

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*

*Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou*

*Faculté du génie de la construction*

*Département de génie civil*



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.*

*Option : construction civile et industrielle.*

## THEME

**Etude d'un bâtiment R+8+2 S-Sol à usage d'habitation et commercial en contreventement mixte avec l'application ETABS.**



**Etudié par: M<sup>r</sup> SI SMAIL Nourdine**

**Dirigé par : M<sup>r</sup> MECHICHE**

*Année 2012-2013*

## *Remerciements*

*Toute ma gratitude, grâce et remerciements vont à ALLAH le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon promoteur Mr MECHICHE pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.*

*Je remercie les membres de jury qui me font l'honneur d'examiner ce modeste travail.*

*Toute ma gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.*

*Je remercie aussi tous mes amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.*

*Mr : SI SMAIL Nourdine*

# Dédicace

*Je dédie ce travail à :*

- ♥ *La mémoire de mon très cher père que son âme repose en paix.*
- ♥ *Ma chère mère ma source d'encouragement et de réussite ; pour son aide et son soutien.*
- ♥ *Ma chère sœur SAMIRA et son mari TAREK que je ne cesserai jamais de remercier.*
- ♥ *Mon neveu et ma nièce SMAIL et RANIA.*
- ♥ *Ma tante HOURIA et sa famille.*
- ♥ *Toute la famille SI SMAIL.*
- ♥ *Tous mes amis(es) et tous ceux qui me sont chers.*
- ♥ *Toute la promotion 2012/2013.*

NOURDINE

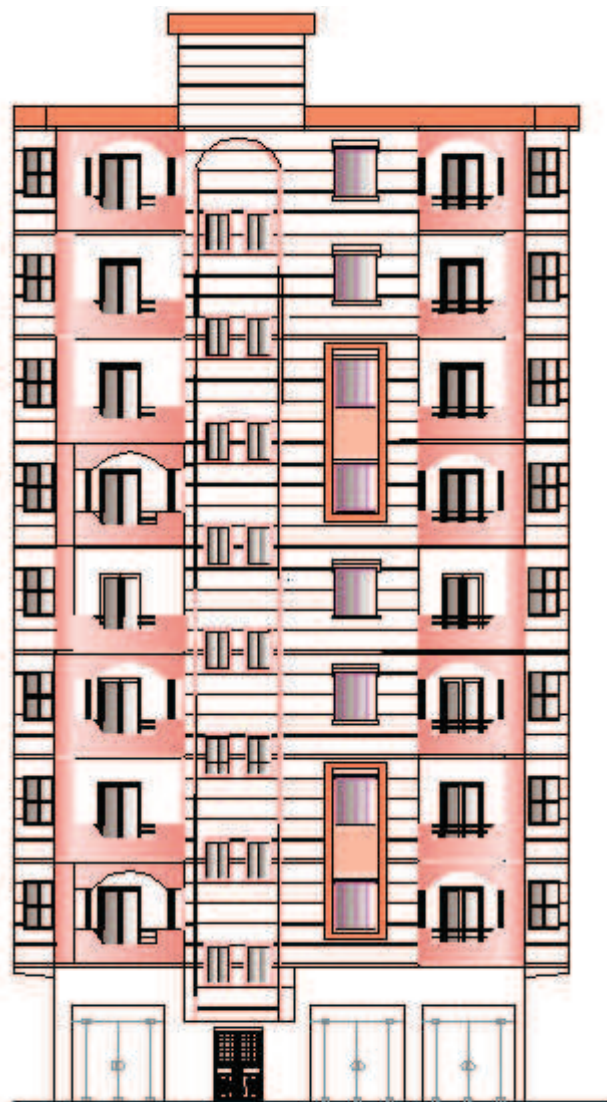
# Sommaire

## Introduction

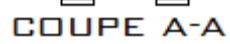
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage .....</b>	<b>15</b>
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.....</b>	<b>25</b>
<b>Chapitre III : Calcul des éléments :.....</b>	<b>36</b>
➤ <b>III -1-Acrotère.....</b>	<b>36</b>
➤ <b>III -2-Plancher.....</b>	<b>43</b>
➤ <b>III -3- Salle machine.....</b>	<b>63</b>
➤ <b>III -4-Balcon.....</b>	<b>73</b>
➤ <b>III -5-Escaliers.....</b>	<b>79</b>
➤ <b>III -6-Poutre palière.....</b>	<b>97</b>
➤ <b>III -7-Porte à faux.....</b>	<b>106</b>
 <b>Chapitre IV : Etude du contreventement .....</b>	 <b>111</b>
<b>Chapitre V : Modélisation avec le logiciel ETABS .....</b>	<b>120</b>
<b>Chapitre VI : Vérifications aux exigences du RPA.....</b>	<b>137</b>
<b>Chapitre VII : Ferrailage des poutres.....</b>	<b>147</b>
<b>Chapitre VIII : Ferrailage des poteaux .....</b>	<b>158</b>
<b>Chapitre IX : Ferrailage des voiles.....</b>	<b>174</b>
<b>Chapitre X : Etude de l'infrastructure .....</b>	<b>188</b>
<b>Chapitre XI : Etude du mur plaque.....</b>	<b>216</b>

## Conclusion

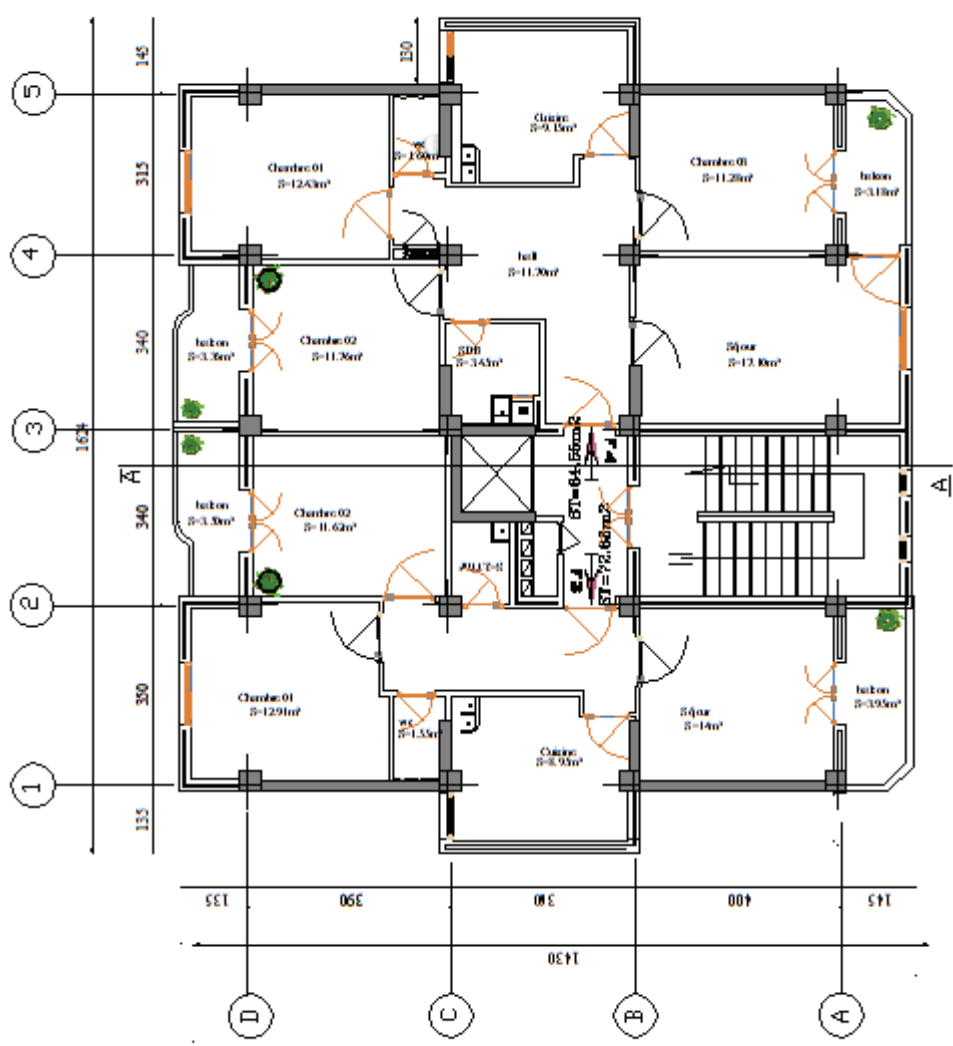
## Bibliographie

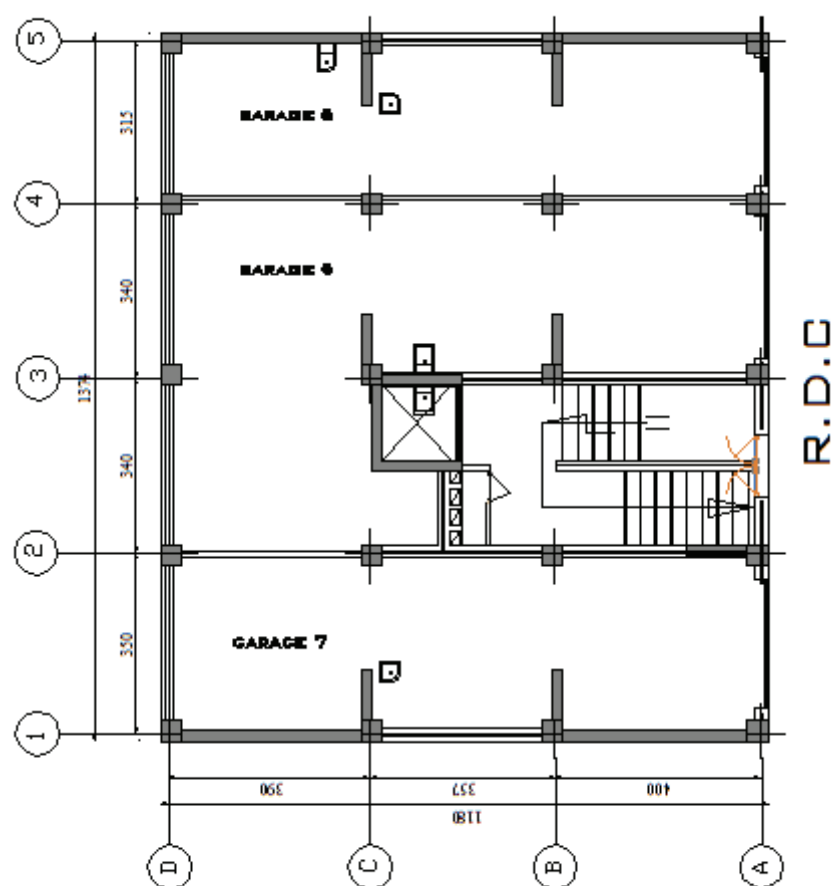


FACADE PRINCIPALE

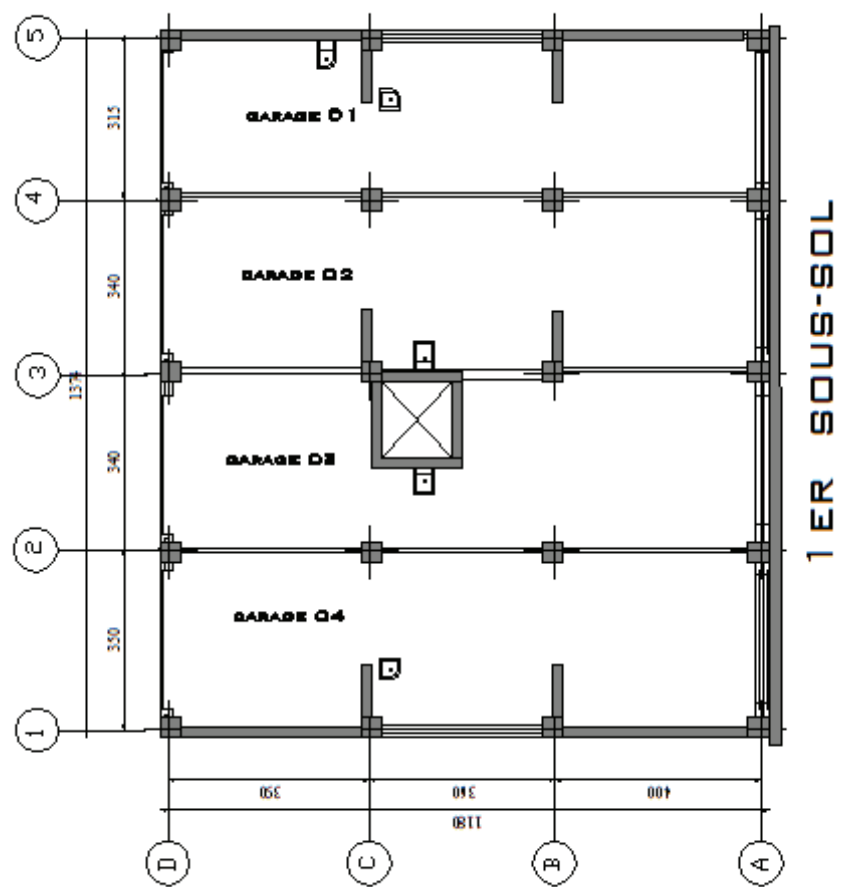


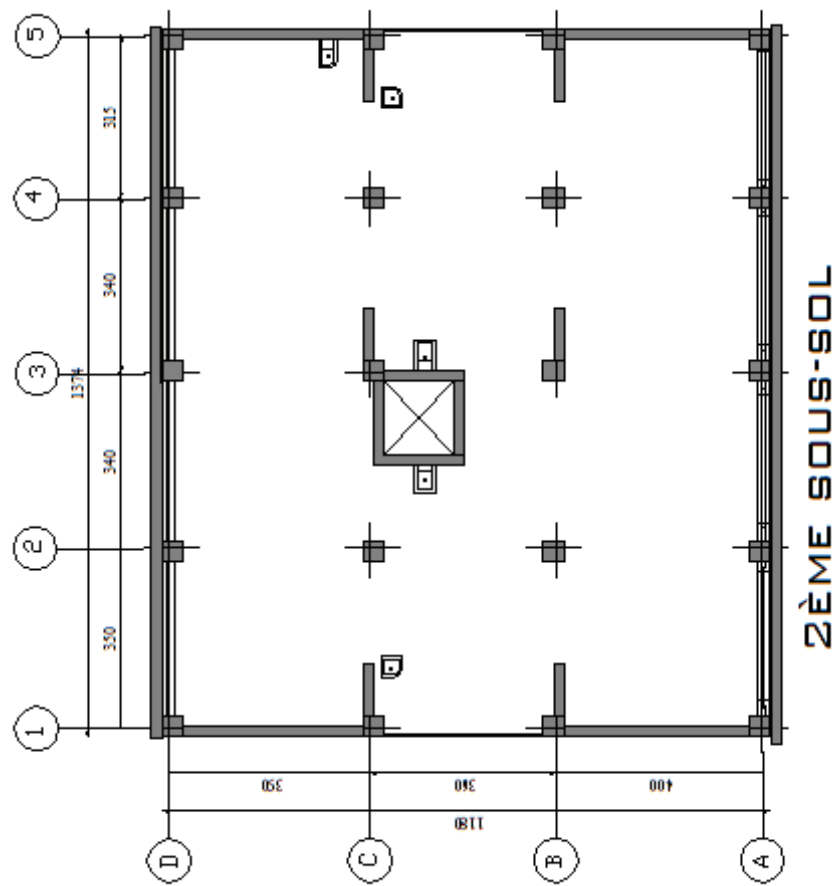
COUPE A-A

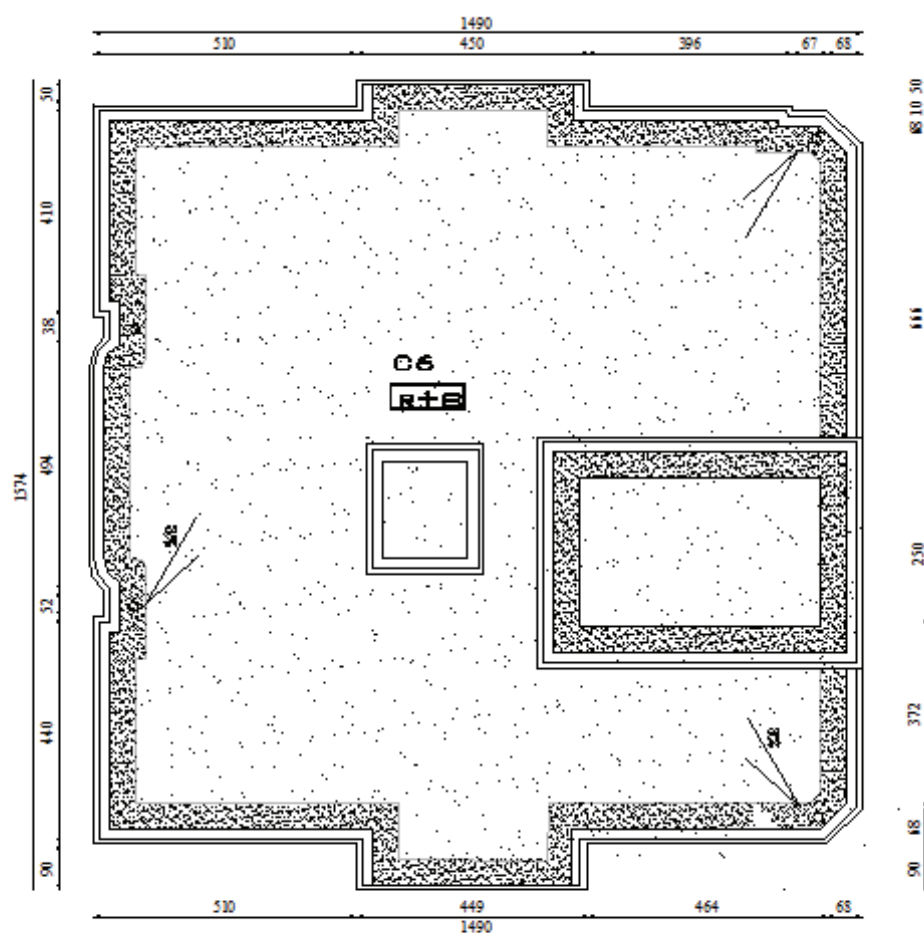




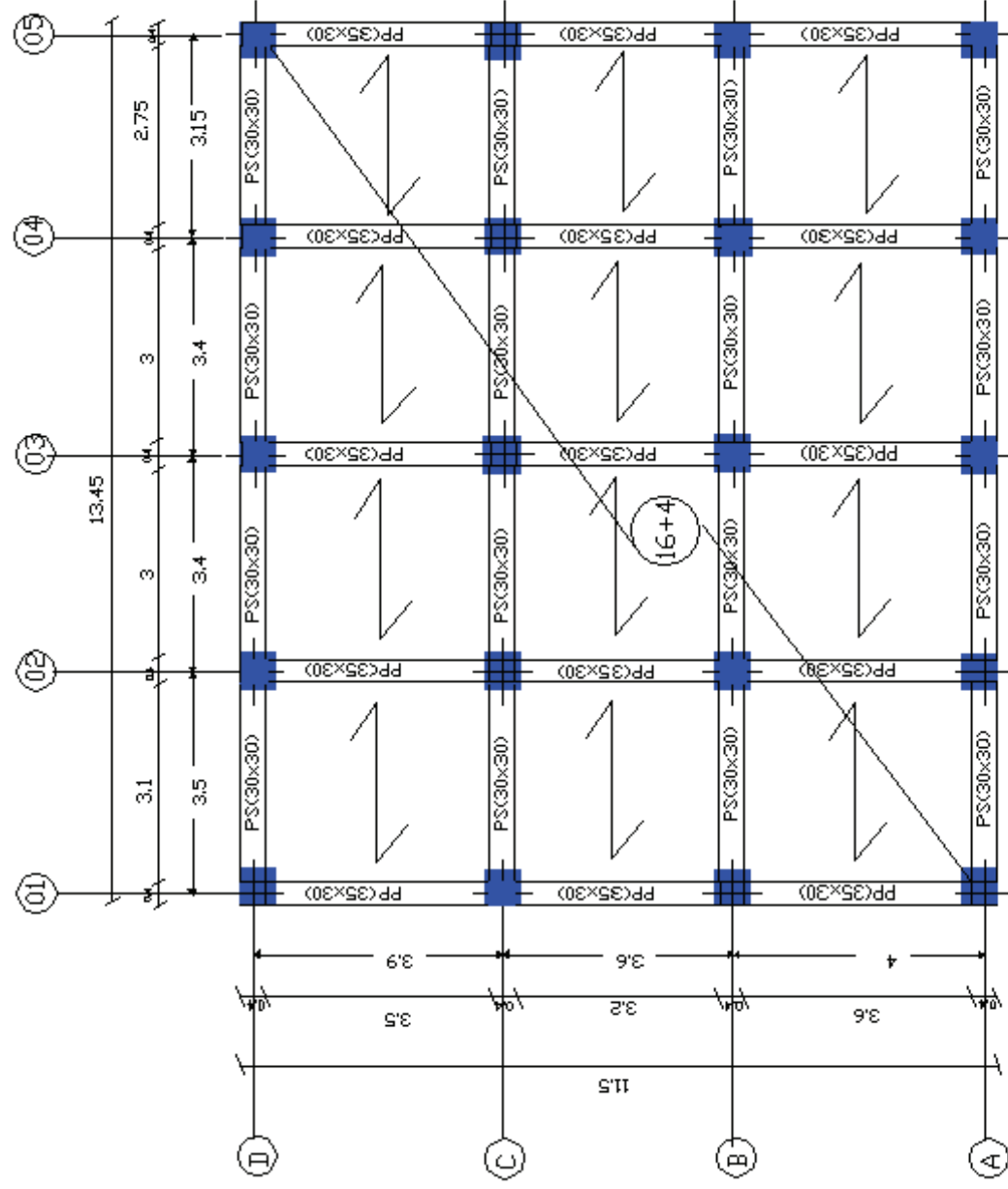




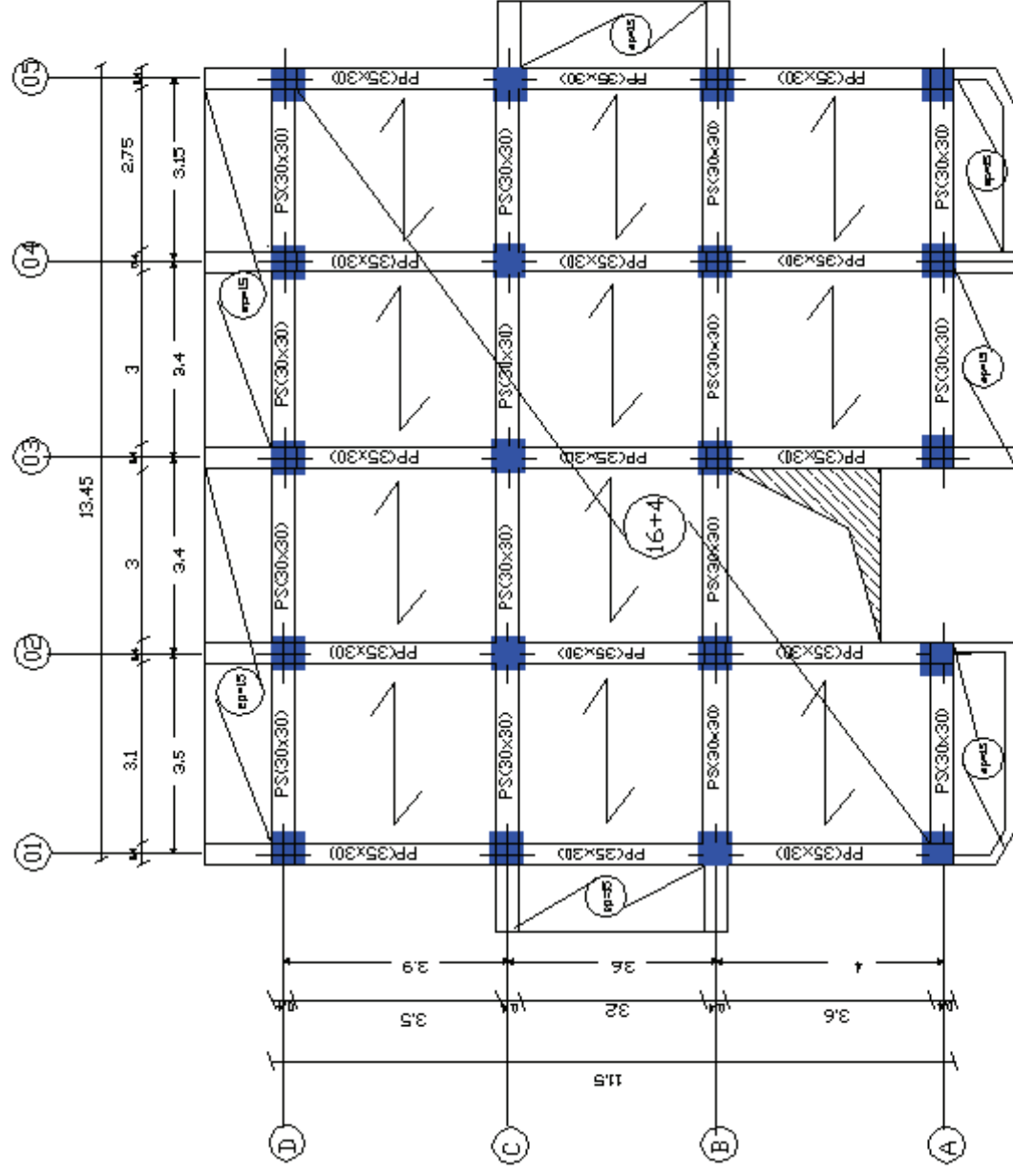




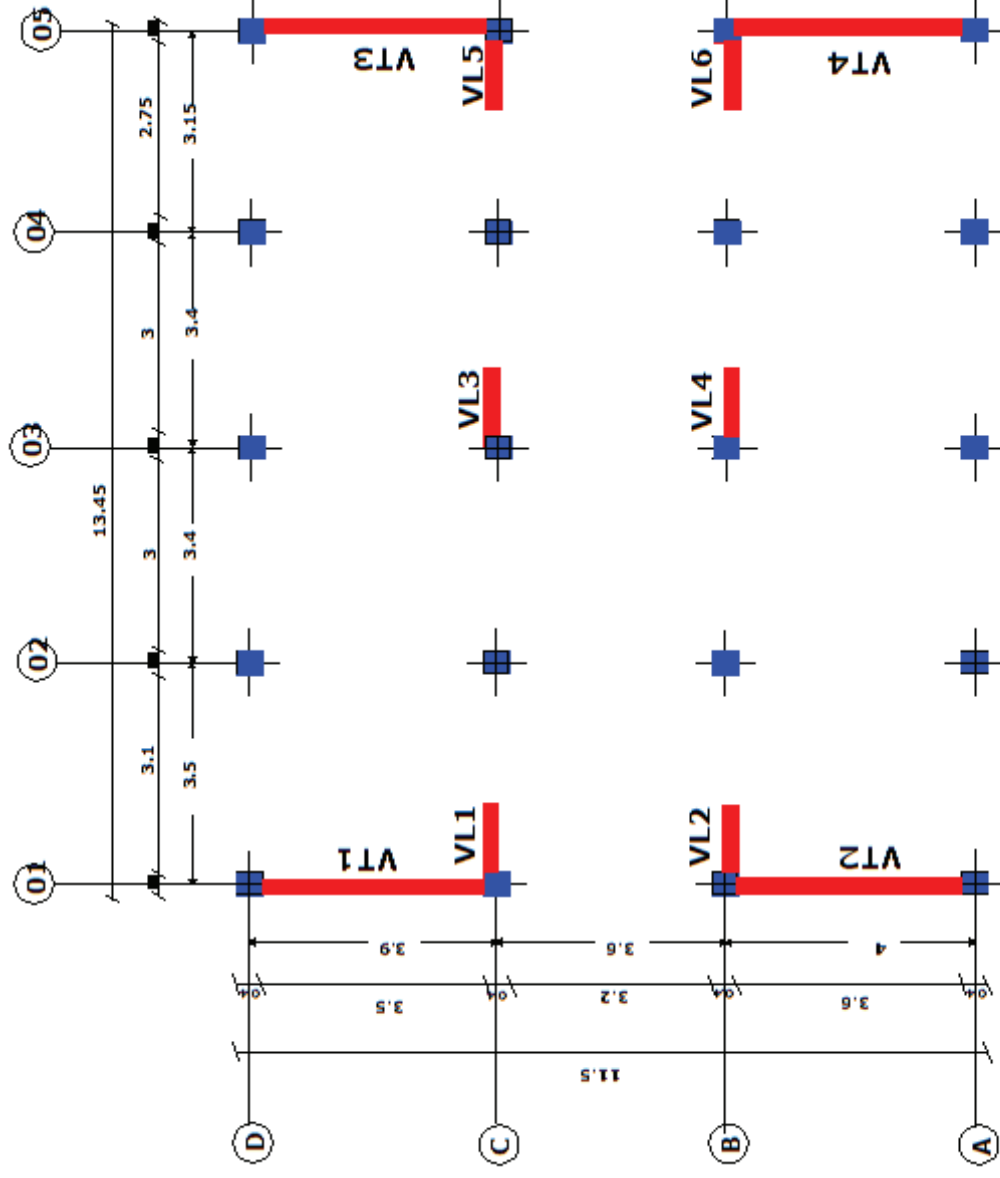
TERRASSE



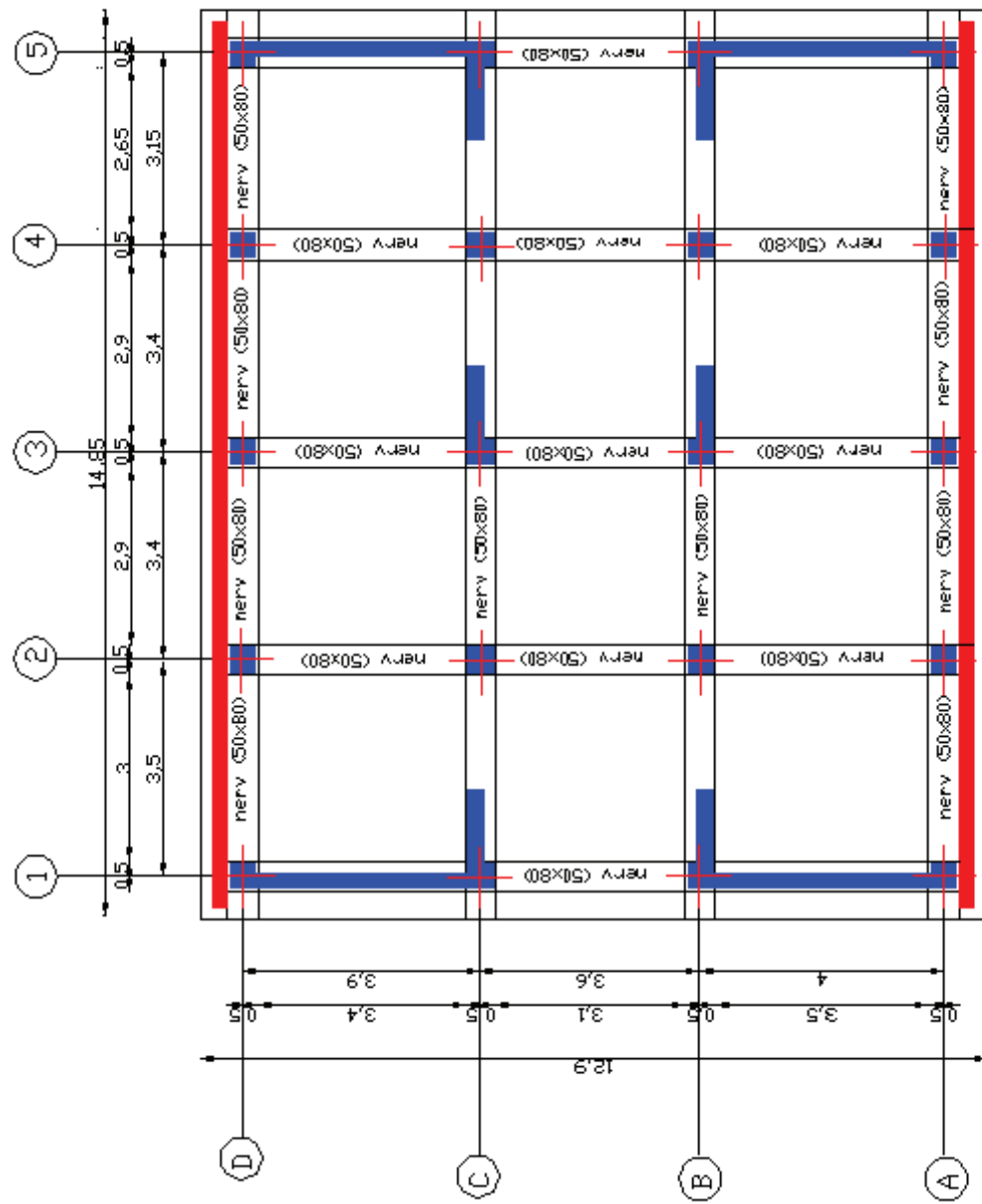
Plan de coffrage s-s1 et s-s2



Plan de coffrage de RDC



PLAN DE LA DISPOSITION DES VOILES



Plan de coffrage du radier

# Introduction générale



# *Introduction générale*

*Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.*

*Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité au public et la protection de l'environnement.*

*L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.*

*Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.*

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

*Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.*

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

*Dans notre projet d'étude d'un bâtiment ( $R+8+2\ S-S$ ) à contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement*

*parasismique algérien RPA99 /VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.*

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

*Nous commençons par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier*

*Nous nous intéressons ensuite au calcul de quelques éléments spécifiques (Planchers, escaliers ...).*

*Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel ETABS qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.*

*Après avoir suivi les différentes étapes de modélisation, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettront de procéder au ferraillage et aux vérifications des différentes sollicitations. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.*

*Au dernier chapitre, nous nous intéresserons à l'étude de l'infrastructure qui constitue une partie essentielle de l'ouvrage, une partie qui exige une bonne conception et une meilleure réalisation.*

*Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.*

# Chapitre I

## Présentation de l'ouvrage

## I.1. Présentation de l'ouvrage, caractéristiques géométriques et mécaniques :

### I.1. 1.introduction :

Notre projet consiste à étudier et calculer des éléments résistants d'un bâtiment en (R+8+2S-Sol) à usage multiple et à ossature mixte.

Cet ouvrage sera implanté à la wilaya de Tizi Ouzou, classée par le RPA99 (version 2003) comme zone de moyenne sismicité (Zone II a), ce même règlement classe cet ouvrage en groupe 2.

Cet ouvrage est composé :

- deux sous sol à usage commercial ;
- Un rez-de-chaussée à usage commercial ;
- Huit étages courants à usage d'habitation ;
- Une cage d'escaliers ;
- Une cage d'ascenseur ;
- Une terrasse accessible.

