage	72,98	15,45	1,197	18,78	0,852	128,93	348	6,68	15	CV

## Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres

### secondaires :

Niv	$M_s$ (KN.m)	$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$K_1$	$\beta_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ MPa	$\sigma_{bc}$ MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	Obs
De 1 <sup>er</sup> aux 4 <sup>em</sup> sous-sol	10,51	10,5	1,50	16,06	0,839	42,60	348	2,65	15	CV

De RDC aux 5 <sup>em</sup> étage	12,61	9,42	1,34	17,26	0,845	56,57	348	3,27	15	CV
----------------------------------	-------	------	------	-------	-------	-------	-----	------	----	----

**Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres en travées :**

Niv	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> MPa	σ <sub>bc</sub> MPa	σ̄ <sub>bc</sub> MPa	Obs
De 1 <sup>er</sup> aux 4 <sup>em</sup> sous-sol	55,01	9,42	1,347	17,26	0,845	246,81	348	14,2	15	CV
De RDC aux 5 <sup>em</sup> étage	53,20	9,42	1,347	17,26	0,845	238,69	348	13,82	15	CV

**Vérification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres secondaires proche des voiles L 1-2-5-6 (sens longitudinal) :**

Niv	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> MPa	σ <sub>bc</sub> MPa	σ̄ <sub>bc</sub> MPa	Obs
De 1 <sup>er</sup> aux 4 <sup>em</sup> sous-sol	16,57	15,27	2,18	51,67	0,925	41,89	348	0,81	15	CV
De RDC aux 5 <sup>em</sup> étage	34,19	15,27	2,18	51,67	0,925	86,44	348	1,67	15	CV

**Vérification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres en travées :**

Niv	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> MPa	σ <sub>bc</sub> MPa	σ̄ <sub>bc</sub> MPa	Obs
-----	--------------------------	--------------------------------------	----------------	----------------	----------------	-------------------------	------------------------	------------------------	-------------------------	-----

---

De 1 <sup>er</sup> aux 4 <sup>em</sup> sous-sol	4,43	15,27	2,18	51,67	0,925	11,20	348	0,21	15	CV
De RDC aux 5 <sup>em</sup> étage	12,49	9,23	1,318	17,47	0,846	57,12	348	3,26	15	CV

### **3) Ferrailage des voiles :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversals.

Pour réduire le calcul on a décomposé la structure en trois zones de calcul :

- Zone I : les 4 sous-sols
- Zone II : De RDC ou 2<sup>ème</sup> étage
- Zone III : De 3<sup>ème</sup> ou 5<sup>ème</sup> étage

#### **3-1) Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

Selon le RPA version 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

#### **3-2) Exposé de la méthode de calcul**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{mix} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

B : Section du béton

I : Moment d'inertie

V et V' : bras de levier :  $V=V' = \frac{L_{voile}}{2}$

L : Longueur du voile dans le sens considéré.

Dans ce cas, le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat donné par etabs. Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par la relation :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

$h_e$  : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$$h_e = H_{\text{etage}} - h_{\text{poutre}}$$

$L_c$  : La longueur de la zone comprimée

$L_t$  : Longueur de la partie tendue

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} \times \sigma_{\min}} L$$

$$L_t = L - L_c$$

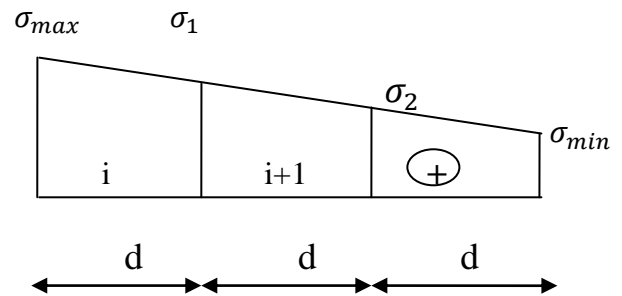
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues

➤ **Section entièrement comprimé :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : Epaisseur du voile

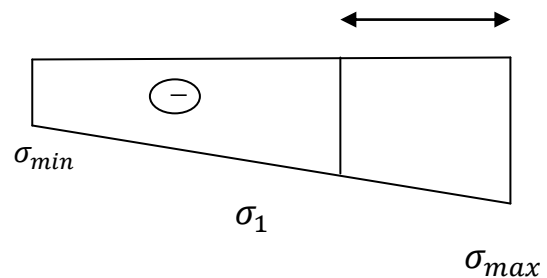


➤ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

e : Epaisseur du voile

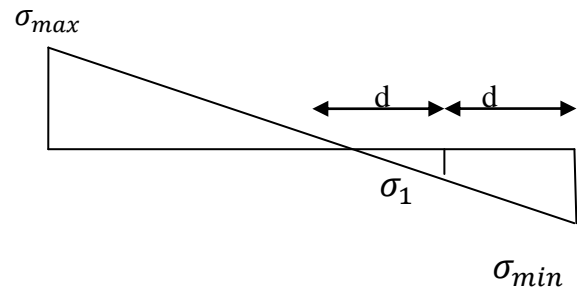


**Section partiellement comprimé :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \times l_t - d}{l_t}$$



### 1) Armatures verticales:

#### ➤ Section entièrement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier = 348 Mpa

#### ➤ Section entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

#### ➤ Section partiellement comprimée:

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

### 2) Armatures minimales :

❖ Compression simple :(Art A.8.1.21BAEL91 modifiées99)

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$0,2\% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5\%$$

B : section du béton comprimé.

❖ Traction simple

$$A_{\min} \geq \frac{0,23B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$B = d \times e$$

B : section du béton tendu

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,5 % de la section horizontale du béton tendu.

### 3) Exigences de RPA 99 version 2003:

---

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courantes 0,10 %

**a) 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 RPA 2003 :  $A_H \geq 0,15\% B$  (globalement dans la section du voile)

$$A_H \geq 0,10\% B \text{ (en zone courante)}$$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

**b) Armatures transversales:**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après ( l'Art 7.7.4.3 du RPA99 version 2003)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

**c) Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Art 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

Avec:

$$T = 1,4V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité ( $A_{vj}$ ) doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**d) Potelet:**

Il faut prévoir à chaque extrémité des voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est supérieure à 4HA10

### e) **Espacement**

D'après l'Art 7.7.4.3 / RPA99 version 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être comme suite :

$$S \leq \min (1,5e ; 30\text{cm})$$

Avec :

e = Epaisseur de voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0,1L) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

### f) **Longueur de recouvrement**

Elles doivent être égales à :

- 40 $\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement 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.

### g) **Diamètre maximal**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

## 4) **Vérifications :**

### ➤ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considéré :  $N_s = G + Q$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Avec :

$N_s$  : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

### ➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

- **Selon le RPA99 /version 2003:**

$$\tau_b = \frac{1,4T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$$

$$T = 1,4V_u$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

b: Epaisseur du voile

$\bar{\tau}_b$ : Contrainte admissible du béton

- **Selon le BAEL 91:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Avec:

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

### **5)Exemple de calcul:**

Soit à calculer le ferrailage du voile VL<sub>1</sub> ; VL<sub>2</sub>; VL<sub>5</sub> et VL<sub>6</sub> de la zone I:

$$L = 2,65 \text{ m} , e = 0,20 \text{ m}$$

$$\sigma_{max} = 2405,44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = -6563,65 \text{ KN/m}^2$$

→ **La section est partiellement comprimée (SPC)**

• **Longueur de la zone comprimée : L<sub>c</sub>**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L$$

$$L_c = 0,71 \text{ m}$$

• **Longueur de la zone tendue : L<sub>t</sub>**

$$L_t = L - L_c = 1,94 \text{ m}$$

• **Calcul de la longueur : (d)**

Le découpage de diagramme est en trois bandes de longueur (d)

Avec:

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3}L_c \right) = \min(1,38 ; 0,47) = 0,47\text{m}$$

Soit: d<sub>1</sub> = 0,47m donc :d<sub>2</sub> = 1,47m

• **Calcul de la contrainte :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \times L_t - d}{L_t} = \frac{6563,65 \times 1,94 - 0,47}{1,94} = 4973,48 \text{KN/m}^2$$

- **Détermination des normaux :**

**1<sup>er</sup> bande: d=0,47**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{6563,65 + 4973,48}{2} \times 0,47 \times 0,2 = 537,54 \text{KN}$$

**2<sup>em</sup> bande: d = 1,47**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times (L_t - d) \times e = \frac{4973,48}{2} \times 1,47 \times 0,2 = 731,10 \text{KN}$$

- **Espacement:**

Zone courante (d<sub>1</sub>)  $S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = \min(30;30) = 30\text{cm} \rightarrow S_t = 20\text{cm}$

Zone d'extrémité (d<sub>2</sub>)  $D = \frac{S_t}{2} = \frac{20}{2} = 10\text{cm}$

- **Calcul des armatures:**

**1) Armatures verticale:**

➤ **1<sup>er</sup> bande: d=0,47**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{537,54}{348} = 1,54 \text{cm}^2$$

➤ **2<sup>em</sup> bande: d = 1,47**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{731,10}{348} = 2,10 \text{cm}^2$$

**2) Armatures minimales:**

➤ **1<sup>er</sup> bande: d=0,47**

$$A_{\min} \geq \max\left(0,5\%B; \frac{0,23Bf_{c28}}{f_e}\right) = A_{\min} = \max(4,7; 1,13) = 1,13 \text{cm}^2$$

➤ **2<sup>em</sup> bande: d = 1,47**

$$A_{\min} = \max(14,7; 3,55) = 14,7 \text{cm}^2$$

**3) Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 394,48 \times 10}{400} = 15,18 \text{cm}^2$$

**4) Armatures verticales totales:**

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 1,54 + \frac{15,18}{4} = 5,33 \text{cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 2,10 + \frac{15,18}{4} = 5,89 \text{cm}^2$$

**5) Choix des armatures :**

---

---

$$A_1 = 5,33 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $2 \times 4\text{HA}16 = 16,08\text{cm}^2$

$$A_2 = 5,89 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $2 \times 4\text{HA}16 = 16,08\text{cm}^2$

### **6) Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BEAL 91 : } A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{16,08}{4} = 4,02\text{cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA 2003 : } A_H \geq 0,15\% B = 4,18\text{cm}^2$$

(Globalement dans la section du voile)

$$A_H \geq 0,10\% B = 2,79 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante)}$$

Soit  $12\text{HA}8 = 6,03 \text{ cm}^2/\text{nappe}$

Avec  $S_t = 10 \text{ cm}$

### **7) Armature transversales:**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

### **8) Verifications :**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

- **Selon le RPA99 /version 2003:**

$$\tau_b = \frac{1,4V}{b \times d} = \frac{1,4 \times 394,48 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3060} = 1,00 \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5\text{MPa}$$

→ Condition vérifiée.

- **Selon le BAEL 91:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{394,48 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3060} = 0,71\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(3,26 ; 4\text{MPa}) = 3,26\text{MPa}$$

→ Condition vérifiée.

➤ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considéré :  $N_s = G + Q$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \times A} = \frac{1816,93 \times 10^3}{2650 \times 200 + 15 \times 16,08} = 3,42\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

→ Condition vérifiée.

❖ **Résumé de calcul :**

Les tableaux 1-2 et 3 sauront résumer respectivement le calcul des ferraillements des voiles longitudinaux ( $VL_1; VL_2; VL_5; VL_6$ ) ( $VL_3; VL_4$ ) ( $VL_7$ ) et le calcul des ferraillements des voiles transversale ( $VT_1; VT_2$ ) ( $VT_3; VT_4$ ) ( $VT_6 VT_7$ ):

Zones (VL <sub>1</sub> ; VL <sub>2</sub> ; VL <sub>5</sub> ; VL <sub>6</sub> )		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,65	2,625	2,6	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,68	0,6375	0,6	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2405,44	426,38	220,9	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6563,65	-3863,03	-1877,03	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	394,48	292,03	191,2	
	L <sub>t</sub> (m)	1,94	2,365	2,32	
	L <sub>c</sub> (m)	0,71	0,26	0,27	
	d <sub>1</sub> (m)	0,47	0,17	0,18	
	d <sub>2</sub> (m)	1,47	2,195	1,46	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	4973,48	3585,34	1181,23	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	537,54	126,62	55,04
		N <sub>2</sub>	731,10	786,98	172,45
A. Verticale	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	1,54	0,36	0,15
		A <sub>v2</sub>	2,10	2,26	0,49
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	15,18	11,24	7,36	
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> + (A <sub>vj</sub> /4)	5,33	3,17	1,99
		A <sub>2</sub> =A <sub>v2</sub> + (A <sub>vj</sub> /4)	5,89	5,07	2,33
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	14,7	21,95	14,6	
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	16,08	30,78	16,08
		Bande 2	16,08	30,78	16,08
	Choix des barres	Bande1	2×4HA16	2×10HA14	2×4HA16
		Bande 2	2×4HA16	2×10HA14	2×4HA16
S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	10	10	10	
	Bande 2	10	10	10	
A.Horizontale	A <sub>Hmin</sub> =0.0015×B (cm <sup>2</sup> )	4,41	6,58	4,38	
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	6,78	9,05	6,78	
	Choix des barres(cm <sup>2</sup> )	2×3HA12	2×4HA12	2×4HA12	
	espacement	20	20	20	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 épingles de HA8/ml		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	3,26	0,53	0,34
		$\tau_b$ (MPa)	1,00	0,74	0,48
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1816,93	1264,23	670,61
		$\sigma_b$ (MPa)	3,42	2,40	1,28

Zones (VL <sub>3</sub> ;VL <sub>4</sub> )		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,75	2,725	2,70	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,7	0,6575	0,62	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3426,45	238,41	1589,92	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-8340,42	-3636,92	-1673,26	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	
	V <sub>u</sub> (kN)	456,12	310,41	173,32	
	L <sub>t</sub> (m)	1,94	2,56	1,39	
	L <sub>c</sub> (m)	0,80	0,16	1,31	
	d <sub>1</sub> (m)	0,53	0,10	0,87	
	d <sub>2</sub> (m)	2,22	2,62	0,52	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	9544,19	3722,16	625,96	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	947,88	73,59	226,13
		N <sub>2</sub>	2118,81	975,20	32,54
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	2,72	0,21	0,64
A <sub>v2</sub>		6,08	2,80	0,09	
A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		17,56	11,95	11,95	
A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> + (A <sub>vj</sub> /4)	7,11	3,19	3,62	
	A2=A <sub>v2</sub> + (A <sub>vj</sub> /4)	10,47	5,78	3,07	
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		22,2	26,2	8,7	
A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	30,78	30,78	12,06	
	Bande 2	30,78	30,78	12,06	
Choix des barres	Bande1	2×10HA14	2×10HA14	2×3HA16	
	Bande 2	2×10HA14	2×10HA14	2×3HA16	
S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	10	10	10	
	Bande 2	10	10	10	
A.Horizontale	A <sub>Hmin</sub> =0.0015×B (cm <sup>2</sup> )	6,66	7,86	3,015	
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	9,05	9,05	9,05	
	Choix des barres (cm <sup>2</sup> )	2×4HA12	2×4HA12	2×4HA12	
	Espacement (cm)	20	20	20	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 épingles de HA8/ml		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,82	0,56	0,19
		$\tau_b$ (MPa)	1,15	0,78	0,44
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1981,24	1386,45	736,54
$\sigma_b$ (MPa)		3,59	2,54	1,36	
Zones ( VL <sub>7</sub> )		Zone I	Zone II	Zone III	