La contrainte admissible du sol :

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

### I.1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Hauteur totale.....	35.7 m
Longueur totale.....	16.24 m
Largeur totale.....	14.30 m
Hauteur des étages courants.....	3.06 m
Hauteur du 1 <sup>er</sup> étage.....	3.06 m
Hauteur du RDC.....	4.08 m
Hauteur du 1 <sup>er</sup> sous sol.....	3.06 m
Hauteur du 2 <sup>eme</sup> sous sol.....	4.08 m
Hauteur de l'acrotère .....	0.60 m

### I.1.3. Différents éléments de l'ouvrage :

- **Ossature :**

L'immeuble est à ossature mixte (voiles et portiques). Leurs disposition se fait dans les deux sens (longitudinal et transversal).

**1- Voiles :**

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

**2- Portiques :**

Ils sont en béton armé, sont constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

**• Planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges.

Il y a deux types de planchers:

**1-Planchers en corps creux :**

Ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ils ont pour fonctions :

- ✓ Séparer les différents niveaux.
- ✓ Supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (participent à la stabilité de la structure).
- ✓ Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

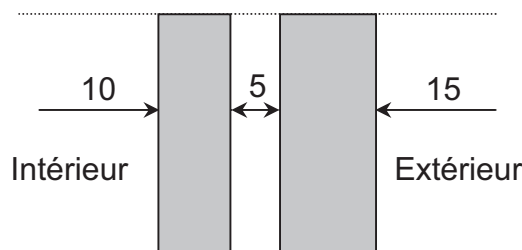
**2- Dalle pleine en béton armé :**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les balcons.

**• Maçonnerie :**

Il y a deux types de murs dans la structure :

**1-Les murs extérieurs :** Ils sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de 15cm d'épaisseur à l'extérieur et de 10cm d'épaisseur à l'intérieur avec une lame d'air de 5cm.



**Figure I.1 : Schéma descriptif du mur extérieur**

**2-Les murs intérieurs :** Ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur

- **Escaliers :**

Ce sont des ouvrages permettant le déplacement entre les différents niveaux. L'escalier est composé d'un palier et d'une paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place. Le coulage s'effectuera par étage.

Notre bâtiment comporte deux types d'escalier : escalier à deux volées avec un palier intermédiaire pour les étages courant et à trois volées pour le RDC.

- **Cage d'ascenseur :**

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseurs qui sera réalisée en voiles, coulée sur place.

- **Revêtements :**

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers et les locaux humides.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

- **Les fondations :**

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

Leur choix dépend du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

- **Système de coffrage :**

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage en bois pour les portiques.

## **I.2. Règlements utilisés :**

Le calcul du présent ouvrage sera conforme aux règles BAEL 91 modifié 99, aux prescriptions algériennes de construction dans le RPA 99 version 2003 et dans le DTR-BC2.2.

**I.2.1. Principes des justifications :** (*Art A1.2 BAEL91/ modifié 99*)

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

**I.3. Les différents états limites :****a. États limites ultimes (ELU) :**

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction (pas de renversement) ;
- Résistance de chacun des matériaux (pas de rupture) ;
- Stabilité de forme (pas de flambement) ;

**b. États limite de service (ELS) :**

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- États limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- États limites d'ouverture des fissures.
- États limites de service de déformation.

**I.4. caractéristiques mécaniques des matériaux:**

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier sont les plus essentiels du point de vue de leur bonne résistance.

**A-Le béton**

Le béton est un mélange dans des proportions préétablies de liant (ciment), avec des granulats (sable, gravier, pierrailles) et de l'eau.

Le béton armé peut être défini comme l'enrobage par du béton, d'aciers disposés judicieusement. Ces aciers sont appelés armatures. On distingue les armatures longitudinales disposées suivant l'axe longitudinal de la pièce, des armatures transversales disposées dans des plans perpendiculaires à l'axe de la pièce.

Dans notre cas, le béton sera dosé à  $350 \text{ Kg/m}^3$  de ciment CPA 325. Quand à la granulométrie et l'eau de gâchage entrant dans cette composition elles seront établies par le laboratoire spécialisé à partir des essais de résistance.

#### I.4.1. caractéristiques physiques et mécaniques :

##### a) La résistance caractéristique à la compression :

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la compression à l'âge de 28 jours (ou plus) est déterminée à partir des essais de compressions des éprouvettes normalisées dont le diamètre est la moitié de la hauteur ( $\varnothing=16\text{cm}$ ,  $h=32\text{cm}$ ).

Nous prenons  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

La résistance du béton à la compression avant 28 jours est donnée par :

$$F_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \quad (\text{Art.A2.1.11, BAEL91 modifié 99})$$

##### b) Résistance caractéristique à la traction :

Elle est définie, conventionnellement de la résistance caractéristique à la compression par la formule suivante (Art.A2.1.12, BAEL 91 modifié 99) :

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

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

#### I.4.2. contraintes limites :

##### a) Contrainte à la compression :

• **ELU (Etat Limite Ultime)** : correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{Art.A4.3.41, BAEL 91 modifié 99})$$

Avec :  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité ;  $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{en situation courante} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{en situation accidentelle} \end{cases}$

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

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

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

À j = 28 jours en situation courante,  $\theta = 1$  (situation durable) :



$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot (25)}{1 \cdot (1,5)} = 14,2 \text{ MPa}$$

➤ **Diagramme Contrainte – Déformation :**

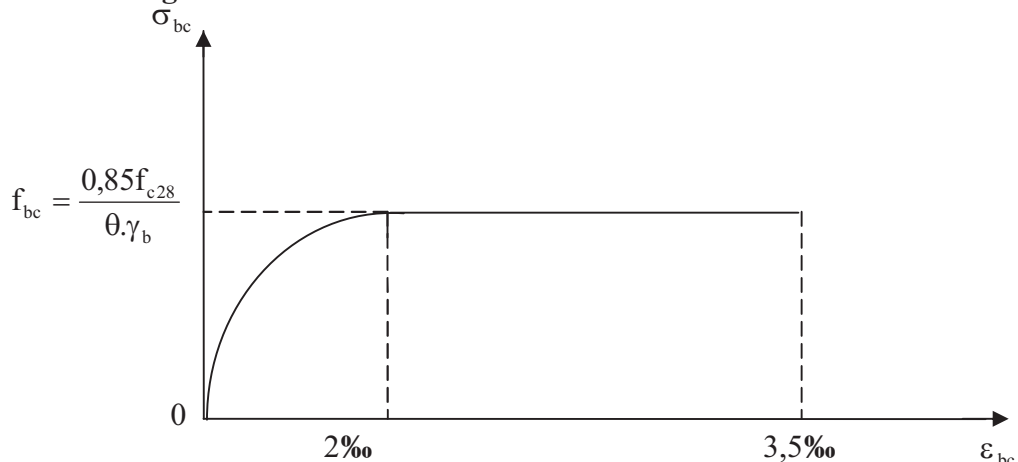


Fig I.2- Diagramme contrainte- déformation du béton (ELU)

Le diagramme est composé :

- D'un tronc de courbe parabolique et la déformation relative est limitée à 2‰(état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique)
- $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 \text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f}{\theta \gamma_b} = f_{bc}$ .

• **ELS (Etat Limite de Service) :** c'est l'état au delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \quad (\text{MPa}) \quad (\text{Art A.4.5.2.BEL91})$$

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

à  $j = 28$  jour :

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

➤ **Diagramme Contrainte – Déformation :**

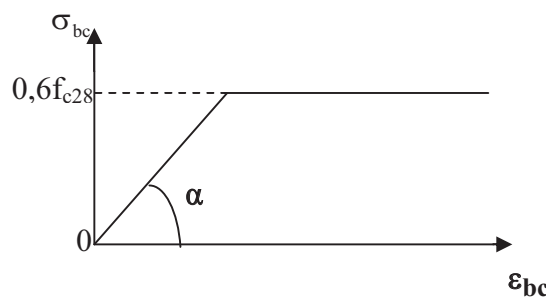


Fig. I.3 - Diagramme Contrainte - Déformation du béton (ELS)

**I.4.3. module d'élasticité :****a) Module de déformation longitudinale :**

On distingue 2 modules de déformation longitudinale

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

Pour la durée d'application de contraintes normales est inférieur à 24heures.

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

Pour les charges de longue durée d'application.

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

**b) Module de déformation transversale :**

D'après la règle (Art .A.2.1.3/BAEL91modifié99),le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec :

E : module de Young

$$\nu = \frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$$

$\nu$  : Coefficient de Poisson ;

$\nu = 0$ ..... pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

$\nu = 0.2$ .....pour le calcul des déformations en considérant le béton fissuré.

**B- Les aciers :**

Les aciers sont utilisés pour reprendre les efforts de traction auxquels le béton résiste très mal.

Le ferraillage se fera en utilisant les types d'aciers suivants :

- Aciers à haute adhérence H.A (feE400).....fe = 400 MPa
- Treillis soudés (TL520).....fe = 520 MPa pour  $\varnothing \leq 6\text{mm}$

fe : limite d'élasticité.

**I.4.4. Module de déformation longitudinale :**

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa} \quad (\text{Art A.2.2.1, BAEL91 modifié 99})$$

**I.4.5. Coefficient de poisson :**

$$\nu = 0.3$$

**I.4.6. Contrainte limite:****➤ Contrainte limite ultime :**

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \text{Avec:} \quad (\text{Art A.2.1.2, BAEL91 modifié 99})$$

$f_e$ : contrainte d'élasticité de l'acier

$$\gamma_s: \text{coefficient de sécurité} \quad \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Situation courante} \\ \gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  pour les HA.

**➤ Contrainte limite de service :**

Afin de réduire le risque d'apparition de fissures, et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues.

3 cas de fissuration sont possibles :

- a) Fissuration peu nuisible :** La contrainte n'est soumise à aucune limitation, dans le cas où les aciers sont protégés.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = f_e \quad (\text{Art A.4.5.32 BAEL91 modifié 99})$$

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\bar{\sigma}_s = 235 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pour les RL}$$

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Pour les HA}$$

- b) Fissuration préjudiciable :** les éléments sont exposés à des intempéries ou ils peuvent être alternativement émergés d'eau.

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art A.4.5.33, BAEL91 modifié 99})$$

- c) Fissuration très préjudiciable :** dans le cas où les éléments sont exposés à des milieux agressifs

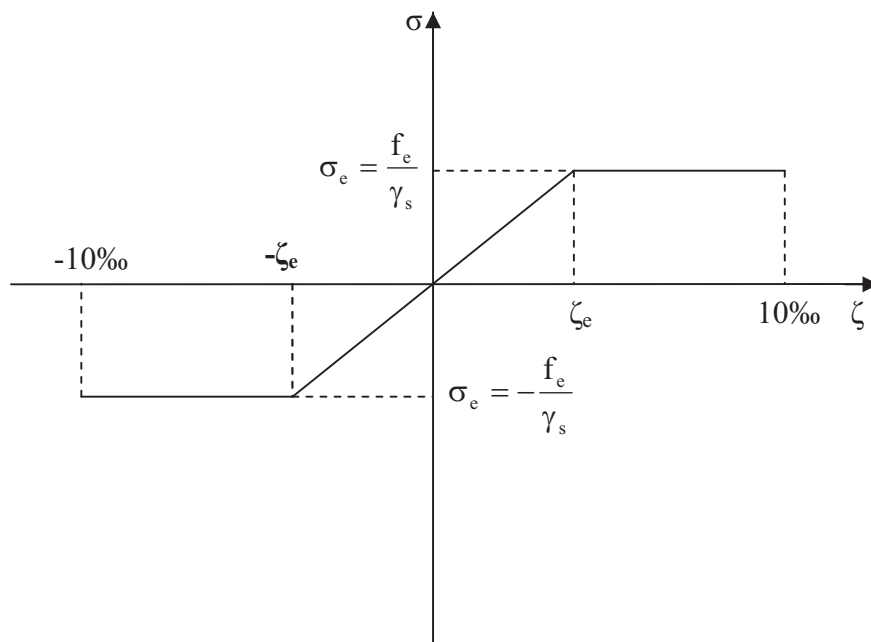
$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art A. 4.5.34, BAEL91 modifié 99})$$

$$\eta : \text{coefficient de sécurité} \quad \begin{cases} \eta = 1,0 \dots \dots \dots \text{Pour les ronds lisses (R.L)} \\ \eta = 1,6 \dots \dots \dots \text{Pour les hautes adhérences (H.A)} \end{cases}$$

Les valeurs exactes obtenues sont :

- $\overline{\sigma_s} = 165 \text{MPa} \dots \dots \dots$  pour les HA
- $\overline{\sigma_s} = 130 \text{MPa} \dots \dots \dots$  pour les RL

#### I.4.7- Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier :



**Fig.I.4. Diagramme Contrainte - Déformation de l'acier**

#### I.4.8. Contrainte tangentielle conventionnelle :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \quad (\text{BAEL 91 modifié 99/ Art 5.11})$$

Avec :

$V_u$  : valeur de l'effort tranchant à L'ELU

$b_0$  : largeur de la bande considérée

$d$  : hauteur utile de la section

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min(0,13.f_{c28}; 5MPa)$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \min(0,10.f_{c28}; 4MPa)$$

#### **I.4.9. Protection des armatures : (.Art A.7.1, BAEL91modifié99)**

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

- $c \geq 1$  cm : si l'élément est situé dans local couvert non soumis aux condensations.
- $c \geq 3$  cm : si l'élément est situé dans un local soumis aux condensations.
- $c \geq 5$  cm : si l'élément est soumis aux actions agressives (brouillards salins, exposé à la mer ...).

# Chapitre II

## Prédimensionnement des éléments

**Introduction :**

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

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

**II.1. Les planchers :**

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

- Transmettre les efforts aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- Offrir une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

Dans notre ouvrage les planchers seront en corps creux.

**❖ Plancher à corps creux :**

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

[BAEL91 modifiées 99/ArtB.6.8.423]

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

Avec :

$h_t$  : Epaisseur de la dalle.

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

Ce plancher est constitué d'un corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens parallèle à la petite portée.

$$L = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

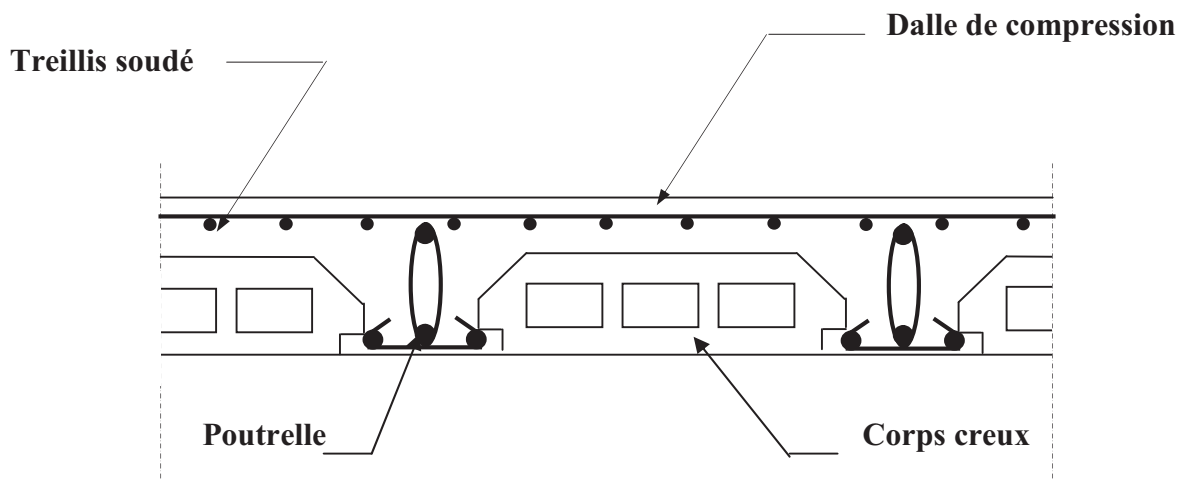
$$h_t \geq \frac{L}{22,5} = \frac{325}{22,5} = 14,44 \text{ cm}$$

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

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

-l'épaisseur de corps creux : 16 cm

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



**Fig.II-1 : Schématisation du plancher en corps cr**

**II .2. Poutres :**

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

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

Avec :  $h$  : hauteur de la poutre ;

$b$  : largeur de la poutre ;

$b_1$  : largeur de poteau ;

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

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

Avec :  $h_t$  : hauteur totale de la poutre ;

$L$  : portée maximale considérée entre nus d'appuis ;

Dans notre cas  $L = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$

Donc :

$$\frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10} \quad \Rightarrow \quad 25 \leq h_t \leq 37.5 \quad (\text{cm}).$$

On prendra comme hauteur  $h_t$  pour les poutres principales :

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

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

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

Soit  $b=30\text{cm}$

La section adoptée pour les poutres principales est donc : **( 30 x 35) cm<sup>2</sup>**

**B- Les poutres secondaires :**

Ce sont des poutres non porteuses parallèles aux poutrelles.

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

Avec  $L = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$

$$\frac{325}{15} \leq h_t \leq \frac{325}{10} \quad \Rightarrow \quad 21.67 \leq h_t \leq 32.5 \quad (\text{cm})$$

On prend  $h_t = 30\text{cm}$



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

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

Soit  $b = 30 \text{ cm}$

La section adoptée pour les poutres secondaires est donc : **( 30 x 30) cm<sup>2</sup>**

➤ Vérification des conditions :

**Pour les poutres principales :**

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

**Pour les poutres secondaires :**

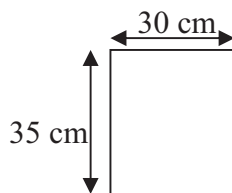
- $b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ .....vérifiée ;
- $h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ .....vérifiée ;
- $h_t / b = 1 \leq 4$ .....vérifiée.

**Conclusion :**

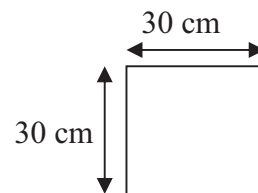
Les dimensions retenues sont :

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

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



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



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

### II .3) Les voiles :

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

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

❖ **L'épaisseur :**

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

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

$e_p$  : épaisseur du plancher

$$h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$e = \max(h_e/25; h_e/22; h_e/20)$$

$$e = \max(15.52, 17.63, 19.4) \text{ cm}$$

$$e = h_e/20 = 19.4 \text{ cm}$$

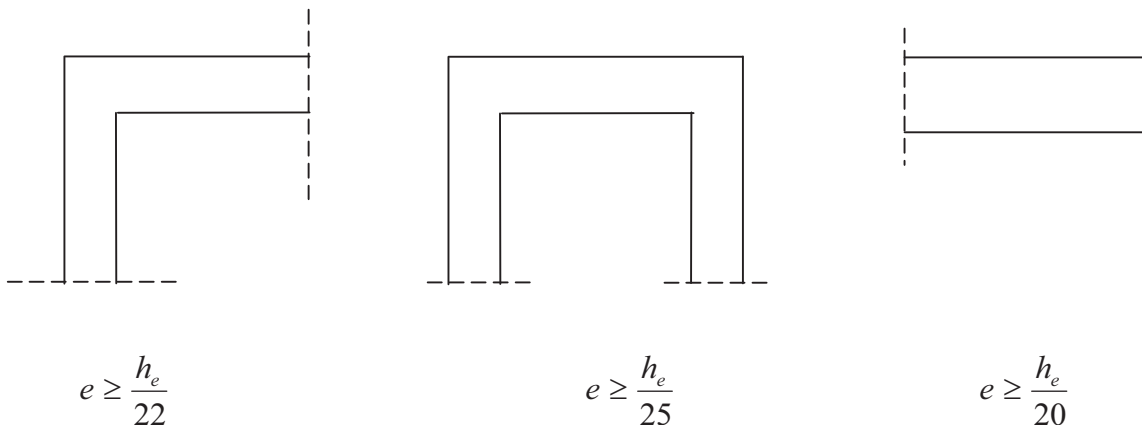
On prend l'épaisseur du voile  $e = 25 \text{ cm}$

❖ **Vérification des exigences du RPA :**

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

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

$L_{\min} = 1.5 \text{ m} \geq 4 \times 0.25 = 1 \text{ m}$  Condition vérifiée



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

la structure est implantée à TIZI OUZOU, zone 2a, l'épaisseur minimale exigée par le RPA 99 modifié en 2003 est de 15 cm

$e = 25 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \implies$  condition vérifiée

**conclusion :** l'épaisseur adoptée pour les voiles est 25 cm

**II .4) Poteaux :**

Le prédimensionnement des poteaux se fera à l'état limite de service ( ELS ) en compression simple, selon la combinaison ( $N_s=G+Q$ ) avec :

$N_s$  : effort normal repris par le poteau,

$G$  : charge permanente,

$Q$  : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la formule suivante :  $A = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$  ,

$A$  : section du poteau considéré.

$N_s$  : Effort normal revenant au poteau, (  $N_s$  sera déterminé à partir de la descente de charge.)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ en MPa, à 28 jours } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  Contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

**II .4.1. Descente de charge :****II .4.1.1. Surface d'influence :**

Surface du plancher revenant au poteau :

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

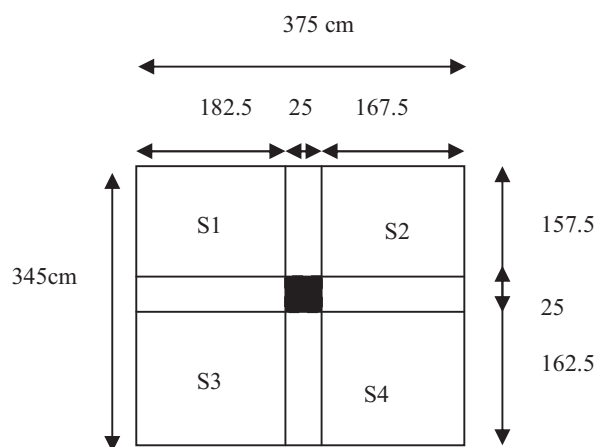
$$S = (1.825 \times 1.575) + (1.675 \times 1.575) + (1.825 \times 1.625) + (1.675 \times 1.625)$$

$$S = 2.874 + 2.638 + 2.965 + 2.72$$

$$S = 11.20 \text{ m}^2$$

Surface total sous charge d'exploitation :

$$S = 3.75 \times 3.45 = 12.94 \text{ m}^2$$



**Fig. II.5: Surface d'influence**

**II .4.1.2. Détermination des charges et surcharges :**

## ➤ Charges permanentes :

## • Plancher terrasse accessible :

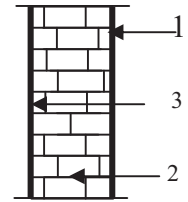
N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
4	Béton en forme de pente (1.5‰)	0.04	22	0.88
5	Isolation liège	0.04	4	0.16
6	Feuille de polyane	0.002	-	0.01
7	Plancher en corps creux	0.20	-	2.85
8	Enduit sous plafond (2cm de plâtre)	0.02	10	0.2
Tableau 2 : Détermination des charges et surcharges				5.09

## • Plancher courant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	-	2.85
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	10	-	1
Tableau 3 Charge permanente totale Gt				5.25

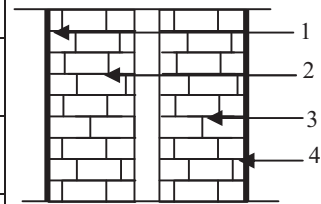
## • Murs intérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Tableau 4 Charge permanente totale Gt				1.30



• Murs extérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	0.02	0.36
2	Brique creuse	0.10	0.9
3	Brique creuse	0.10	0.9
4	Enduit plâtre	0.02	0.2
Tableau 5 G total			2.36



Surcharge d'exploitation :

Elément	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
- Plancher terrasse accessible	1.5
- Plancher d'étage courant	1,5
- Plancher commercial	2.5
- Balcon	3,5

Tableau 6

II .4.1.2. Poids propre des éléments :

- Plancher terrasse

$$G_t = 11.2 \times 5.09 = 57 \text{ kN.}$$

- Plancher courant

$$G_c = 11.2 \times 5.25 = 58.8 \text{ kN.}$$

- Poutres

➤ **Poutres porteuses**

$$G_{pp} = (0.3 \times 0.35) (4.00 - 0.25) 25 = 9.84 \text{ kN.}$$

➤ **Poutres secondaires**

$$G_{pc} = (0.3 \times 0.30) (3.5 - 0.25) 25 = 7.31 \text{ kN}$$

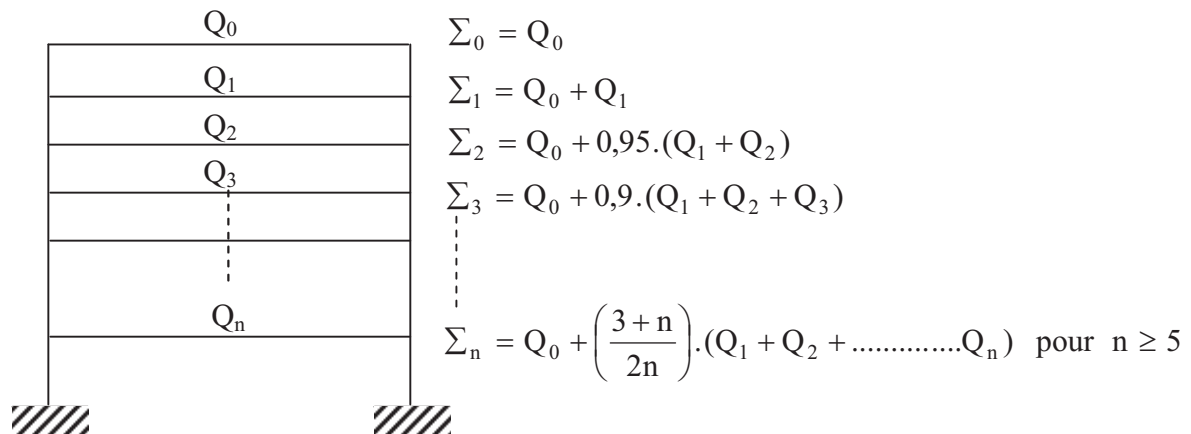
$$\bullet G_{p \text{ tot}} = G_{pp} + G_{pc} = 17.15 \text{ kN}$$

**Surcharge d'exploitation**

➤ Plancher terrasse accessible :  $Q_0 = 1.50 \times 12.94 = 19.41 \text{ KN}$

➤ Plancher à usage d'habitation :  $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 1.5 \times 11.2 = 16.8 \text{ KN}$

➤ Plancher à usage commercial :  $Q_9 = Q_{10} = 2.5 \times 11.2 = 28 \text{ KN}$

**La loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étage****Coefficients de dégression des surcharges**

Niveaux	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,66	0,65

**Les surcharges cumulées :**

$$Q_0 = 19.41 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 19.41 + 16.8 = 36.21 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 19.41 + 0,95(2 \times 16.8) = 51.33 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 19.41 + 0,90(3 \times 16.8) = 64.77 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 19.41 + 0,85(4 \times 16.8) = 76.553 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 19.41 + 0,80(5 \times 16.8) = 86.6 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 19.41 + 0,75(6 \times 16.8) = 95 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 19.41 + 0,714(7 \times 16.8) = 103.37 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 19.41 + 0,687(8 \times 16.8) = 111.74 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) =$$

$$19.41 + 0,66(8 \times 16.8 + 28) = 126.59 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) =$$

$$19.41 + 0,65(8 \times 16.8 + 28 \times 2) = 143.17 \text{ KN}$$

**II 4.1.3. Dimensionnement des poteaux :**

Etages	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation		N =G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$	
	Poids de plancher (KN)	Poids poteaux (KN)	Poids poutres (KN)	G (KN)	G <sub>c</sub> cumulé (KN)	Q (KN)	Q <sub>c</sub> cumulé (KN)		$\frac{N}{\sigma_{bc}}$ (cm <sup>2</sup> )	S (cm <sup>2</sup> )
8	57	0.00	17.15	74.15	74.15	19.41	19.41	93.56	62.37	30x30
7	58.8	6.88	17.15	82.83	156.98	16.8	36.21	193.19	128.8	30x30
6	58.8	8.03	17.15	83.98	240.96	16.8	51.33	292.29	194.86	35x35
5	58.8	8.03	17.15	83.98	324.94	16.8	64.77	389.71	259.8	35x35
4	58.8	8.03	17.15	83.98	408.92	16.8	76.553	485.47	323.64	35x35
3	58.8	10.71	17.15	86.66	495.58	16.8	86.6	582.18	388.12	35x40
2	58.8	10.71	17.15	86.66	582.24	16.8	95	677.24	451.49	35x40
1	58.8	10.71	17.15	86.66	668.9	16.8	103.37	772.27	514.8	35x40
RDC	58.8	18.22	17.15	94.17	763.07	16.8	111.74	874.81	583.2	40x40
S.SOL1	58.8	13.77	17.15	89.72	852.79	28	126.59	979.38	652.9	40x40
S.SOL2	58.8	18.22	17.15	94.17	946.9	28	143.17	1090.07	726.71	40x40

Tableau 8

**Remarque :** on a passé d'une section de (25 x 25) à une section de (40 x 40) pour deux raisons  
telles-que :

- Pour ne pas avoir la rotule plastique dans les poteaux avant les poutres.
- Pour une meilleure disposition des armateurs.

#### II .4.2. Vérification des sections des poteaux aux recommandations de RPA :

**[Art7.4.1/ RPA 99. Version 2003]**

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

Les décalages sont interdits

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

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

**Les sections choisies sont :**

Pour le sous sol 1 et 2, le RDC (40x40)  $\text{cm}^2$ .....vérifiée ;

Pour le 1<sup>er</sup>, 2<sup>em</sup>, 3<sup>eme</sup> étage : (35x40)  $\text{cm}^2$ ..... vérifiée ;

pour le 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup> étage : (35x35)  $\text{cm}^2$ .....vérifiée ;

pour le 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> étage : (30x30)  $\text{cm}^2$ .....vérifiée.

**II .4.3. vérification au flambement : (Art B.8.3 ,31/BAEL 91 modifiée 99)**

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \quad \text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} i = \sqrt{\frac{I}{B}} \\ I_x = \frac{bh^3}{12} \quad I_y = \frac{hb^3}{12} \quad \text{(Faible inertie)} \quad \text{et } B = bh \end{array} \right.$$

B: section du poteau (bxh)

$\lambda$  :Élancement ;

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

$l_0$  : Longueur libre du poteau ;

$i$  : Rayon de giration ;

$I$  : Moment d'inertie.



Donc :

$$i = \sqrt{\frac{hb^3}{12bh}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

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

Pour le sous sol 2 et RDC : (40x40) cm<sup>2</sup>       $l_0 = 4,08$  m       $\lambda = 24.68 < 50 \dots$  Vérifiée

Pour le sous sol 1 : (40x40) cm<sup>2</sup>       $l_0 = 3,06$  m       $\lambda = 18.51 < 50 \dots$  Vérifiée

Pour le 1<sup>er</sup>, 2<sup>em</sup>, 3<sup>eme</sup> étage : (35x40) cm<sup>2</sup>       $l_0 = 3,06$  m  $\Rightarrow$   $\lambda = 21.15 < 50 \dots$  Vérifiée

Pour le 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup> étage : (35x35) cm<sup>2</sup>       $l_0 = 3,06$  m       $\lambda = 21,15 < 50 \dots$  Vérifiée

Pour le 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> étage : (30x30) cm<sup>2</sup>       $l_0 = 3,06$  m       $\lambda = 24.68 < 50 \dots$  Vérifiée

**Conclusion :** tous les poteaux sont vérifiés vis-à-vis la condition de non flambement.

# Chapitre III

## Calcul des éléments

**Introduction :**

Ce chapitre concerne le calcul des éléments structuraux comme l'acrotère, les escaliers et les planchers.....

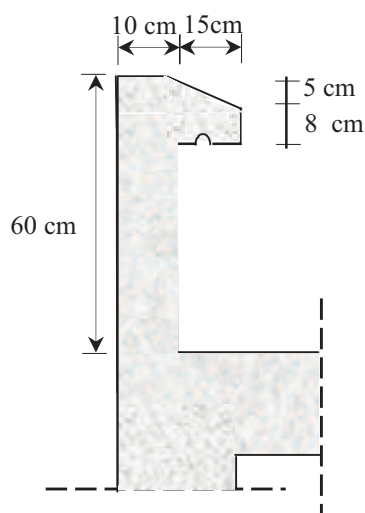
**III .1.Calcul de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilé à une console encastrée dans le plancher terrasse dont le ferrailage se calcule sous l'effet de deux efforts (moment de flexion et effort normal) et sera déterminé en flexion composée avec compression.