<b>Caractéristiques géométriques</b>	<b>L (m)</b>		1,4	1,4	1,4
	<b>e (m)</b>		0,2	0,2	0,2
	<b>B (m)</b>		0,28	0,28	0,28
<b>Sollicitations de calcul</b>	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		4092,20	1685,26	1221,51
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-6553,70	-3340,11	-1589,37
	<b>Nature de la section</b>		SPC	SPC	SPC
	<b>V<sub>u</sub> (kN)</b>		121,11	70,05	52,75
	<b>L<sub>t</sub>(m)</b>		0,86	0,93	0,80
	<b>L<sub>c</sub>(m)</b>		0,53	0,46	0,60
	<b>d<sub>1</sub> (m)</b>		0,35	0,30	0,40
	<b>d<sub>2</sub> (m)</b>		0,51	0,63	0,40
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3886,49	2262,65	794,68
	<b>N (kN)</b>	<b>N<sub>1</sub></b>	365,40	168,08	95,36
		<b>N<sub>2</sub></b>	198,21	142,5	31,78
<b>A<sub>v</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>v1</sub></b>	1,05	0,42	0,27	
	<b>A<sub>v2</sub></b>	0,56	0,40	0,09	
<b>A<sub>vj</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		4,66	2,69	2,3	
<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A1=A<sub>v1</sub>+ (A<sub>vj</sub>/4)</b>		2,21	1,09	0,84
	<b>A2=A<sub>v2</sub>+ (A<sub>vj</sub>/4)</b>		1,72	1,07	0,665
<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		0,85	6,3	4	
<b>A<sub>v</sub> adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Bande 1</b>		8,04	8,04	6,78
	<b>Bande 2</b>		8,04	8,04	6,78
<b>Choix des barres</b>	<b>Bande1</b>		2×2HA16	2×2HA16	2×3HA12
	<b>Bande 2</b>		2×2HA16	2×2HA16	2×3HA12
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	<b>Bande1</b>		10	10	10
	<b>Bande 2</b>		10	10	10
<b>A.Horizontale</b>	<b>A<sub>Hmin</sub>=0.0015×B (cm<sup>2</sup>)</b>		1,53	1,89	1,56
	<b>A<sub>H</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		4,52	4,52	4,52
	<b>Choix des barres(cm<sup>2</sup>)</b>		2×2HA12	2×2HA12	2×2HA12
	<b>Espacement (cm)</b>		20	20	20
<b>Vérification des contraintes</b>	<b>Armature transversal</b>		4 épingles de HA8/ml		
	<b>contrainte</b>	$\tau_u$ (MPa)	0,21	0,12	0,09
		$\tau_b$ (MPa)	0,30	0,17	0,13
	<b>ELS</b>	<b>N<sub>s</sub> (kN)</b>	517,05	342,62	177,12
$\sigma_b$ (MPa)		1,84	1,22	0,63	
<b>Zones ( VT<sub>1</sub> ;VT<sub>2</sub> )</b>		<b>Zone I</b>	<b>Zone II</b>	<b>Zone III</b>	
<b>Caractéristiques</b>	<b>L (m)</b>		2,25	2,225	2,20

géométriques	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,6	0,5575	0,52
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-1496,81	-1495,00	-790,44
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-4021,51	-2133,87	-1297,24
	Nature de la section		SEC	SEC	SEC
	V <sub>u</sub> (kN)		267,56	139,88	112,93
	L <sub>t</sub> (m)		0	0	0
	L <sub>c</sub> (m)		2,25	2,225	2,20
	d <sub>1</sub> (m)		0,75	0,74	0,73
	d <sub>2</sub> (m)		0,75	0,74	0,73
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		2057,85	1926,66	-1137,56
	N (kN)	N <sub>1</sub>	455,95	300,47	177,74
		N <sub>2</sub>	154,33	142,57	83,04
A. Verticale	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	1,31	0,86	0,51
		A <sub>v2</sub>	0,44	0,40	0,23
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		10,30	5,38	4,34
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> + (A <sub>vj</sub> /4)	3,88	2,20	1,59
		A2=A <sub>v2</sub> + (A <sub>vj</sub> /4)	3,015	1,74	1,31
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,3	7,4	7,3
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	16,08	9,05	9,05
		Bande 2	16,08	9,05	9,05
	Choix des barres	Bande1	2×4HA16	2×4HA12	2×4HA12
		Bande 2	2×4HA16	2×4HA12	2×4HA12
S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	10	10	10	
	Bande 2	10	10	10	
A.Horizontale	A <sub>Hmin</sub> =0.0015×B (cm <sup>2</sup> )		3,69	2,26	2,19
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		6,78	6,78	4,52
	Choix des barres(cm <sup>2</sup> )		2×3HA12	2×3HA12	2×3HA12
	Espacement (cm)		20	20	20
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 épingles de HA8/ml		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,48	0,25	0,20
		$\tau_b$ (MPa)	0,68	0,35	0,28
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1070,29	736,19	395,6
$\sigma_b$ (MPa)		2,37	1,65	0,89	
Zones (VT <sub>3</sub> ;VT <sub>4</sub> )			<b>Zone I</b>	<b>Zone II</b>	<b>Zone III</b>
Caractéristiques géométriques	L (m)		6	5,95	5,9
	e (m)		0,2	0,2	0,2

	<b>B (m)</b>		1,5	1,415	1,34	
<b>Sollicitations de calcul</b>	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		5014,66	2317,57	793,19	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-6096,67	-1598,48	-1493,39	
	<b>Nature de la section</b>		SPC	SPC	SPC	
	<b>V<sub>u</sub> (kN)</b>		1326,05	1015,98	627,6	
	<b>L<sub>t</sub>(m)</b>		3,29	3,52	3,86	
	<b>L<sub>c</sub>(m)</b>		2,70	2,43	2,04	
	<b>d<sub>1</sub> (m)</b>		1,3	1,62	1,3	
	<b>d<sub>2</sub> (m)</b>		1,99	1,9	2,05	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3687,83	862,81	1500,71	
	<b>N (kN)</b>	<b>N<sub>1</sub></b>		1271,98	467,64	613,79
<b>N<sub>2</sub></b>			733,87	163,93	307,64	
<b>A. Verticale</b>	<b>A<sub>v</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>v1</sub></b>	3,65	1,33	1,76	
		<b>A<sub>v2</sub></b>	2,10	0,47	0,88	
	<b>A<sub>vj</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		51,05	39,11	24,16	
	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A1=A<sub>v1</sub>+ (A<sub>vj</sub>/4)</b>		16,41	11,10	7,80
		<b>A2=A<sub>v2</sub>+ (A<sub>vj</sub>/4)</b>		14,86	10,24	6,92
	<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		19,9	19,8	20,5	
	<b>A<sub>v</sub> adopté (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Bande 1</b>		30,78	30,78	30,78
		<b>Bande 2</b>		30,78	30,78	30,78
	<b>Choix des barres</b>	<b>Bande1</b>		2×10HA14	2×10HA14	2×10HA14
		<b>Bande 2</b>		2×10HA14	2×10HA14	2×10HA14
<b>S<sub>t</sub> (cm)</b>	<b>Bande1</b>		10	10	10	
	<b>Bande 2</b>		10	10	10	
<b>A.Horizontale</b>	<b>A<sub>Hmin</sub>=0.0015×B (cm<sup>2</sup>)</b>		5,97	5,94	6,15	
	<b>A<sub>H</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		9,05	9,05	9,05	
	<b>Choix des barres(cm<sup>2</sup>)</b>		2×4HA12	2×4HA12	2×4HA12	
	<b>Espacement (cm)</b>		20	20	20	
<b>Vérification des contraintes</b>	<b>Armature transversal</b>		4 épingles de HA8/ml			
	<b>contrainte</b>	<b><math>\tau_u</math>(MPa)</b>	2,40	1,84	1,13	
		<b><math>\tau_b</math>(MPa)</b>	3,37	2,58	1,59	
	<b>ELS</b>	<b>N<sub>s</sub> (kN)</b>	2718,13	1905,37	1009,85	
<b><math>\sigma_b</math>(MPa)</b>		2,26	1,60	0,85		
<b>Zones ( VT<sub>5</sub> ; VT<sub>6</sub> )</b>			<b>Zone I</b>	<b>Zone II</b>	<b>Zone III</b>	
<b>Caractéristiques géométriques</b>	<b>L (m)</b>		1,4	1,4	1,4	
	<b>e (m)</b>		0,2	0,2	0,2	
	<b>B (m)</b>		0,28	0,28	0,28	

<b>Sollicitations de calcul</b>	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3370,12	1607,69	281,28
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-5564,05	-2716,8	-781,78
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		66,23	32,25	22,97
	L <sub>t</sub> (m)		0,88	0,87	1,03
	L <sub>c</sub> (m)		0,52	0,52	0,37
	d <sub>1</sub> (m)		0,30	0,3	0,24
	d <sub>2</sub> (m)		0,58	0,57	0,79
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		3676,21	1779,97	599,61
		N (kN)	N <sub>1</sub>	277,20	134,90
N <sub>2</sub>			213,22	101,45	47,36
<b>A. Verticale</b>	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	0,79	0,38	0,09
		A <sub>v2</sub>	0,61	0,29	0,13
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		2,54	1,24	0,88
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> + (A <sub>vj</sub> /4)	1,42	0,69	0,31
		A2=A <sub>v2</sub> + (A <sub>vj</sub> /4)	1,24	0,60	0,35
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		5,80	5,7	7,9
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	9,05	9,05	9,05
		Bonde 2	9,05	9,05	9,05
	Choix des barres	Bande1	2×4HA12	2×4HA12	2×4HA12
		Bande 2	2×4HA12	8HA12	8HA12
S <sub>t</sub> (cm)	Bande1	10	10	10	
	Bande 2	10	10	10	
<b>A.Horizontale</b>	A <sub>Hmin</sub> =0.0015×B (cm <sup>2</sup> )		1,74	1,71	2,37
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,52	4,52	4,52
	Choix des barres(cm <sup>2</sup> )		2×2HA12	2×2HA12	2×2HA12
	Espacement (cm)		20	20	20
<b>Vérification des contraintes</b>	Armature transversal		4 épingles de HA8/ml		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,12	0,05	0,04
		$\tau_b$ (MPa)	0,16	0,08	0,05
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	479,51	328,72	173,40
		$\sigma_b$ (MPa)	1,71	1,17	0,61

---

## **Introduction**

On appelle fondation toute partie enterrée d'un ouvrage conçue pour reprendre la charge de la superstructure et la transmettre au sol de fondation.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs

### ➤ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

### ➤ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

Le choix du type de fondation dépend des critères suivants :

- La nature du terrain et la profondeur de la couche résistante.
- Le type d'ouvrage à fonder (l'intensité des forces à transmettre et de façon dont ces forces sont transmises aux massifs de fondation.
- Les matériaux utilisés (béton, béton armé, béton précontraint...)
- Le site.
- L'économie.

## **VII-1) Dimensionnement des semelles continues :**

### **1.Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_s$  (max) qui est obtenu à la base de tous les poteaux du 4<sup>ème</sup> sous sol.

$$A \times B = \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \implies A = B \quad (\text{Poteau carré}).$$

$$B = \sqrt{\frac{N_{ser}}{\overline{\sigma_{sol}}}}$$

**Exemple:**  $N_{ser} = 1943,17 \text{ KN}$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 180 \text{ KN/m}^2 \implies B = 3,28\text{m}$$

## 2.Semelles filantes :

### 2-1) Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} =$$

Avec :

G et Q : Charge et surcharge a la base du voile considérée.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol ( $\overline{\sigma_{sol}} = 180 \text{ KN/m}^2 = 0,18 \text{ Mpa}$ ).

B : largeur de la semelle sous voile considéré.

L : longueur de la semelle sous voile considéré.

$$B \geq \frac{N_s}{\overline{\sigma_{sol}}L}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VII.1) : surface des semelles filante sous voiles.**

Voiles	G+Q(KN)	L (m)	B (m)	S=B*L(m2)
VL1	2132.34	2,65	5,47	11,85
VL2	2122.40	2,65	4,45	11,79
VL3	2101.59	2,75	4,24	11,67
VL4	2138.93	2,75	4,32	11,88
VL5	789.06	2,65	1,65	4,38

VL6	794.84	2,65	1,67	4,42
VL7	285.5	1,40	1,13	1,58
VT1	1331.39	2,25	3,29	7,40
VT2	1340.90	2,25	3,31	7,45
VT3	2364.30	6.00	2,18	13,13
VT4	2358.34	6.00	2,18	13,10
VT5	295.49	1.4	1,17	1,64
VT6	287.49	1.4	1,14	1,60

La surface des semelles filantes sous les voiles est :  $S_v = 98,73m^2$ .

## **2-2) Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

### **❖ Hypothèses de calcul :**

- ✓ La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.
- ✓ Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

### **❖ Etapes de calcul :**

Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$

Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle

Si  $e < \frac{L}{6}$  Répartition trapézoïdale.

Si  $e > \frac{L}{6}$  Répartition triangulaire.

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6.e}{L}\right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6.e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3.e}{L}\right)$$

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité

**Tableau VII.2) : Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle**

<b>poteaux</b>	<b>N<sub>s</sub> (KN)</b>	<b>M<sub>s</sub> (KN.m)</b>	<b>e<sub>i</sub>(m)</b>	<b>N<sub>i</sub> * e<sub>i</sub> (KN.m)</b>
<b>1</b>	1943,18	35,158	8,46	16439,30
<b>2</b>	1534,82	13,353	4,98	7643,40
<b>3</b>	539,88	14,581	1,6	863,81
<b>4</b>	542,23	14,595	-1,6	-867,57
<b>5</b>	1532,41	13,37	-4,98	-7631,40
<b>6</b>	1896,49	35,138	-8,46	-16044,31
<b>totale</b>	7989,01	126,195		403,23

$$e = \frac{403,23+126,195}{7989,01} = 0,07 \text{ m}$$

On a :

$$e = 0,07 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{19,60}{6} = 3,26 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6.e}{L}\right) = \frac{7989,01}{19,16} \left(1 - \frac{6 \times 0,07}{19,60}\right) = 398,86 \text{ NK/m}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6.e}{L}\right) = \frac{7989,01}{19,16} \left(1 + \frac{6 \times 0,07}{19,60}\right) = 416,34 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3.e}{L}\right) = \frac{7989,01}{19,60} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,07}{19,60}\right) = 411,96 \text{ KN/m}$$

✓ **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{411,96}{180} = 2,28 \text{ m} \quad \text{on prend} \quad B = 2,30 \text{ m}$$

On aura donc,  $S = B \times L = 2,30 \times 19,60 = 45,08 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles sous poteaux  $S_p = S \times n = 45,08 \times 6 = 270,48 \text{ m}^2$

Avec :

n : Nombre de portique dans le sens considéré

✓ **Ascenseur :**

$$S_{Asc} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{287,49}{180} = 1,60 \text{ m}^2$$

---

✓ **Surface totale :**

$$S_t = S_p + S_v + S_{Asc}$$

$$S_t = 270,48 + 98,73 + 1,60 = 370,81 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{bat} = 21,40 \times 20 = 428 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{370,81}{428} = 0,866$$

La surface des semelles représente 86,6%

**Conclusion :**

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on opte pour un radier général pour notre bâtiment.

**VII-3) Etude du radier :**

Un radier général est un type de fondation superficielle généralisée sur toute la superficie de la construction. Il se calcule comme une dalle renversée

**VII-3-1) Pré dimensionnement du radier :**

• **Selon la condition forfaitaire :**

○ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \quad 43,5 \leq h \leq 69,6 \quad L_{max} = 6,00 \text{ m}$$

○ **Sous poteaux :**

✓ **La dalle**

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq L_{max} / 20 \quad \text{Avec une hauteur minimale de 25cm}$$

$$h_d \geq 30 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad h_d = 40 \text{ cm}$$

**La nervure :**

La hauteur du radier doit avoir une hauteur  $h_n$  égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \quad h_n \geq 60 \text{ cm}$$

• **vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.  
Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{\pi}{2} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

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 1m).

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E=3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \times 6,00\right)^4 \cdot \frac{3 \times 40}{10819}} = 1,15 \text{ m}$$

Nous optons pour une hauteur de nervure  **$h_n = 120 \text{ cm}$** .

• **La base de la nervure :**

$$0,4h_n \leq b \leq 0,7 h_n \quad \Rightarrow \quad 48 \leq b \leq 84 \text{ cm} \quad \text{on prend} \quad b = 60 \text{ cm}$$

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- $h_d = 40 \text{ cm}$  .....Hauteur de la dalle.
- $b_n = 60 \text{ cm}$  .....Largeur de la nervure.
- $h_n = 120 \text{ cm}$  .....hauteur de la nervure

• **Détermination des efforts :**

a) **Combinaison d'actions**

---

Charge permanente :  $G = 34905,14\text{KN}$

Charge d'exploitation :  $Q = 7284,31\text{ KN}$

**b) Combinaison d'actions :**

**a l'ELU:**

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 58084,404\text{KN.}$$

**a l'ELS:**

$$N_s = G + Q = 42189,31\text{ KN.}$$

• **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{58084,404}{1,33 \times 180} = 242,62\text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{42189,31}{180} = 234,38\text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max \left\{ S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}} \right\} = 242,62\text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 428\text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 242,62\text{ m}^2$$

**Remarque :**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left( \frac{h}{2} ; 30\text{cm} \right) = 60\text{cm}$$

Soit un débord de  $L_{\text{déb}} = 60\text{ cm}$ .

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 468\text{ m}^2$

Avec :

$$S_{\text{déb}} = [(20 \times 0,6) + (19,60 \times 0,6)] \times 2 = 39,6\text{ m}^2$$

**VII-3-2) Calcul des sollicitations à la base du radier :**

➤ **Poids du radier**

$P_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante.}$

- Poids de la dalle :

$$P_d = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 468 \times 0,40 \times 25 = 4680 \text{ KN}$$

- Poids de la nervure :

$$p_n = b_n \times h_n \times \rho_b [(l_x \times m) + (l_y \times n)] = (0,40 \times 1,20 \times 25 [(20 \times 6) + (19,6 \times 4)]) \\ = 2308,8 \text{ KN}$$

- Poids de la dalle flottante:

$$P_{df} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b = 468 \times 0,40 \times 25 = 4680 \text{ KN}$$

- Poids de TVO:

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_t = (468 - 118,56) (1,2 - 0,4) \times 17 = 4752,38 \text{ KN}$$

$$S_{ner} = (0,6 \times 20 \times 4) + (0,6 \times 19,60 \times 6) = 118,56 \text{ m}^2$$

Le poids total du radier est:  $P_{rad} = 16421,18 \text{ kN}$

➤ **Charge permanente apportée sur le radier  $G_T$ :**

$$G_T = G_{(superstructure)} + G_{(infrastructure)} + G_{(mur de soutènement)}$$

Avec :

$$G_{(mur de soutènement)} = b \times h \times L \times \rho_b = 10,61 \times 0,20 \times 20 \times 25 = 1061 \text{ KN}$$

$$G_{(infrastructure)} = 16421,18 \text{ KN}$$

$$G_{(superstructure)} = 34905,14 \text{ KN}$$

$$G_T = 52387,72 \text{ KN}$$

➤ **Surcharge apportée sur le radier  $Q_T$ :**

$$Q_t = Q_{(superstructure)} + Q_{(radier)}$$

$$Q_{(superstructures)} = 7284,31 \text{ KN}$$

$$Q_{(radier)} = S_{rad} \times 1,5 = 468 \times 1,5 = 702 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = 7986,31 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison d'actions:**

**Etat Limite Ultime :**

$$N_{u \text{ total}} = 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 82702,887\text{KN}.$$

**Etat Limite de Service :**

$$N_{s \text{ total}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 60374,03\text{KN}$$

**VII-3-3) Vérifications :**

**A) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

$$b = 100\text{cm} ; d = 0,9 h_d = 36\text{cm}$$

$$T_U^{\text{max}} = Q_u \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_{U \text{ tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{82702,887}{468} \frac{6}{2} = 530,14\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{530,14}{1 \times 0,36} = 1472,62 \text{ KN/m}^2 = 1,472 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4\text{MPa} \right\} = 2,5\text{MPa} \dots \dots \dots \tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Condition vérifiée.}$$

**B) Vérification de la stabilité du radier :**

✓ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 9,82\text{m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 8,55\text{m}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

✓ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_x = 6907,35\text{m}^4$$

$$I_y = 8980,46\text{m}^4$$

✓ **La stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par :

- L'effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement dû au séisme dans le sens considéré

$$M = M_0 + V.h$$

Avec :

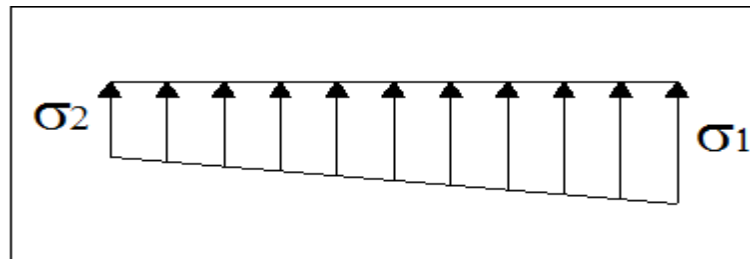
$M_0$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$V$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$I_{xx}$ ,  $I_{yy}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :



**Fig. VII 1) Diagramme des contraintes sous le radier.**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\underline{\text{A'PELU}} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\underline{\text{A'ELS}} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

- **Sens longitudinal :**

- **A'PELU:**

$$M_x = 59309,429 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 82702,887 \text{ KN}$$

$$V_u = 2794,13 \text{ KN}$$

$$M = 59309,429 + (2794,13 \times 1,20) = 62662,38 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{82702,88}{468} + \frac{62662,38}{8980,46} \cdot 9,82 = 245,23 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{82702,88}{468} - \frac{62662,38}{8980,46} \cdot 9,82 = 108,19 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 192,73 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 210,97 \text{KN/m}^2 < 1,33 \overline{\sigma}_{sol} = 239,4 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**AP'ELS:**

$$N_s = 60374,03 \text{ KN}$$

$$M_x = 59309,429 \text{ KN.m}$$

$$V_x = 2794,13 \text{ KN}$$

$$M = 59309,429 + (2794,13 \times 1,20) = 62662,38 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{60374,03}{486} \pm \frac{62662,38}{8980,46} \times 9,82$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 197,52 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 60,48 \text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 163,26$$

$$\sigma_m = 163,26 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma}_{sol} = 180 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sense transversal:**

$$M^y = 64309,049 \text{KN.m}$$

$$N_u = 82702,887 \text{KN}$$

$$V_y = 2995,08 \text{KN}$$

$$M = 64309,049 + (2995,08 \times 1,20) = 67903,14 \text{N.m}$$

**AP'ELU:**

$$\sigma_{12} = \frac{N_U}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I_{xx}} \cdot Y_G = \frac{82702,88}{468} \pm \frac{67903,14}{6907,35} \times 8,55$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 260,76 \text{KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 92,66 \text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 218,73 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 218,73 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 239,4 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**AP'ELS:**

$$M^y = 64309,049 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 60374,03 \text{ KN}$$

$$V_y = 2995,08 \text{ KN}$$

$$M = 64309,049 + (2995,08 \times 1,20) = 67903,14 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{60374,03}{468} \pm \frac{67903,14}{6907,35} \times 8,55$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 213,05 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 44,95 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 171,02 \text{ NK/m}^2$$

$$\sigma_m = 171,02 \text{ KN/m}^2 < \overline{\sigma}_{\text{sol}} = 180 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Vérification au poinçonnement :**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite:

$$N_u \leq \bar{N}_U = \frac{0,045 \times u_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

**❖ Vérification pour les poteaux : (Poteau le plus sollicité).**

$$u_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2$$

$$u_c = (0,5 + 0,5 + (2 \times 1,2)) \times 2$$

$$u_c = 6,8 \text{ m}$$

$$\bar{N}_U = \frac{0,045 \times 6,8 \times 1,2 \times 25000}{1,5} = 6120 \text{ KN}$$

$$N_u = 2683,12 \text{ KN} < \bar{N}_U = 6120 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**❖ Vérification pour les voiles (Voile le plus sollicité)**

$$u_c = (a' + b') = (a + b + 2h) \times 2$$

$$u_c = (0,20 + 1 + (2 \times 1,2)) \times 2$$

$$u_c = 7,20 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0,045 \times 7,2 \times 1,2 \times 25000}{1,5} = \text{KN}$$

$$N_u = 3231,94 \text{ KN} < \bar{N}_u = 6480 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{cv}$$

## VII-3-4) Ferraillage du radier:

### 1) Ferraillage de la dalle:

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniformément repartie et encadrée sur quatre cotés,

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \quad \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 < \rho_x \leq 1 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

### Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

### Identification du panneau le plus sollicité :

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,48}{6} = 0,58$$

$$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Pour le calcul du ferraillage, nous allons soustraire de la contrainte  $\sigma_m$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

### **-La contrainte moyenne max à l'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 218,73 \text{KN/m}^2$$

### **-La contrainte moyenne max à l'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}}{4} = 171,02 \text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left( 218,73 - 1,35 \cdot \frac{16421,18}{468} \right) 1\text{m} = 171,36 \text{KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left( 171,02 - 1 \cdot \frac{16421,18}{468} \right) \cdot 1\text{m} = 135,93 \text{KN/ml}$$

### **❖ Calcul a l'état limite ultime:**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,083 \\ \mu_y = 0,279 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x}$$

On aura donc :

$$M_{o-x} = 0,083 \times 171,36 \times (3,48)^2 = 172,24 \text{ KN.m}$$

$$M_{o-y} = 0,279 \times 172,24 = 48,05 \text{ KN.m}$$

### **Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront pondérés en leur affectant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,85) en travée.

#### ○ **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = (-0,5) M_{ox} \implies M_{ax} = (-0,5) \times 172,24 = -86,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = (-0,5) M_{oy} \implies M_{ay} = (-0,5) \times 48,24 = -24,02 \text{ KN.m}$$

#### ○ **Moments en travée :**

$$M_{tx} = (0,85) M_{ox} \implies M_{tx} = (0,85) 172,24 = 146,40 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0,85) M_{oy} \implies M_{ty} = (0,85) 48,24 = 41,00 \text{ KN.m}$$

### ● **Ferraillage dans le sens x-x**

#### **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{86,12 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,044 < 0,392 \implies \text{SSA} \implies \beta = 0,978$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{86,12 \times 10^3}{0,978 \times 37 \times 348} = 6,84 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA12 = 9,05 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 12cm.

#### **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{146,4 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,076 < 0,392 \implies \text{SSA} \implies \beta = 0,960$$

$$A_{at} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{146,40 \times 10^3}{0,960 \times 37 \times 348} = 11,80 \text{ cm}^2$$

Soit : 8 HA16 = 16,08 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 12 cm.

### **Ferraillage suivant y-y :**

#### **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{24,02 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,013 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,993$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{24,02 \times 10^3}{0,993 \times 37 \times 348} = 2,05 \text{ cm}^2$$

Soit : 8HA12= 9,05 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 12cm.

### En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{41,00 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,022 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,989$$

$$A_{tx} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{41,00 \times 10^3}{0,989 \times 37 \times 348} = 3,21 \text{ cm}^2 \quad \square$$

Soit : 8HA12= 9,05cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 12cm.

### Récapitulatif du ferrailage de la dalle du radier :

Tableau VII.3) : Ferrailage du panneau de dalle a L'ELU

	Sens X-X	Sens Y-Y
Armatures aux appuis	8HA12=9,05cm <sup>2</sup>	8HA12= 9,05cm <sup>2</sup>
Armatures en travée	8HA16=16,06cm <sup>2</sup>	8HA12= 9,05cm <sup>2</sup>

### ➤ Vérification à l'état limite ultime :

#### ❖ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \frac{3 - L_x/L_y}{2} \quad \text{Avec } \delta_0 = 0,0008 \quad \text{pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \frac{3 - 0,58}{2} = 3,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les sections choisies que se soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

#### Aux appuis

$$\left. \begin{array}{l} A_{ax} = 9,05 \text{ cm}^2 \\ A_{ay} = 4,52 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} > A_{\min} = 3,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### En travée

$$A_{tx} = 16,08 \text{ cm}^2 \quad \left. \right\}$$

$$A_{ty} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Calcul a l'état limite de service :**

Moment isostatique :

$$M_{o-x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_{o-y} = \mu_y \times M_{o-x}$$

On aura donc :  $M_{o-x} = 0,088 \times 135,93 \times (3,48)^2 = 144,86 \text{ KN.m}$

$$M_{o-y} = 0,453 \times 144,86 = 65,62 \text{ KN.m}$$

**-Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = (-0,5) M_{o-x} \Rightarrow M_{ax} = (-0,5) \times 144,86 \Rightarrow M_{ax} = -72,43 \text{ KN m}$$

$$M_{ay} = (-0,5) M_{o-y} \Rightarrow M_{ay} = (-0,5) \times 65,62 \Rightarrow M_{ay} = -32,01 \text{ KN m}$$

**- Moments en travée :**

$$M_{tx} = (0,85) M_{o-x} \Rightarrow M_{tx} = (0,85) \times 144,86 \Rightarrow M_{tx} = 123,13 \text{ KN m}$$

$$M_{ty} = (0,85) M_{o-y} \Rightarrow M_{ty} = (0,85) \times 65,62 \Rightarrow M_{ty} = 55,77 \text{ KN m}$$

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d}, \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

X-X	Ms	b(cm)	d (cm)	A	ρ1	K1	β1	σs	σbc	σ <sub>bc</sub>	condition
Travée	123,13	100	37	16,08	0,434	34,26	0,898	230,46	6,73	15	cv
Appuis	72,43	100	37	9,05	0,244	48,28	0,921	234,85	4,86	15	cv
Y-Y	Ms	b(cm)	d(cm)	A	ρ1	K1	β1	σs	σbc	σ <sub>bc</sub>	condition
Travée	55,77	100	37	4,52	0,122	71,21	0,942	354,00	4,97	15	cv
Appuis	32,01	100	37	4,52	0,122	71,21	0,942	203,18	2,85	15	cc

**VII-3-5 Ferrailage du débord:**

Le débord est assimilé à une console courte encadrée dans le radier de longueur L = 60cm, soumise à une charge uniformément répartie.

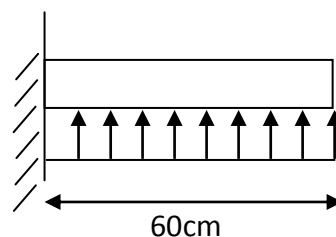


Fig. VII -2) Schéma statique du débord

### **3-5-1) Sollicitations de calculs :**

#### **A l'ELU:**

$$M_U = \frac{-q_u L^2}{2} = \frac{-171,38 \times 0,6^2}{2} = -30,84 \text{ KN.m}$$

#### **A l'ELS:**

$$M_s = \frac{-q_s L^2}{2} = \frac{-135,93 \times 0,6^2}{2} = -24,46 \text{ KN.m}$$

### **3-5-2) Calcul des armatures**

#### **Armatures principales :**

$b = 100 \text{ m} ; d = 32 \text{ cm} ; f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{30,84 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,016 < 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA} \quad \Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{30,84 \times 10^3}{0,992 \times 37 \times 348} = 2,41 \text{ cm}^2 \quad \square$$

Soit : 2 HA14 = 3,08 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 20cm

#### **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3,08}{4} = 0,77 \text{ cm}^2$$

Soit : 2 HA10 = 1,57 cm<sup>2</sup>. avec un espacement de 20cm

#### **➤ Vérification à l'ELU :**

#### **-Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_c} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2$$

$A_U = 4,46 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3,86 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

Donc on ferraille avec la section  $A_{\min} = 3,86 \text{ cm}^2$

Soit : 4 HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>/ml. avec un espacement de 20cm

$$A_r = \frac{A_U}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : 2 HA10 = 1,57 cm<sup>2</sup>/ml. avec un espacement de 20cm

#### **➤ Vérification à l'ELS :**

La vérification des contraintes peut ne pas se faire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

$\alpha$ : Position de l'axe neutre.

$$\alpha = 0,041 < \frac{1,48-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,49 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

Comme le débord est moins sollicité que la dalle, et afin d'homogénéiser le ferrailage, les Armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord

### VII-3-6) Etude de la nervure :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées

$$h = 100 \text{ cm} ; b = 60 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm}$$

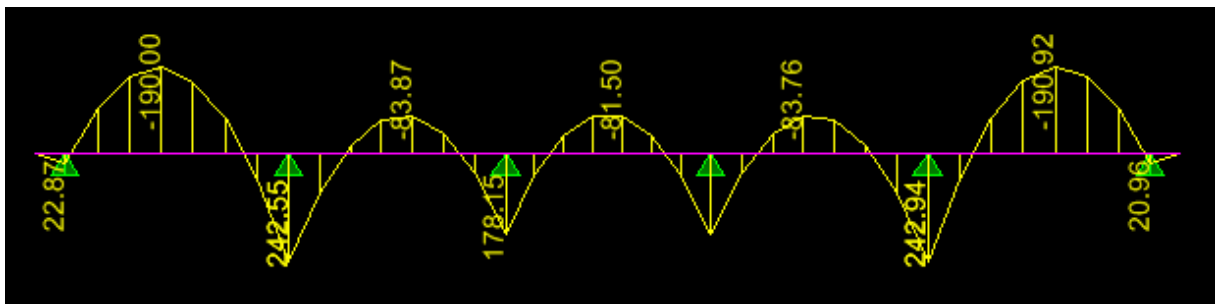
Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

#### Détermination des efforts :

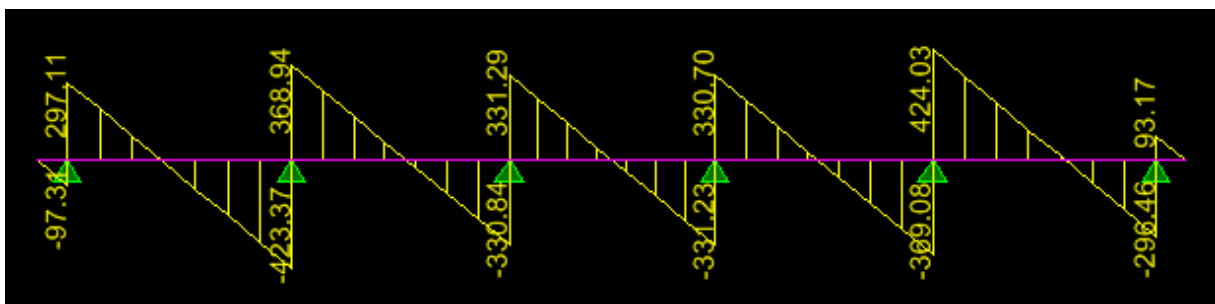
##### ➤ Sens longitudinal :