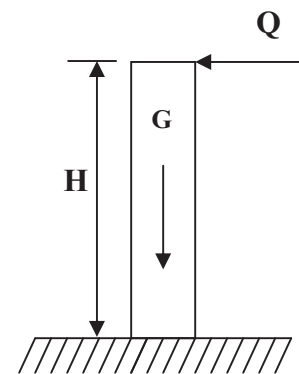
L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal  $N$  dû à son poids propre  $G$
- Un effort horizontal  $Q$  dû à la main courante engendrant un moment de renversement  $M_Q$

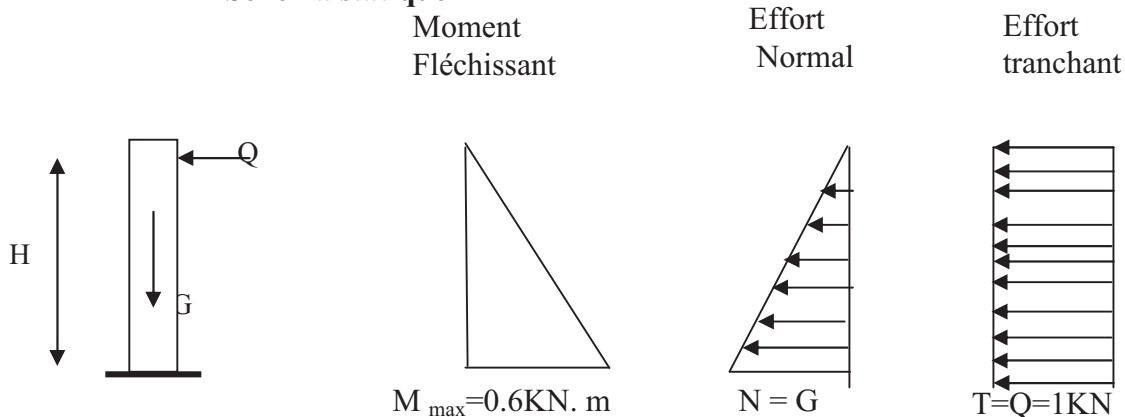
Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

**III.1.2.Dimensionnement de l'acrotère :**

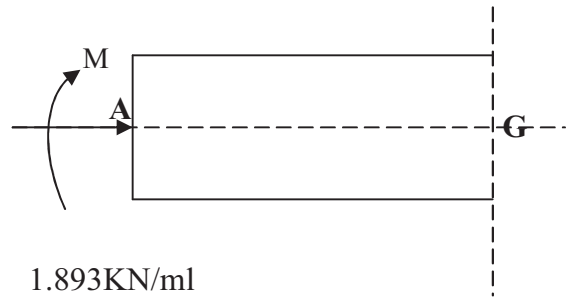
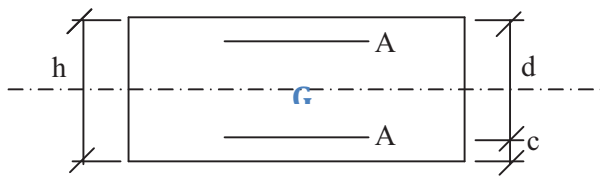
**Fig.III.1. Coupe verticale de l'acrotère**

➤ **Schéma statique**

**Fig.III.2. Schéma statique**



**Fig. III.3. Diagrammes des efforts**

**III.1.3. Détermination des sollicitations :**

$$G = 25(0.6 \cdot 0.10) + (0.15 \cdot 0.08) + (0.05 \cdot 0.15)/2 = 1.893 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère :  $G = 1.893 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1 \text{ ml} = 1.893 \text{ KN}$

Effort tranchant :  $V_u = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \times 1 = 1.00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge  $Q$  :  $M = V_u \times H = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.60 \text{ KN m}$

**III.1.4. Combinaison des charges :**

**A l'ELU:**

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.893 = 2.555 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KNm}$$

**A l'ELS:**

$$N_s = 1.893 \text{ KN}$$

$$M_s = 0.60 \text{ KNm}$$

**III.1.5. Ferrailage de l'acrotère:**

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section  $(b \times h) \text{ cm}^2$  soumise à la flexion composée

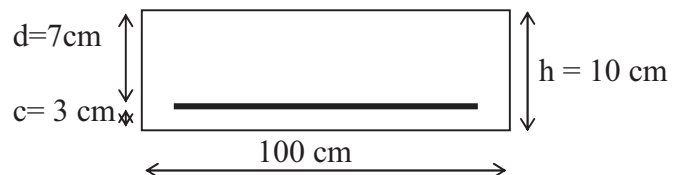
$h$  : Epaisseur de la section : 10cm

$b$  : Largeur de la section : 100cm

$c$  et  $c'$  : Enrobage : 3cm

$d = h - c$  : Hauteur utile

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



**a) Calcul des armatures à L'ELU:****➤ Position du centre de pression à l'ELU :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9 \cdot 10^2}{2.555} = 35.21 \text{ cm}$$

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

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

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

**b) Calcul en flexion simple:****➤ Moment fictif:**

$$M_f = N_u(e_u + 0.5h - c) = 2.555(35.21 + 10/2 - 3) = 95 \text{ KN.cm} = 0.95 \text{ KN.m}$$

**➤ Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.95 \cdot 10^5}{100 \cdot 7^2 \cdot 14.2 \cdot 10^2} = 0.013 \quad \mu_l = 0.186 \quad \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.013 \quad \beta = 0.994$$

$$\text{Avec :} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

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

**➤ Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.95 \cdot 10^5}{0.994 \cdot 7 \cdot 348 \cdot 10^2} = 0.392 \text{ cm}^2$$

**c) Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures:

$$A_s = A_f + \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.392 + \frac{2.555 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0.318 \text{ cm}^2$$

**III.1.6. Vérification à l'ELU:****a) Condition de non fragilité: (Art : A.4.2.1/BAEL 91)**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e_s}{e_s} \frac{0,455d}{0,185d} = 0,23 \cdot 100 \cdot 7 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot \frac{32}{32} \cdot \frac{0,455}{0,185} \cdot \frac{7}{7} = 0,793 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.893} = 0.32 \text{ m} = 32 \text{ cm}$$

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

**Conclusion :**

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera.

$$A_s = A_{\min} = 0.793 \text{ cm}^2$$

Soit:  $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Armatures de répartition:**

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

Soit:  $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement de  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

**b) Vérification au cisaillement :**

La fissuration étant préjudiciable on a :

$$\tau_u \leq \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u \leq \min (2,5, 4) = 2,5 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u$  : la contrainte tangentielle du béton.

$d$  : hauteur utile.

$B$  : largeur de la section.

$$V_u = Q = 1 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{10^3}{10^3 \cdot 7} = 0,142 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,142 \text{ MPa}$$

**Conclusion :** La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c) Vérification de l'adhérence des barres :**

$$\text{On a : } \overline{\tau_{se}} = s \cdot f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{seu}} = \frac{V_u}{0,9 d \cdot u_i} \quad \text{avec } u_i : \text{somme des périmètres utiles de barres}$$

$$u_i = 0,8 \cdot 4 = 10,04 \text{ cm}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \frac{10^3}{0,9 \cdot 70 \cdot 100,48} = 0,157 \text{ MPa}$$

Donc  $\overline{\tau_{se}} > \overline{\tau_{seu}}$  (condition est vérifiée).

**d) Calcul de la longueur de scellement droit :**

La longueur de scellement droit se calcule en utilisant la formule suivante :  $L_s = \frac{f_e}{4 \cdot s}$

On a :

$$\overline{\tau_s} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa} \quad \text{avec } \psi = 1,5 \text{ pour HA (coef de scellement)}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,21 \text{ cm}$$

Le BAEL permet pour le scellement :  $L_{s \max} = 40 \varnothing$  pour HA fe 400

$$L_{s \max} = 40 \times 8 = 32 \text{ cm}$$

Donc on prend  $L_s = 30 \text{ cm}$

**III.1.7. Vérification à l'ELS:**

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

$$\overline{\sigma_{bc}} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left( \frac{2}{3} \cdot f_e; \max \left( 0,5 f_e, 110 \sqrt{n f_{t28}} \right) \right) = \min (266,67, 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec :  $n = 1,6$  pour HA  $\implies \varnothing > 6 \text{ mm}$

**1-Pour l'acier :**

$$\text{ona : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 7} = 0,287 \quad \beta_1 = 0,9155 \quad \alpha_1 = 0,255 \quad K_1 = 43,82$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{43,82} = 0,0228$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{0,6 \cdot 10^6}{0,9155 \cdot 70 \cdot 201} = 46,57 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \overline{\sigma}_{st} &= 46,57 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{st} &= 201,63 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{st} &< \overline{\sigma}_{st} \Rightarrow (\text{Condition Vérifiée}). \end{aligned}$$

## 2- Pour le béton :

$$\begin{aligned} \overline{\sigma}_{bc} &= K \cdot \overline{\sigma}_{st} = 0,0228 \times 46,57 = 1,06 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} &= 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} &\leq \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}). \end{aligned}$$

### Conclusion :

La section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures et elle est justifiée vis-à-vis de la compression.

### e) Vérification de l'acrotère au séisme :

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

A : coefficient de zone.

Zone II a, groupe d'usage 2, donc A=0,15

Cp : Facteur de la force horizontale, pour les éléments secondaires Cp=0.8

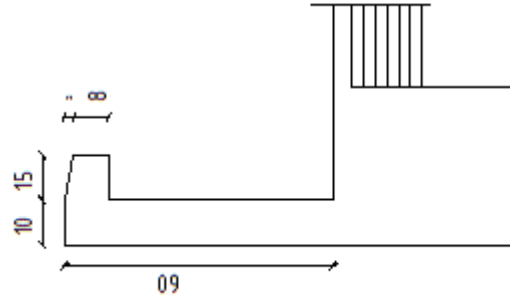
Wp : poids de l'acrotère = 1,893 KN/ml.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,893 = 0,908 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \text{ "vérifié"}$$

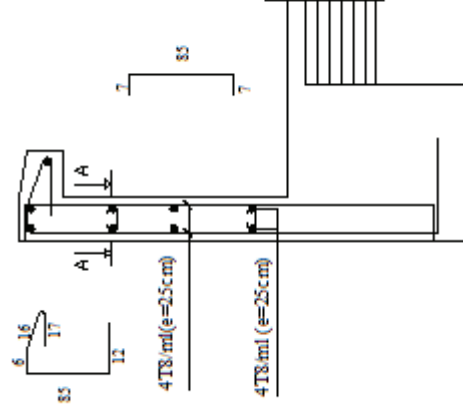
**Conclusion :** dans notre cas l'acrotère est ferrailé par :

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





Coffrage de l'acrotère



Ferraillage de l'acrotère

### III.2. Calcul des planchers :

#### III.2. Plancher en corps creux :

La structure comporte des planchers en corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens longitudinal et sur lesquelles repose le corps creux. Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité.

##### III.2. 1. Ferrailage de la dalle de compression :

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

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

##### Armatures perpendiculaire aux poutrelles :

$$A = \frac{4l_s}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } l_s : \text{la portée entre axe des poutrelles.}$$

$$\text{soit } 6\phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } s_t = 15 \text{ cm}$$

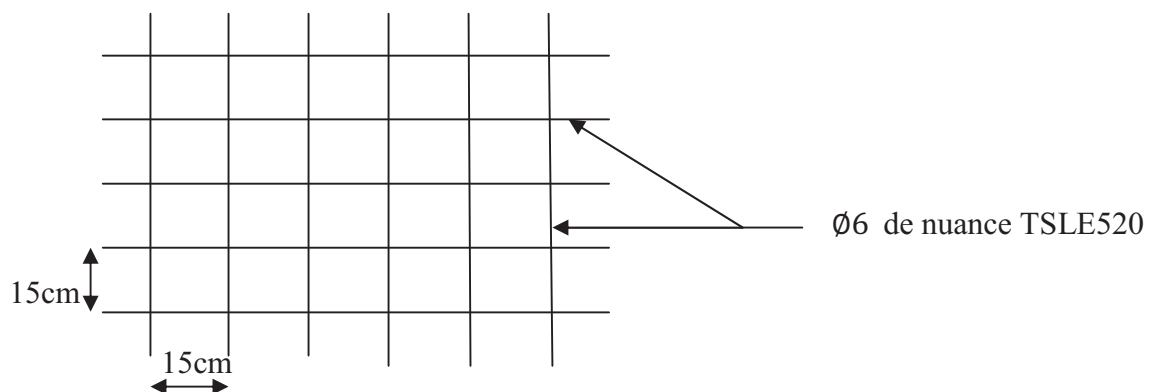
- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_r}{2} = \frac{1,7}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 6\phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } s_t = 15 \text{ cm}$$

##### Conclusion :

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression a un treillis soudé de nuance TS520 et de dimension (6x6x150x150) mm<sup>2</sup>.



**Figure 1:** treillis soudé de (15x15) cm<sup>2</sup>

### III.2.2 .Etude des poutrelles :

#### 1. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

##### a-Critère de la petite portée :

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

##### b- Critère de la continuité :

si les deux sens ont les mêmes portées, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens qui a le plus grand nombre d'appuis.

#### 2-Détermination des dimensions de la section en T :

Hauteur de la section .....**h**= 16+4=20cm

L'épaisseur de la table de compression.....**h<sub>0</sub>**= 4cm

L'enrobage.....**c**= 2cm

La hauteur utile.....**d**= 18cm

**b<sub>1</sub>** : la largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure.

les règles du BAEL précisent que la largeur de la table de compression (**b<sub>1</sub>**) a prendre en compte dans chaque coté d'une nervure a partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min \left[ \frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 8h_0 \right]$$

**L** : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

**L<sub>1</sub>** : longueur de la plus grande travée dans le sens de la poutrelle.

$$L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_1 = 350 - 25 = 325 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left[ \frac{53}{2}, \frac{325}{10}, 8 \times 4 \right]$$

$$b_1 \leq \min (26.5, 32.5, 32)$$

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

**b** : largeur de la table de compression

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

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

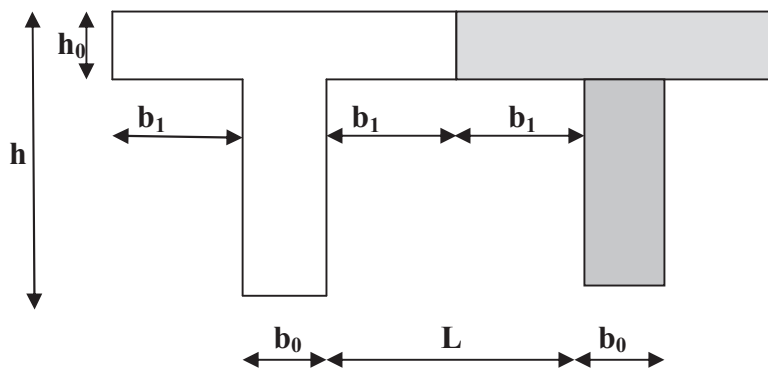


Figure 2 : schéma d'une section en T.

### III.2.3.Calcul de la poutrelle :

#### a) Avant le coulage :

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant posée sur deux appuis simples et soumises aux charges suivantes :

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

Poids propre du corps creux  $= 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

**$G = 0,74 \text{ KN/ml}$**

Surcharge due au poids propre de l'ouvrier  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

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

#### ➤ La combinaison des charges :

##### • A L'E.L.U :

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

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

$$Q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

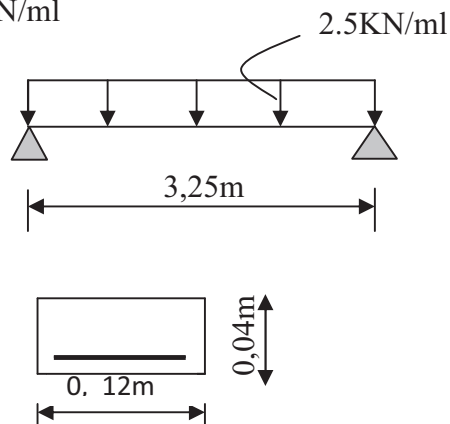


Figure 3 : schéma statique de la poutrelle

➤ **Calcul du moment isostatique :**

$$M_u = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.25)^2}{8} = 3.3 \text{ KN/ml}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$V_u = \frac{Q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 3.25}{2} = 4.06 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage de la poutrelle :**

$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$  avec  $c = 2 \text{ cm}$  (enrobage).

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{(3.3 \times 10^6)}{(120 \times 20^2 \times 14.2)} = 4.84 > 0.392 \quad (\text{S.D.A})$$

La section est doublement armée (S.D.A).

**NB:**

Comme la section de la poutrelle est très réduite on prévoit des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges et surcharges auxquelles elle est soumise avant le coulage de la dalle de compression.

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

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une section en T qui repose sur plusieurs appuis. Elle est soumise aux charges suivantes :

Pois du plancher :  $G = 5.25 \times 0.65 = 3.41 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 2.50 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$

➤ **Combinaison de charges :**

• **A L'E.L.U :**

$$\begin{aligned} Q_u &= 1.35G + 1.5Q \\ &= 1.35 \times 3.41 + 1.5 \times 1.625 = 7.04 \text{ KN/ml} \\ Q_u &= 7.04 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

• **A L'E.L.S:**

$$\begin{aligned} Q_s &= G + Q \\ &= 3.41 + 1.625 = 5.035 \text{ KN/ml} \\ Q_s &= 5.035 \text{ KN/ml} \end{aligned}$$

➤ **Choix de la méthode de calcul :**

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

1-  $Q_B \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

On a:  $Q_B = 2,5 \text{ KN/m}^2 < 2 \times 5,25 \text{ KN/m}^2$   
 $Q_B = 2,5 \text{ KN/m}^2 < 5 \text{ KN/m}^2$  **(condition vérifiée).**

2- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées (constants).

$I_i = I_{i+1}$  **(condition vérifiée).**

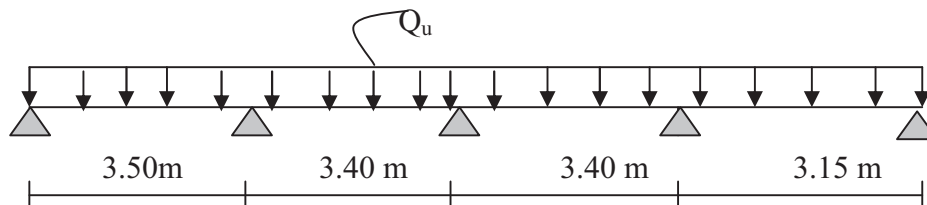
3- la fissuration est considérée comme non préjudiciable. **(condition vérifiée).**

4- Les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

On a  $\frac{L_{i+1}}{L} = \frac{340}{350} = 0.97 \Rightarrow 0.8 < 0.97 < 1.25$  **(condition vérifiée)**

$\frac{315}{340} = 0.92 \Rightarrow 0.8 < 0.92 < 1.25$  **(condition vérifiée)**

**Conclusion :** Les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.



**Figure 4:** schéma statique d'une poutre sur plusieurs appuis

**b- PRINCIPE DE LA METHODE FORFAITAIRE :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées  $M_t$  et au niveau des appuis  $M_w$  et  $M_e$  à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$  dans la travée dite de comparaison qui est supposée isostatique indépendante, de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

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

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

$$2)- M_t \geq \left( \frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \rightarrow \text{travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \left( \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \rightarrow \text{travée de rive.}$$

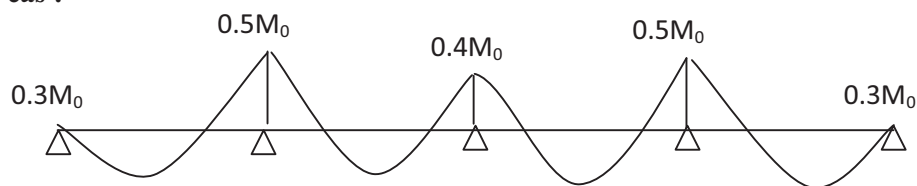
3)- La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

**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 d'une poutre à plus de trois travées.

**Pour notre cas :**



**Figure 5.**Diagramme des moments

Avec :

$M_t$  : moment max en travée, pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

$M_w$  : moment en valeur absolue sur l'appui de gauche de la travée considérée.

$M_e$  : moment en valeur absolue sur l'appui de droit de la travée considérée.

$M_0$  : moment max dans la travée indépendante, de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

### c- Application de la méthode :

#### A L'ELU :

Le moment max isostatique est donc sera calculé dans la travée indépendante qui à une grande portée, sa valeur à l'état limite ultime (ELU) est :

$$Q_u = 1,35 \times 3,41 + 1,5 \times 1,625 = 7,04 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 7,04 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{7,04 \times (3,5)^2}{8} = \mathbf{10,78 \text{ KN m}}$$

$\alpha$  : rapport des charges d'exploitations (**Q**) à la somme des charges permanentes (**G**) et des surcharges d'exploitations (**Q**).

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

$$\alpha = \frac{2.5}{5.25 + 2.5} \Rightarrow \alpha = 0,322$$

Nous aurons besoin pour nos calculs les valeurs suivantes :

$\alpha$	$1+0,3\alpha$	$\frac{1+0,3\alpha}{2}$	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2}$
0.322	1.096	0,548	0,648

❖ **Calcul des moments en travées :**

• **Travée de rive :**

$$M_t = \max \begin{cases} M_t \geq \left( \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,648 M_0 \\ M_t \geq \max\{1.05M_0; (1+0.3\alpha)M_0\} - \frac{0.3M_0+0.5M_0}{2} \Rightarrow M_t=0.696 \end{cases}$$

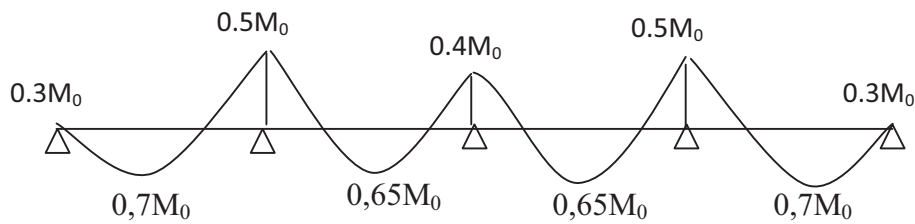
On prend  $M_t = 0,7M_0$

• **Travée intermédiaire :**

$$M_t = \max \begin{cases} M_t \geq \left( \frac{1+0,3\alpha}{2} \right) \cdot M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,548 M_0 \\ M_t \geq \max\{1.05M_0; (1+0.3\alpha)M_0\} - \frac{0.5M_0+0.4M_0}{2} \Rightarrow M_t=0.646 \end{cases}$$

On prend  $M_t = 0,65M_0$





**Figure 6.** Diagramme des moments fléchissant

On a :  $M_0 = 10.78 \text{ KN.m}$

D'où :

- **Moments en travées :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1} = 0.7 M_0 = 0.7 \times 10.78 = 7.54 \text{ KNm} \\ M_{t4} = 0.7 M_0 = 0.7 \times 10.78 = 7.54 \text{ KNm} \\ M_{t2} = 0.65 M_0 = 0.65 \times 10.78 = 7 \text{ KNm} \\ M_{t3} = 0.65 M_0 = 0.65 \times 10.78 = 7 \text{ KNm} \end{array} \right.$$

- **Moment sur appuis:**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_1 = M_5 = 0.3 M_0 = 0.3 \times 10.78 = 3.234 \text{ KN m} \\ M_2 = M_4 = 0.5 M_0 = 0.5 \times 10.78 = 5.39 \text{ KN m} \\ M_3 = 0.4 M_0 = 0.4 \times 10.78 = 4.312 \text{ KN m} \end{array} \right.$$

- **Efforts tranchants :**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre isolée :

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

$M_i$  &  $M_{i+1}$  : moments aux appuis  $i$  et  $(i+1)$ , à prendre avec leur signe.

$$\theta(x) = \frac{q.L}{2} - q.x \quad : \text{effort isostatique.}$$

$$\Rightarrow T(x) = \frac{q.L}{2} - q.x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

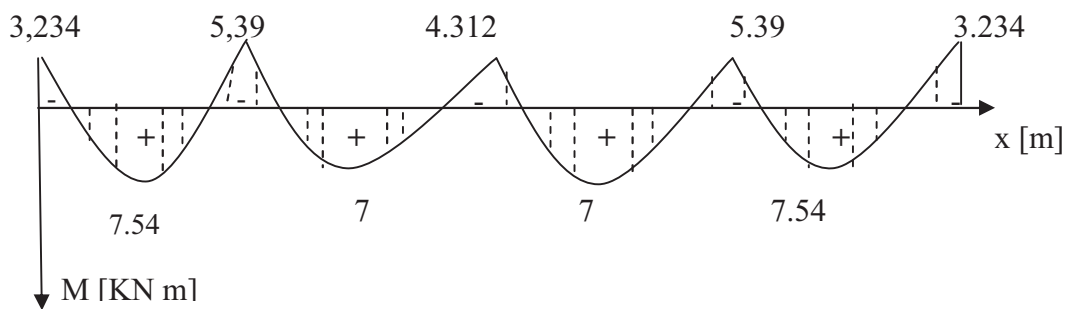
L'effort tranchant aux appuis  $i$  et  $(i+1)$  :

$$\begin{cases} T_i = T(x=0) = \frac{q \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} \\ T_{i+1} = T(x=L) = -\frac{q \times L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} \end{cases}$$

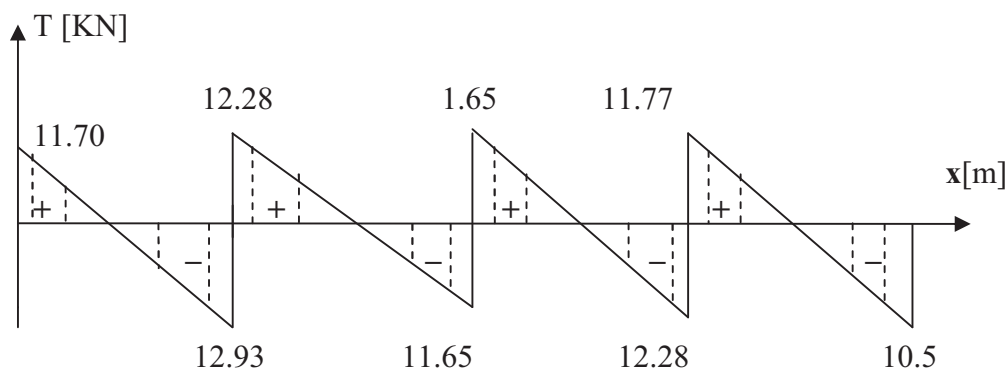
**Tableau :** tableau donnant les efforts tranchants et les moments fléchissant dans les différentes travées.

Travées	1	2	3	4
$M_w$ (KN m)	3,234	5,39	4,312	5.39
$M_e$ (KN m)	5,39	4,312	5.39	3.234
$T_w$ (KN)	11.70	12.28	11.65	11.77
$T_e$ (KN)	-12.93	-11.65	-12.28	-10.5
$M_t$ (KN m)	7.54	7	7	7.54

**Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :**



**Figure 7.** Diagramme des moments fléchissant



**Figure 8.** Diagramme des efforts tranchants

➤ **Calcul des armatures :**

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 7.54 \text{ KN m}$$

$$M_a^{\max} = 5.39 \text{ KN m}$$

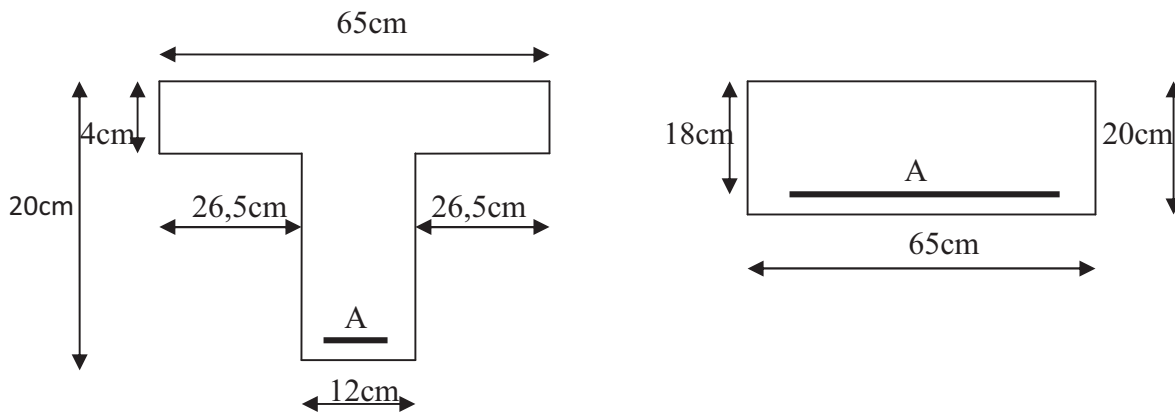
• **Armatures en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

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

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

$M_t = 59,072 > M_t^{\max} = 7.54 \text{ KN m} \longrightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (b x h).



$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7.54 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,025 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,025 \longrightarrow \beta = 0,9875$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.54 \times 10^3}{0,9875 \times 18 \times 34,8} = 1,21 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,21 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures aux appuis :**

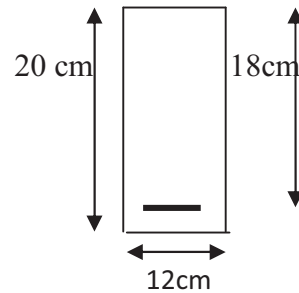
La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

$$M_a^{\max} = 5,39 \text{ KN m}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,39 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,097 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,097 \Rightarrow \beta = 0,948$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{B \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5,39 \times 10^2}{0,948 \times 18 \times 34,8} = 0,907 \text{ cm}^2$$



$$A_a = 0,907 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 1 \text{ HA12} = 1,13 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures est donné par la formule suivante :

$$\phi \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l \right)$$

$$\phi \leq \min \left( \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 12 \right) = 0,571 \text{ cm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi 6$ .

$$\Rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures transversales :**

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

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{b_0 \times 0,4} = \frac{0,56 \times 400}{12 \times 0,4} = 46,66 \text{ cm}$$

On prend :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

## III.2. 4.Vérification à L'E.L.U :

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Lorsque les armatures transversales sont droites ( $\alpha = 90^\circ$ ) on doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min (0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}) \quad \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,25\text{MPa} ; 5\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{12,93 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,598\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,598\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

- **Condition de non fragilité :**

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

- **En travée :**

$$A_t = 2,36\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \Rightarrow \quad (\text{condition vérifiée}).$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 1,13\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :**

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{12,93 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 12\pi} = 2,11\text{MPa}$$

La contrainte d'adhérence,  $\tau_{se}$  pour l'entraînement des barres est :

$$\bar{\tau}_{es} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\text{Donc } \tau_{se} = 2,11\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{es} = 3,15\text{MPa} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0,4 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28} / \gamma_b$  avec  $a=0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,9 \times 18 \times 12 \times 2,5 / 1,5 = 129,6 \text{ KN}$$

➤ **Appuis de rives :**

$$V_u^{\max} = 11.7 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

➤ **Appuis intermédiaire :**

$$V_u^{\max} = 12.93 + 12.28 = 25.21 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

• **L'influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

On doit vérifier que :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9.d} \right)$$

➤ **Appuis de rive :**

$$V_u^{\max} = 11.7 \text{ KN} ; M_{\max} = -3,234 \text{ KN m}$$

$$\left( V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9.d} \right) = \left( 11.7 - \frac{3,234}{0,9 \times 0,18} \right) = -8.26 < 0$$

Donc il n'y a aucune vérification à effectuer pour les armatures.

➤ **Appuis intermédiaires :**

$$V_u^{\max} = 25.21 \text{ KN} ; M_{\max} = -5.39 \text{ KN m}$$

$$\left( V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9.d} \right) = \left( 25.21 - \frac{5,39}{0,9 \times 0,18} \right) = -8.06 < 0$$

Aucune vérification n'est nécessaire.

• **Calcul des scellements droit :**

La longueur du scellement droit est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\phi \cdot F_e}{4 \cdot \tau_{es}} \quad \text{avec} \quad \tau_{es} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec} \quad \psi_s : \text{coefficient de scellement.}$$

$\psi_s = 1,5$  pour les barres à haute adhérence

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

$$\text{D'où } l_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,3 \text{ mm}$$

Donc  $l_s = 45 \text{ cm}$

- **Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires :**

$$\tau_{bc}^{max} = \frac{V_0^{max}}{b_0 a} \leq \bar{\tau}_{bc}$$

$$\bar{\tau}_{bc} = 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \frac{25}{1,5} = 21,66 MPa$$

$$\tau_{bc}^{max} = \frac{25.21 \times 10^3}{120 \times 0,9 \times 180} = 1,29 MPa$$

$$\tau_{bc}^{max} = 1,29 MPa < \bar{\tau}_{bc} = 21,66 MPa \text{ (Condition vérifiée).}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table - nervure :**

$$\tau_u^1 = \frac{V_u(b-b_0)}{1,8bdh_0} = \frac{25.21 \times 10^3 (650-120)}{1,8 \times 650 \times 40 \times 180} = 1,58 MPa$$

$$\tau_u^1 = 1,58 MPa \leq 0,13 f_{c28} = 3,25 MPa \quad \text{assurati on peu nuisible}$$

**Aux appuis :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{2V_u}{0,9.b_0.d} \leq \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 MPa$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 25.21 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 2,59 < 14,2 MPa \quad \text{(condition vérifiée)}$$

### III.2. 5. Calcul à L'E.L.S :

- **Calcul des moments isostatiques :**

$$Q_s = 5,035 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{5,035 \times (3,5)^2}{8} = 7.7 \text{ KN m}$$

On a:

**les moments en Travées :**

$$\begin{cases} M_{t1} = M_{t4} = 0,7 M_0 = 0,7 \times 7.7 = 5,39 \text{ KN m} \\ M_{t2} = M_{t3} = 0,65 M_0 = 0,65 \times 7.7 = 5 \text{ KN m} \end{cases}$$

- **Moment sur appuis:**

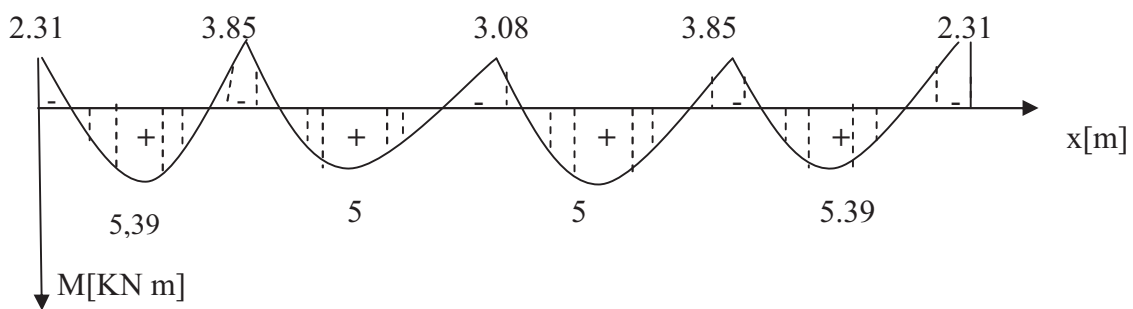
$$\begin{cases} M_1 = M_5 = 0,3 M_0 = 0,3 \times 7.7 = 2.31 \text{ KN m} \\ M_2 = M_4 = 0,5 M_0 = 0,5 \times 7.7 = 3.85 \text{ KN m} \\ M_3 = 0,4 M_0 = 0,4 \times 7.7 = 3.08 \text{ KN m} \end{cases}$$

- Calcul de l'effort tranchant:

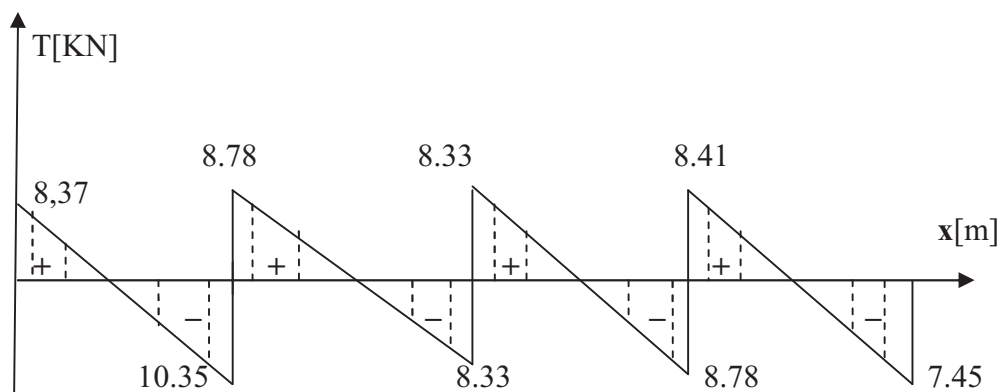
**Tableau :** tableau donnant les efforts tranchants et les moments fléchissant dans les différentes travées.

Travée	1	2	3	4
$M_w$ (KNm)	2,31	3,85	3,08	3,85
$M_e$ (KNm)	3,85	3,08	3,85	2,31
$T_w$ (KN)	8,37	8,78	8,33	8,41
$T_e$ (KN)	-10,35	-8,33	-8,78	-7,45
$M_t$ (KNm)	5,39	5	5	5,39

➤ Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :



**Figure 9.** Diagramme des moments fléchissant



**Figure 10.** Diagramme des efforts tranchants



**III.2. 6.Vérification des contraintes :****A- En travée :**

$$M_t = 5,39 \text{ KN.m}$$

- dans les aciers

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,092$$

$$\rho_1 = 1,092 \rightarrow K_1 = 19,72 \rightarrow \beta_1 = 0,856$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{19,72} = 0,05$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{5,39 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 236} = 148,22 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa}$$

- Dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible la condition suivante est satisfaite :

$$\sigma_{bc} \leq 0,6 f_{c28} \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{bc} \leq 15 \text{ (MPa)}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,05 \times 148,22 = 7,41 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

**B- En appuis :**

La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire ( $b_0 \cdot h$ ) :

$$M_a^{\max} = 3,85 \text{ KN.m}$$

**dans les aciers**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,523$$

$$\rho_1 = 0,523 \rightarrow K_1 = 31,3 \rightarrow \beta_1 = 0,892 \rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{31,3} = 0,032$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \quad \text{avec } \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3.85 \times 10^6}{0.892 \times 180 \times 113} = 184.45 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

**dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq K \cdot \sigma_{st} = 0.032 \times 184.45 = 5.9 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

**NB :** Toutes les vérifications étant satisfaisantes, donc les armatures à L'E.L.U conviennent.

### III.2. 7. Vérification des ouvertures de fissuration :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

### III.2. 8. Etat limite de déformation :

D'après les règles de BAEL 91, lorsqu'il est prévu des étais; on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées :

$$\diamond \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\diamond \quad \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e}$$

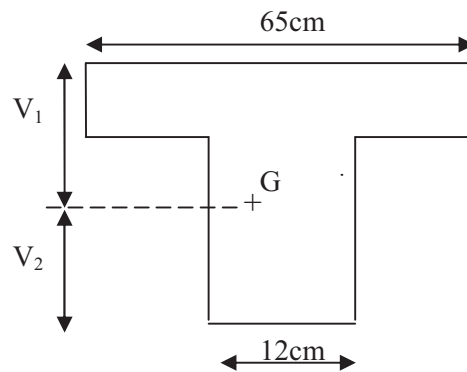
$$\diamond \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0.057 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{condition non vérifiée})$$

Le calcul de la flèche est nécessaire.

**Calcul de la flèche :**

$$a) F_v = \frac{M_t^{ser} \cdot l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \frac{l}{500} \text{ avec } I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu\lambda_v}$$

$$b) F_i = \frac{M_t^{ser} \cdot l^2}{10 \times E_i \times I_{fi}} < \frac{l}{500} \text{ avec } I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \mu\lambda_i}$$



$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3E_v = 3 \times 10818,87 = 32456,61 \text{ MPa}$$

**Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + \eta A = b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}$$

$B_0$  = section du beton

$A$  = section d'armature tendue

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,36 = 487,4 \text{ cm}^2$$

**Moment statique de section homogénéisée par rapport à XX' :**

$$S /_{XX} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 A_{st} d$$

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

$$V_1 = \frac{S /_{XX}}{B_0} = \frac{3461,2}{487,4} = 7,1 \text{ cm} \quad V_1 : \text{position de l'axe neutre.}$$

$$V_2 = (h - V_1) = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} \cdot (7,1^3 + 12,9^3) + (65 - 12) \cdot 4 \cdot \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7,1 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,36 \cdot (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021,06 \text{ cm}^4 \text{ (moment d'inertie de la section homogénéisée)}$$

$l$  = la portée libre mesurée d'appuis de la travée considérés

$\rho$  = le rapport des aciers tendues de celui de la section utile de la nervure

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011$$

La contrainte dans les aciers tendues est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{5,39 \times 10^6}{0,856 \times 180 \times 236} = 148,22 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \cdot (2 + \frac{3b_0}{b})} \quad \text{Pour les déformations instantanées}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,011 \cdot (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 3,74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3,74 = 1,5 \quad \text{Pour les déformations de longue durée.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 148,22 + 2,1} = 0,573$$

$$IF_v = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1,1 \times 20021,06}{1 + (0,573 \times 1,5)} = 11843,6 \text{ cm}^4$$

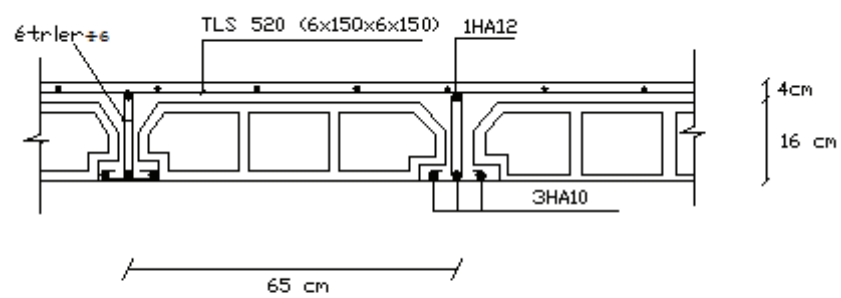
$$IF_i = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu \lambda_i} = \frac{1,1 \times 20021,06}{1 + (0,573 \times 3,74)} = 7007 \text{ cm}^4$$

Donc :

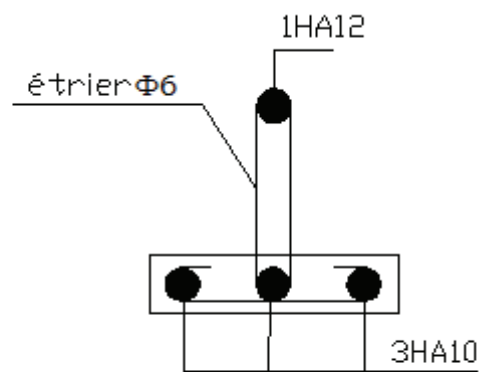
$$F_v = \frac{5,39 \times 10^2 \times (350)^2}{10 \times 1081,887 \times 11843,6} = 0,51 \text{ cm} < \frac{350}{500} = 0,70 \text{ cm} \quad (\text{Vérifiée})$$

$$F_i = \frac{5,39 \times 10^2 \times (350)^2}{10 \times 7007 \times 32456,61} = 0,29 \text{ cm} < \frac{350}{500} = 0,70 \text{ cm} \quad (\text{Vérifiée})$$

Conclusion: la flèche est vérifiée.



Ferrailage du plancher en corps creux



Ferrailage de la poutrelle

### III.3. Etude de la salle machine :

#### III.3.1) Introduction :

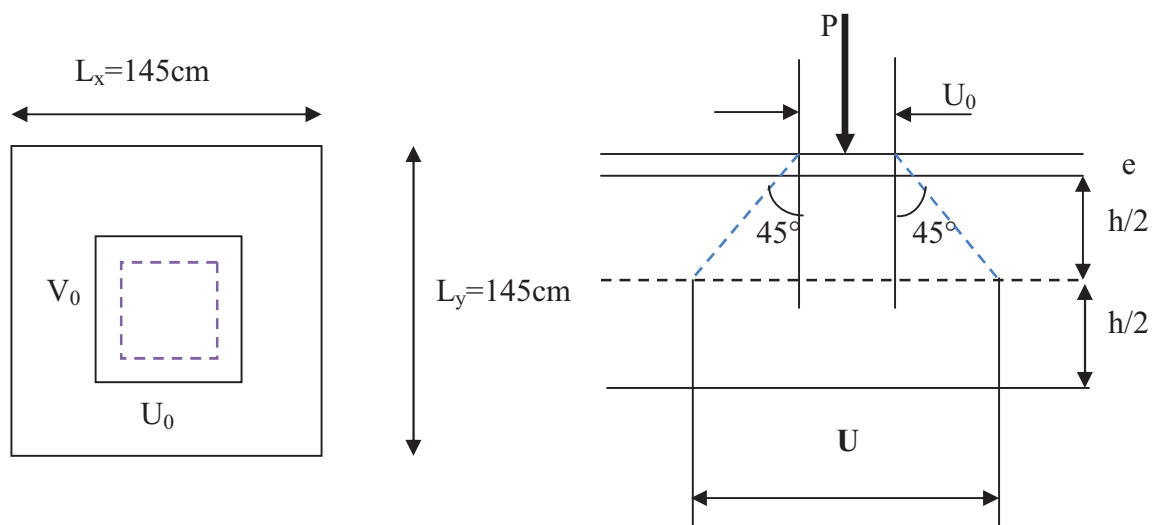
Vu le nombre important de niveaux que comporte la structure (8 niveaux), un ascenseur a été prévu. La surface de sa cabine est  $(1.45 \times 1.45 = 2.10 \text{ m}^2)$ ; la charge totale que le système de levage transmet est de 4 tonnes. ( $P = 40 \text{ kN}$ )

#### III.3.2) Calcul de la dalle plane :

##### a) épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :  $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{145}{30} = 4.83 \text{ cm}$

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



La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ( $U \times V$ ), (surface d'impacte) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t \\ V = V_0 + 2e + h_t \end{cases}$$

avec :  $h_t = 15 \text{ cm}$  ;

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

$U_0 = 75 \text{ cm}$  ;  $V_0 = 75 \text{ cm}$

D'où :  $U = 75 + 10 + 15 = 100 \text{ cm}$

$V = 75 + 10 + 15 = 100 \text{ cm}$

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

## III.3.3. Calcul des moments à l'ELU :

a) Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  dus au système de levage :

$$\begin{cases} M_x & P(M_1 + \nu.M_2) \\ M_y & P(M_2 + \nu.M_1) \end{cases}$$

Avec  $\nu$  : coefficient de poisson à

$E.L.U$	$\nu$	0
$E.L.S$	$\nu$	0,2

$M_1$  et  $M_2$  : coefficient à déterminés à partir des abaques de PIGE AUD. Suivant le rapport  $\frac{U}{l_x}$  et  $\frac{V}{l_y}$ .

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.45}{1.45} = 1$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = \frac{100}{145} = 0.68 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{100}{145} = 0.68 \end{array} \right.$$

de l'abaque de PIGEAUD  $\rho = 1$  :

On a pour :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = 0,6 \\ \frac{V}{l_y} = 0,6 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{du tableau}} \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.076 \\ M_2 = 0.076 \end{array} \right.$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = 0,7 \\ \frac{V}{l_y} = 0,7 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{du tableau}} \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.064 \\ M_2 = 0.064 \end{array} \right.$$

Par interpolation on trouve  $M_1$  et  $M_2$  :

$$M_1 = M_2 = 0.0664$$

- Calcul a ELU :

On a  $\nu=0$

$$q_u = 1.35 P$$

$$M_{x1} = q_u (M_1 + \nu M_2) = 1.35 \times 40(0.0664) = 3.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_u (M_2 + \nu M_1) = 1.35 \times 40(0.0664) = 3.58 \text{ KN.m}$$

**b) Evaluation des moments  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :**

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

Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.45}{1.45} = 1 \implies \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

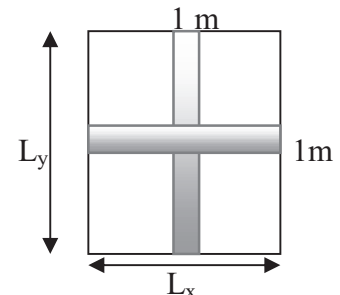
$$\text{Du tableau } \rho = 1 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\text{Poids propre de la dalle } G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.5625 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0368 \times 6.5625 \times 1.45^2 = 0.50 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 1 \times 0.5 = 0.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$



**b-3) Superposition des moments:**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 3.58 + 0.5 = 4.08 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.58 + 0.5 = 4.08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85) et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la non continuité de la dalle.



Donc on aura :

➤ **Moments en travée :**  $M^t = 0,85 \text{ M}$

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times 4,08 = 3,46 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times 4,08 = 3,46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments aux appuis :**  $M^a = -0,3 \text{ M}$

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 \times 4,08 = -1,22 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 \times 4,08 = -1,22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.3.4. Calcul de la section d'armature :

a) **Sens x-x :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m

➤ **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3,46 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_e = 0,392 \implies (\text{SSA})$$

On a  $\mu_b = 0,014 \longrightarrow \beta = 0,993$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3,46 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,77 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_t = 4\text{HA}8/\text{ml} \longrightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ , avec  $St = 25\text{cm}$

➤ **Aux appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1,22 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,005 < \mu_e = 0,392 \quad (\text{SSA})$$

On a  $\mu_b = 0,005 \longrightarrow \beta = 0,9975$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,22 \times 10^3}{0,9975 \times 13 \times 348} = 0,27 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} \longrightarrow A_a = 2,01 \text{ cm}^2$ , avec  $St = 25 \text{ cm}$

**b) Sens y-y :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m

**➤ En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{3.46 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_e = 0,392 \implies \text{(SSA)}$$

On a  $\mu_b = 0,014 \longrightarrow \beta = 0,993$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.46 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,77 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_t = 4\text{HA}8/\text{ml} \longrightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ , avec  $St = 25\text{cm}$

**➤ Aux appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.22 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,005 < \mu_e = 0,392 \quad \text{(SSA)}$$

On a  $\mu_b = 0,005 \longrightarrow \beta = 0,9975$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1.22 \times 10^3}{0,9975 \times 13 \times 348} = 0,27 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} \longrightarrow A_a = 2,01 \text{ cm}^2$ , avec  $St = 25 \text{ cm}$

**III.3.5. Vérifications a l'ELU :****a) Condition de non fragilité du béton : [Art :B-7-4/BAEL91]**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x \frac{\rho_0}{2} 3 \frac{L_x}{L_y} \right] b x h \\ A_y \geq \rho_0 \cdot b \cdot h \end{array} \right.$$

$\rho_0 = 0,0008$  pour HA400

$$\left\{ \begin{array}{l} A_x \frac{0.0008}{2} 3 \frac{1.45}{1.45} 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ A_y \geq 0,0008 \cdot 100 \cdot 15 = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

**b) Espacement des barres :**

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

$$St_{\max} \leq \min\{3h, 33\text{cm}\}$$

$$St_{\max} \leq \min\{45\text{cm}, 33\text{cm}\}$$

$$St = 25\text{cm} \leq 33\text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad \text{vérifiée}$$

**c) Diamètre des barres :**

On doit vérifier que :  $\Phi = 8\text{mm}$      $\Phi_{\max} = \frac{h}{10}$ .

$\Phi$  : diamètre des armatures longitudinales.

$$\Phi = \frac{150}{10} = 15\text{mm}$$

$$\Phi = 8\text{ mm} < 15\text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**d) Poinçonnement : [Art : A-5-2-42/BAEL91]**

Les armatures transversales ne seront pas nécessaires si la condition suivante sera vérifiée :

$$Q_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$Q_u$  : charge de calcul à l'ELU

$\mu_c$  : périmètre du contour.

$h$  : épaisseur totale de la dalle.

$$\mu_c = 2(U+V) = 2 \times (1 + 1) = 2\text{ m}$$

$$Q_u = 1.35 \times 40 = 54\text{ KN}$$

$$0,045 \times 2 \times 0,15 \times \frac{25 \cdot 10^3}{1,5} = 225\text{ KN}$$

$$Q_u = 121,5\text{ KN} < 225\text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Donc la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

## e) Vérification de la contrainte tangentielle :

on doit vérifier que :  $\tau_u \leq \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

## ➤ Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x}, \quad \text{avec } P = 40 \cdot 1,35 = 54 \text{ KN}$$

$$T_u = \frac{54}{2 \cdot 1,45 + 1,45} = 12,41 \text{ KN}$$

## ➤ Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P}{3L_y} = \frac{54}{3 \cdot 1,45} = 12,41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12,41 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0,095 \text{ MPa}$$

$$0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167$$

$$\tau_u = 0,095 \text{ MPa} < 1,167 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

## III.3.6. Calcul à l'ELS :

Calcul de M<sub>x1</sub> et M<sub>y1</sub>:

À l'ELS  $\nu = 0,2$

$$\begin{cases} M_{x1} = P (M_1 + 0,2 M_2) = 40 (0,0664 + 0,2 \cdot 0,0664) = 3,18 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = P (M_2 + 0,2 M_1) = 40 (0,0664 + 0,2 \cdot 0,0664) = 3,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul de M<sub>x2</sub> et M<sub>y2</sub>:

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases} \quad \text{avec : } q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN}$$

$$\rho = 1 \quad \mu_x = 0,0442 \quad \text{et} \quad \mu_y = 1$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0,0442 \times 4,75 \times 1,45^2 = 0,44 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0,44 \times 1 = 0,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 3,18 + 0,44 = 3,62 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3,18 + 0,44 = 3,62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle a ses extrémités on aura :

➤ **Moment en travée :**  $M^t = 0,85 M$

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 3,62 = 3,07 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 3,62 = 3,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moments aux appuis :**

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 3,62 = -1,08 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,3 M_y = -0,3 \times 3,62 = -1,08 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.3.7.Vérification a l'ELS :

#### 1) Etat limite de fissuration :

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

#### 2) Etat limite de compression du béton :

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression ( $\sigma_{bc}$   $\overline{\sigma_{bc}}$ ) on doit verifier la condition suivante :

$$\alpha \frac{\gamma}{2} \frac{1}{100} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec } \alpha \frac{y}{d} \text{ et } \gamma \frac{M_u}{M_s}$$

**Sens x-x :**

**En travée :**

$$\gamma \frac{3,46}{3,07} \quad 1,12 \quad \frac{1,12}{2} \frac{1}{100} + \frac{25}{100} \quad 0,31$$

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,07 \cdot 10^3}{100 \cdot (13)^2 \cdot 14,2} \quad \mu = 0,012$$

$$\alpha = 1,251 \cdot \sqrt{1 - 2\mu} \quad \alpha = 0,006$$

$$\mu_b = 0,012 \quad \alpha = 0,015 \quad 0,31 \quad \text{Vérifiée}$$

**Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{1,22}{1,08} \cdot 1,12 \cdot \left( \frac{1,12}{2} + \frac{25}{100} \right) = 0,31$$

$$\mu_b = 0,0045 \quad \alpha = 0,0056 \quad 0,31 \quad \text{Vérifiée}$$

**Sens y-y :**

**En travée :**

$$\gamma = \frac{3,46}{3,07} \cdot 1,12 \cdot \left( \frac{1,12}{2} + \frac{25}{100} \right) = 0,31$$

$$\mu_b = 0,012 \quad \alpha = 0,015 \quad 0,31 \quad \text{Vérifiée}$$

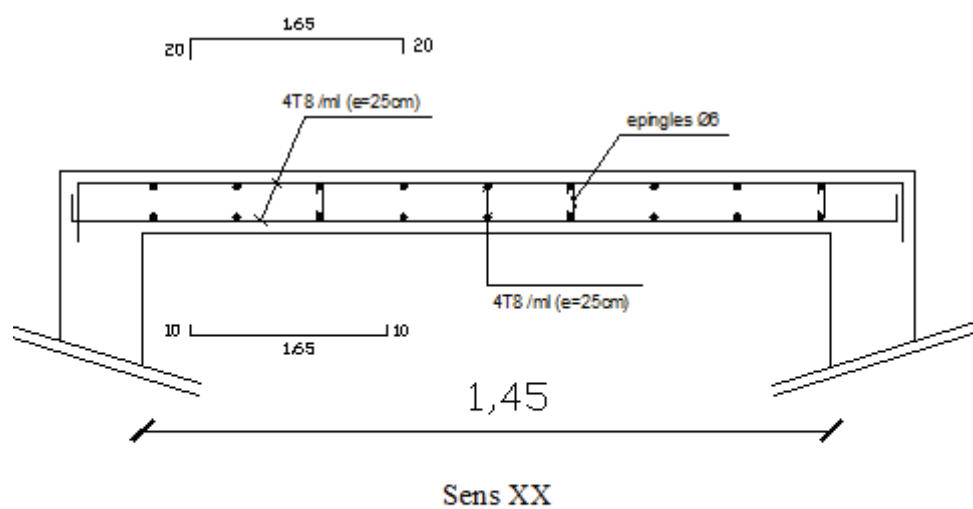
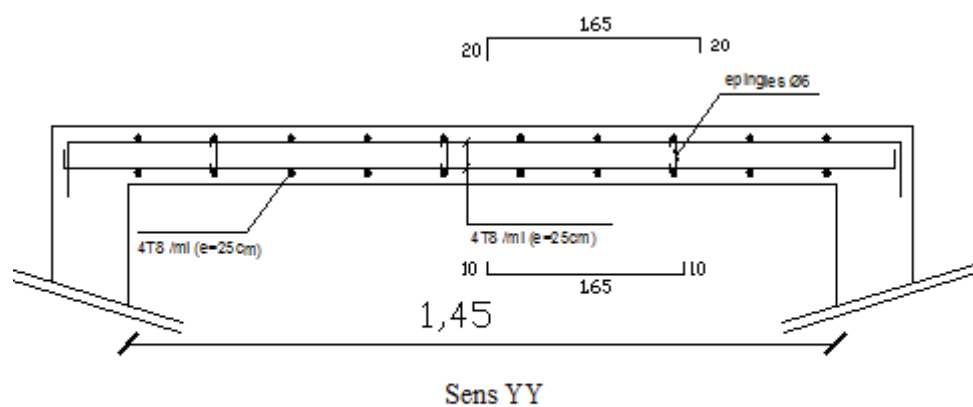
**Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{1,22}{1,08} \cdot 1,12 \cdot \left( \frac{1,12}{2} + \frac{25}{100} \right) = 0,31$$

$$\mu_b = 0,0045 \quad \alpha = 0,0056 \quad 0,31 \quad \text{Vérifiée}$$

**Conclusion :**

La condition est vérifiée dans tout les cas, donc on peut se dispenser du calcul de la contrainte de compression.



Ferrailage de la salle machine

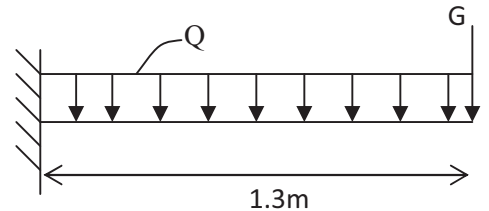
**III.4.Calcul du balcon :**

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.  
Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{l}{10} \quad [\text{cm}]$$

$$e_p \geq \frac{130}{10} = 13 \text{ cm}$$

On prend  $e_p = 15 \text{ cm}$

**III.4.1.Charges et surcharges :**

- Charges permanentes :**

carrelage (2cm).....	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
mortier de pose (2cm).....	$0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
couche de sable (2cm).....	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
enduit de ciment (1.5cm).....	$0,01 \times 15 = 0,15 \text{ KN/m}^2$
la dalle pleine (15cm).....	$0,15 \times 25 \times 1 = 3.75 \text{ KN / m}^2$

$$G_t = 5,14 \text{ KN/m}^2$$

✓ le poids du garde corps en briques creuses :

briques creuses (10cm).....	$0,1 \times 9 = 0,9 \text{ KN/m}^2$
enduit extérieur (2cm).....	$0,02 \times 18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
enduit intérieur (2cm).....	$0,02 \times 10 = 0,2 \text{ KN/m}^2$

$$g = 1,46 \text{ KN/m}^2$$

- Surcharges d'exploitations :**

Surcharge d'exploitation de la dalle :  $Q_b = 3,5 \text{ KN/m}^2$

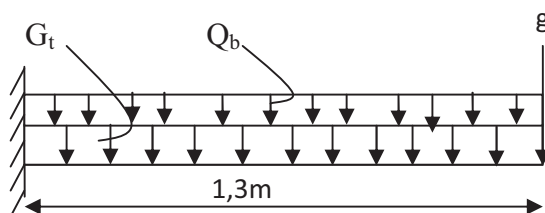


Figure 1. schéma statique du balcon



### III.4.2. Combinaisons des charges :

#### a. A l'E.L.U :

pour la dalle  $q_u = (1,35G_t + 1,5Q_b) \cdot 1m = (1,35 \times 5,14) + (1,5 \times 3,5) = 12,19 \text{ KN/m}$

garde corps  $g_u = (1,35 \times g) \cdot 1m = (1,35 \times 1,46) = 1,971 \text{ KN/m}$

#### ➤ Calcul des moments :

Le balcon sera calculé comme une section rectangulaire (100x15) cm<sup>2</sup> soumise à la flexion simple. Le calcul est fait pour une bande de 1ml.

$$M_u = (-q_u \cdot l^2 / 2) - g_u \cdot l$$

$$M_u = -\frac{12,19 \times (1,3)^2}{2} - (1,971 \times 1,30) = -12,86 \text{ KN.m}$$

Le signe moins (-) désigne que la fibre supérieure est tendue.

#### ➤ L'effort tranchant :

$$V_u = q_u \cdot l + g_u$$

$$V_u = 12,19 \times 1,30 + 1,971 = 17,81 \text{ KN}$$

#### b. Ferrailage :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

#### ➤ Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12,86 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,053 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,053 \Rightarrow \beta = 0,972$$

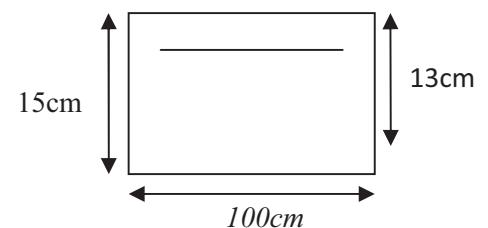
$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{12,86 \times 10^3}{0,972 \times 13 \times 348} = 2,92 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10** = 3,92 cm<sup>2</sup> avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

#### ➤ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

On prend  $A_r$  : **5HA8** = 2,51 cm<sup>2</sup> avec  $S_t = 20 \text{ cm}$



**c. Vérifications à l'E.L.U :****➤ Condition de non fragilité :**

On doit vérifier que  $A_u > A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (f_{t28}/f_e) = 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot (0,21/40) = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A_u > A_{\min}$  (condition vérifiée).

**➤ Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \quad \text{avec :}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

fissuration préjudiciable

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{17,81 \cdot 10^3}{10^3 \cdot 130} = 0,137 \text{ MPa}$$

Ce qui donne  $\tau_u < \overline{\tau_u}$  (condition vérifiée).

**➤ L'espacement :****• Pour les armatures principales :**

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

On a  $S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$  (condition vérifiée).

**• Pour les armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

On a  $S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$  (condition vérifiée).

**➤ Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

On a :

$$\overline{\tau_{su}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} = \frac{17,81 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 130 \cdot 157} = 0,969 \text{ MPa} \quad \text{avec } (\sum U_i = n \Pi \Phi = 5 \times 3,14 \times 1,0 = 15,7 \text{ cm}).$$

Ce qui donne  $\tau_{su} < \overline{\tau_{su}}$  (condition vérifiée).

➤ **La longueur de scellement droit :**

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4\tau_s} = \frac{400 \times 10}{4 \times 2,835} = 352 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad l_s = 36 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

**III.4.3. Calcul a l'E.L.S :**

pour la dalle  $q_s = (G_t + Q_b) \cdot 1 \text{ m} = (5,14 + 3,5) = 8,64 \text{ KN/m}$

garde corps  $g_s = 1,46 \text{ KN/m}$

**Calcul des moments :**

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} + g_s \cdot l = \frac{8,64 \times 1,3^2}{2} + 1,46 \times 1,3 = 9,20 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

• **Dans l'acier :**

La fissuration étant préjudiciable, on vérifie :

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

Avec :  $\eta = 1,6$  pour HA si  $\Phi \geq 6 \text{ mm}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \left\{ 266,6, 201,63 \right\}$$

$$\boxed{\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}}$$

$$\rho_1 = 100A/b.d = (100 \times 3,92)/(100 \times 13) = 0,301 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,913 \quad \Rightarrow \quad K_1 = 42,47$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{9,2 \times 10^6}{392 \times 0,913 \times 130} = 197,73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

• **Dans le béton :**

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

$$\boxed{\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{197,73}{42,47} = 4,65 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

(Condition vérifiée).

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

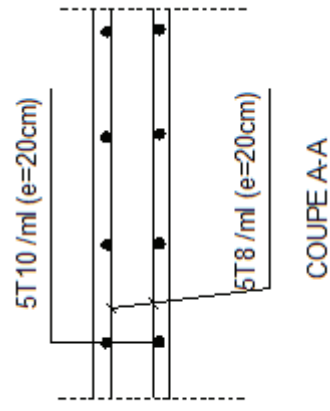
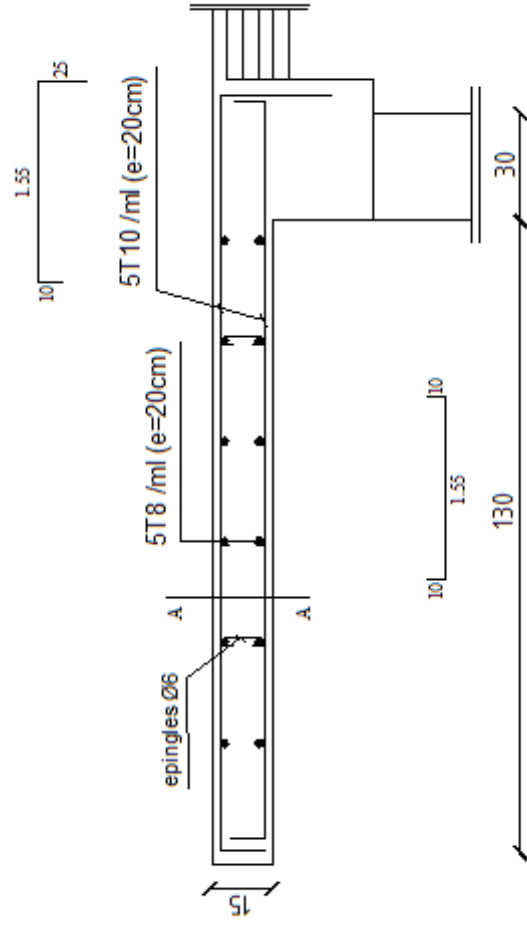
$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{Mt}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 > \frac{9.2}{10 \times 9.2} = 0,1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 13} = 0,003 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

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



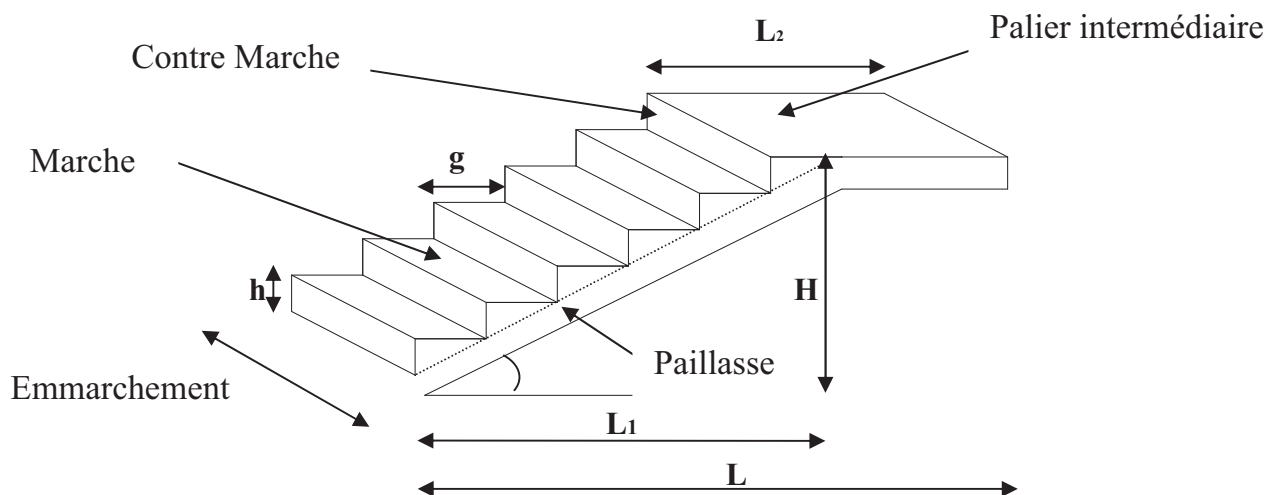
### III .5.Les escaliers :

**III .5.1.Introduction :** Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction.

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

Dans notre cas il est conçu en béton armé coulé sur place et il est partagé en deux volées avec un seul palier de repos.

### III .5.2-Terminologie :



### III .5.3.Notations utilisées :

$g$  : giron

$h$  : hauteur de la contre marche

$e$  : épaisseur de la paillasse et du palier

$H$  : hauteur d'une volée

$L_1$  : portée projetée de la paillasse

$L_2$  : largeur du palier

$L$  : somme de la longueur de la paillasse et du palier

$n$  : nombre de contre marches

$n-1$  : nombre de marches

## III .5.4. Prédimensionnement de l'escalier :

## 4-a- Schéma statique :

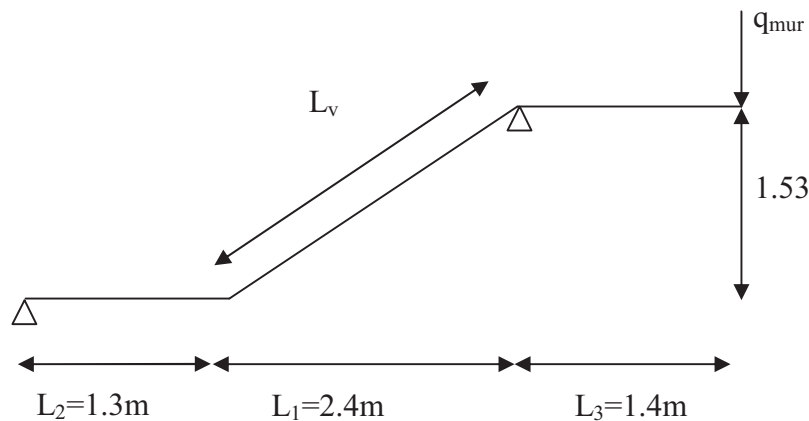


Fig.1.Schéma statique de l'escalier

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

$$60\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

On a les conditions suivantes :

Pour un bâtiment a usage d'habitation :

- $h$  : varie entre 14 et 20 cm (17 cm en moyenne)
- $g$  : varie entre 22 et 33 cm (26 cm en moyenne )

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

Le nombre de marche  $n-1$

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

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

## 4-b- Application :

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

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches} \longrightarrow n-1 = 8 \text{ marches}$$

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

$$\longrightarrow g = 30 \text{ cm}$$

## Vérification de la loi de Blondel :

$$60\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq 30+2(17) \leq 66\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**4-c-Prédimensionnement de la paillasse et du palier de repos :**

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

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

Avec:

$$L_0 = L_v + L_2$$

$L_v$ : longueur du volé

$$L_v = L_1 / \cos \alpha$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32,52$$

$$L_v = L_1 / \cos \alpha = 240 / \cos 32.52 = 284.62 \text{ cm}$$

$$L_0 = 284.62 + 140 = 424,62 \text{ cm}$$

$$\frac{424,62}{30} \leq ep \leq \frac{424,62}{20} \Leftrightarrow 14.15 \leq ep \leq 21.23 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow ep = 18 \text{ cm}$$

Donc on adopte une épaisseur de 18cm pour le palier et la paillasse.