ELU :

$$q_u = 171,36 \text{ KN/m}$$

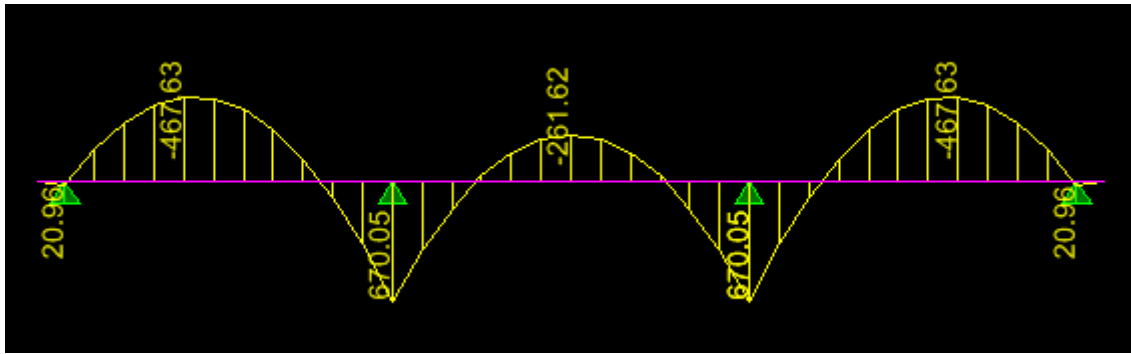


FigureVII.1) : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU

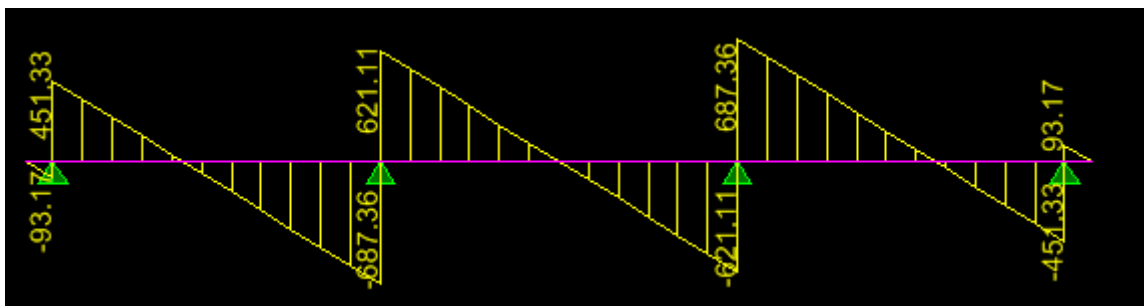


FigureVII.2) : Diagramme des efforts tranchants a ELU

##### ➤ Sens transversal :



**FigureVII.3) : Diagramme des moments fléchissant a L'ELU**

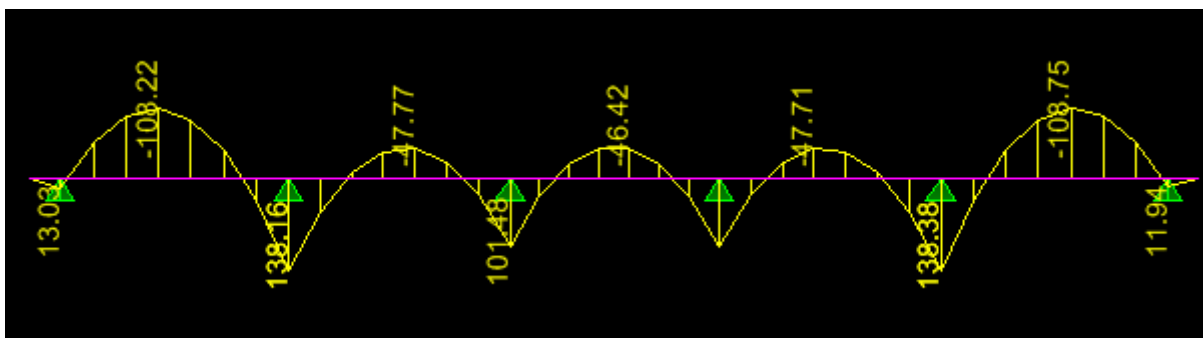


**Figure VII.4): Diagramme des efforts tranchants a L'ELU**

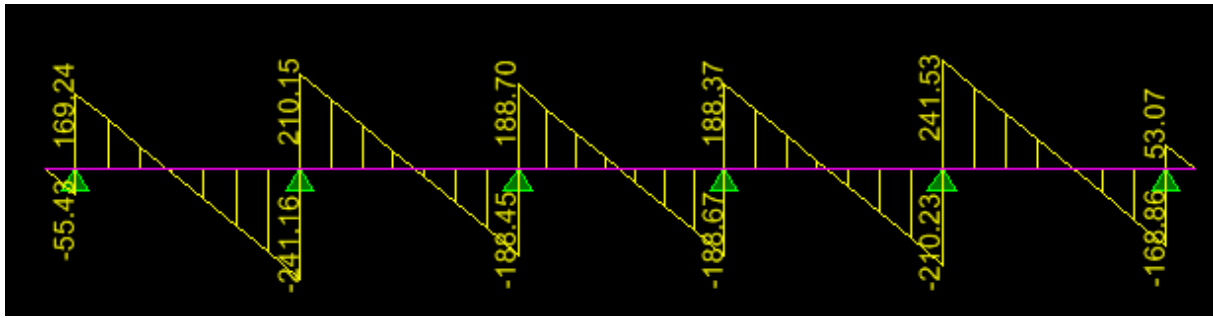
**ELS :**

$$q_s = 135,93 \text{KN/m}$$

➤ **Sens longitudinal :**

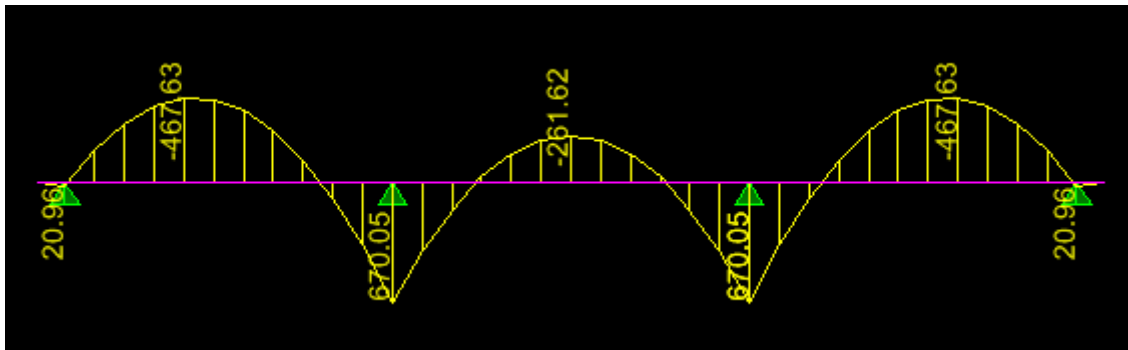


**FigureVII.5) : Diagramme des moments fléchissant a L'ELS**

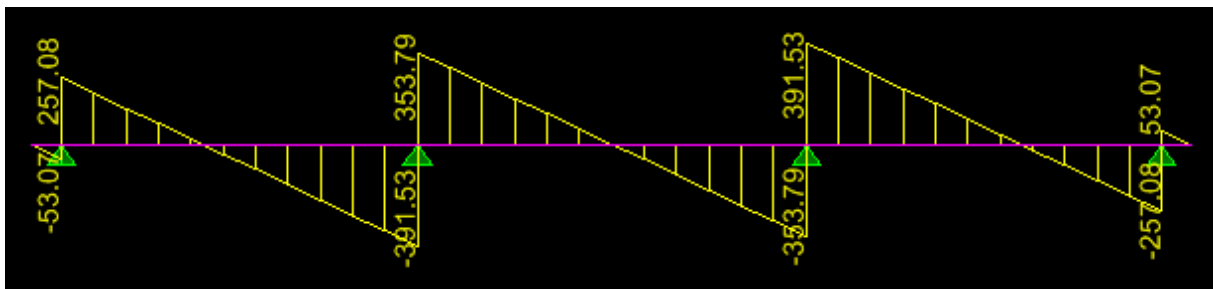


**FigureVII.6) : Diagramme des efforts tranchants a L'ELS**

➤ **Sens transversal :**



**FigureVII.7) : Diagramme des moments fléchissant a L'ELS**



**FigureVII.8) : Diagramme des efforts tranchants a L'ELS**

**Ferraillage**

Pour le ferraillage on prend les moments maximaux aux appuis et en travées. Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau VII.5) : Efforts tranchants et moments fléchissant max en travées et sur appuis**

Efforts internes	Sens longitudinal	Sens transversal
$M_{au}$ (KN.m)	242,94	670,05
$M_{tr}$ (KN.m)	190,92	476,63
$M_{as}$ (KN.m)	138,38	670,05

$M_{ts}(\text{KN.m})$	108,75	176,63
$T_{\text{umax}}(\text{KN})$	424,03	687,36

**Tableau VII.6) : Ferrailage des nervures aux appuis et en travée**

<b>X-X</b>	<b>Mu(KN.m)</b>	<b>b (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>\beta</math></b>	<b>Ast (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Aadopté (cm2)</b>
appuis	242,94	60	117	0,022	0,989	6,03	8HA14=12,32
travée	190,92	60	117	0,016	0,992	4,73	8HA14=12,32
<b>Y-Y</b>	<b>Mu(KN.m)</b>	<b>b (cm)</b>	<b>d(cm)</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>\beta</math></b>	<b>Ast (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Aadopté (cm2)</b>
appuis	670,05	60	117	0,056	0,971	16,95	4HA14+4HA20 = 18,73
travée	476,63	60	117	0,042	0,979	11,95	4HA16+4HA16 = 16.08

**A) Vérification à l'ELU :**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 b d f_{c28}}{f_e} = 8,47 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}}$  .....condition vérifiée.

• **Armatures transversales**

$$\emptyset \leq \frac{\emptyset_1}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \quad \text{Soit HA 8, On prend un cadre et un étrier}$$

• **Espacement des armatures :**

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\emptyset \right\} = \min \left\{ 30 ; 24 \right\} = 24 \text{ cm}$$

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

▪ **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 60\text{cm}$$

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

**Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{U,max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right\} = 3,33MPa$$

✓ **Sens longitudinal**

Avec : Tu max = 424,03KN

$$\tau_u = \frac{424,03 \times 10^3}{600 \times 1170} = 0,604 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,604 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ ..... condition vérifiée.

✓ **Sens transversal**

Avec : Tu max = 687,36KN

$$\tau_u = \frac{687,36 \times 10^3}{300 \times 1170} = 0,979 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,979 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ ..... condition vérifiée.

**B) Vérification à l'ELS :**

✓ **Vérification des contraintes**

X-X	Ms	b (cm)	d (cm)	A	$\rho_1$	K1	$\beta_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	condition
Travée	108,75	60	117	12,73	0,180	57,46	0,931	78,43	1,36	15	cv
Appuis	138,38	60	117	12,73	0,180	57,46	0,931	99,79	1,74	15	cv
Y-Y	Ms	b(cm)	d(cm)	A	$\rho_1$	K1	$\beta_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	condition
Travée	670,05	60	117	18,73	0,266	46,35	0,919	332,71	7,18	15	cv
Appuis	467,63	60	117	16,08	0,229	50,36	0,929	267,56	5,31	15	cv

**VIII.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 :

$$A_p = \frac{3\text{cm}^2}{1 \times 1,20} = 2,5 \rightarrow 1,25 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 2HA12 avec  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2/\text{parois}$

---

---

## **Introduction :**

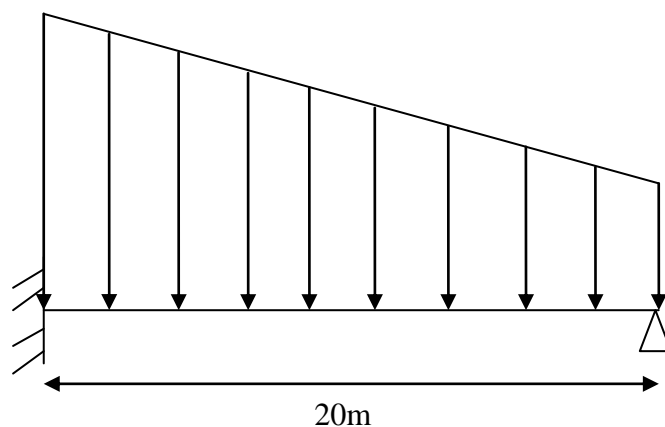
Pour assurer la stabilité du talus derrière notre structure, et pour faire face aux poussées des terres dues au remblai retenu par le mur, ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur plaque en béton armé.

### **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 encastrée au niveau de la semelle. Un joint de 1cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.



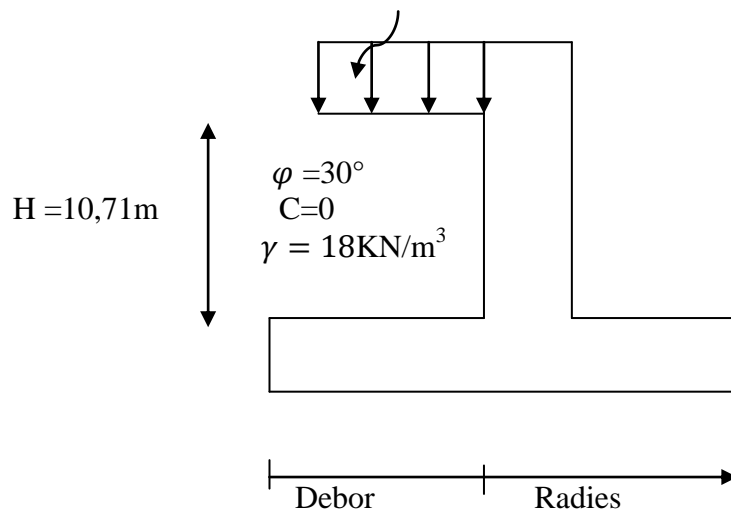
**Fig.1.Schéma statique de mur plaque**

### **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  $q=10 \text{KN/m}^2$

- $\sigma_s = 1,8$  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 poussé des terres :**

- **Calcul de  $K_0$**

$$K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 30^\circ = 0,5$$

➤ ELU

$$\sigma_H = K_0 \sigma_v = K_0 (1,35 \gamma h + 1,5q)$$

– **Couche1** :  $0 \leq h \leq 3,06$  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 :

$$h = 0 \rightarrow = 7,5 \text{ KN/ m}^2$$

$$h = 3.06 \rightarrow = 44,67 \text{ KN/ m}^2$$

– **Couche2** :  $0 \leq h_2 \leq 3.06 \text{ m}$

$$\sigma_{H2} = 1,35 K_0 \gamma h_2 + 1,5 q K_0 + 1,35 K_0 \gamma h_1$$

$$\sigma_{H2} = 1,35 K_0 \gamma h_2 + \sigma_{H1}$$

$$\sigma_{H2} = 1,35 \times 0,5 \times 18 \times h_2 + 44,67$$

$$\sigma_{H2} = 12,15h_2 + 44,67$$

Pour :

$$h = 0 \rightarrow = 44,67 \text{ KN/ m}^2$$

$$h = 3.06 \rightarrow = 82,028 \text{ KN/ m}^2$$

– **Couche3** :  $0 \leq h_3 \leq 3.06 \text{ m}$

$$\sigma_{H3} = 1,35K_0 \gamma h_3 + \sigma_{H2}$$

$$\sigma_{H3} = 1,35 \times 0,5 \times 18 \times h_3 + 82,028$$

$$\sigma_{H3} = 12,15h_3 + 82,028$$

Pour :

$$h = 0 \rightarrow = 82,028 \text{ KN/ m}^2$$

$$h = 3.06 \rightarrow = 119,207 \text{ KN/ m}^2$$

– **Couche4** :  $0 \leq h_4 \leq 3.06 \text{ m}$

$$\sigma_{H4} = 1,35K_0 \gamma h_4 + \sigma_{H3}$$

$$\sigma_{H4} = 1,35 \times 0,5 \times 18 \times h_4 + 119,207$$

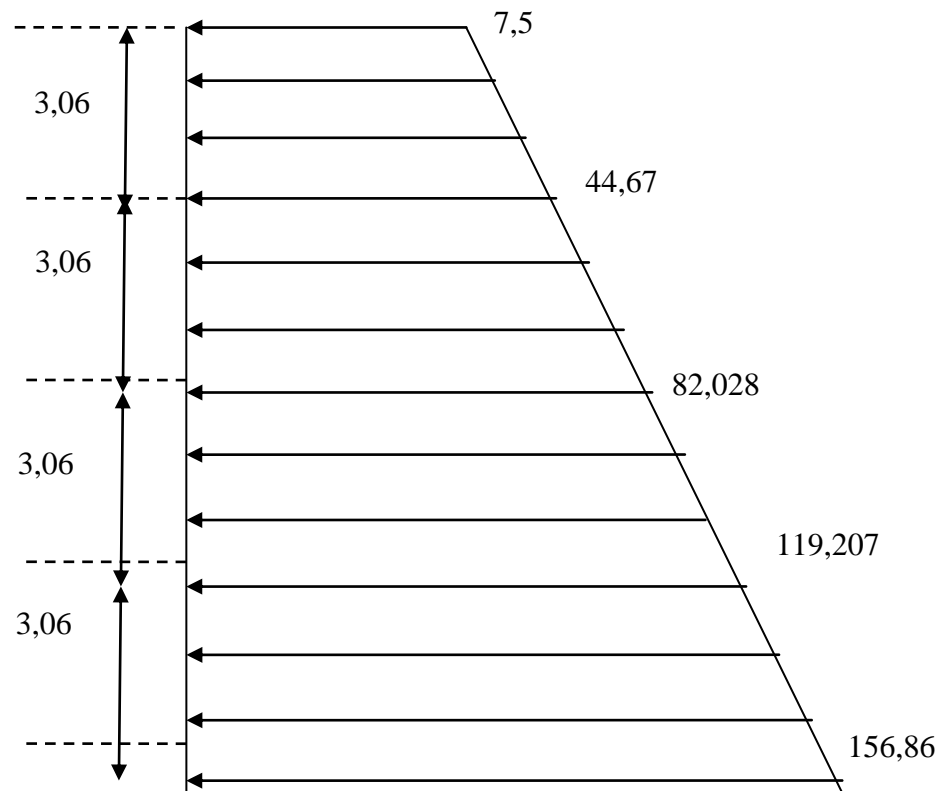
$$\sigma_{H4} = 12,15h_4 + 119,207$$

Pour :