**III .5.5.Charges et surcharges :**

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

**5-1-Charges permanentes :****A-Palier :**

$$G_p = G_{\text{revêtements}} + G_{\text{paillasse}}$$

$$\text{Poids propre : } 25 \times 0.18 \times 1 = 4.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Revêtements carrelage : ..... 0.44 KN/ml}$$

$$\text{Mortier de pose : ..... 0.44 KN/ml}$$

$$G_p = 5.38 \text{ KN/ml}$$



**B-volée :**

$$G_v = G_{\text{marches}} + G_{\text{revêtements}} + G_{\text{paillasse}}$$

$$\text{Poids de la paillasse : } 25 \times 0.18 \times 1 / \cos 32.52 = 5.33 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids des marches : } 25 \times 0.17 \times 1 / 2 = 2.125 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Revêtements carrelage : } \dots\dots\dots 0.44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Mortier de pose : } \dots\dots\dots 0.44 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Garde corps : } \dots\dots\dots 0.2 \text{ KN/ml}$$

$$G_v = 8.53 \text{ KN/ml}$$

**C-Mur extérieur :**

$$\text{On a } q_{\text{mur}} = 2.36 \text{ KN/m}^2$$

**5-2-Charges d'exploitations :**

$$\text{Volée: } Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier: } Q = 2.5 \text{ KN/ml}$$

**III .5.6.Calcul a l'ELU :****6-1-combinaison de charges :****a-palier :**

$$q_p = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 5.38 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 11 \text{ KN/ml.}$$

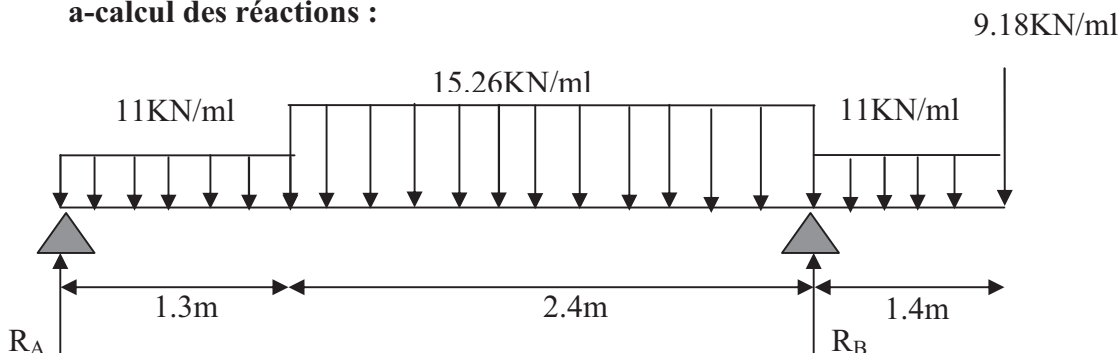
**b-volée :**

$$q_v = 1.35 G + 1.5 Q = (1.35 \times 8.53 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 15.26 \text{ KN/ml.}$$

**c-charge concentrées :**

$$q_{\text{mur}} = 2.36 \times (3.06 - 0.18) = 6.8 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\text{mur}} = 1.35 \times 6.8 \times 1 = 9.18 \text{ KN/ml.}$$

**6-2- Calcul des efforts internes :****a-calcul des réactions :****Fig.2.Schéma statique de l'escalier a l'ELU**

Calcul des réactions avec les lois de la RDM :

**Réactions d'appuis :**

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 75.5 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 3.7 = 215.41 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} R_B = 58.22 \text{ KN} \\ R_A = 17.28 \text{ KN} \end{cases}$$

**b-Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants :**

$$0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T(x) = 17.28 - 11(x)$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = 17.28 \text{ KN} \\ x = 1.3 \text{ m} \Rightarrow T(1.3) = 2.98 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/G = 0 \Rightarrow M(x) = 17.28x - 11 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.3 \text{ m} \Rightarrow M(1.3) = 13.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$1.3 \leq x \leq 3.7 \text{ m}$$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T(x) = 2.98 - 15.26(x - 1.3)$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 1.3 \text{ m} \Rightarrow T(1.3) = 2.98 \text{ KN} \\ x = 3.7 \text{ m} \Rightarrow T(3.7) = -33.64 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/G = 0 \Rightarrow M(x) = 17.28x - 11 \times 1.3(x - 0.65) - 15.26 \frac{(x - 1.3)^2}{2}$$

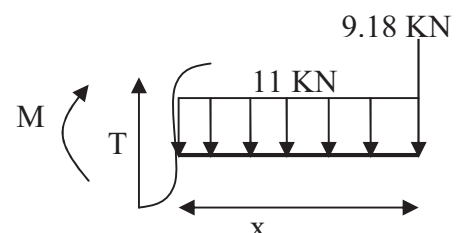
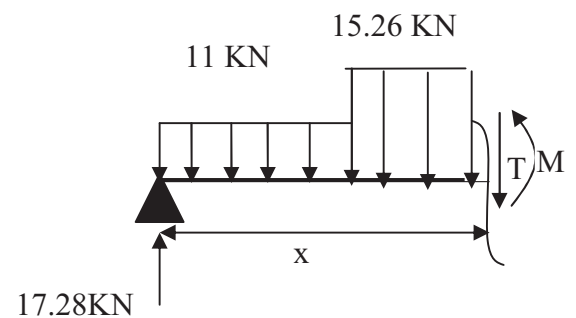
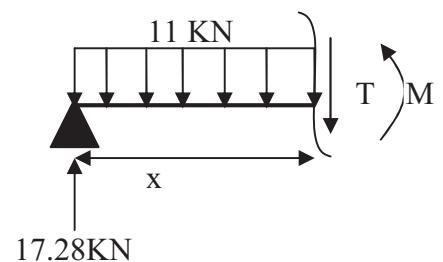
$$\begin{cases} x = 1.3 \text{ m} \Rightarrow M(1.3) = 13.16 \text{ KN.m} \\ x = 3.7 \text{ m} \Rightarrow M(3.7) = -23.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$$

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T(x) = 11x + 9.18$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = 9.18 \text{ KN} \\ x = 1.4 \text{ m} \Rightarrow T(1.4) = 24.58 \text{ KN} \end{cases}$$



$$\sum M/G = 0 \Rightarrow M(x) = -11 \frac{x^2}{2} - 9.18x$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.4 \text{ m} \Rightarrow M(1.4) = -23.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

A fin de tenir compte des semi encastrements, les moments en travées et aux appuis seront affectés de 0.85 et 0.3 respectivement

**Calcul  $M_{\max}$ :**  $T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$

$$M(x) = 17.28x - 14.3(x - 0.65) - 15.26 \frac{(x-1.3)^2}{2}$$

$$\Rightarrow T(x) = 22.81 - 15.26x$$

$$\Rightarrow X = \frac{22.81}{15.26} = 1.49 \text{ m}$$

$$M(1.49) = M_{\max} = 13.44 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times 13.44 = 11.42 \text{ KN.m} \\ M_A = -0.3 \times 13.44 = -4.03 \text{ KN.m} \\ M_B = -23.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

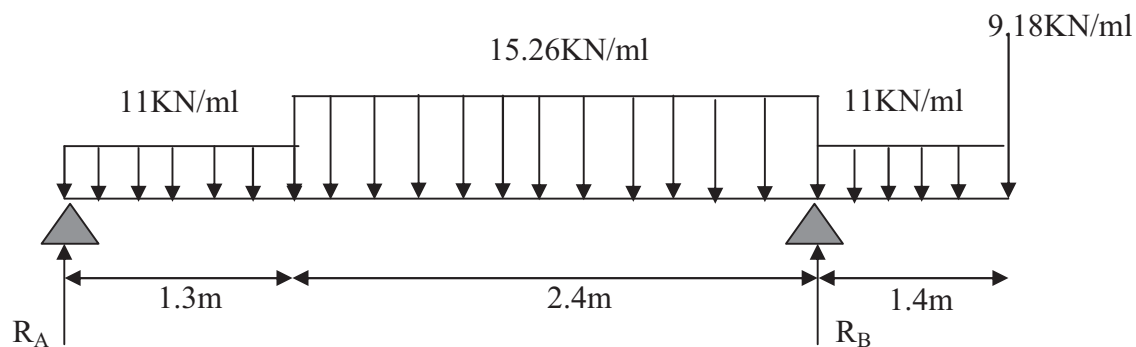


Fig.3. Schéma statique de l'escalier à l'ELU

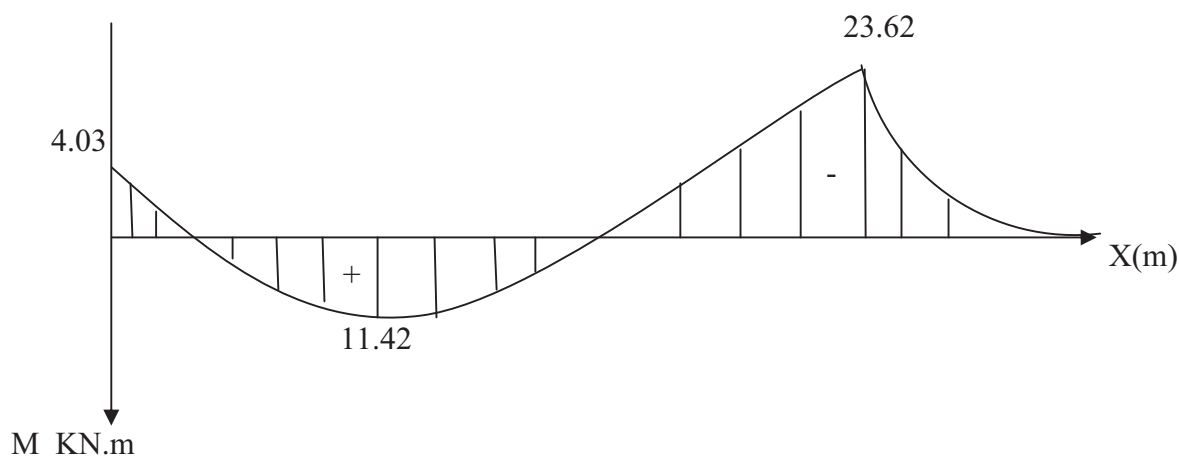


Fig.4. Diagramme du moments fléchissant à l'ELU

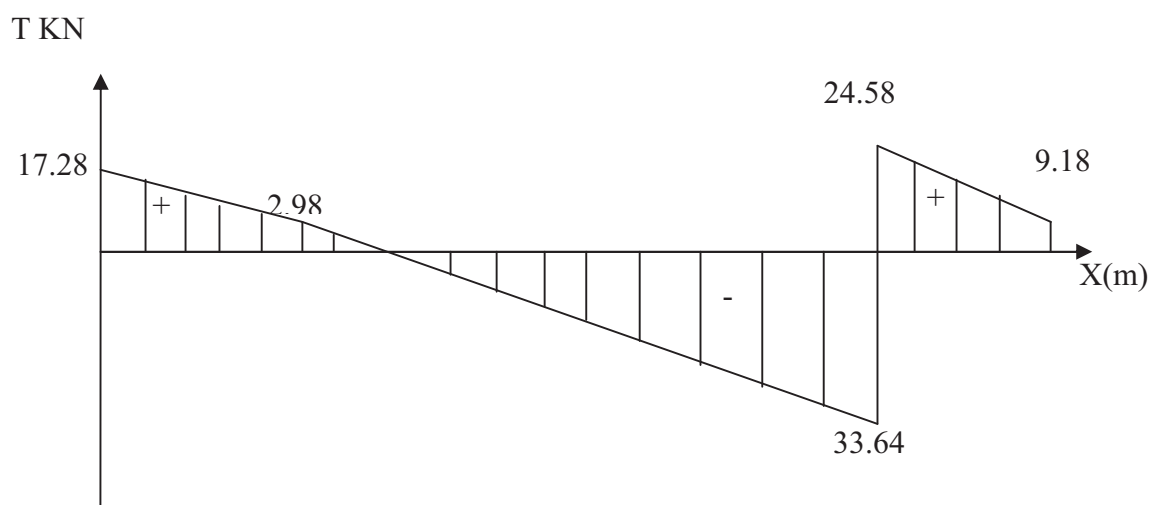


Fig.5. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

**6-3-calcul du ferrailage :**

Le calcul se fera en flexion simple en utilisant les moments et les efforts tranchants définis dans les digrammes précédents.

**a-appui A :**

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.03 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.011 < 0.392$$

$$\Rightarrow \text{SSA et } \beta = 0.994$$

$$A_{appA} = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.03 \times 10^3}{0.994 \times 16 \times 348} = 0.728 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup> avec un espacement St = 25 cm

**Armatures de répartitions :**

$$A_{r(appA)} = \frac{A_{appA}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

soit : 4 HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec un espacement St = 25 cm

**b-appui B :**

$$\mu_b = \frac{M_u^b}{bd^2 f_{bc}} = \frac{23.62 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.064 < 0.392$$

$$\Rightarrow \text{SSA et } \beta = 0.967$$

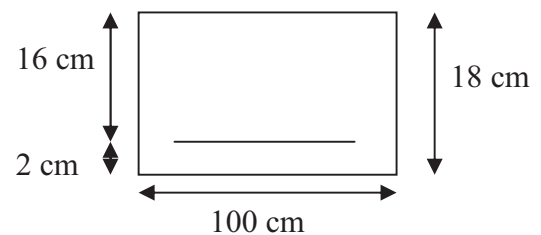
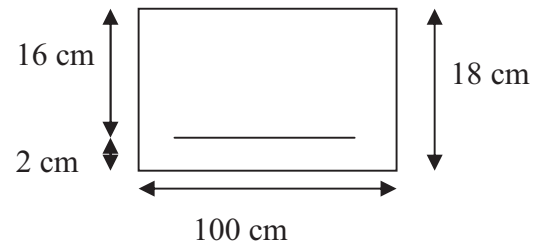
$$A_{appB} = \frac{M_u^b}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23.62 \times 10^3}{0.967 \times 16 \times 348} = 4.38 \text{ cm}^2$$

Soit : 5 HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup> avec un espacement St = 20 cm

**Armatures de répartitions :**

$$A_{r(appB)} = \frac{A_{appB}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

soit : 4 HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup> avec un espacement St = 25 cm

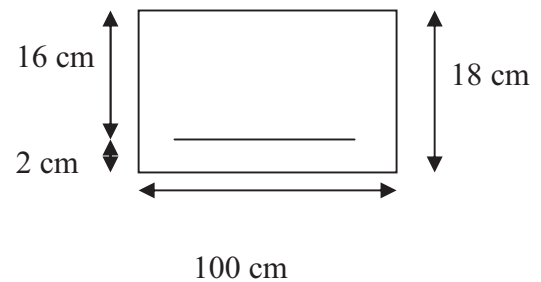


**c – En travées :**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.42 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.031 < 0.392$$

$$\Rightarrow \text{SSA et } \beta = 0.984$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.42 \times 10^3}{0.984 \times 16 \times 348} = 2.08 \text{ cm}^2$$



Soit : 4 HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup> avec un espacement St = 25 cm

**Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

soit : 4 HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup> avec un espacement St = 25 cm

### III .5.7. Les vérifications à l'ELU :

**a) condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 16 \times 2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{appA}} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$A_{\text{appB}} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

**b) Espacement des barres :**

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

**Armatures principales :**

$$St_{\max} \leq \min\{3h, 33\text{cm}\}$$

$$St_{\max} \leq \min\{54\text{cm}, 33\text{cm}\}$$

$$St_{\max} \leq 33\text{cm}$$

- Sur appui A :  $St=25\text{ cm} \leq 33\text{ cm} \implies$  vérifiée
- Sur appui B :  $St=20\text{ cm} \leq 33\text{ cm} \implies$  vérifiée
- En travée :  $St=25\text{ cm} \leq 33\text{ cm} \implies$  vérifiée

**Armatures de répartitions :**

$$St_{\max} \leq \min\{4h, 45\text{cm}\}$$

$$St_{\max} \leq \min\{72, 45\text{cm}\}$$

$$St_{\max} \leq 45\text{cm}$$

- Sur appui A :  $St=25\text{ cm} \leq 45\text{ cm} \implies$  vérifiée
- Sur appui B :  $St=25\text{ cm} \leq 45\text{ cm} \implies$  vérifiée
- En travée :  $St=25\text{ cm} \leq 45\text{ cm} \implies$  vérifiée

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

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

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

$$\tau_{Se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

avec :  $\Psi_s = 1,5$  pour les barres de hautes adhérences

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4\text{mm}$$

$$\tau_{Se} = \frac{33,64 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 188,4} = 1,23\text{MPa}$$

$$\tau_{Se} < \bar{\tau}_{Seu} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement dans les barres longitudinales.

**d) Vérification de l'ancrage des barres :**

On doit vérifier que :  $\tau_{Se} \leq \tau_{Su}$

$$\tau_{Su} = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

⇒ Condition vérifiée

- La longueur de scellement droit :**

$$l_s = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_s} = \frac{400 \times 12}{4 \times 2,835} = 423,2 \text{ mm} \Rightarrow l_s = 43 \text{ cm}$$

- Influence de l'effort au voisinage des appuis (BAEL91 art 5.1.312) :**

**Influence sur le béton :**

Nous devons vérifier la condition suivante :

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad \text{Avec } a = 0,9 \cdot d$$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,9 \times 16 \times 100 \times 2,5 / 1,5 = 960 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 33,64 \text{ KN} < \bar{V}_u = 960 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Influence sur les aciers :**

$$A_u = \frac{v_u^{\max}}{\sigma_s} \leq \min \{A_{appA}, A_{appB}\}$$

$$A_u = \frac{33,64 \times 10^3}{348} = 96,66 \text{ mm}^2 = 0,966 \text{ cm}^2 \leq A_{appA} = 3,14 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition vérifiée

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

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{33,64 \times 10^3}{10^3 \times 160} = 0,210 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :

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

$$\tau_u = 0,210 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.



## III .5.8. Calcul a l'ELS :

- Combinaison de charges à l'ELS :

$$q_s = G + Q$$

**Palier :**  $q_p = G + Q = (5,38 + 2,5) \times 1 = 7.85 \text{ KN/ml.}$

**Volée :**  $q_v = G + Q = (8.53 + 2,5) \times 1 = 11.03 \text{ KN/ml.}$

**Mur ext :**  $q_{\text{mur}} = 6.8 \text{ KN/ml.}$

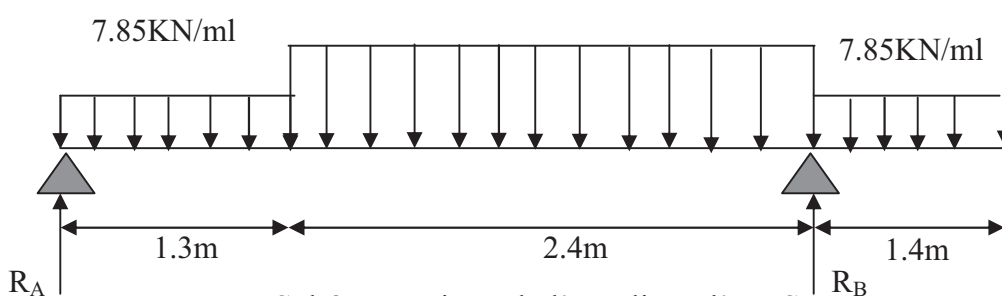


Fig.6. Schéma statique de l'escalier a l' ELS

Calcul des réactions avec les lois de la RDM :

**Réactions d'appuis :**

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 54.46 \text{ KN}$$

$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B \times 3.7 = 155.84 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} R_B = 42.12 \text{ KN} \\ R_A = 12.34 \text{ KN} \end{cases}$$

**b-Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants :**

$$0 \leq x \leq 1.3 \text{ m}$$

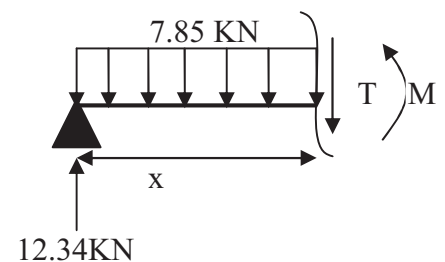
$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T(x) = 12.34 - 7.85 (x)$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = 12.34 \text{ KN} \\ x = 1.3 \text{ m} \Rightarrow T(1.3) = 2.13 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M /_G = 0 \Rightarrow M(x) = 12.34 x - 7.85 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.3 \text{ m} \Rightarrow M(1.3) = 9.4 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$1.3 \leq x \leq 3.7 \text{ m}$$

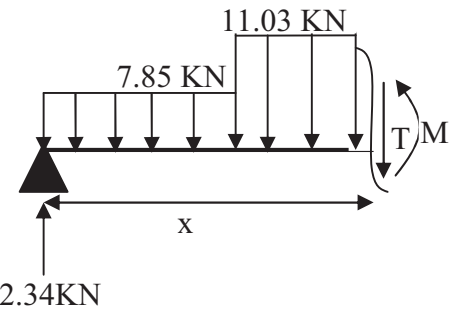
$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T(x) = 2.13 - 11.03 (x - 1.3)$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 1.3 \text{ m} \Rightarrow T(1.3) = 2.13 \text{ KN} \\ x = 3.7 \text{ m} \Rightarrow T(3.7) = -24.34 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/G = 0 \Rightarrow M(x) = 12.34 x - 10.2(x - 0.65) - 11.03 \frac{(x - 1.3)^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 1.3 \text{ m} \Rightarrow M(1.3) = 9.41 \text{ KN.m} \\ x = 3.7 \text{ m} \Rightarrow M(3.7) = -17.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$



$$0 \leq x \leq 1.4 \text{ m}$$

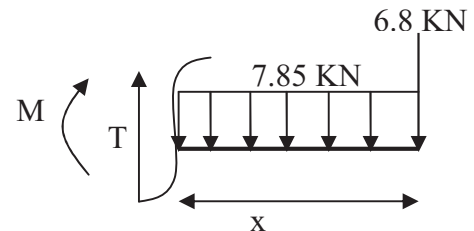
$$\sum F_v = 0 \Rightarrow T(x) = 7.85x + 6.8$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow T(0) = 6.8 \text{ KN} \\ x = 1.4 \text{ m} \Rightarrow T(1.4) = 17.79 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/G = 0 \Rightarrow M(x) = -7.85 \frac{x^2}{2} - 6.8x$$

$$\begin{cases} x = 0 \text{ m} \Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.4 \text{ m} \Rightarrow M(1.4) = -17.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$



A fin de tenir compte des semi encastremets, les moments en travées et aux appuis seront affectés de 0.85 et 0.3 respectivement

**Calcul  $M_{\max}$ :**  $T(x) = \frac{dM(x)}{dx}$

$$M(x) = 12.34 x - 10.2(x - 0.65) - 11.03 \frac{(x - 1.3)^2}{2}$$

$$T(x) = 16.46 - 11.03 x$$

$$\Rightarrow X = \frac{16.46}{11.03} = 0.670 \text{ m}$$

$$M(0.67) = M_{\max} = 5.87 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times 5.87 = 4.9 \text{ KN.m} \\ M_A = -0.3 \times 5.87 = -1.76 \text{ KN.m} \\ M_B = -17.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

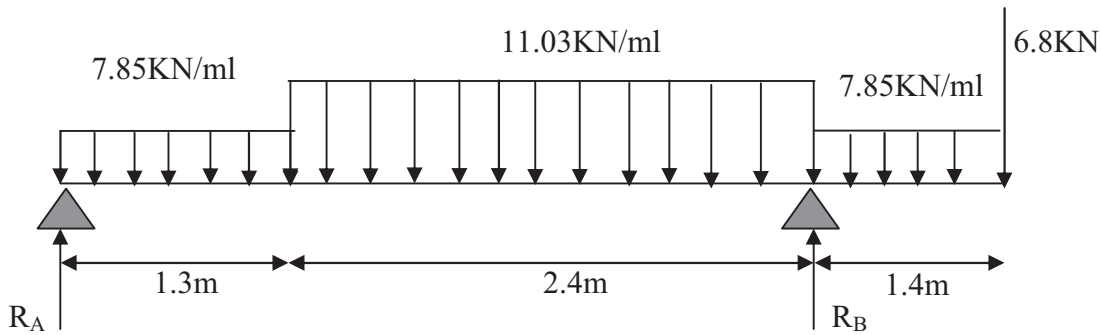


Fig.7. Schéma statique de l'escalier a l'ELS

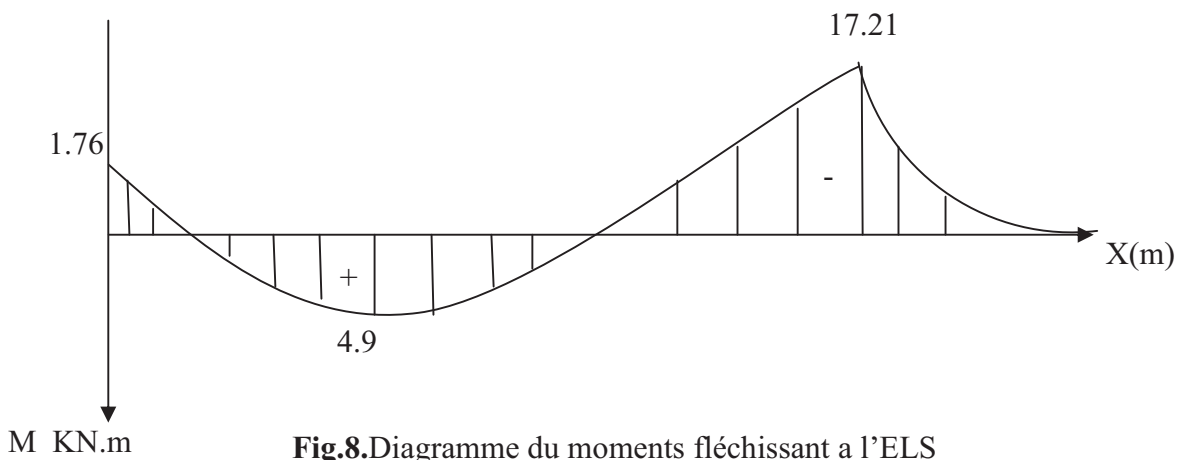


Fig.8. Diagramme du moments fléchissant a l'ELS

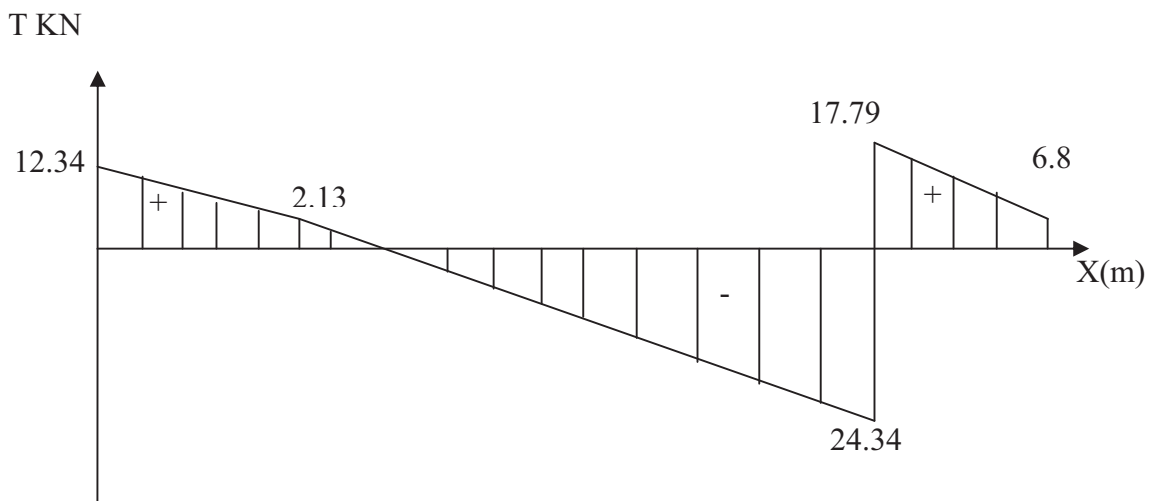


Fig.9. Diagramme de l'effort tranchant a l'ELS

**c) Vérification a l'ELS :**

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

Vérification  $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$  avec  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Pour une section rectangulaire (b.h) avec b=100cm, h=18cm, acier Fe400 et la fissuration est peu nuisible, si la relation (I) est vérifiée il n'y a pas lieu de vérifier  $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{------(I) Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Appui A :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{4.03}{1.76} = 2.28$$

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.76 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,0048$$

$$\alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \Rightarrow \alpha = 0,006$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2.28 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,89 > \alpha = 0,006 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Appui B :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{27.66}{18.97} = 1.45$$

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{18.97 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,052$$

$$\alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \Rightarrow \alpha = 0,066$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.45 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,475 > \alpha = 0,066 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11.42}{4.9} = 2.33$$

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.9 \times 10^3}{100 \times (16)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,013$$

$$\alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \Rightarrow \alpha = 0,016$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2.33 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.915 > \alpha = 0,016 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la flèche :**

Selon les règles du BAEL 91 (art B.6.5.1) le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

a)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$  avec : h : hauteur de la section égale a 18 cm

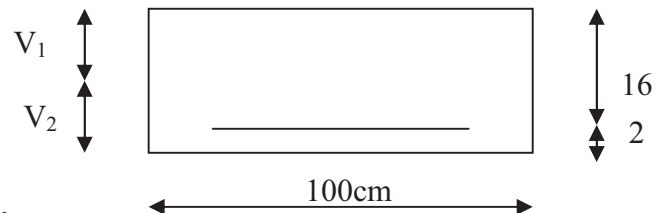
b)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$  L : portée libre

c)  $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$  A : section des armatures tendues.

a)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.18}{3.7} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$  condition non vérifiée

nous devons donc vérifier la flèche :

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$



Avec :  $f_i$  : flèche due aux charges instantanées,

$E$  : Module de la déformation instantanée ;

$M_s$  : moment max en travée ;

$I$  : moment d'inertie de la section homogène ;

$$E_i = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 4.52} = 9.25 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.25 = 8.75 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} \left( 9.25^3 + \overline{8.75}^3 \right) + 15 \times 4.52 (8.75 - 2)^2$$

$$I_0 = 51801.63 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{M_s \times L^2}{10 E_i \times I_{fi}} = \frac{4.9 \times 10^5 \times 370^2}{10 \times 10818.865 \times 10^2 \times 51801.63} = 0.11 \text{ cm}$$

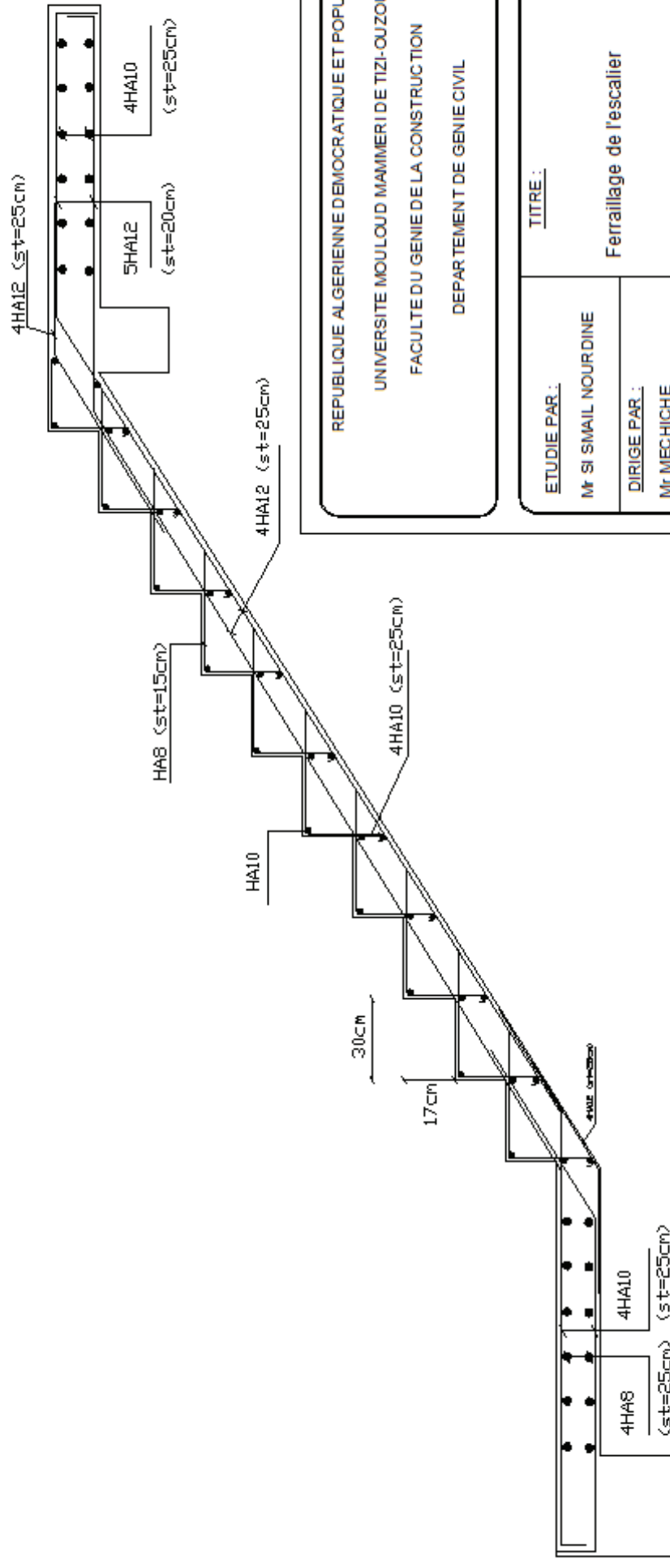
$$f_i < \overline{f} \implies \text{condition vérifiée.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :** BAEL 91, Art A.5.34

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

**Remarque :** On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux.

**Conclusion :** le ferrailage adopté à l'ELU est satisfaisant.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZ-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR : Mr SI SMAIL NOURDINE	TITRE : Ferrailage de l'escalier	
	DIRIGE PAR : Mr MECHICHE	
PROMOTION 2012/2013	PLANCHE N°	ECHELLE

### III.6. Calcul de la poutre palière :

La poutre palière, se trouve au niveau du palier elle est encastree a ses extremités dans les poteaux et elle est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier.

#### III.6. 1.Prédimensionnement :

La portée de cette poutre est de 3.4m

##### ▪ La hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10}$$

Tel que :

$h_p$  : La hauteur de la poutre.

$L$  : La portée libre de la poutre.

$$\text{D'où : } \frac{340\text{cm}}{15} \leq h_p \leq \frac{340\text{cm}}{10}$$

$$22.66\text{cm} \leq h_p \leq 34\text{cm}$$

On prend :  $h_p = 30\text{cm}$

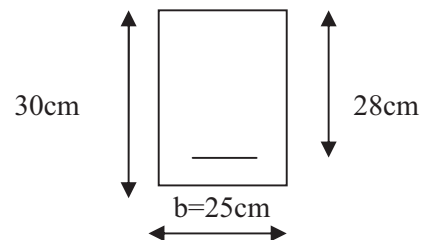
##### ▪ La largeur de la poutre :

$$0,4.h_p \leq b \leq 0,7.h_p$$

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

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

On prend :  $b = 25\text{cm}$



**Recommandation du RPA 99 version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_p \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_p}{b} \geq 4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_p}{b} \geq 4 \end{array} \right.$$

$$\text{D'où : } \frac{h_p}{b} \geq \frac{30}{25} = 1,2 \geq 4$$

Les conditions sont vérifiées.

#### III.6. 2.Détermination des charges et surcharges :

La poutre palière sera sollicitée par ;

-Son poids propre  $G = 0,25 \times 0,3 \times 25 = 1,875 \text{ KN/m}$

-Réactions du palier :

$$\text{L'E.L.U : } R_u = 58.22 \text{ KN}$$

$$\text{L'E.L.S : } R_s = 42.12 \text{ KN}$$

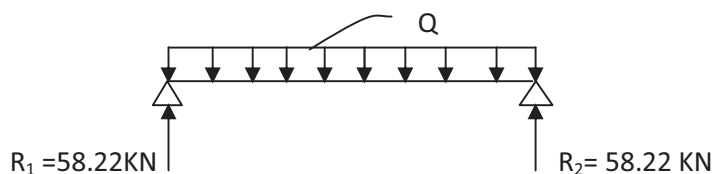


Fig.1. schéma statique



## III.6. 3. Calcul à l'ELU :

Calcul des efforts internes :

$$q_u = 1.35G + \frac{2R_1}{L}$$

$$q_u = 1.35 \times (1.875) + \frac{2 \times 58.22}{3.4} = 36.77 \text{ KN/ml}$$

▪ **Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{36.77 \times 3.4^2}{8} = 53.13 \text{ KN.m}$$

▪ **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{36.77 \times 3.4}{2} = 62.50 \text{ KN}$$

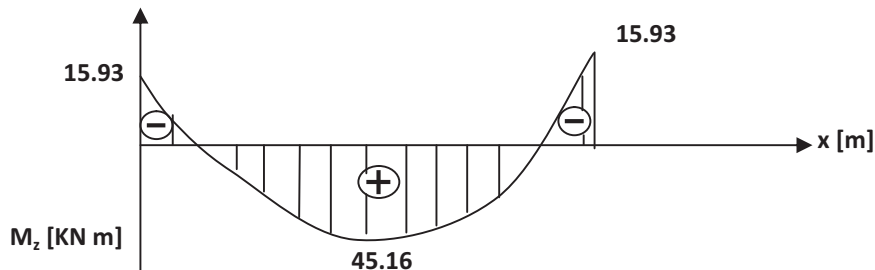
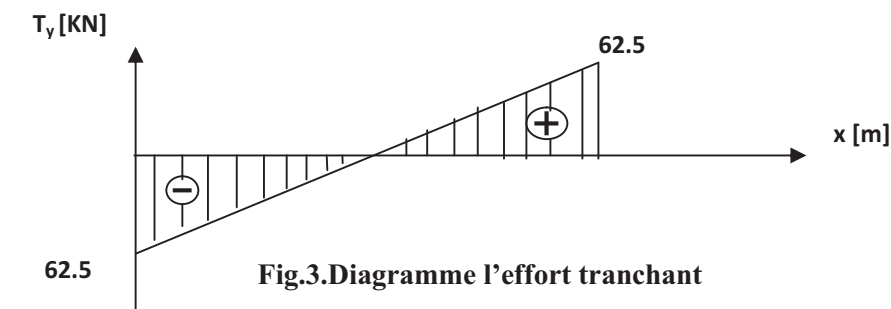
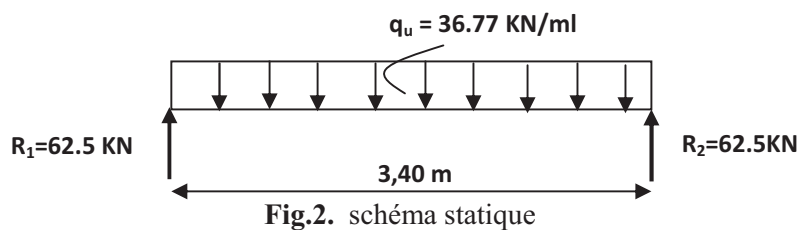
▪ **Moment fléchissant :**

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0.3M_u = -15.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85M_u = 45.16 \text{ KN.m}$$

**Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :**



**Ferraillage :****1. Calcul des armatures longitudinales :**▪ **Aux appuis:**

$$\mu_b = \frac{M_a^u}{bd^2 f_{6c}} = \frac{15.93 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,057 \quad \mu_l = 0,392 \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,057 \quad \beta = 0,970$$

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\beta d \sigma_{St}} = \frac{15.93 \times 10^6}{0,970 \times 28 \times 34,8} = 1.68 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

▪ **En travées :**

$$\mu_b = \frac{M_t^u}{bd^2 f_{6c}} = \frac{45.16 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,162 \quad \mu_l = 0,392 \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,162 \quad \beta = 0,911$$

$$A_{st} = \frac{M_t^u}{\beta d \sigma_{St}} = \frac{45.16 \times 10^6}{0,911 \times 28 \times 34,8} = 5.08 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA16 = 6.03 cm<sup>2</sup>**

**NB :** Selon le RPA99 le pourcentage total minimale des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0.5% en toute section.

$$\text{D'où : } 3.39 + 6.03 = 9.42 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \frac{bh}{100} = 0,5 \frac{25 \times 30}{100} = 3,75 \text{ cm}^2$$

Donc :  $9.42 \text{ cm}^2 > 3,75 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée

**III.6. 4. Vérifications :**▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**  $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée

**En travée :**  $A_t = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$  Condition vérifiée

■ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} < \bar{\tau}_u$

tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Fissuration non préjudiciable.}$$

$$\tau_u = 0,892 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée Il n'y a pas risque de cisaillement.}$$

■ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis sur le béton :**

On doit vérifier que :

$$\frac{2}{b} \frac{V_u^{\max}}{a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad V_u^{\max} \leq 0,267 a b f_{c28}$$

$$V_u^{\max} \leq 0,267 \cdot 0,9 \cdot 280 \cdot 250 \cdot 25 = 420,5 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 62,5 \text{ KN} < 420,5 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

■ **Vérification de l'adhérence des barres aux appuis :**

$$U_i = n \cdot \pi \cdot r = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{Se} = \frac{V_u}{0,9.d} \cdot \frac{1}{U_i} = \frac{62,5 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 280 \cdot 113,04} = 2,19 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{Se} = 2,19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{Seu} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

■ **Vérification de l'ancrage des barres :**

On a :

$$l_s = \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

**Aux appuis :**  $l_s = \frac{400 \cdot 1,2}{4 \cdot 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad \text{on opte : } l_s = 43 \text{ cm}$

**En travée :**  $l_s = \frac{400 \cdot 1,6}{4 \cdot 2,835} = 56,43 \text{ cm} \quad \text{on opte : } l_s = 58 \text{ cm}$

## 2. Calcul des armatures transversales :

### ➤ Le diamètre :

$$t \quad \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; t \right\}$$

$$t \quad \min \frac{30}{35} ; \frac{25}{10} ; 1,6 = 0,857 \text{ cm}$$

Soit :  $\Phi_{tr} = 8 \text{ mm}$

### ➤ Espacement :

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

$$S_t \quad \min (0,9 \times 28 ; 40) = 25,2 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$

$$\text{Soit : } A_{tr} = 6HA8 = 3,02 \text{ cm}^2$$

La section d'armature transversale doit vérifiée:

$$\frac{A_{tr} x f_e}{b x S_t} \quad 0,4 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \frac{3,02 \times 400}{25 \times 20} \quad 2,41 \quad 0,4 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  condition vérifiée

### ➤ vérifications :

D'après RPA l'espacement maximum entre les armatures transversales est come suit :

**Appuis (Zone nodale) :**

$$l \quad \min \frac{h}{4} ; 12 \quad l$$

$$l \quad \min \frac{30}{4} ; 12 \quad 1,4 = 7,5 \text{ cm}$$

Soit :  **$S_t = 7 \text{ cm}$**

**En travée (Zone courante) :**

$$S_t \quad \frac{h}{2} \quad \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

**Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,01 > A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

## III.6. 5.Calcul a l'ELS :

Calcul des efforts internes :

$$q_s = G + \frac{2 R_s}{L}$$

$$q_s = 1.875 + \frac{2 \times 42.12}{3.4} = 26.65 \text{ KN/ml}$$

▪ **Moment isostatique :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{26.65 \times 3.4^2}{8} = 38.5 \text{ KN.m}$$

▪ **Effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{26.65 \times 3.4}{2} = 45.3 \text{ KN}$$

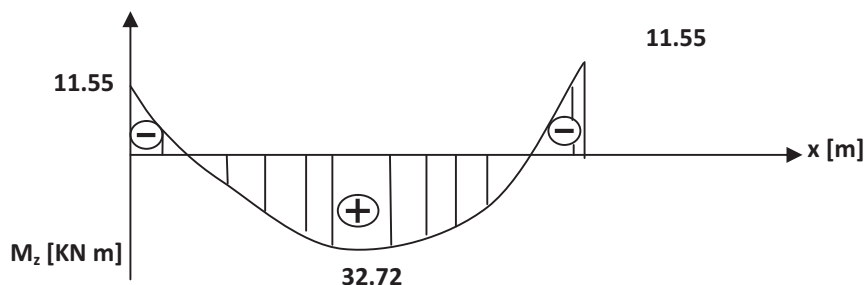
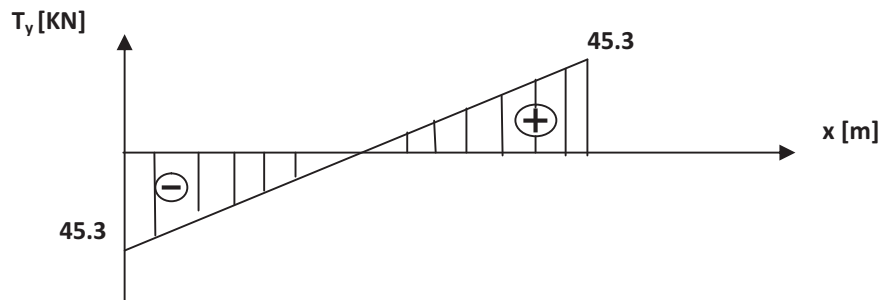
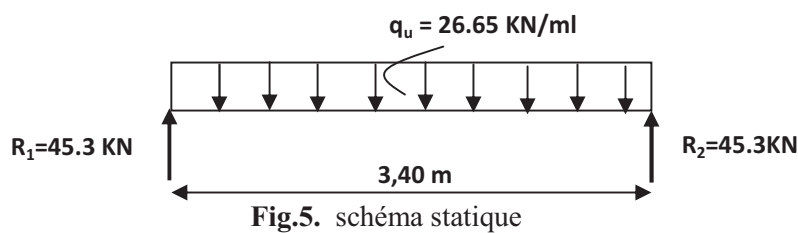
▪ **Moment fléchissant :**

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0.3 M_s = -11.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85 M_s = 32.72 \text{ KN.m}$$

**Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :**



## III.6. 6.Vérification a l'ELS :

## ■ Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Vérification  $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$  avec  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15MPa$

Pour une section rectangulaire (b.h) , acierFe400 et la fissuration est peu

nuisible, si la relation (I) est vérifiée il n'y a pas lieu de vérifier  $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\alpha \frac{\gamma}{d} \frac{1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{-----} (I) \text{ Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{15.93}{11.55} = 1.37$$

$$\mu = \frac{M_s}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{11.55 \cdot 10^3}{25 \cdot (28)^2 \cdot 14,2} \quad \mu = 0,041$$

$$\alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \quad \alpha = 0,052$$

$$\frac{\gamma}{2} \frac{1}{d} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.37}{2} \frac{1}{25} + \frac{25}{100} = 0,43 \quad \alpha = 0,052 \quad \text{Condition vérifiée}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{45.16}{32.72} = 1.38$$

$$\mu = \frac{M_s}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{32.72 \cdot 10^3}{25 \cdot (28)^2 \cdot 14,2} \quad \mu = 0,11$$

$$\alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \quad \alpha = 0,15$$

$$\frac{\gamma}{2} \frac{1}{d} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38}{2} \frac{1}{25} + \frac{25}{100} = 0,44 \quad \alpha = 0,15 \quad \text{Condition vérifiée}$$

## ■ Vérification de la flèche :

Selon les règles du BAEL 91 (art B.6.5.1) le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

a)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$  avec : h : hauteur de la section

b)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$  L : portée libre

c)  $\frac{A}{b_0.d} \geq \frac{4,2}{f_e}$  A : section des armatures tendues.

$$\blacksquare \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.3}{3.4} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.088 > 0.0625 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$b) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \quad \frac{0.3}{3.4} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{11.55}{38.5} \quad 0.088 > 0.03 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

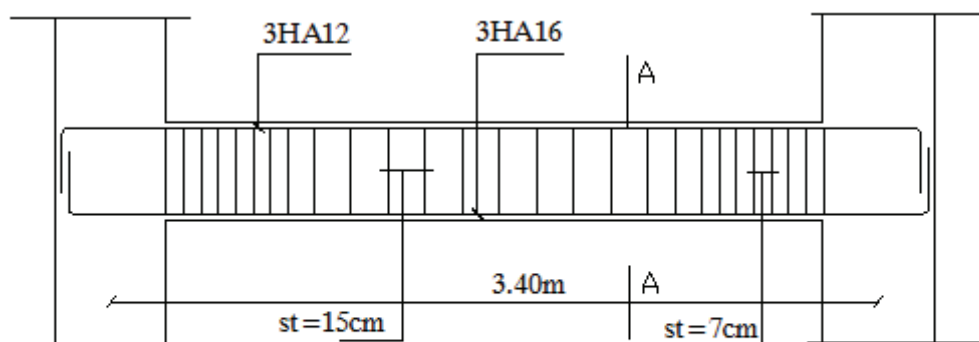
$$c) \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4,2}{f_e} \quad \frac{3.39}{25 \times 28} \geq \frac{4,2}{400} \quad 0.0048 < 0.01 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc on ne va pas vérifier la flèche.

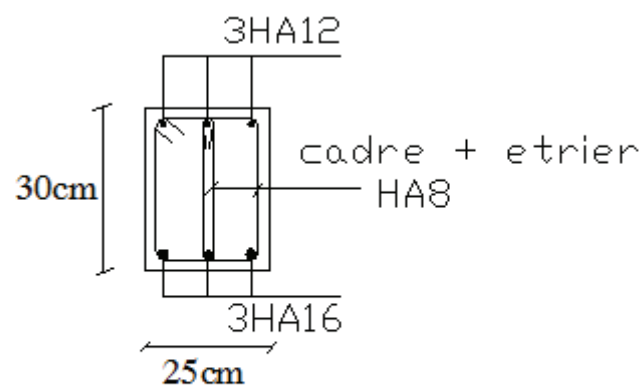
❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :** BAEL 91, Art A.5.34

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

**Conclusion :** le ferrailage adopté à l'ELU est satisfaisant.



Ferrailage de la Poutre Palière (25x30)



Coupe A-A

REPUBLIQUE A UNIVERSI FACULT I
ETUDE PAR: Mr SI SMAIL NOURDNE



## III.7. Porte à faux :

### III.7.1. Dimensionnement de porte à faux :

Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisée en dalle pleine.

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

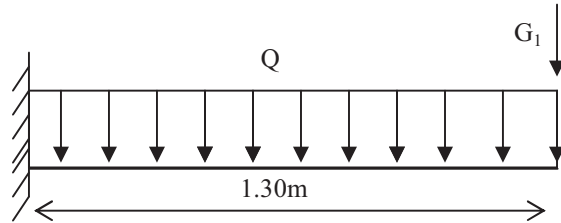


Fig. 1. Schéma Statique

Q : charges et surcharges verticales revenant au porte à faux.

G<sub>1</sub> : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du mur double cloison.

### III.5.1. Dimensionnement du porte à faux

L'épaisseur du porte à faux est déterminée comme suit

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

On prend E<sub>p</sub> = 15 cm

### III.7.2. Charge et surcharge du porte à faux :

- Les surcharges d'exploitation :

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{Porte à faux à usage d'habitation.})$$

- Les charges permanentes :

carrelage (2cm).....	0,02x22=0,44KN/m <sup>2</sup>
mortier de pose (2cm).....	0,02x22=0,44KN/m <sup>2</sup>
couche de sable (2cm).....	0,02x18=0,36KN/m <sup>2</sup>
enduit de ciment (1.5cm).....	0,01x15=0,15KN/m <sup>2</sup>
la dalle pleine (15cm).....	0,15x25x1 = 3.75KN / m <sup>2</sup>
	<b>G<sub>t</sub>=5,14KN/m<sup>2</sup></b>

- La charge concentrée :

$$G_1 = (2,36 \times 2,76) \times 1m = 6.51 \text{ KN / ml}$$

AVEC G=2.36kN/ m<sup>2</sup> ..... (du chapitre 2)

### III.7.3. Calcul à L'ELU :

- Combinaisons de charge :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)1m = 1.35 \times 5,14 + 1.5 \times 15 = 9.18 \text{ KN / m}$$

$$q_{u1} = (1.35 G_1)1m = 1.35 \times 6.51 = 8.78 \text{ KN}$$

- Moments fléchissant

Le moment total agissant aura la valeur

$$M_u = -\left(\frac{q_u L^2}{2} + q_{u1} L\right) = -\left(\frac{9.18 \times 1.30^2}{2} + 8.78 \times 1.30\right) = -19.17 \text{ KN m}$$

Remarque : Le signe (-) indique que la fibre supérieure est tendue.

- **Effort tranchant**

$$V_u = q_u L + q_{u1} = 9.18 \times 1.3 + 8.78 = 20.71 \text{ KN}$$

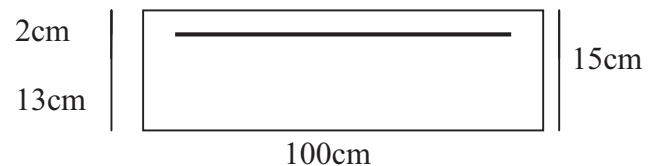
## 2. Ferrailage :

- **Les armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.17 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.079 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.079 \Rightarrow \beta = 0.959.$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{19.17 \times 10^3}{0.959 \times 13 \times 348} = 4.41 \text{ cm}^2$$



On adopte 5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup> Avec : St = 20cm

- **Les armatures de répartition**

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

On adopte 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup> Avec : St = 25 cm

### III.7.4. Vérifications a L'ELU:

- **Vérification de la condition de non fragilité :** (Art 4.21/BAEL 91)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 5.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la condition de l'adhérence des barres** (Art 6.13/BAEL 91)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 3.14 \times 5 \times 1.2 = 18.84 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{20.71 \times 10}{0.9 \times 13 \times 18.84} = 0.93 \text{ MPa} < 3.15 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec  $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right\} = 3.3 MPa$  (fissuration non préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{20.71 \times 10}{100 \times 13} = 0.159 MPa < \bar{\tau}_u = 3.3 MPa \text{ Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'écartement des barres :**

Armatures principales :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée

Armatures secondaires :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée

### III.7.5. Calcul à L'ELS :

- **Combinaison de charge :**

$$q_s = (G + Q)1m = 5,14 + 1,5 = 6.64 \text{ KN / ml}$$

$$q_{s1} = G_1 \times 1m = 6.51 \text{ KN}$$

- **Moment fléchissant :**

Le moment total agissant aura la valeur

$$M_s = - \left( \frac{q_s L^2}{2} - q_{s1} L \right) = - \left( \frac{6.64 \times 1.30^2}{2} + 6.51 \times 1.30 \right) = 14.07 \text{ KN m}$$

### III.7.6. Vérification des contraintes à l'E.L.S :

- **Dans l'acier :**

La fissuration étant peu nuisible, on vérifie :

$$\bar{\sigma}_s = 400 / 1.15 = 348 MPa$$

$$\rho_1 = 100A/b.d = (100 \times 5.65) / (100 \times 13) = 0.434 \Rightarrow \beta_1 = 0.899 \Rightarrow K_1 = 34.5$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \beta_1 . d} = \frac{14.07 \times 10^6}{565 \times 0.899 \times 130} = 213.07 MPa < \bar{\sigma}_s = 348 MPa \text{ (condition vérifiée).}$$

- **Dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$$

..

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{213.07}{34.5} = 6.17 MPa < 15 MPa \text{ (Condition vérifiée).}$$

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

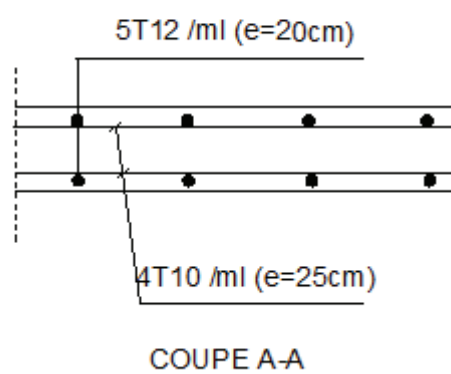
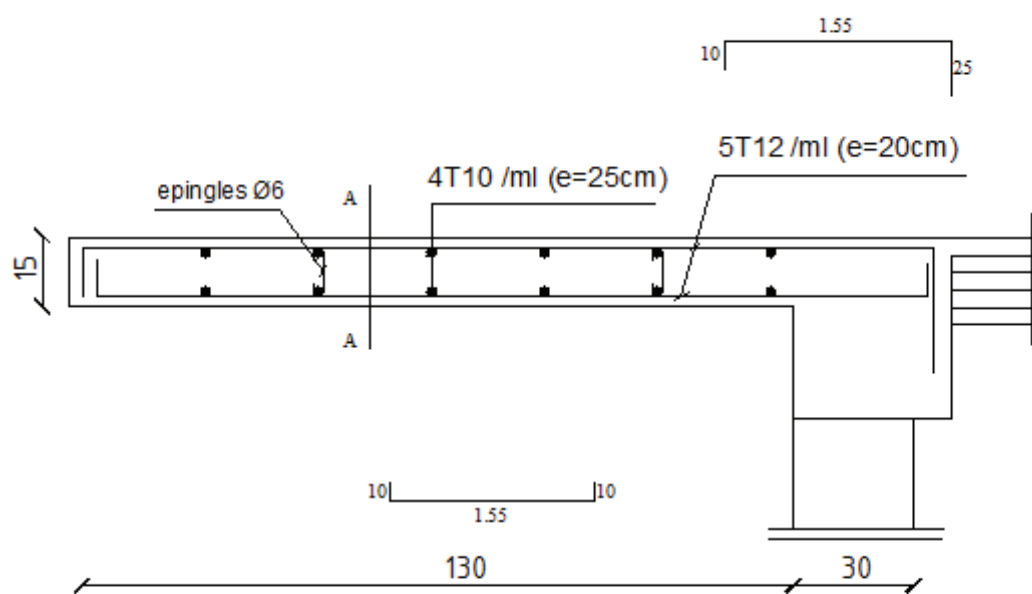
$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{Mt}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 > \frac{14.07}{10 \times 14.07} = 0,1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0,004 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

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



# Chapitre IV

## Etude du contreventement

### IV .1.Introduction:

Dans ce chapitre, nous étudierons le système structural d'éléments assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des efforts horizontaux.

L'étude du contreventement est une étape importante et décisive dans l'étude de tout bâtiment, elle mérite le plus grand soin. Elle consiste à parer la structure contre les deux types de sollicitations horizontales ; vent et séisme. Un contreventement peut être assuré par :

- Des voiles ou murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.
- Du système (poteaux – poutres) formant portiques étagés.
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou gaines présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.
- Une combinaison des deux systèmes suscités, formant un contreventement mixte ou portiques et refends rigidement liés travaillant conjointement pour faire face aux séismes.

### IV .2.Caractéristiques géométriques des voiles :

#### 1. Inertie des voiles :

##### a. Voiles longitudinaux :

$$I_y = \frac{e.L^3}{12}$$

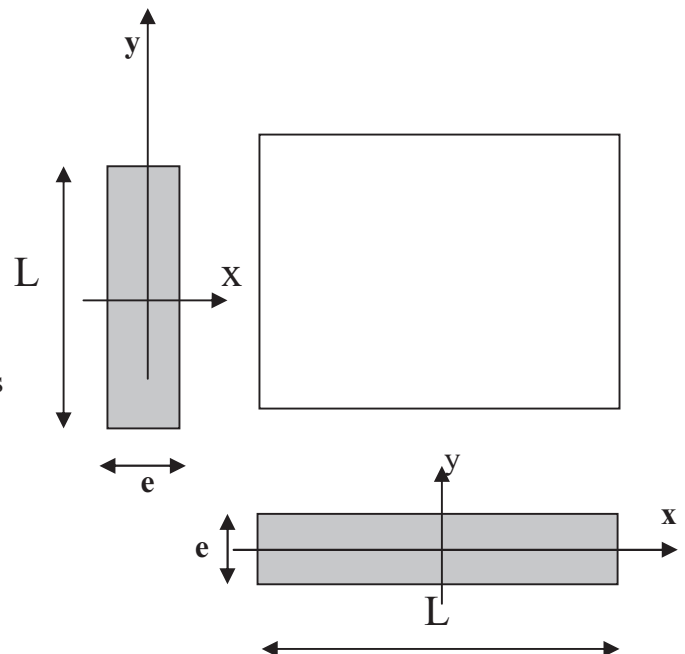
$$I_x = \frac{L.e^3}{12} \ll I_y \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles}$$

Longitudinaux par rapport à l'axe (x-x)

##### b. Voiles transversaux :

$$I_x = \frac{e.L^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L.e^3}{12} \ll I_x \Rightarrow \text{On néglige l'inertie des voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y)}$$



## 2.Calcul de l'inertie des voiles :

Sens Transversal :

Niveau	Voile	L (m)	e (m)	I (m <sup>4</sup> )	Somme(m <sup>4</sup> )
S-SOL2 -8	VT1	4	0,25	1.33	5.12
	VT2	4	0,25	1.33	
	VT3	3.9	0,25	1.23	
	VT4	3.9	0,25	1.23	

**Tableau IV.1 : Inertie des voiles transversaux.**

Sens Longitudinal :

Niveau	Voile	L (m)	e (m)	I (m <sup>4</sup> )	Somme(m <sup>4</sup> )
S-SOL2 - 8	VL1	1.4	0,25	0.057	0.342
	VL2	1.4	0,25	0,057	
	VL3	1.4	0,25	0.057	
	VL4	1.4	0,25	0.057	
	VL5	1.4	0,25	0.057	
	VL6	1.4	0,25	0,057	

**Tableau IV.2 : Inertie des voiles longitudinaux.**



### IV .3. Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **1 tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau) .

En fixant l'inertie du refend à **1[m<sup>4</sup>]**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds et pour les portiques.

#### IV .3.1. Calcul des flèches du refonds :

Le calcul des flèches du refond dont l'inertie  $I = 1[\text{m}^4]$ , soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure (IV.3), au dessous est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

Avec :

$S_i$  : surface du trapèze.

$X_i$  : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

$$S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \cdot h}{2}$$

La distance du centre de gravité d'un trapèze à sa plus petite base :  $d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \cdot h}{3 \cdot (b_i + b_{i+1})}$

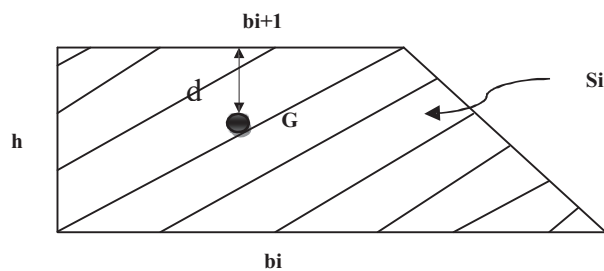


Fig. IV.1. La section de trapèze.

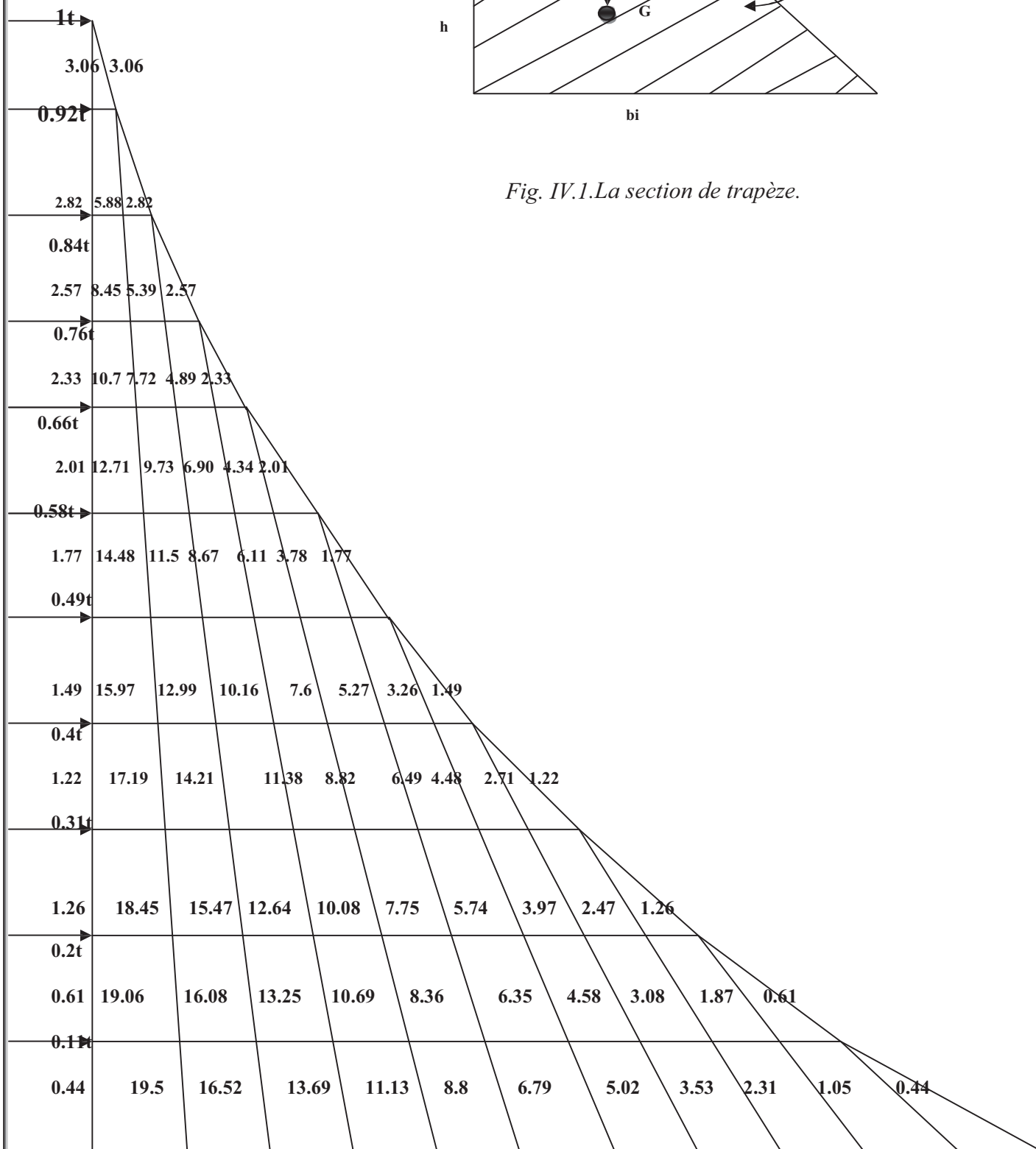


Fig. IV.2. diagramme des moments des aires

Le tableau suivant donne les aires (( $S_i$ )) et la position du centre de gravité (( $d_i$ )) :

Niv	h (m)	$b_i$ (m)	$b_{i+1}$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	$S_i \times d_i$	$\sum S_i \times d_i = EI f_i$
08	3.06	3.06	0.00	4,680	2,04	9,547	39135.71
07	3.06	8.7	3.06	17.99	1.77	31.92	34289.55
06	3.06	16.41	8.7	38.41	1.68	64.79	29476.06
05	3.06	25.64	16.41	64.33	1.64	105.63	24747.28
04	3.06	35.69	25.64	93.83	1.61	151.4	20174.51
03	3.06	46.31	35.69	125.46	1.59	200.24	15843.12
02	3.06	56.74	46.31	157.66	1.58	249.36	11846.79
01	3.06	66.5	56.74	188.55	1.57	296.1	8283.8
RDC	4.08	77.84	66.5	294.45	2.09	616.41	5251.05
SS1	3.06	83.94	77.84	247.52	1.54	383.47	2187.16
SS2	4.08	88.78	83.94	352.34	2.05	725.5	725.5

Tableau IV.3 : Valeurs de la flèche pour chaque niveau.

$$F_{S-S2} = \frac{1}{EI} (S_i d_i) = \frac{39135.71}{EI}$$

$$F_{ss1} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=2} S_i d_i = \frac{34289.55}{EI}$$

$$F_{RDC} = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=3} S_i d_i = \frac{29476.06}{EI}$$

$$F_1 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=4} S_i d_i = \frac{24747.27}{EI}$$

$$F_2 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=5} S_i d_i = \frac{20174.21}{EI}$$

$$F_3 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=6} S_i d_i = \frac{15843.12}{EI}$$

$$F_4 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=7} S_i d_i = \frac{11846.09}{EI}$$

$$F_5 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=8} S_i d_i = \frac{8283.81}{EI}$$

$$F_6 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=9} S_i d_i = \frac{5251.05}{EI}$$

$$F_7 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=10} S_i d_i = \frac{2187.16}{EI}$$

$$F_8 = \frac{1}{EI} \sum_{i=1}^{i=9} S_i d_i = \frac{725.5}{EI}$$

### IV.3.2 Déplacement des portiques :

Le déplacement de chaque niveau :  $\Delta_n = \Psi_n \times h$

$$\text{Avec : } E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

Le déplacement du portique au niveau « i » :  $\Delta_i = \sum \Delta_n$

- **Rotation d'étage :**

$$\text{La rotation d'un poteau encastré à la base au 1<sup>er</sup> niveau : } E_{\theta_1} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{r1} + 2 \sum K_{p1}}$$

$$\text{La rotation de chaque poteau encastré au 1<sup>er</sup> niveau : } E_{\theta_n} = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{r1}}$$

$$\text{La rotation d'un poteau des étages courants : } E_{\theta_n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

$$\text{Avec : } M_n = T_n \times h$$

$$K_{tn} : \text{raideur des poutres } K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$$

$$K_{pn} : \text{raideur des poteaux } K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$$

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.