$$h = 0 \rightarrow = 119,207 \text{ KN/ m}^2$$

$$h = 3.06 \rightarrow = 156,386 \text{ KN/ m}^2$$

❖ **Diagramme des contraintes:**



**Fig 2 : Diagramme des contraintes a l' ELU**

➤ **ELS**

$$\sigma_H = K_0 \sigma_v = K_0 (\gamma h + q)$$

➤ **Couche1** :  $0 \leq h \leq 3.06$  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 :

$$h = 0 \rightarrow = 5 \text{ KN/ m}^2$$

$$h = 3.06 \rightarrow = 32,54 \text{ KN/ m}$$

➤ **Couche2** :  $0 \leq h_2 \leq 3.06$  m

$$\sigma_{H2} = K_0 \gamma h_2 + qK_0 + K_0 \gamma h_1$$

$$\sigma_{H2} = K_0 \gamma h_2 + \sigma_{H1}$$

$$\sigma_{H2} = 0,5 \times 18 \times h_2 + 32,54$$

$$\sigma_{H2} = 9 h_2 + 32,54$$

---

Pour :

$$\mathbf{h = 0} \rightarrow = 32,54 \text{ KN/ m}^2$$

$$\mathbf{h = 3.06} \rightarrow = 60,08 \text{ KN/ m}^2$$

➤ **Couche3** :  $0 \leq h_3 \leq 3.06 \text{ m}$

$$\sigma_{H3} = K_0 \gamma h_3 + \sigma_{H2}$$

$$\sigma_{H3} = 0,5 \times 18 \times h_3 + 60,08$$

$$\sigma_{H3} = 9h_3 + 60,08$$

Pour :

$$\mathbf{h = 0} \rightarrow = 60,08 \text{ KN/ m}^2$$

$$\mathbf{h = 3.06} \rightarrow = 87,62 \text{ KN/ m}^2$$

➤ **Couche4** :  $0 \leq h_4 \leq 3.06 \text{ m}$

$$\sigma_{H4} = 1,35K_0 \gamma h_4 + \sigma_{H3}$$

$$\sigma_{H4} = 1,35 \times 0,5 \times 18 \times h_4 + 87,62$$

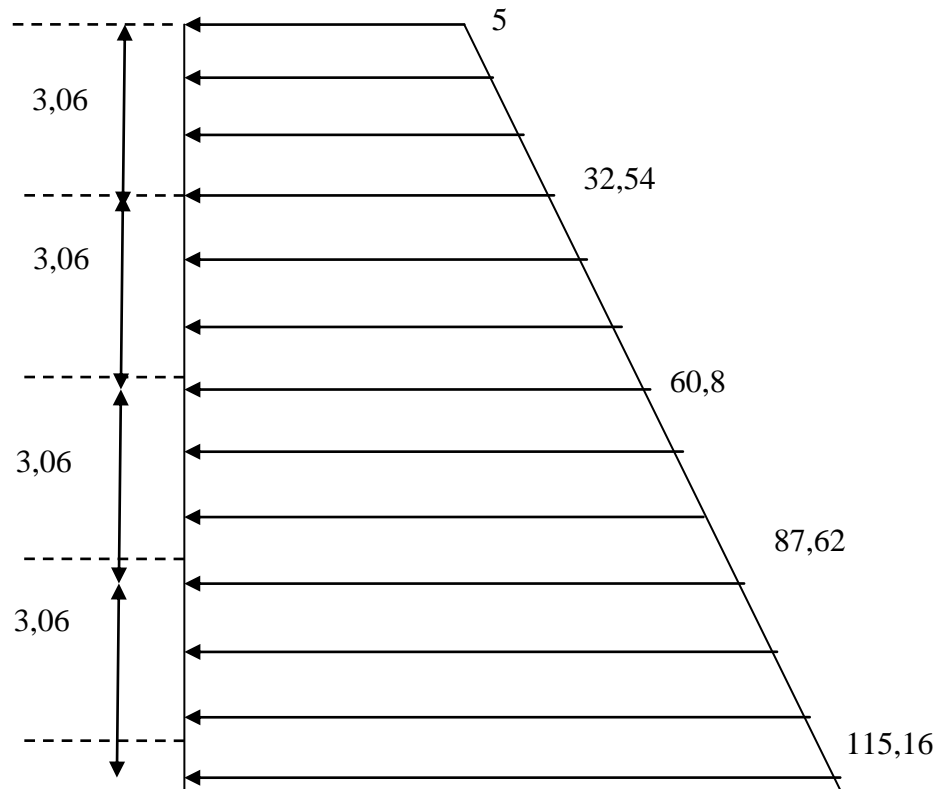
$$\sigma_{H4} = 9h_4 + 87,62$$

Pour :

$$\mathbf{h = 0} \rightarrow = 87,62 \text{ KN/ m}^2$$

$$\mathbf{h = 3.06} \rightarrow = 115,16 \text{ KN/ m}^2$$

❖ **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**

– **Couche1** :  $0 \leq h_1 \leq 3.06$  m

$$\frac{3\sigma_{H1} + \sigma_{H2}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 44,67 + 7,5}{4} = 35,37 \text{KN/ml}$$

– **Couche2** :  $0 \leq h_2 \leq 3.06$  m

$$\frac{3 \times 82,02 + 44,67}{4} = 72,68 \text{KN/ml}$$

– **Couche3** :  $0 \leq h_3 \leq 3.06$  m

$$\frac{3 \times 119,2 + 82,02}{4} = 109,90 \text{KN/ml}$$

– **Couche4** :  $0 \leq h_4 \leq 3.06$  m

$$\frac{3 \times 156,38 + 119,2}{4} = 147,08 \text{ KN/ml}$$

➤ **ELS**

– **Couche1** :  $0 \leq h_1 \leq 3.06 \text{ m}$

$$\frac{3\sigma_{H1} + \sigma_{H2}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 32,54 + 5}{4} = 25,655 \text{ KN/ml}$$

– **Couche2** :  $0 \leq h_2 \leq 3.06 \text{ m}$

$$\frac{3 \times 60,8 + 32,54}{4} = 53,735 \text{ KN/ml}$$

– **Couche3** :  $0 \leq h_3 \leq 3.06 \text{ m}$

$$\frac{3 \times 87,62 + 60,8}{4} = 80,915 \text{ KN/ml}$$

– **Couche4** :  $0 \leq h_4 \leq 3.06 \text{ m}$

$$\frac{3 \times 115,16 + 87,62}{4} = 108,2 \text{ KN/ml}$$

### **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 :

$$L_x = 3,06 \text{ m}$$

$$L_y = 3,48 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,06}{3,48} = 0,87$$

$\rho = 0,65 > 0,4 \longrightarrow$  le panneau travaille dans les deux sens

$$\rho = 0,87 \quad v = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0587 \\ \mu_y = 0,559 \end{array} \right. \quad (\text{ de tableaux ) ELU}$$

$$v = 0,2 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0652 \\ \mu_y = 0,683 \end{array} \right. \quad (\text{ de tableaux ) ELS}$$

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 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 par des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,85
- Moment en appui : 0,5

### ❖ Ferraillage a l ELU :

Le ferraillage se fera pour une bande de 1m.

- **Panneaux 4 :**

- **ELU :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0587 \times 147,0 \times (3,06)^2 = 80,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,559 \times 80,79 = 45,16 \text{ KN.m}$$

### Correction des moments :

**Sens XX :**

**Aux appuis :**  $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 80,79 = 40,39 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 80,79 = 68,67 \text{ KN.m}$

**Sens YY :**

**Aux appuis :**  $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 45,16 = 22,58 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 45,16 = 38,38 \text{ KN.m}$

- **ELS :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0,0652 \times 108,2 \times (3,06)^2 = 66,05 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,683 \times 66,05 = 45,11 \text{ KN.m}$$

### Correction des moments :

**Sens XX :**

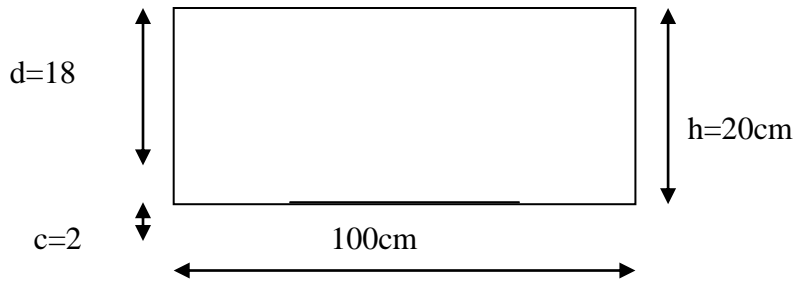
**Aux appuis :**  $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 66,05 = 33,02 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 66,05 = 56,14 \text{ KN.m}$

**Sens YY :**

**Aux appuis :**  $M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 45,11 = 22,55 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 45,11 = 38,34 \text{ KN.m}$



$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \times \sigma_{bc}} \quad \text{avec :} \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_{b,\theta}} = 14,12$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$$

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

### 1) Les armatures longitudinales :

Le résumé de calcul sera donne dans le tableau suivant :

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\mu_r$	Obs	$\beta$	$A_s(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	fer	$A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	St
X-X	Appuis	40,39	0,087	0,392	SSA	0,9545	6,75	2,17	8HA14	12,31	16
	Travée	68,67	0,149	0,392	SSA	0,9185	11,93	2,17	6HA20	18,84	13
Y-Y	Appuis	22,58	0,049	0,392	SSA	0,9745	3,69	2,17	8HA14	12,31	16
	Travée	38,38	0,083	0,392	SSA	0,9565	6,40	2,17	8HA14	12,31	16

### 2) Les armatures transversales :

➤ **Travée :**

$$A_h = \frac{A_{\text{ad}}}{4} = \frac{18,84}{4} = 4,71 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{soit } 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

➤ **Appuis :**

$$A_h = \frac{A_{\text{ad}}}{4} = \frac{12,31}{4} = 3,07 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{soit } 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

### ❖ 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)
- $A \geq 0,001b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$ .
- 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 :**

- **Condition de non fragilité :**

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

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \frac{2,1}{400} = 2,17$$

$$A_s \geq A_{\min} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée .}$$

- **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 <sub>s</sub>	M <sub>S</sub>	ρ	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub>	σ̄ <sub>s</sub>	σ <sub>b</sub>	σ̄ <sub>b</sub>	Ob
X-X	Appuis	12,31	33,02	0,683	0,8795	26,49	169,44	201,63	6,39	15	CV
	Travée	18,84	56,14	1,046	0,8585	20,33	192,83	201,63	9,48	15	CV
Y-Y	Appuis	12,31	22,55	0,683	0,8795	26,49	115,71	201,63	4,36	15	CV
	Travée	12,31	38,34	0,683	0,8795	26,49	196,74	201,63	7,48	15	CV

- **Panneaux 3 :**

1) **Les armatures longitudinales :**

Le résumé de calcul sera donne dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (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> (c m <sup>2</sup> )	fer	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )	St
X-X	Appuis	30,49	0,066	0,392	SSA	0,966	5,03	2,17	6HA14	9,23	16
	Travée	51,84	0,112	0,392	SSA	0,940	8,80	2,17	8HA16	16,08	16
Y-Y	Appuis	17,04	0,037	0,392	SSA	0,9815	2,77	2,17	6HA14	9,23	16
	Travée	28,97	0,062	0,392	SSA	0,968	4,77	2,17	6HA14	9,23	16

## 2) Les armatures transversales :

### ➤ Travée :

$$A_h = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{16,08}{4} = 4,02 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Soit 4HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

### ➤ Appuis :

$$A_h = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{9,23}{4} = 2,30 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Soit 4HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

### ❖ 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)
- $A \geq 0,001b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$ .
- 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 :

#### • Condition de non fragilité :

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

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \frac{2,1}{400} = 2,17$$

$$A_s \geq A_{\min} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée .}$$

#### • 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	9,23	24,69	0,512	0,8925	31,515	166,52	201,63	5,28	15	CV
	Travée	16,08	41,98	0,893	0,8675	22,73	167,19	201,63	7,35	15	CV
Y-Y	Appuis	9,23	16,86	0,512	0,8585	31,515	113,71	201,63	3,60	15	CV
	Travée	9,23	28,67	0,512	0,8585	31,515	193,36	201,63	6,13	15	CV

• **Panneaux 2 :**

1) **Les armatures longitudinales :**

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant :

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (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	19,97	0,043	0,392	SSA	0,9785	3,25	2,17	6HA14	9,23	16
	Travée	33,94	0,073	0,392	SSA	0,9625	5,62	2,17	6HA14	9,23	16
Y-Y	Appuis	11,16	0,024	0,392	SSA	0,988	1,80	2,17	6HA14	9,23	16
	Travée	18,97	0,041	0,392	SSA	0,9795	3,09	2,17	6HA14	9,23	16

2) **Les armatures transversales :**

➤ **Travée :**

$$A_h = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{9,23}{4} = 2,30 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{soit } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

➤ **Appuis :**

$$A_h = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{9,23}{4} = 2,30 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{soit } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

❖ **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)
- $A \geq 0,001b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$ .
- 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 :**

- **Condition de non fragilité :**

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

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \frac{2,1}{400} = 2,17$$

$A_s \geq A_{\min} \longrightarrow$  **Condition Vérifiée .**

- **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	9,23	16,4	0,512	0,8925	31,515	110,60	201,63	3,5	15	CV
	Travée	9,23	27,88	0,512	0,8925	31,515	188,03	201,63	5,96	15	CV
Y-Y	Appuis	9,23	11,20	0,512	0,8585	31,515	75,53	201,63	2,39	15	CV
	Travée	9,23	19,04	0,512	0,8585	31,515	128,41	201,63	4,07	15	CV

- **Panneaux 1 :**

- 1) **Les armatures longitudinales :**

Le résumé de calcul sera donne dans le tableau suivant :

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\mu_r$	Obs	$\beta$	$A_s$ /ml)	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	fer	$A_{\text{adp}}$ (c m <sup>2</sup> )	St
X-X	Appuis	9,72	0,021	0,392	SSA	0,9905	1,56	2,17	6HA14	9,23	16
	Travée	16,52	0,035	0,392	SSA	0,9825	2,68	2,17	6HA14	9,23	16
Y-Y	Appuis	5,43	0,011	0,392	SSA	0,9945	0,87	2,17	6HA14	9,23	16
	Travée	9,23	0,020	0,392	SSA	0,990	1,48	2,17	6HA14	9,23	16

- 2) **Les armatures transversales :**

➤ **Travée :**

$$A_h = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Soit 4HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

➤ **Appuis :**

$$A_h = \frac{A_{ad}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Soit 4HA12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

### ❖ 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)
- $A \geq 0,001b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$ .
- 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 :

#### • Condition de non fragilité :

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

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 18 \frac{2,1}{400} = 2,17$$

$$A_s \geq A_{\min} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

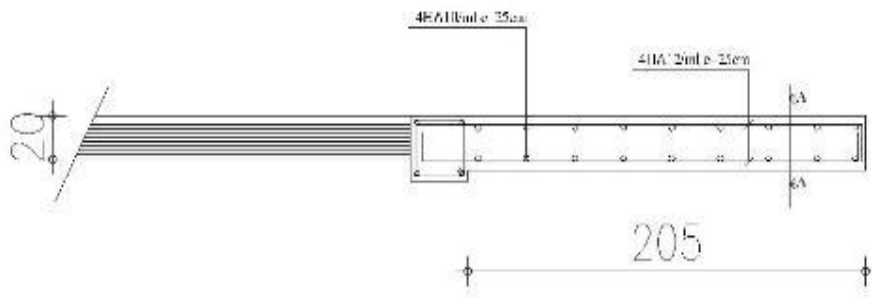
#### • Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier:

La fissuration est Préjudiciable, on doit Vérifier alors que :

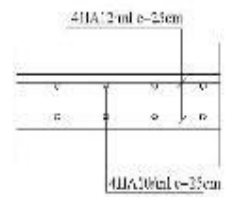
$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

Sens	Zon	A <sub>s</sub>	M <sub>S</sub>	ρ	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub>	σ̄ <sub>s</sub>	σ <sub>b</sub>	σ̄ <sub>b</sub>	Ob
X-X	Appuis	9,23	7,82	0,512	0,8925	31,515	52,74	201,63	1,67	15	CV
	Travée	9,23	13,30	0,512	0,8925	31,515	89,70	201,63	2,84	15	CV
Y-Y	Appuis	9,23	5,34	0,512	0,8585	31,515	36,01	201,63	1,14	15	CV
	Travée	9,23	9,07	0,512	0,8585	31,515	61,17	201,63	1,94	15	CV