### IV.2.3 Inertie fictive :

$$I_{en} = \frac{f_n}{D_n}$$

$$\text{Avec : } D_n = \sum \Delta_n$$

$I_{en}$  : Inertie fictive du portique au niveau i.

$F_n$  : flèche du refend au même niveau i.

$D_n$  : déplacement du niveau i (somme des déplacements des portiques du niveau i).

$\Delta_n$  : déplacement du portique au niveau i

$\sum K_{tn}$  : Somme des raideurs des poutres du niveau n.

$\sum K_{pn}$  : Somme des raideurs des poteaux du niveau n.

E : module de Young.

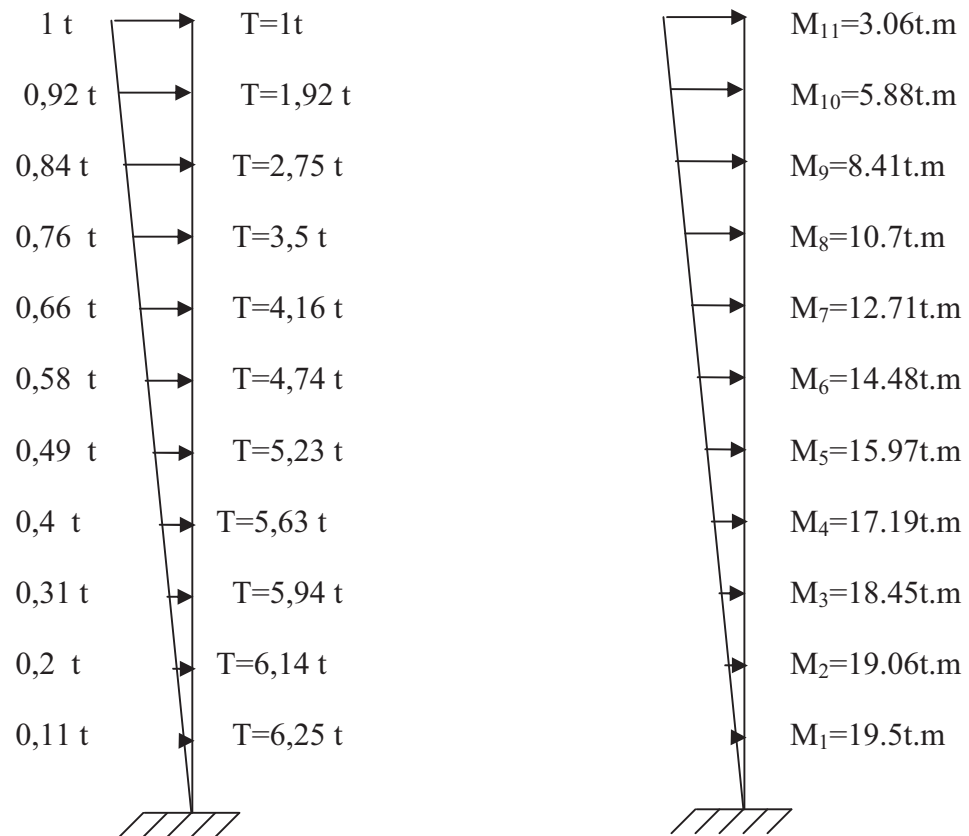


Fig. IV.3. Les valeurs des efforts tranchants et des moments fléchissant par niveaux

#### Remarque:

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

#### Sens longitudinal :

NIV	$\sum K_{tn}$	$\sum K_{pn}$	$M_n$	$M_{n+1}$ (t.m)	$E\theta_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$E\Psi_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta_i$ (t/m)	$\sum \Delta_i$ (t/m)	$f_i$ (m)	$I_{ei}$ (m <sup>4</sup> )
8	0.0044	0.0044	3.06	0	28.97	114.76	351.18	12140.4	39135.7	3.22
7	0.0044	0.0044	5.88	3.06	84.65	219.84	672.72	11789.2	34289.55	2.91
6	0.0045	0.0081	8.41	5.88	132.31	241.15	737.91	11116.5	29476.06	2.65
5	0.0045	0.0081	10.7	8.41	176.94	306.93	939.21	9845.36	24747.28	2.51
4	0.0045	0.0081	12.71	10.7	216.76	362.29	1108.6	8567.61	20174.51	2.35
3	0.0046	0.012	14.48	12.71	246.29	361.61	1106.53	7892.14	15843.12	2.24
2	0.0046	0.0012	15.97	14.48	275.82	398.99	1220.92	7224.2	11846.79	1.93
1	0.0046	0.0012	17.19	15.97	300.36	427.54	1308.26	6003.28	8283.8	1.68
RDC	0.0047	0.001	18.45	17.19	315.96	478.3	1950.24	3417.86	5251.05	1.53
S-s1	0.0047	0.0013	19.06	18.45	332.54	456.39	1396.57	2744.79	2187.16	0.8
S-s2	0.0047	0.001	19.5	19.06	335.89	330.45	1348.22	1348.22	725.5	0.54

**Sens transversal :**

NIV	$\sum K_{tn}$	$\sum K_{pn}$	$M$	$M_{n+1}$	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$\Delta_i(m)$	$\sum \Delta_i(m)$	$f_i(m)$	$I_{ei}$
8	0.0033	0.0044	3.06	0	38.63	133.71	409.15	14568.8	39135.7	2.69
7	0.0033	0.0044	5.88	3.06	112.88	255.36	781.41	14159.6	34289.55	2.42
6	0.0034	0.0081	8.41	5.88	175.12	291.18	891.04	13378.2	29476.06	2.2
5	0.0034	0.0081	10.7	8.41	234.19	370.62	1134.1	12487.2	24747.28	1.98
4	0.0034	0.0081	12.71	10.7	286.89	440.81	1348.88	11353.1	20174.51	1.78
3	0.0034	0.012	14.48	12.71	333.21	453.74	1388.45	9231.64	15843.12	1.71
2	0.0034	0.012	15.97	14.48	373.16	500.67	1532.04	7451.76	11846.79	1.58
1	0.0034	0.012	17.19	15.97	406.37	534.71	1636.2	6284.91	8283.8	1.31
RDC	0.0035	0.01	18.45	17.19	424.29	589.17	2403.81	5447.55	5251.05	0.96
S-s1	0.0035	0.013	19.06	18.45	446.55	530.84	1624.37	3043.74	2187.16	0.72
S-s2	0.0035	0.01	19.5	19.06	370.77	347.89	1419.37	1419.37	725.5	0.51

**IV.3.Comparaison des inerties des voiles à celles des portiques :**

- Sens longitudinal :**

Inertie totale (voiles+portiques) ..... 2.36 [m<sup>4</sup>] .....100%

Inertie des portiques..... 2.03[m<sup>4</sup>] .....86%

Inertie des voiles ..... 0.342[m<sup>4</sup>] .....14%

- Sens transversal :**

Inertie totale (voiles+portiques) .....6.98[m<sup>4</sup>].....100%

Inertie des portiques.....1.86 [m<sup>4</sup>].....26.65%

Inertie des voiles.....5.12[m<sup>4</sup>].....73.35%

**Conclusion :**

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les 25 % (tel que prévu par le RPA), cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans le sens transversal d'où le coefficient de comportement  $R_{\text{transv}}=5$  (tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003).

Mais par contre dans le sens longitudinal on a l'inertie des voiles presque négligeable (14%) devant celle des portiques ( 86% ) ce qui nous ramène à dire que dans le sens longitudinal nous avons un contreventement par portiques autostables avec remplissage en maçonnerie rigide d'où le coefficient de comportement  $R_{\text{long}}=3.5$  (tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003).

**Remarque :**

On prend le coefficient de comportement  $R=3.5$  pour avoir l'effort tranchant le plus défavorable car on a l'inertie des voiles presque négligeable dans le sens longitudinal.

# Chapitre V

## **Modélisation avec le logiciel ETABS**



**V. Présentation de l'ETABS :****V-1- Introduction :**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

**V -2 -Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des noeuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de noeuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque noeud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des noeuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

**V-3-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 décente 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, trumeau, linteau etc.). ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

**Rappel :(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

**V -4-Manuel d'utilisation de L'ETABS :**

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.7

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1)



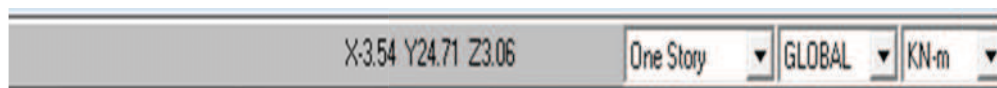
## V -5- Etapes de modélisation :

### V -5-1 Première étape :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

#### a) Choix des unités :

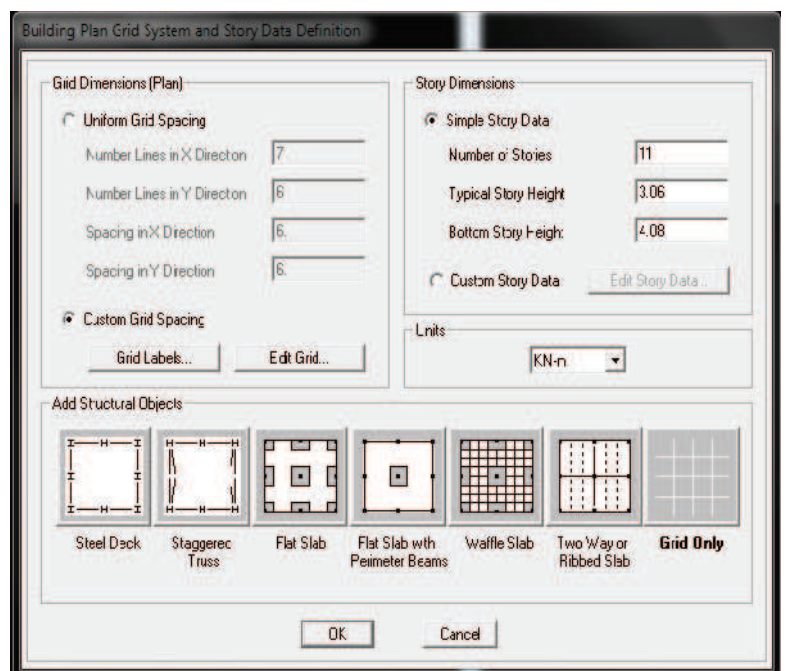
On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



#### b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **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 clique sur le bouton droit de la souris.

-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

**Define Grid Data**

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	1.35	Primary	Show	Top	
2	B	3.5	Primary	Show	Top	
3	C	3.4	Primary	Show	Top	
4	D	3.4	Primary	Show	Top	
5	E	3.15	Primary	Show	Top	
6	F	1.45	Primary	Show	Top	
7	G	0	Primary	Show	Top	
8						
9						
10						

Y Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	1.45	Primary	Show	Left	
2	2	4	Primary	Show	Left	
3	3	3.6	Primary	Show	Left	
4	4	3.9	Primary	Show	Left	
5	5	1.35	Primary	Show	Left	
6	6	0	Primary	Show	Left	
7						
8						
9						
10						

Units: KN-m

Display Grids as: ☐ Ordinates ☒ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1.25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**

**Story Data**

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	STORY11	3.06	35.7	Yes		No	0.
11	STORY10	3.06	32.64	No	STORY11	No	0.
10	STORY9	3.06	29.58	No	STORY11	No	0.
9	STORY8	3.06	26.52	No	STORY11	No	0.
8	STORY7	3.06	23.46	No	STORY11	No	0.
7	STORY6	3.06	20.4	No	STORY11	No	0.
6	STORY5	3.06	17.34	No	STORY11	No	0.
5	STORY4	3.06	14.28	No	STORY11	No	0.
4	STORY3	4.08	11.22	No	STORY11	No	0.
3	STORY2	3.06	7.14	No	STORY11	No	0.
2	STORY1	4.08	4.08	No	STORY11	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height: 3.06 [Reset]

Master Story: No [Reset]

Similar To: NONE [Reset]

Splice Point: No [Reset]

Splice Height: 0 [Reset]

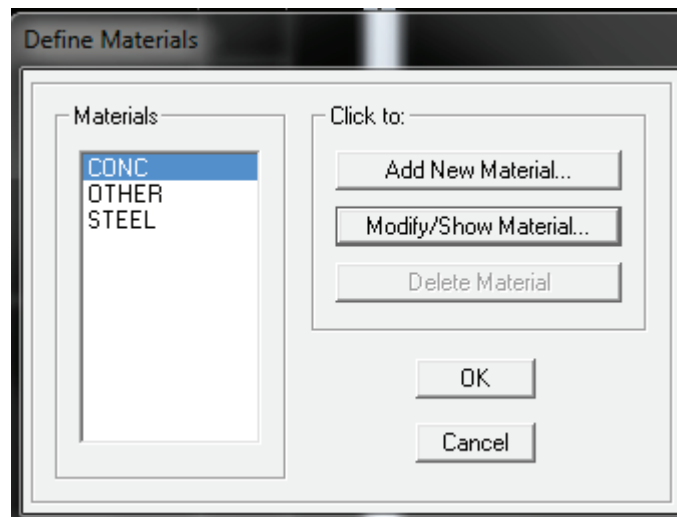
Units: Change Units: KN-m

OK Cancel

**V -5-2- Deuxième étape :**

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionns le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :



Material Name		BETON	
Type of Material		<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic	
Analysis Property Data		Mass per unit Volume: 2.5 Weight per unit Volume: 25 Modulus of Elasticity: 32164000 Poisson's Ratio: 0.2 Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06 Shear Modulus: 10342136.8	
Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)		Specified Conc Comp Strength, $f'_c$ : 25000 Bending Reinf. Yield Stress, $f_y$ : 400000 Shear Reinf. Yield Stress, $f_{ys}$ : 400000 <input type="checkbox"/> Lightweight Concrete Shear Strength Reduc. Factor:	
Display Color		Color: [Blue]	
Type of Design		Design: Concrete	

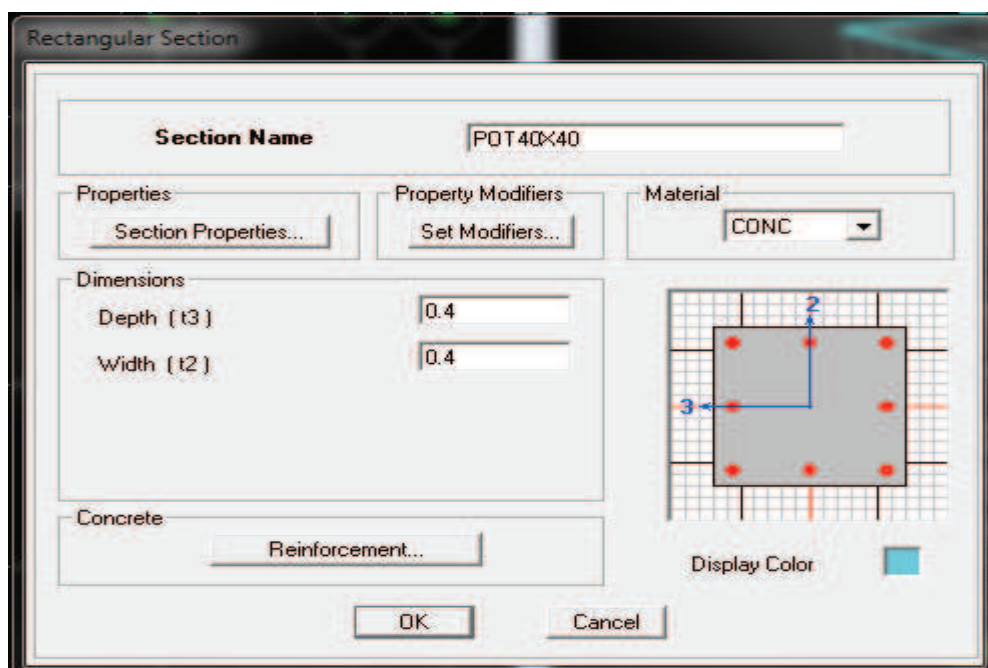
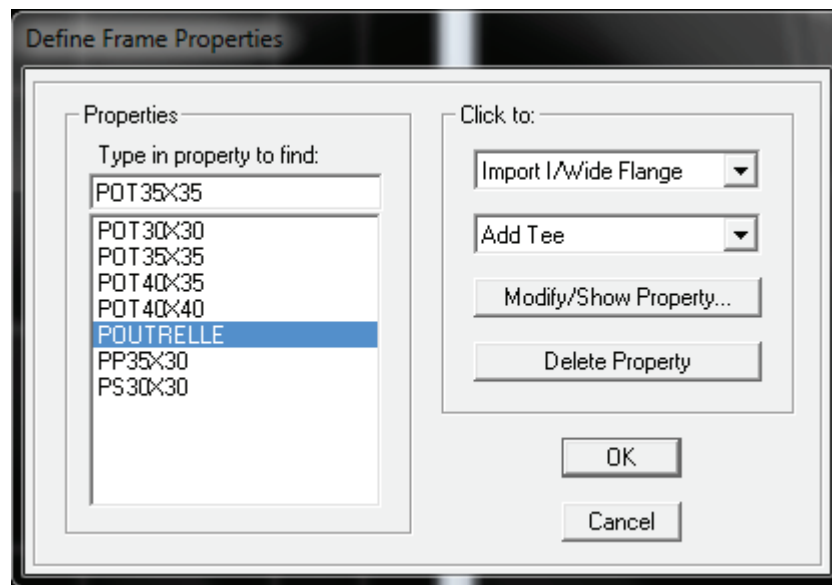


### V-5-3 -Troisième étape

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(**PP**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier les propriétés des

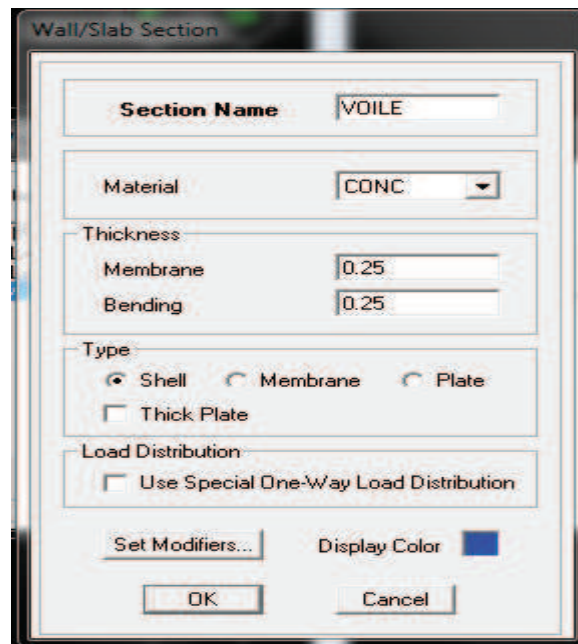
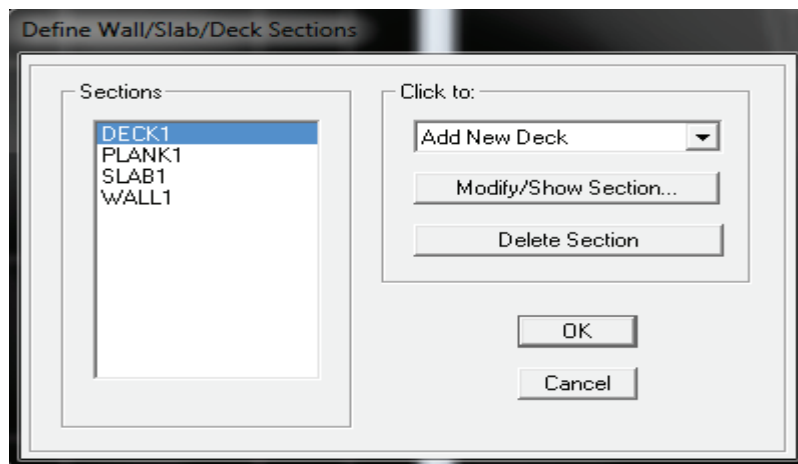
barres d'armatures.

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l'aire, les moments d'inerties, l'aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.

Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile).

On choisit le menu **Define et wall/slab**, on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



**V-5-4- Quatrième étape :**

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 à des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

- **Charges permanentes :**

**Load Name** (Nom de la charge): **G**

**Type** : **DEAD** (permanente)

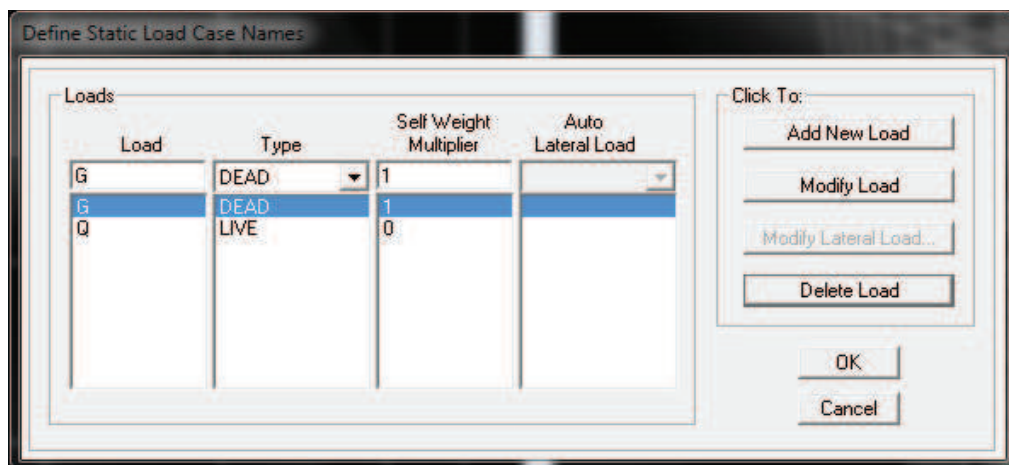
**Self weight multiplier**(Coefficient interne poids propre) : **1**

- **Surcharges d'exploitation :**

**Load Name** (Nom de la charge): **Q**

**Type** : **LIVE** (exploitation)

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **0**

**2) Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations ( **$S_a/g$** ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.



**Données à introduire dans le logiciel :**

- **Zone : IIa** (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)
- **Groupe d'usage : 2** (bâtiment courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)
- **Coeff comportement : R=3.5** (voir chapitre 4)
- **Remplissage : dense** (tableau 4.2 du RPA)
- **Site : S2 .**
- **Facteur de qualité (Q):**

Critère « q »	Sens Transversal (Y)		Sens Longitudinal (X)	
	Observé ou non	P <sub>q</sub>	Observé ou non	P <sub>q</sub>
<b>1. Régularité en plan.</b>	Non	0.05	Oui	0.00
<b>2. Régularité en élévation.</b>	Non	0.05	Non	0.05
<b>3. Condition minimale sur les files de contreventement.</b>	Oui	0.00	Oui	0.00
<b>4. Redondance en plan.</b>	Oui	0.00	Oui	0.00
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux.</b>	Oui	0.00	Oui	0.00
<b>6. Contrôle de la qualité l'exécution.</b>	Oui	0.00	Oui	0.00
<b>Somme</b>		<b>1.1</b>		<b>1.05</b>

**Tableau V. 1. Facteur de qualité (Q).**

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q=1+\Sigma q$

**P<sub>q</sub>** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

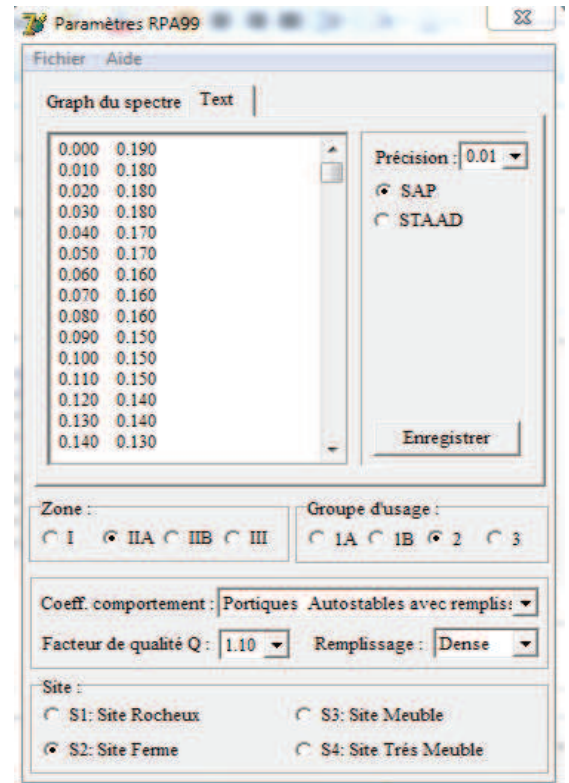
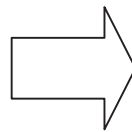
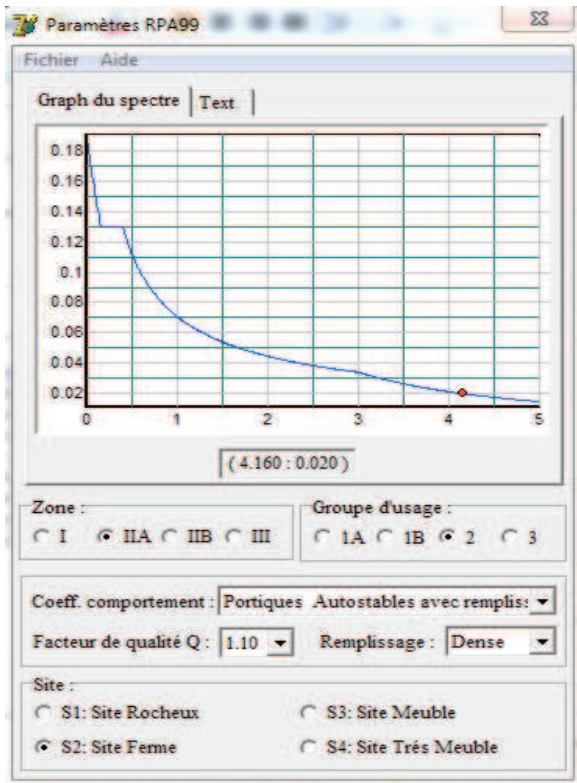
**Conclusion :**

Le facteur de qualité est égal à : **Sens x-x : Q<sub>x</sub>=1.05**

**Sens y-y : Q<sub>y</sub> = 1.1**

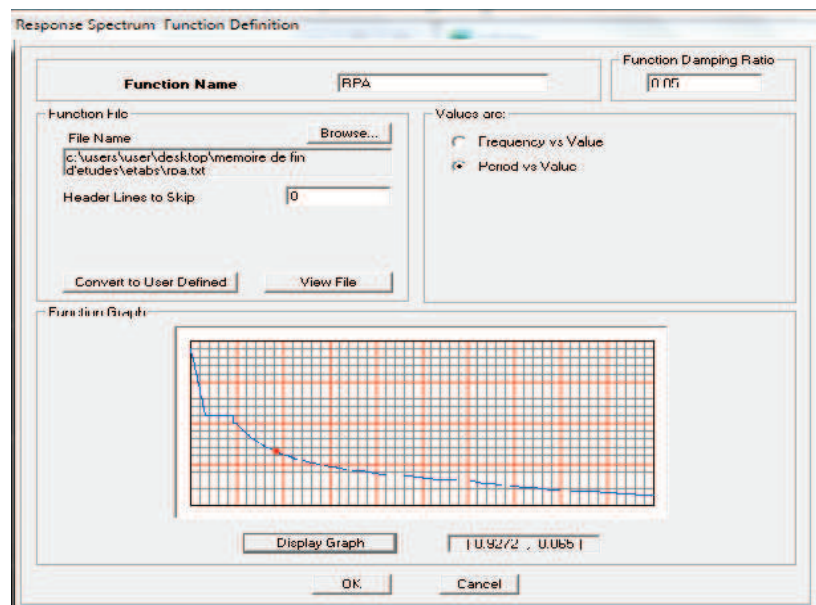
-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone 

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

**Define** → **Response Spectrum Functions** → **Spectrum from file**



**Function Name** (nom du spectre): **RPA**.

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX** et **EY** (séisme), pour cela on clique sur :

**Define** → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

The 'Response Spectrum Case Data' dialog box for the 'FX' case. It includes fields for 'Spectrum Case Name' (FX), 'Damping' (0.05), 'Modal Combination' (CQC), 'Directional Combination' (SRSS), and 'Input Response Spectra' (U1: HPA, U2: , U3: , Scale Factor: 9.81, Excitation angle: 0, Eccentricity: 0).

The 'Response Spectrum Case Data' dialog box for the 'EY' case. It includes fields for 'Spectrum Case Name' (EY), 'Damping' (0.05), 'Modal Combination' (CQC), 'Directional Combination' (SRSS), and 'Input Response Spectra' (U1: , U2: HPA, U3: , Scale Factor: 9.81, Excitation angle: 0, Eccentricity: 0).

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux direction principales (U1 et U2) .

### V -5-5- 5<sup>ème</sup> étape : chargement des poutres/

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

**Assign Frame** → **Line loads** → **Distributed**

The 'Frame Distributed Loads' dialog box. It includes fields for 'Load Case Name' (DEAD), 'Units' (KN-m), 'Load Type and Direction' (Forces, Gravity), 'Options' (Replace Existing Loads), 'Trapezoidal Loads' (Distance, Load, Relative Distance from End-I), and 'Uniform Load' (Load).

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

#### V-5-6- 6<sup>ème</sup> étape : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

❖ **Combinaisons aux états limites :**

**ELU** :  $1.35G+1.5Q$

**ELS** :  $G+Q$

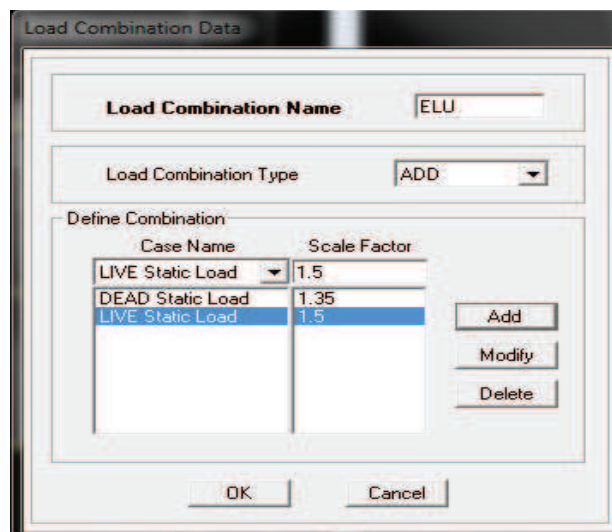
❖ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

**GQE** :  $G+Q\pm E$

**08GE** :  $0.8G\pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define** → **load Combinations** → **Add New Combo**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

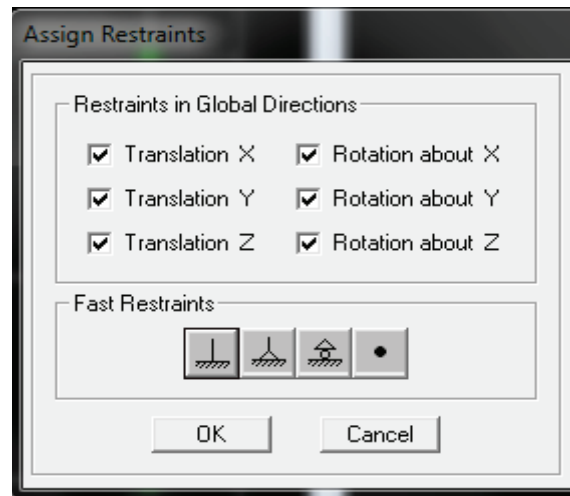
#### V-5-7-7<sup>ème</sup> étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

❖ **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les noeuds du **SOUS SOL** puis on clique sur :

Assign —————> Joint point —————> Restraints



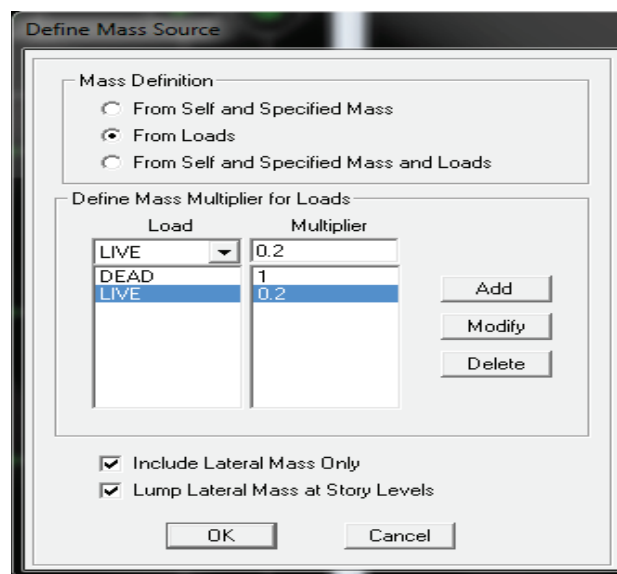
#### ❖ Mass- Source :

Define —————> Mass source

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

-On donne la valeur de 0.2 bâtiment à usage d'habitation. (du Tableau 4.5 de RPA valeurs du coefficient de pondération  $\beta$ )

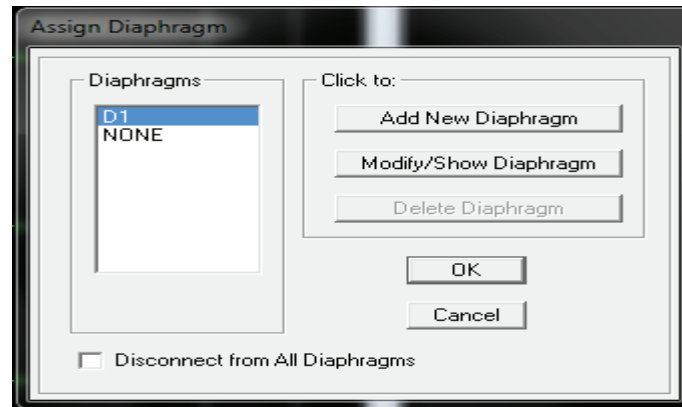


❖ **Diaphragmes :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les noeuds d'un même plancher à leurs noeuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci apour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les noeuds du premier plancher puis on clique sur :

**Assign** → **Joint/point** → **Diaphragm Add** → **New Diaphragm.**



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

### V-5-8- 8<sup>ème</sup> étape : Analyse et visualisation des résultats :

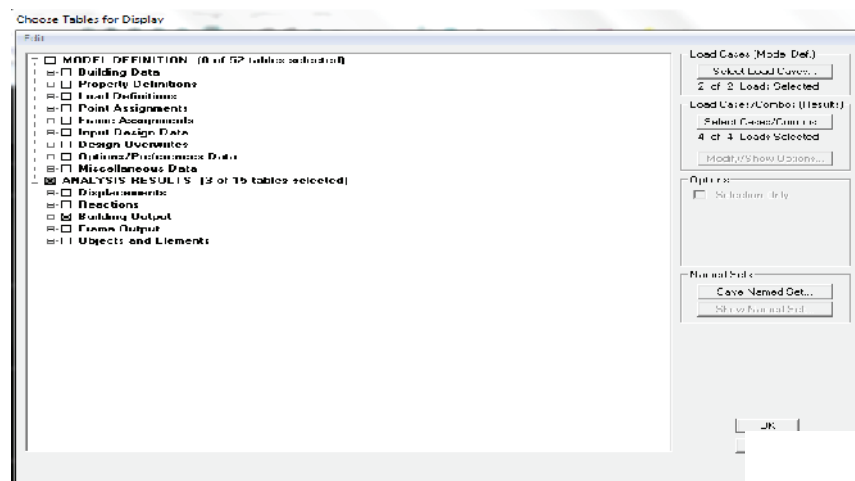
#### Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

#### Visualisation des résultats :

#### ❖ Période et participation modale :

Dans la fenêtre **display show tables** , on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».