## Coupe A-A



## Ferrailage des balcon

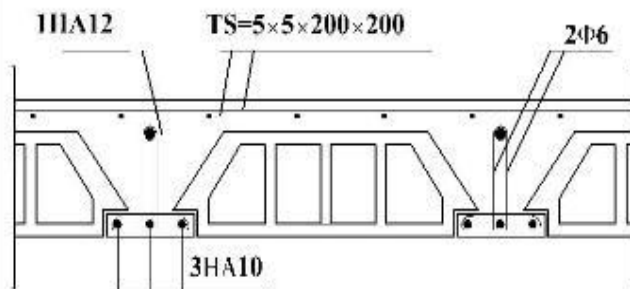
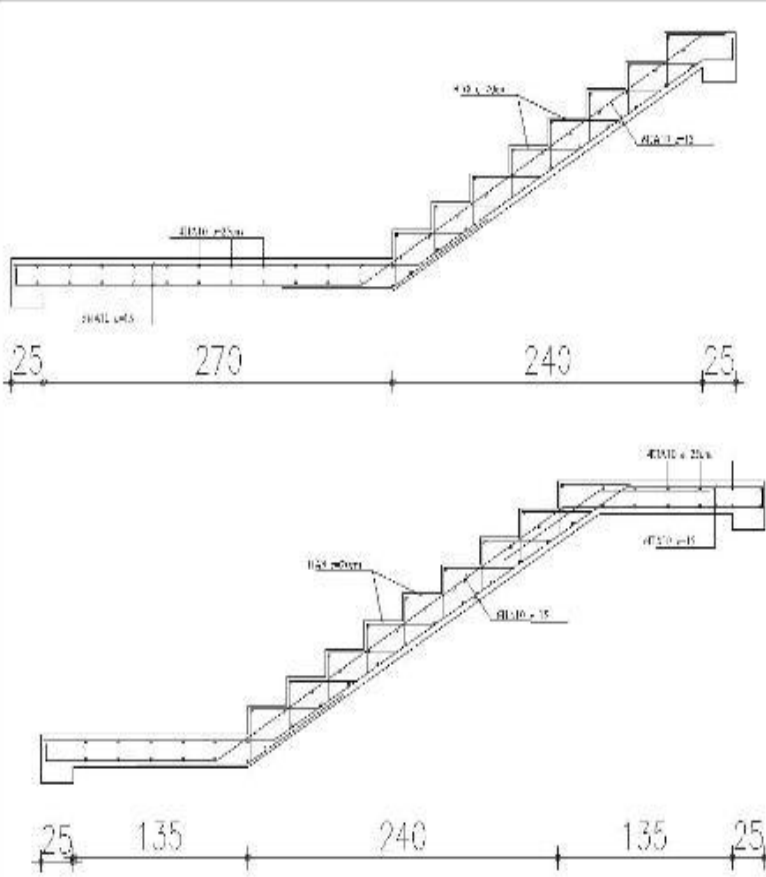


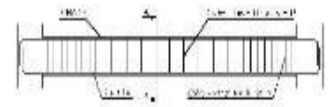
fig III.1 Schéma du plancher à corps creux.

<small>           Institut National de la Recherche Scientifique            Université du Québec à Montréal            Faculté de Génie Civil et de Génie des Matériaux         </small>		
PROJET :	Bâtiment de la Faculté de Génie Civil et de Génie des Matériaux	
PROJET DE FIN DE :	Ferraillage des balcon	
Étudiants :	KACIF MARIAM BARDJOUJ SAÏDA	Ecole n° : 159
Évaluation :	Revue	2016



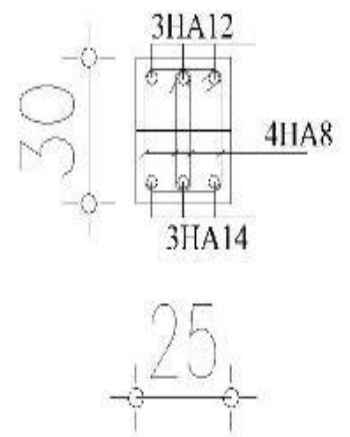


Ferraillage des escalier

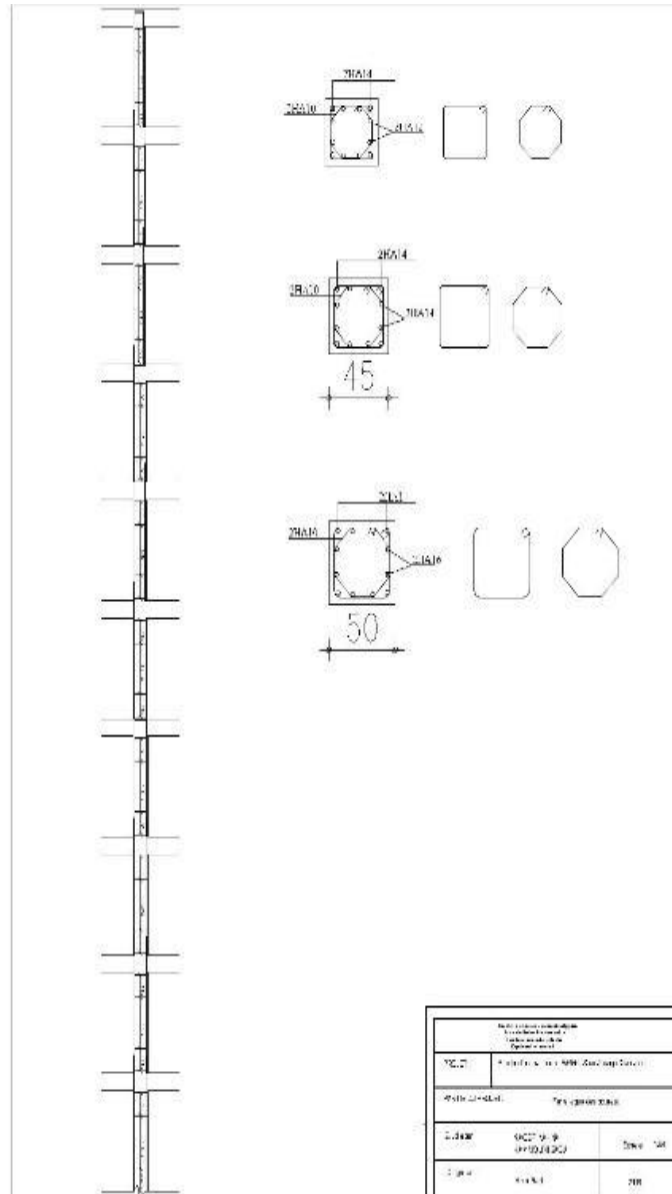


Ferraillage de la poutre palière

Coupe A-A

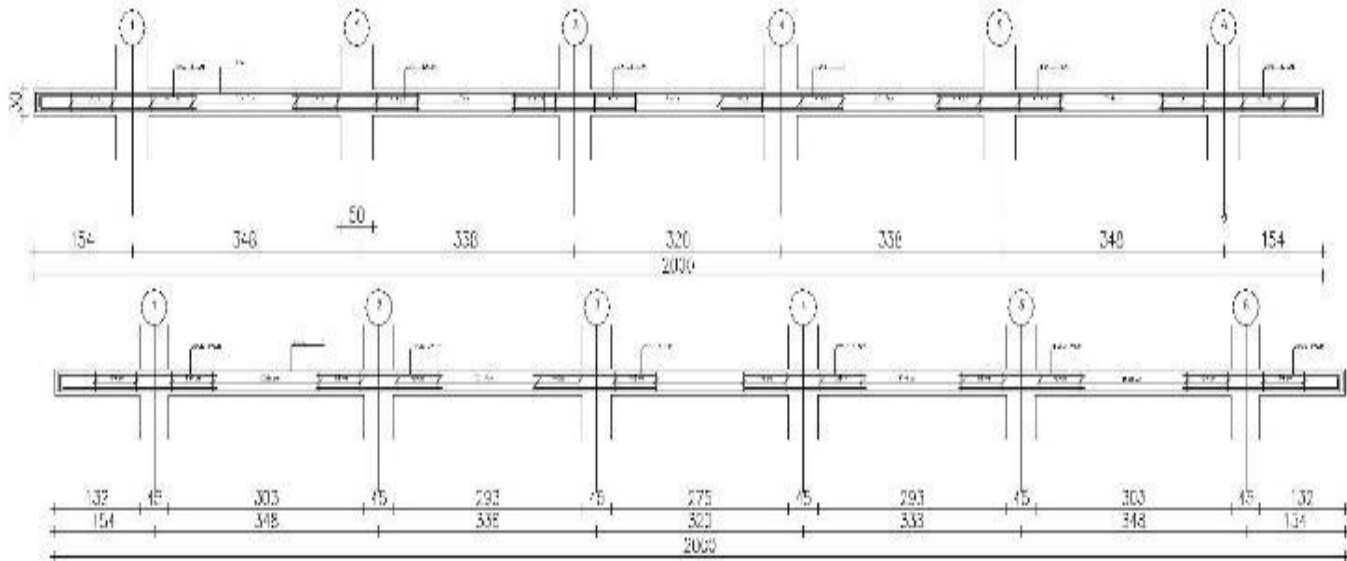


Bureau d'études d'architecture et de génie civil Généraliste		
PROJET	Eclairage intérieur d'un local de stockage	
PARTIE DU PROJET	Ferraillage des escaliers	
ÉLÉMENT	Niveau 1/100 (1/100) (1/100)	Feuille 1/100
Échelle	1/100	2016



1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10. 11. 12. 13. 14. 15. 16. 17. 18. 19. 20. 21. 22. 23. 24. 25. 26. 27. 28. 29. 30. 31. 32. 33. 34. 35. 36. 37. 38. 39. 40. 41. 42. 43. 44. 45. 46. 47. 48. 49. 50. 51. 52. 53. 54. 55. 56. 57. 58. 59. 60. 61. 62. 63. 64. 65. 66. 67. 68. 69. 70. 71. 72. 73. 74. 75. 76. 77. 78. 79. 80. 81. 82. 83. 84. 85. 86. 87. 88. 89. 90. 91. 92. 93. 94. 95. 96. 97. 98. 99. 100.		
№ 1	№ 2	№ 3
№ 4	№ 5	№ 6
№ 7	№ 8	№ 9
№ 10	№ 11	№ 12
№ 13	№ 14	№ 15
№ 16	№ 17	№ 18
№ 19	№ 20	№ 21
№ 22	№ 23	№ 24
№ 25	№ 26	№ 27
№ 28	№ 29	№ 30
№ 31	№ 32	№ 33
№ 34	№ 35	№ 36
№ 37	№ 38	№ 39
№ 40	№ 41	№ 42
№ 43	№ 44	№ 45
№ 46	№ 47	№ 48
№ 49	№ 50	№ 51
№ 52	№ 53	№ 54
№ 55	№ 56	№ 57
№ 58	№ 59	№ 60
№ 61	№ 62	№ 63
№ 64	№ 65	№ 66
№ 67	№ 68	№ 69
№ 70	№ 71	№ 72
№ 73	№ 74	№ 75
№ 76	№ 77	№ 78
№ 79	№ 80	№ 81
№ 82	№ 83	№ 84
№ 85	№ 86	№ 87
№ 88	№ 89	№ 90
№ 91	№ 92	№ 93
№ 94	№ 95	№ 96
№ 97	№ 98	№ 99
№ 100	№ 101	№ 102

### Ferraillage des poutre secondaire



## ZONE I

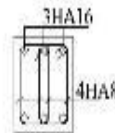
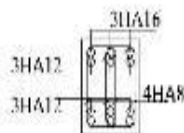
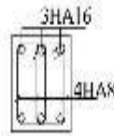
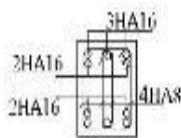
## ZONE II

COUPE EN APPLIS

COUPE EN TRAVÉE

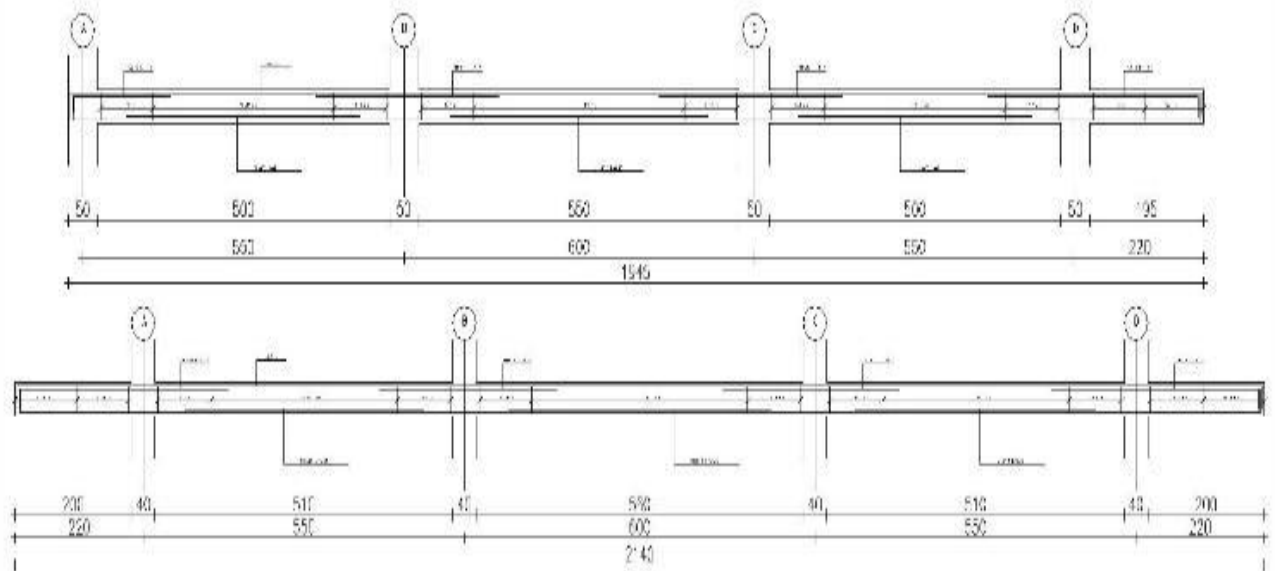
COUPE EN APPLIS

COUPE EN TRAVÉE

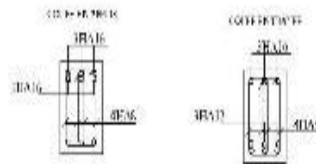


<small>Service des études Bureau d'études pour le génie civil C.A.S. S.A.R.L.</small>		
PROJET:	Etabli par le plan 21/11/5-014-01-01-01	
PARTIE INTÉRESSÉE:	Poutre des poutres secondaires	
Echelle:	NAGEP/NTM 1/4000 (1/2000)	Folio N° 103
Classe:	Projet	2010

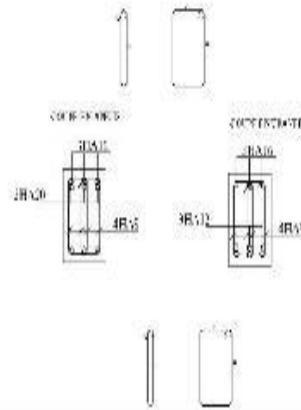
# Ferraillage des poutre principal



**ZONE I**

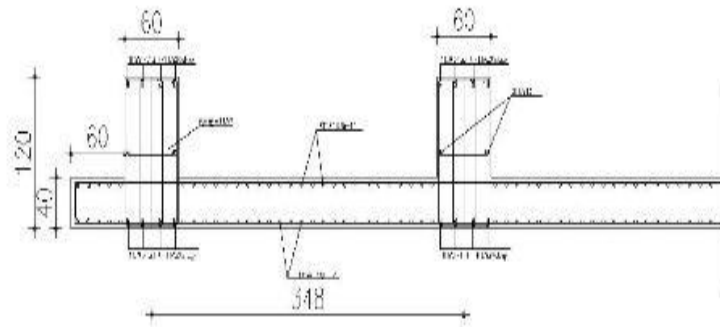


**ZONE II**

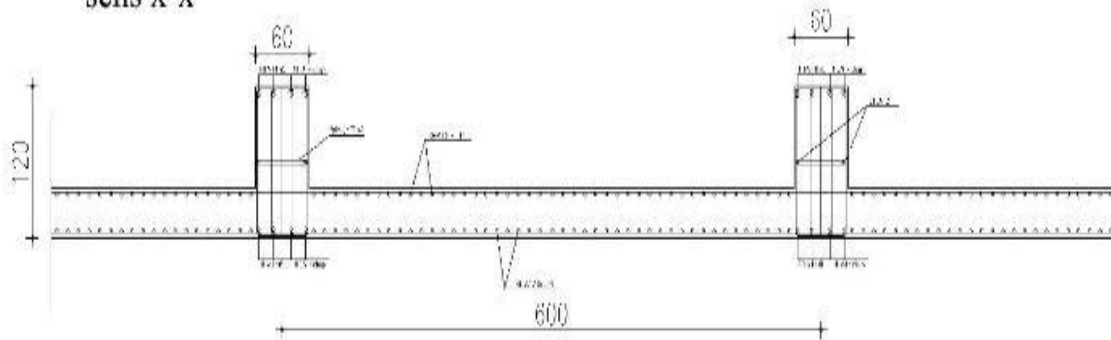


<small>Service des études          Bureau de l'architecture          et de génie civil          Université de          Ouagadougou</small>		
PROJET:	Etude d'infrastructure de la Société d'exploitation	
PARTIE DU PROJET:	Ferraillage des poutre principal	
Echelle:	KACERANON (1:100000000)	Feuille: 100
Disposé par:	Yves Sidi	2016





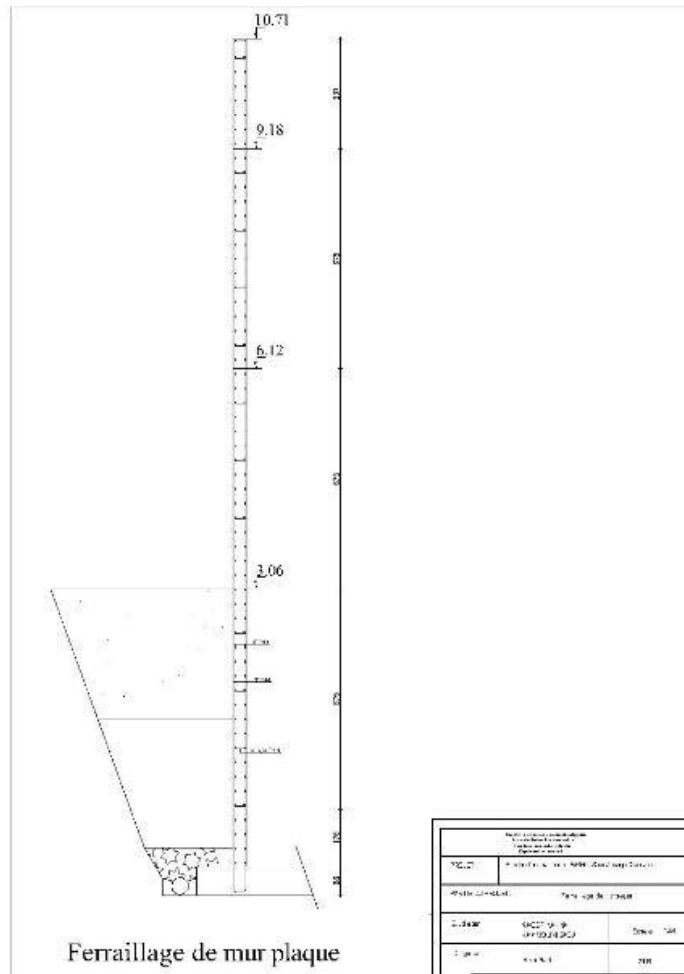
sens x-x

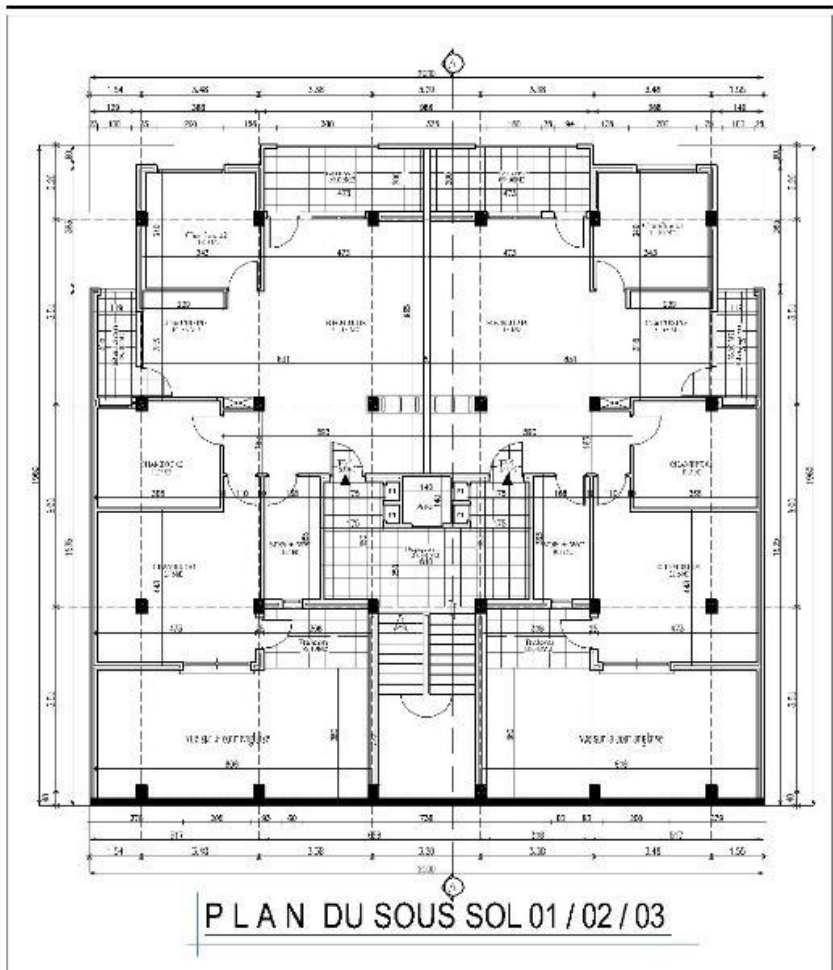


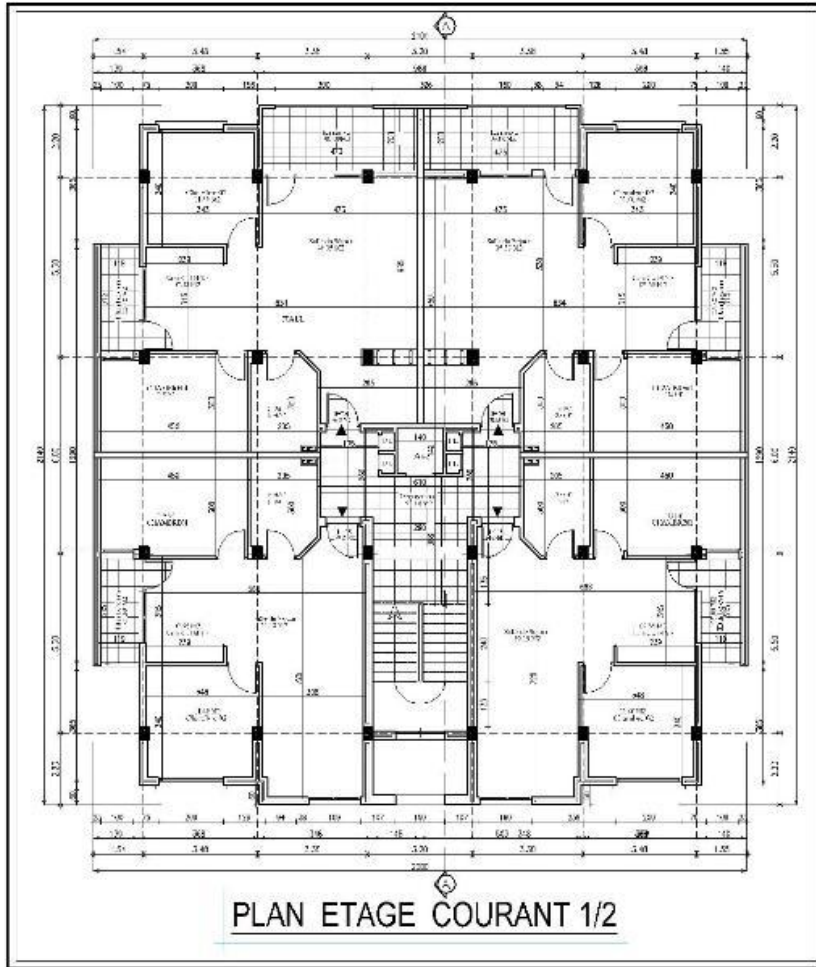
sens y-y

### Ferrailage du Radier

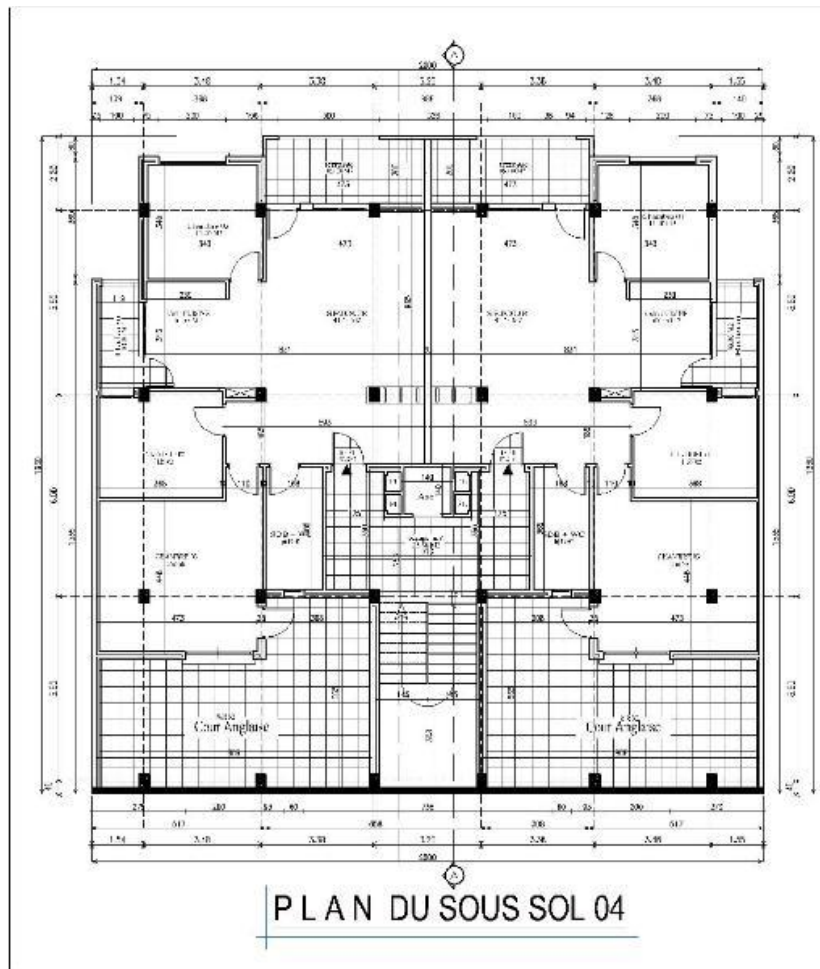
<small>         Société d'Ingenierie et de Construction          Société d'Ingenierie et de Construction          Société d'Ingenierie et de Construction       </small>		
PROJET:	Eclairage des locaux de la Direction de la Santé	
PARTIE DU PROJET:	Ferrailage du Radier	
Échelle:	SACRÉ 1/100 (1:100) (1:100)	Foliole: 165
Créé par:	Yves Sidi	2018

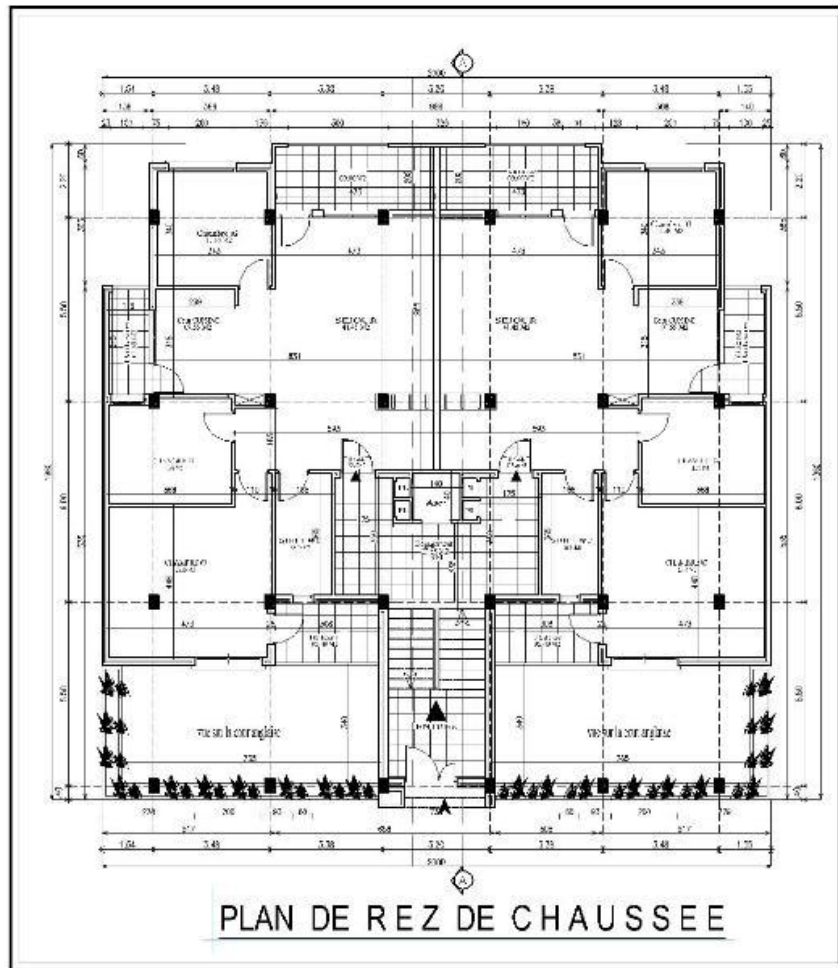


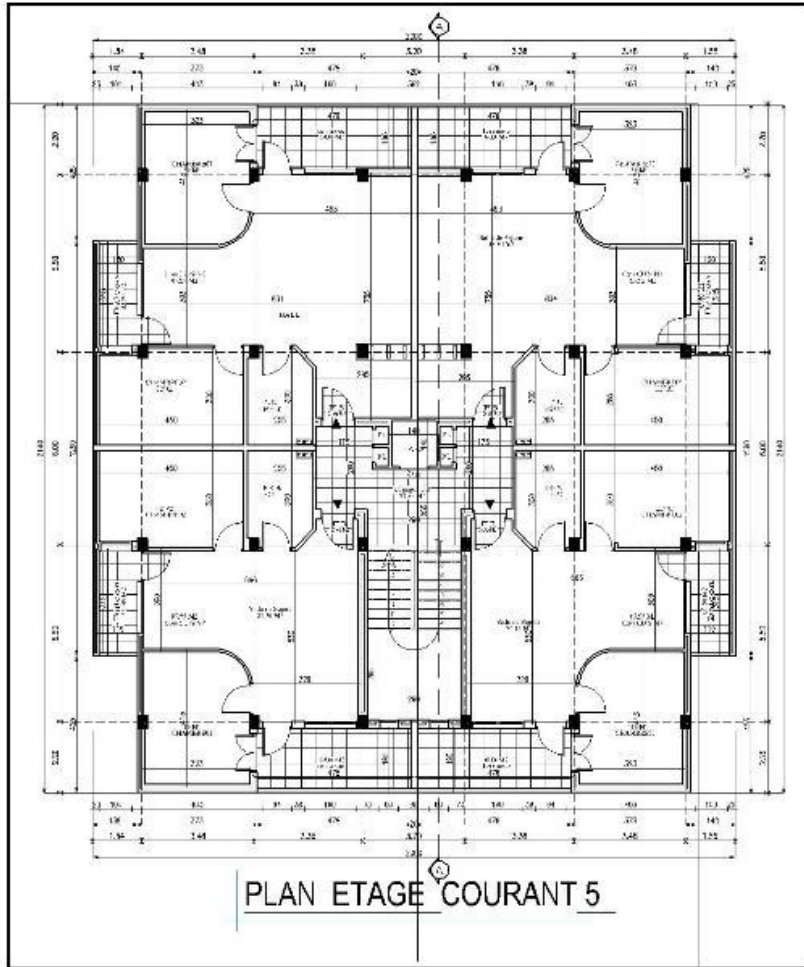




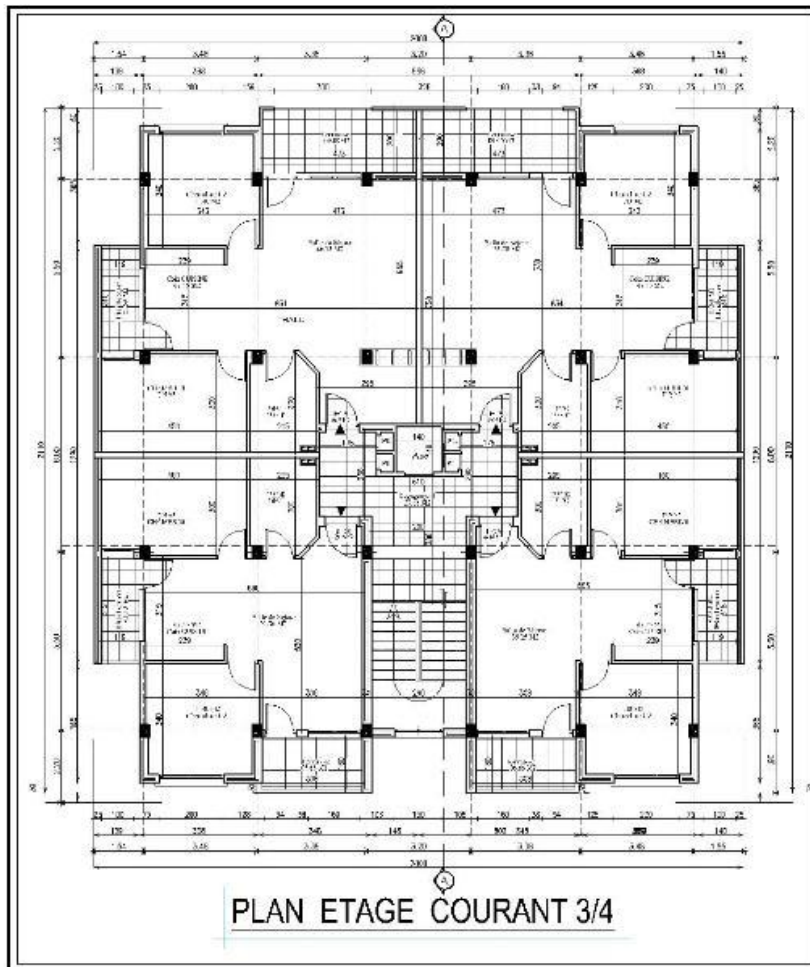


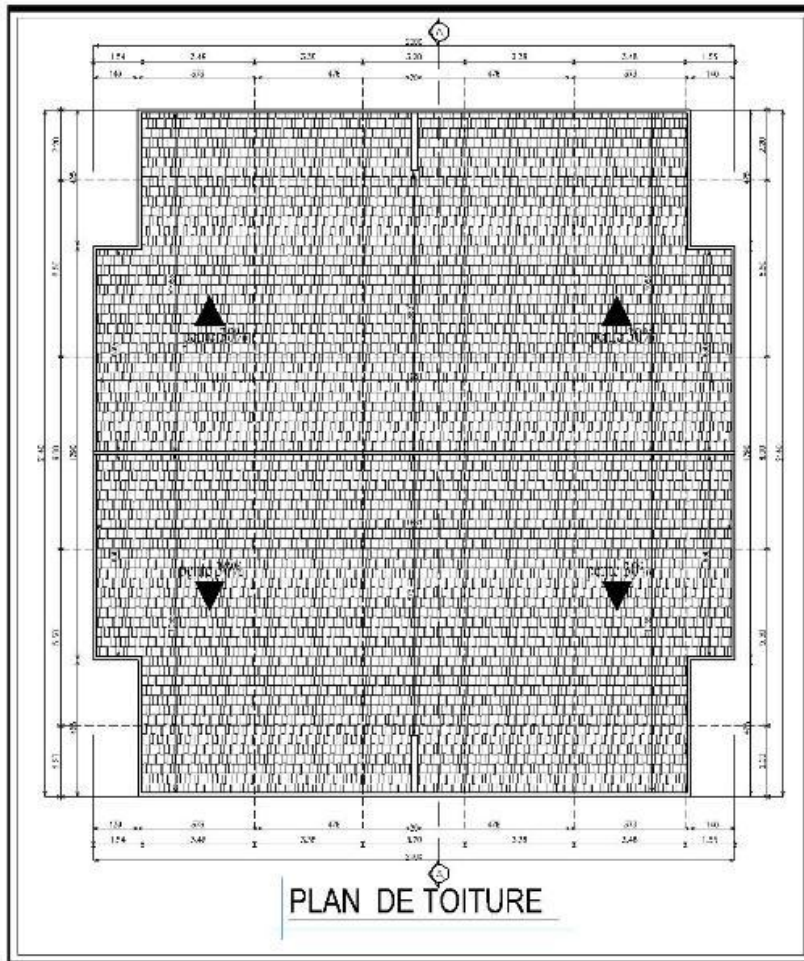


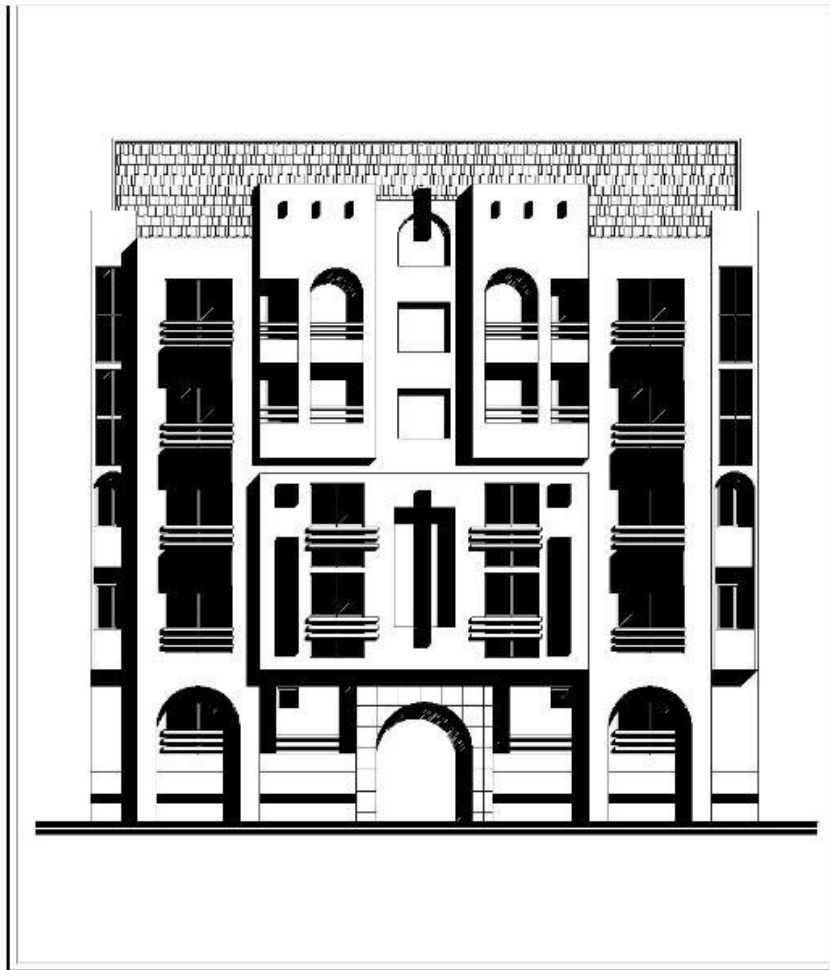


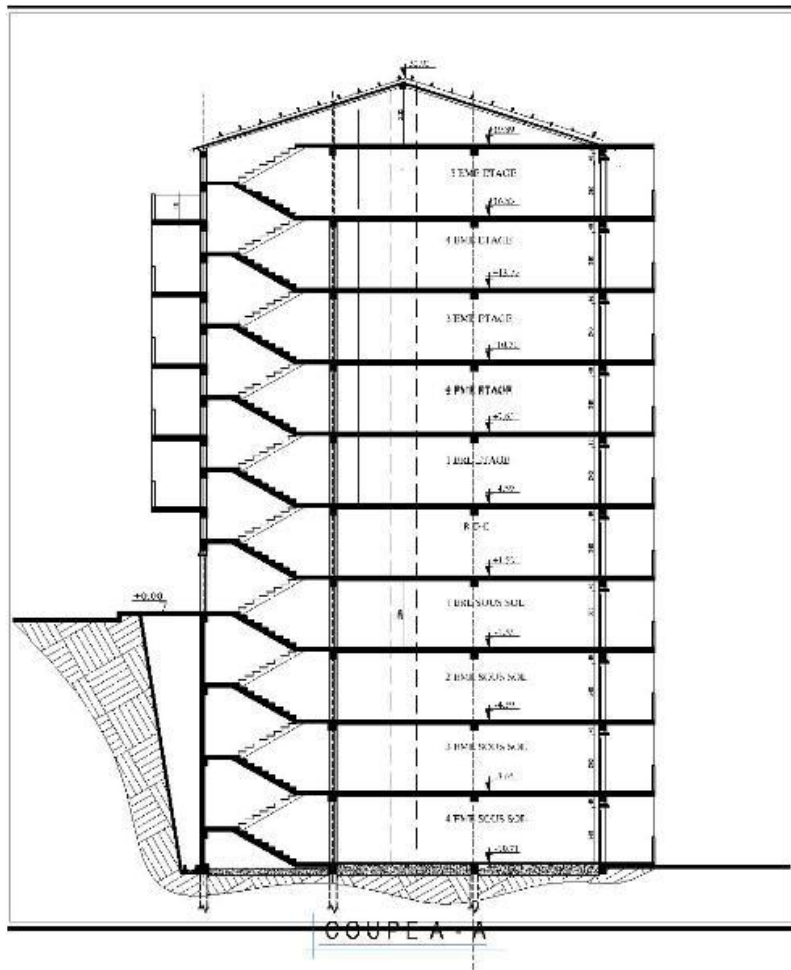


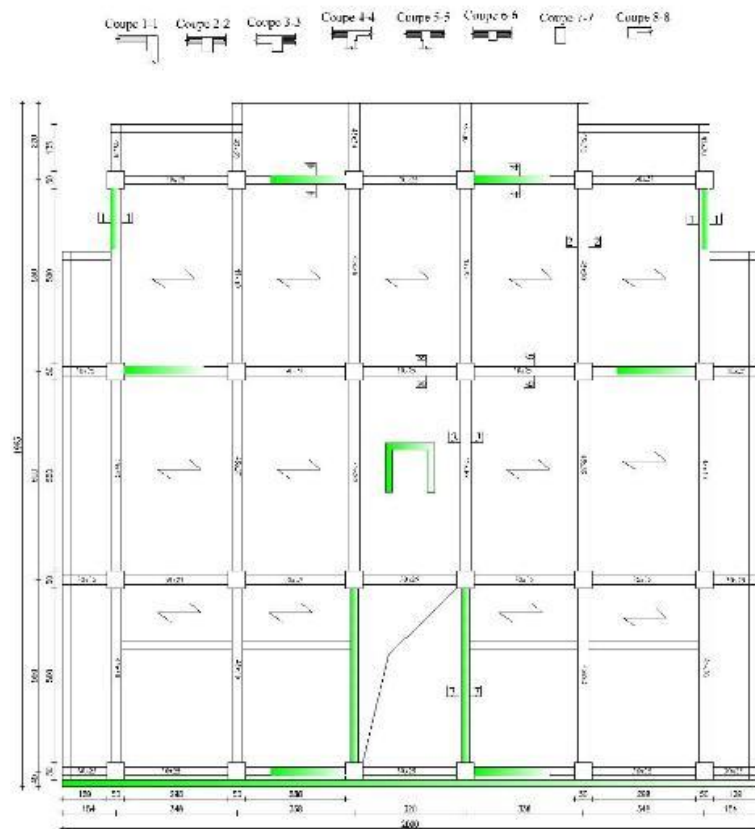
PLAN ETAGE COURANT 5



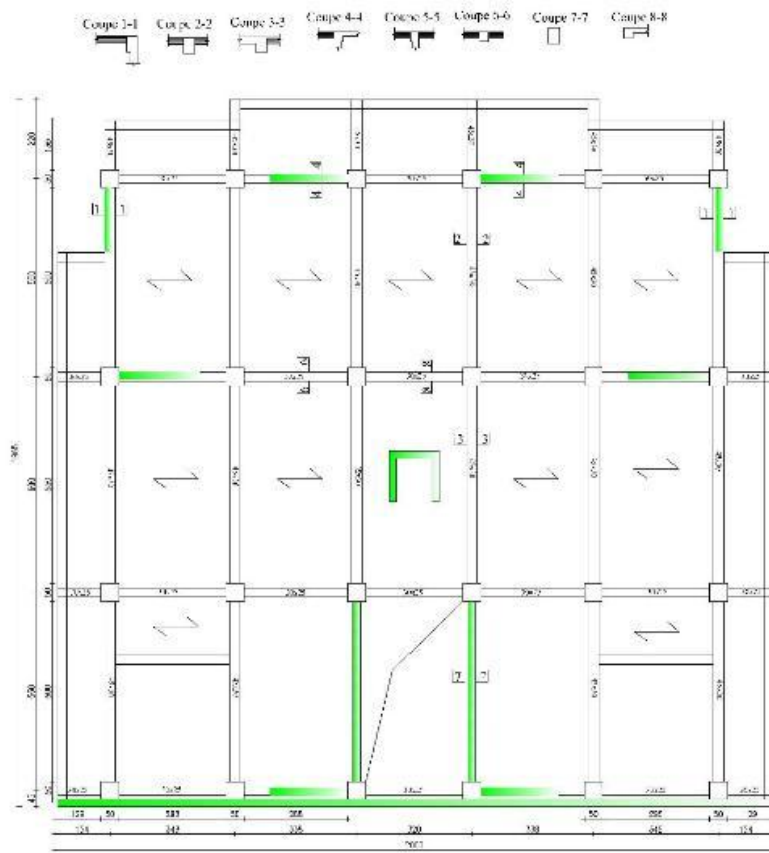




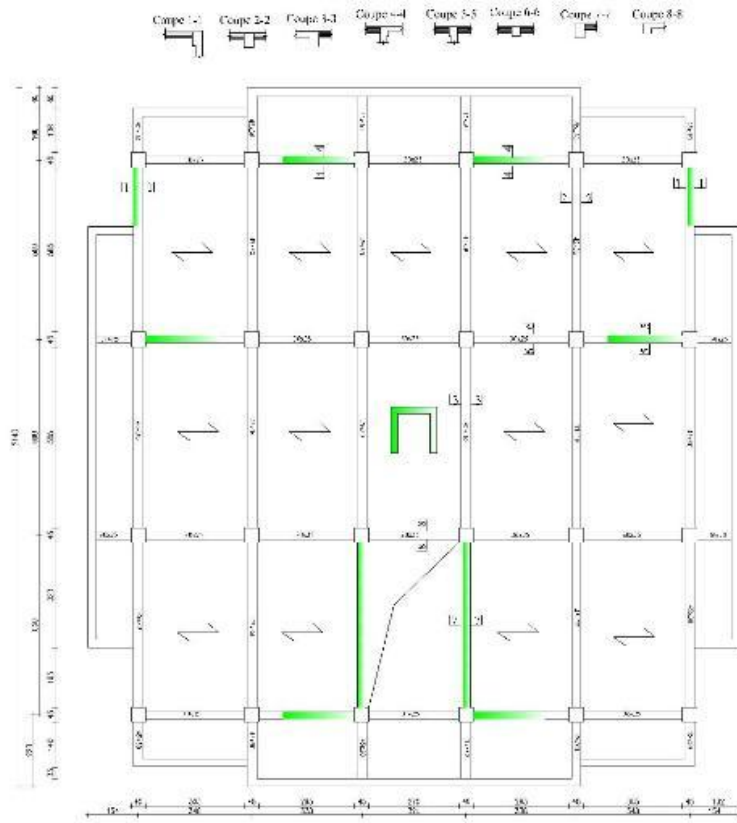




PLAN DE COFFRAGE SOUS SOL 01 / 02 / 03

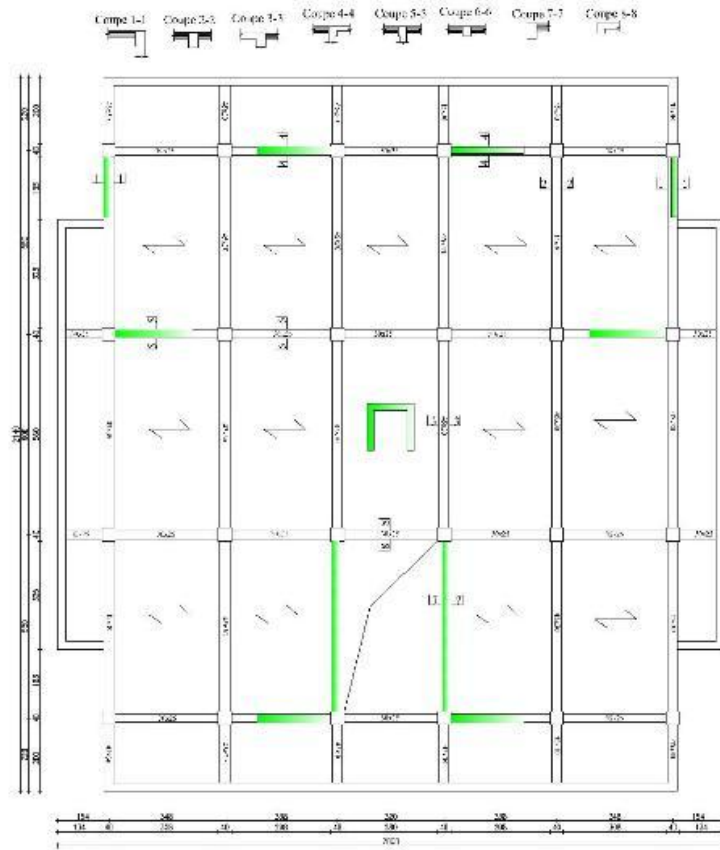


PLAN DE COFFRAGE SOUS SOL 04



PLAN DE COFFRAGE ETAGE COURANT 1/2





PAN DE COFFRAGE ETAGE COURANT 5