**Déformée de la structure :**



On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

❖ **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on

sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Disp**



**Efforts internes dans les éléments barres :**

- **Les poutres :**

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur :

**Display** —————> **Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

- **Les poteaux :**

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

❖ **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

❖ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **U<sub>x</sub>** correspond au sens **xx**, et **U<sub>y</sub>** au sens **yy**.

❖ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **EX ou EY** ».

❖ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan **XZ**.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison « **EX ou EY** ».

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	10.5651	12.3202	35.7
End Point	10.4351	0.3843	35.7

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10.5001	6.3523	35.7	269.3755

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	0.	0.	0.
Moment	0.	0.	0.	0.	0.	0.

Close Refresh

**Remarque :**

En désélectionnant la case **wall** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles



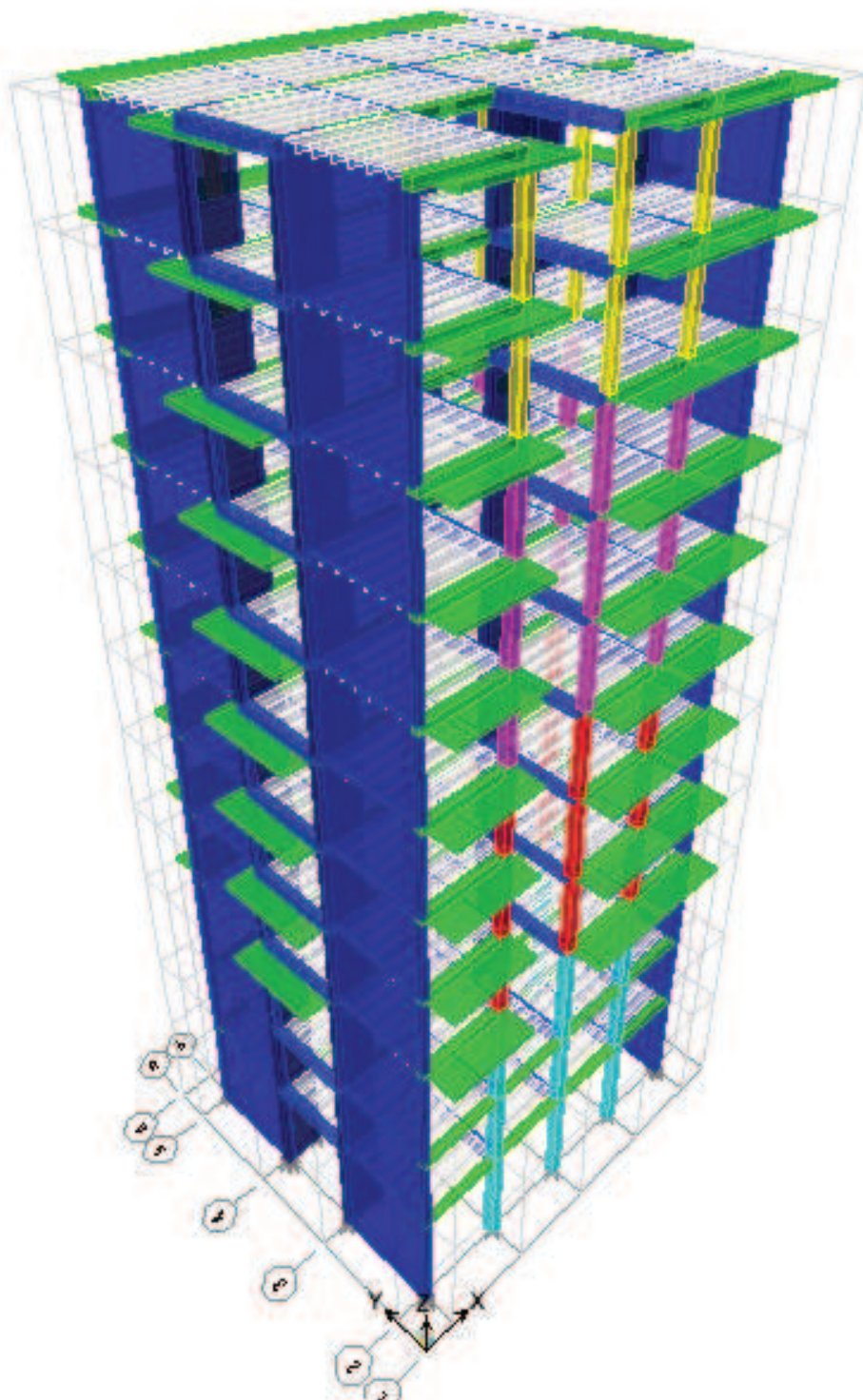


Figure .v.1. Vue en trois dimensions de la structure

# Chapitre VI

## **Vérifications aux exigences du RPA**

**VI.1.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :****a. Méthodes utilisables :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente
- par la méthode d'analyse modale spectrale
- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

**b. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

**Zone I :** tous groupes

**Zone II :** groupe d'usage 3

groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

**Conclusion :** Dans notre cas, on ne peut pas appliquer la MSE car notre bâtiment est irrégulier en plan, ainsi que la condition de hauteur des bâtiments irréguliers ( $h=35.7 \text{ m} > 23 \text{ m}$ ) n'est pas vérifiée.

On opte donc pour la **méthode dynamique modale spectrale**.

**C. METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE :****Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est présentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} (1.25A) \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.25\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec

$\frac{S_a}{g}$  : Accélération spectrale

A : Coefficient d'accélération de zone.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.15$$

$T_1 ; T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

$$\text{Site 2 : } \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{cases}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique ;  $\xi = 7\% \Rightarrow \eta = 0.88$

**R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donné par le (tableau 4.3/RPA) en fonction du système de contreventement :

Le coefficient de comportement  $R=3.5$  ..... (voir chapitre 4)

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec :  $P_q$  : Pénalité à retenir selon le critère est satisfait ou non..... (voir chapitre 5)

$$\begin{cases} Q_x = 1.05 \\ Q_y = 1.1 \end{cases}$$

## VI. 2. Les vérifications de RPA :

## 1- vérification de la Résultantes des forces sismiques de calcul :

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99** version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente  $V$ .

Si  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport :  $r = \frac{0.8V}{V_t}$ .

## a) Calcul de force sismique totale par la méthode statique équivalente.

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale  $V$  qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

- $A$  : coef d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans une Zone de type *Ila* et un Groupe d'usage 2.

Nous trouverons :  $A = 0.15$

- $D$  : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est en fonction de la catégorie de site du facteur 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  $T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site ferme  $S_2$ ) :

$$T_2(S_2) = 0.4 \text{ sec}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :  $\xi = 7\%$

D'où :  $\eta = 0,88 > 0.7$

$$\eta = 0,88$$

- **Estimation de la période fondamentale :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version2003 par la formule :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec:

$h_N$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 35.7 \text{ m}$$

$C_T$  : est un coefficient qui est en fonction du système de contreventement, du type de remplissage et est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement mixte avec interaction par voile :

$$\text{D'où : } C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (35.7)^{3/4} = 0,949 \text{ s}$$

$$\Rightarrow T = 0.949 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \quad \text{donc} \quad D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

D'où :

$$D = 2,5 \times 0.88 (0.4 / 0.949)^{2/3} = 1.236$$

- **R : coef de comportement global de la structure**

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.  $R=3.5$  ..... (voir chapitre 4).

- Q : est le facteur de qualité
- A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve :  $Q_x=1.05$  et  $Q_y= 1.1$
- W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) ( $W=\sum w_i$ )

Avec :  $W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$

$W_{Gi}$  : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : charge d'exploitation.

$\beta$  : Coef de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation est donné par le tableau 4.5 du RPA99 version 2003.

Dans notre cas, ( le bâtiment à usage d'habitation)  $\beta=0,20$  .

Donc à chaque niveau :  $W_i=W_{gi}+0,2W_{Qi}$

**Le poids total de la structure :**  $W_{tot} = \sum_{i=1}^{11} W_i = 23094 KN$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.236 \times 1.05}{3.5} \cdot 23094 = 1284.48 KN$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.236 \times 1.1}{3.5} \cdot 23094 = 1345.56 KN$$

**Vérification de l'effort sismique dynamique :( $V_d$ )**

sens	$V_{st}(KN)$	$0.8V_{st}(KN)$	$V_t(KN)$	observation
X	1284.48	1027.58	1561.1	vérifiée
Y	1345.56	1076.52	1967.14	vérifiée

**Tableau VI.1. Vérification de l'effort tranchant à la base.**

### Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$ .

## 2-Nombre de modes à considérer :

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.

Mode	UX	UY	SumUX	SumUY
1	76.3313	0	76.3313	0
2	0	69.3488	76.3313	69.3488
3	0.005	0.0358	76.3363	69.3846
4	11.6782	0	88.0144	69.3846
5	0.0028	17.6703	88.0172	87.0549
6	4.7086	0.0181	92.7259	87.0731
7	0.0148	0.2915	92.7407	87.3646
8	3.0115	0	95.7522	87.3646
9	0.0001	5.9849	95.7523	93.3495

**Tableau VI.2: facteurs de participation massique**

**Conclusion :** La valeur de participation massique a atteint les **90%** dans les deux directions dans le **mode 9**.

## 3- Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA99ver 2003/Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

### a- Justification vis-à-vis les déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Les déplacements relatifs de l'étage K par rapport au niveau K-1 est égale :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

$\delta_k$ : déplacement horizontal à chaque niveau K ;

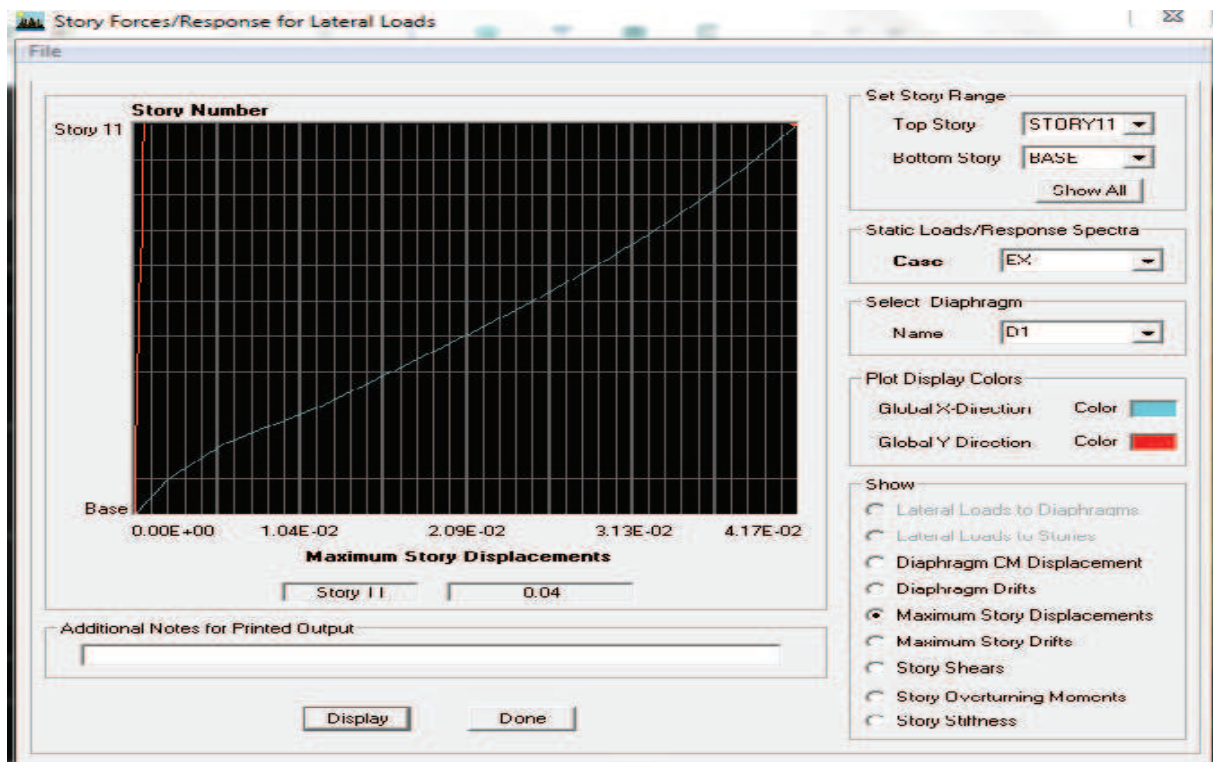


Les déformations latérales sont données dans les tableaux ci-dessous :

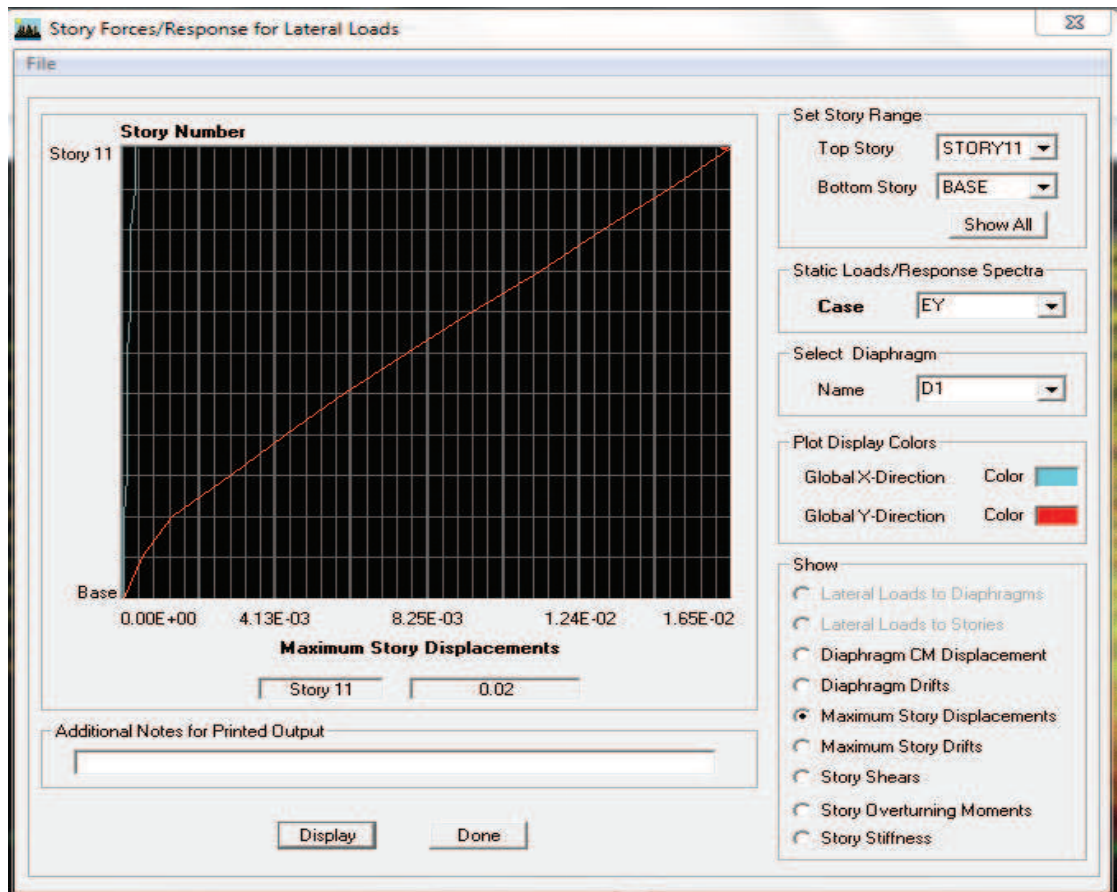
Niveau (m)	$\delta_x$ (m)	$\Delta_x$ (m)	$\delta_y$ (m)	$\Delta_y$ (m)	$\Delta_{adm}$ (m)	Obs
8	0.0412	0.0026	0.0246	0.0026	0.0306	vérifiée
7	0.0386	0.0029	0.022	0.0026	0.0306	vérifiée
6	0.0357	0.0033	0.0194	0.0027	0.0306	vérifiée
5	0.0324	0.0036	0.0167	0.0026	0.0306	vérifiée
4	0.0288	0.004	0.0141	0.0027	0.0306	vérifiée
3	0.0248	0.0043	0.0114	0.0025	0.0306	vérifiée
2	0.0205	0.0045	0.0089	0.0024	0.0306	vérifiée
1	0.016	0.0046	0.0065	0.0021	0.0306	vérifiée
RDC	0.0114	0.0058	0.0044	0.0024	0.0408	vérifiée
S- SOL1	0.0056	0.0035	0.002	0.0013	0.0306	vérifiée
S- SOL2	0.0021	0.0021	0.0007	0.0007	0.0408	vérifiée

Tableau VI .3. Vérification des déplacements.

#### b-Vérification du déplacement max :



Vérification des déplacements selon Ex.



### Vérification des déplacements selon Ey.

On a bien :  $e_x = 0.04$  et  $e_y = 0.02\text{m} < f = \frac{H}{500} = \frac{35.7}{500} = 0.0714\text{m}$  ( au dernier étage : story 11).

⇒ Le déplacement Max est vérifié

### 4- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

avec :

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k », (voir paragraphe 4.2.3 calcul de W)

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k" : 
$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »  
(voir paragraphe 4.2.10)

$h_k$  : hauteur de l'étage « k »

Niv	P (KN)	Sens x-x				Sens y-y			
		$\Delta_k$ (m)	$V_k \times H_k$	$\theta_x$	Obs	$\Delta_k$ (m)	$V_k \times H_k$	$\theta_y$	Obs
8	1835.95	0.0026	893.7	0.0053	CV	0.0026	1124.21	0.0042	CV
7	2069.31	0.0029	1658.67	0.0036	CV	0.0026	2187.34	0.0024	CV
6	2094.18	0.0033	2254.05	0.003	CV	0.0027	2922.17	0.0019	CV
5	2094.18	0.0036	2735.36	0.0027	CV	0.0026	3487.11	0.0015	CV
4	2094.17	0.004	3138.76	0.0026	CV	0.0027	3988.95	0.0014	CV
3	2107.57	0.0043	3497.21	0.0025	CV	0.0025	4449.57	0.0011	CV
2	2107.57	0.0045	3835.64	0.0024	CV	0.0024	4861.14	0.0010	CV
1	2107.57	0.0046	4150.79	0.0023	CV	0.0021	5241.13	0.0008	CV
RDC	2335.66	0.0058	5945.09	0.0022	CV	0.0024	7510.3	0.0007	CV
S-SOL1	2017.62	0.0035	4654.78	0.0015	CV	0.0013	5890.28	0.0004	CV
S-SOL2	2230.42	0.0021	6369.28	0.0007	CV	0.0007	8025.93	0.0001	CV

Tableau VI.4. Vérification de l'effet P-Delta.

#### 5-Vérification de l'excentricité du centre de torsion :

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.

Soit :

$C_M$  : centre de masse .

$C_R$  : centre de rigidité.

**Suivant le sens x-x :**

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\%L_x$$

Story	Diaphragm	CM	CR	CM-CR	5%LX	Condition
STORY1	D1	8.094	8.085	0.009	0.812	Condition vérifiée
STORY2	D2	8.094	8.097	0.003	0.812	Condition vérifiée
STORY3	D3	8.178	8.112	0.066	0.812	Condition vérifiée
STORY4	D4	8.177	8.123	0.054	0.812	Condition vérifiée
STORY5	D5	8.177	8.132	0.045	0.812	Condition vérifiée
STORY6	D6	8.177	8.141	0.036	0.812	Condition vérifiée
STORY7	D7	8.176	8.149	0.027	0.812	Condition vérifiée
STORY8	D8	8.176	8.155	0.021	0.812	Condition vérifiée
STORY9	D9	8.176	8.16	0.016	0.812	Condition vérifiée
STORY10	D10	8.176	8.164	0.012	0.812	Condition vérifiée
STORY11	D11	8.22	8.167	0.053	0.812	Condition vérifiée

Tableau VI -5- Excentricité suivant x-x

Suivant Y-Y :

On doit vérifier que :

$$|C_M - C_R| \leq 5\%L_y$$

Story	Diaphragm	CM	CR	CM-CR	5%Ly	Condition
STORY1	D1	7.07	7.266	0.196	0,715	Condition vérifiée
STORY2	D2	7.07	7.294	0.224	0,715	Condition vérifiée
STORY3	D3	7.304	7.331	0.027	0,715	Condition vérifiée
STORY4	D4	7.311	7.357	0.046	0,715	Condition vérifiée
STORY5	D5	7.311	7.379	0.068	0,715	Condition vérifiée
STORY6	D6	7.311	7.398	0.087	0,715	Condition vérifiée
STORY7	D7	7.312	7.412	0.1	0,715	Condition vérifiée
STORY8	D8	7.312	7.424	0.112	0,715	Condition vérifiée
STORY9	D9	7.312	7.433	0.121	0,715	Condition vérifiée
STORY10	D10	7.313	7.438	0.125	0,715	Condition vérifiée
STORY11	D11	7.411	7.44	0.029	0,715	Condition vérifiée

Tableau VI -6- Excentricité suivant y-y

Remarque :

Toutes les conditions du RPA sont vérifiées. Alors on peut passer au ferrailage des éléments.

# Chapitre VII

## Ferraillage des poutres

**VII .1. Introduction :**

Les poutres seront ferraillées en flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

a-  $1.35 G + 1.5 Q$

b-  $G + Q \pm E$

$0.8G \pm E$

et seront vérifiées à l'E.L.S en tenant compte des conditions et recommandations du RPA.

**VII .2. Recommandation du RPA99 version 2003 :****2.a. Armatures longitudinales : (art 7.5.2.RPA )**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % de toute la section.

- **Poutres principales :**  $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$

- **Poutres secondaires :**  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est

En zone courante : 4 %

En zone de recouvrement : 6 %

⇒ En zone courante :

Poutres principales :  $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire :  $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

⇒ En zone de recouvrement :

Poutre principale :  $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire :  $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

- La longueur de recouvrement est de :  $40\Phi$  (zone II a)
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
- Espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud

**2.b. Armatures transversales :**

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

En zone nodale et en travée  $\implies S_t = \min \left( \frac{h}{4}, 12 \Phi_l \right)$

En dehors de la zone nodale  $\implies S_t \leq \frac{h}{2}$

Ø : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VII. 3. Etape de calcul :****3.a. Calcul des armatures longitudinales :**

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

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

En comparant les deux moments réduits « $\mu_l$ » et « $\mu$ », deux cas se présentent :

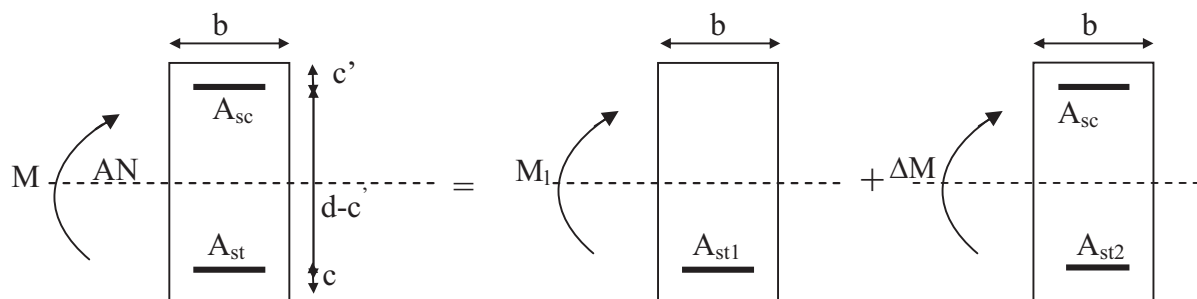
**1<sup>er</sup> cas : Section simplement armée ( $A_{sc} = 0$ ) :**

Si  $\mu \leq \mu_\ell = 0,392$  la section est simplement armée (SSA).

$$\begin{cases} A_{sc} = 0 \\ A_{st} = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \end{cases} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

**2<sup>ème</sup> cas : Section doublement armée :**

Si  $\mu > \mu_\ell = 0,392$  la section est doublement armée



$$\begin{cases} M = M_l + \Delta M \\ M_l = \mu_l b d^2 f_{bu} \\ \Delta M = M - M_l \end{cases}$$

Finalement :

$$\diamond \text{ Armatures comprimées : } A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$\diamond \text{ Armatures tendues : } A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s} \quad b$$

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

✓ **Ferrailage en travée des poutres principales :**

NIV	Mu (KN. M)	$\mu$	$\beta$	Obc	$A_s (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	Ferrailage	A adop( $\text{cm}^2$ )
8	25.92	0.056	0.973	SSA	2.32	5.25	3HA14	4.62
7	28.79	0.0622	0.967	SSA	2.59	5.25	3HA14	4.62
6	27.91	0.0603	0.968	SSA	2.5	5.25	3HA14	4.62
5	30.47	0.0658	0.965	SSA	2.74	5.25	3HA14	4.62
4	29.69	0.0641	0.966	SSA	2.67	5.25	3HA14	4.62
3	29.01	0.0626	0.967	SSA	2.61	5.25	3HA14	4.62
2	28.04	0.0605	0.968	SSA	2.52	5.25	3HA14	4.62
1	26.55	0.0573	0.97	SSA	2.38	5.25	3HA14	4.62
RDC	24.83	0.053	0.972	SSA	2.22	5.25	3HA14	4.62
S-S1	42.32	0.0914	0.951	SSA	3.87	5.25	3HA14	4.62
S-S2	41.8	0.0903	0.952	SSA	3.82	5.25	3HA14	4.62



**Ferrailage en appuis des poutres principales :**

NIV	Mu (KN. M)	$\mu$	$\beta$	Obc	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A adop(cm <sup>2</sup> )
8	75.2	0.162	0.91	SSA	7.19	5.25	3HA12+3HA14	8.01
7	79.74	0.172	0.904	SSA	7.67	5.25	3HA12+3HA14	8.01
6	75.56	0.163	0.910	SSA	7.23	5.25	3HA12+3HA14	8.01
5	76.09	0.164	0.909	SSA	7.28	5.25	3HA12+3HA14	8.01
4	73.51	0.158	0.913	SSA	7.01	5.25	3HA12+3HA14	8.01
3	70.92	0.153	0.916	SSA	6.74	5.25	3HA12+3HA14	8.01
2	68.15	0.147	0.919	SSA	6.45	5.25	3HA12+3HA14	8.01
1	64.43	0.139	0.924	SSA	6.07	5.25	3HA12+3HA14	8.01
RDC	58.33	0.126	0.932	SSA	5.45	5.25	3HA12+3HA14	8.01
S-S1	75.90	0.163	0.909	SSA	7.26	5.25	3HA12+3HA14	8.01
S-S2	73.98	0.159	0.912	SSA	7.06	5.25	3HA12+3HA14	8.01

**Ferrailage en travée des poutres secondaires:**

NIV	Mu (KN. M)	$\mu$	$\beta$	Obc	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A adop(cm <sup>2</sup> )
8	24.62	0.056	0.97	SSA	2.26	4.5	3HA12	3.39
7	21.87	0.05	0.974	SSA	2.04	4.5	3HA12	3.39
6	27.59	0.063	0.967	SSA	2.54	4.5	3HA12	3.39
5	30.5	0.07	0.963	SSA	2.82	4.5	3HA12	3.39
4	32.85	0.075	3.05	SSA	3.05	4.5	3HA12	3.39
3	30.53	0.07	0.963	SSA	2.82	4.5	3HA12	3.39
2	31.57	0.072	0.962	SSA	2.92	4.5	3HA12	3.39
1	31.9	0.073	0.961	SSA	2.96	4.5	3HA12	3.39
RDC	31.74	0.073	0.962	SSA	2.94	4.5	3HA12	3.39
S-S1	28.75	0.066	0.965	SSA	2.65	4.5	3HA12	3.39
S-S2	29.82	0.068	0.964	SSA	2.76	4.5	3HA12	3.39

**Ferrailage en appuis des poutres secondaires :**

NIV	Mu (KN. M)	$\mu$	$\beta$	Obc	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A adop(cm <sup>2</sup> )
8	55.54	0.12	0.93	SSA	5.32	4.5	3HA12+3HA14	8.01
7	65.46	0.15	0.91	SSA	6.36	4.5	3HA12+3HA14	8.01
6	70.27	0.16	0.91	SSA	6.88	4.5	3HA12+3HA14	8.01
5	71.33	0.164	0.90	SSA	6.99	4.5	3HA12+3HA14	8.01
4	69.28	0.18	0.89	SSA	6.77	4.5	3HA12+3HA14	8.01
3	63.84	0.142	0.92	SSA	6.19	4.5	3HA12+3HA14	8.01
2	64.51	0.148	0.919	SSA	6.29	4.5	3HA12+3HA14	8.01
1	62.17	0.143	0.922	SSA	6.01	4.5	3HA12+3HA14	8.01
RDC	58.12	0.133	0.927	SSA	5.59	4.5	3HA12+3HA14	8.01
S-S1	71.23	0.164	0.90	SSA	7.02	4.5	3HA12+3HA14	8.01
S-S2	71.72	0.165	0.90	SSA	7.04	4.5	3HA12+3HA14	8.01

**➤ Vérification de la section minimale et maximale des poutres :****• Poutres principales :**

Aux appuis :

$$.A_{min} = 5.25cm^2 < A = 12.63cm^2 < A_{max} = 63cm^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

En travées :

$$.A_{min} = 5.25cm^2 < A = 9.24cm^2 < A_{max} = 63cm^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**• Poutres secondaires:**

Aux appuis :

$$.A_{min} = 4.5cm^2 < A = 11.4cm^2 < A_{max} = 54cm^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

En travées :

$$.A_{min} = 4.5cm^2 < A = 6.78cm^2 < A_{max} = 54cm^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

## VII .4. Vérifications à l'ELU:

- Condition de non fragilité: [Art A.4.1,1/BAEL91 modifiées 99] :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres secondaires

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 28 \times 2.1 / 400 = 1.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Poutres principales :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 33 \times 2.1 / 400 = 1.19 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Influence de l'effort tranchant aux appuis (article .A-5.1.3.2.1 /BAEL91) :

a. Sur le béton :

Il faut vérifier que :  $V_u \leq V = 0.267. a. b. f_{c28}$

❖ Poutre principale :

$$V_u = 104.11 \text{ KN} < V = 0.267.0.9.33.30.2.5 = 594.74 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ Poutre secondaire :

$$V_u = 62.34 \text{ KN} < V = 0.267.0.9.28.30.2.5 = 504.63 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Justification sous sollicitation d'effort tranchant :(BAEL91.art A.5.1)

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \quad \text{avec : } T_u^{max}: \text{Effort tranchant max à l'ELU}$$

$$\text{Poutres principales : } \tau_u = \frac{104.11 \times 10^3}{300 \times 330} = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres secondaire: } \tau_u = \frac{62.34 \times 10^3}{300 \times 280} = 0.74 \text{ MPa}$$

Etat limite ultime du béton de l'âme :(BAEL91.art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \min \left( \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

**Poutres principales :**  $\tau_u = 1.05 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ .....La condition est vérifiée

**Poutres secondaires :**  $\tau_u = 0.74 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa}$ .....La condition est vérifiée

➤ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres (BAEL91A.6.1. 3) :**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \Psi = 1.5 \text{ pour le HA}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 d \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

**Poutres principales :**

$$3\text{HA}14 \Rightarrow \sum U_i = 13.18 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{104.11 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 131.8} = 2.65 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Poutres secondaires :**

$$3\text{HA}12 \Rightarrow \sum U_i = 11.30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{62.34 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113} = 2.18 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul de la longueur de scellement droit des barres (BAEL91 Art A6-1.2.1) :**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les } \phi 12 : l_s = 43 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi 14 : l_s = 50 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

**-poutres principales :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right) = \min(10, 14, 30)$$

**-poutres secondaires :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right) = \min(8.5, 12, 30)$$

$$\text{Soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

On choisira 1 cadre + 1 étrier

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des espacements :**

**a- Sens principal :**

$$\diamond \text{ Zone nodale : } S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\phi_L, 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left( \frac{35}{4}, 12 \times 1.4, 30 \right) = 8.75 \text{ cm}.$$

Soit à prendre  $S_t = 7,5 \text{ cm}$

❖ **Zone courante :**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}.$$

**b- Sens secondaire :**

❖ **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30 \text{ cm}\right)$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1.2, 30 \text{ cm}\right) = 7,5 \text{ cm}.$$

Soit à prendre  $S_t = 7,5 \text{ cm}$ .

❖ **Zone courante :**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } S_t = 15 \text{ cm}.$$

➤ **Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}.$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2 \times h$$

$$L' = 35 \times 2 = 70 \text{ cm}$$

$h$  : hauteur de la poutre

$L'$  : la longueur de la zone nodale.

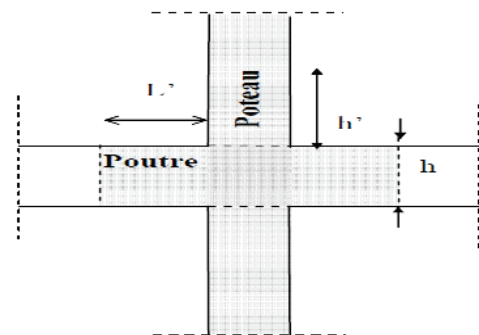


Fig.VII.1. Délimitation de la zone nodale

## VII .5.Vérification à l'ELS

• **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leur sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissures (exemple de calcul pour la fissuration non préjudiciable).
- Etat limite de résistance du béton à la compression.
- Etat limite de déformation :

- **Etat limite de résistance du béton:** (BAEL91/ A.4.5.2)

Il faut vérifier la contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$  (Contrainte de traction des aciers),

A : armatures adoptées à l'ELU,

$K_1$  et  $\beta_1$  sont tirés des tableaux en fonction de  $\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Poutres principales :**

	<i>M<sub>smax</sub></i> (KN.m)	<i>A<sub>s</sub></i> ELU	$\rho_1$	$\beta_1$	<i>K<sub>1</sub></i>	$\sigma_s$		$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	<i>obs</i>
<b>En travée</b>	30.5	4.62	0.46	0.897	33.54	223.02		6.64	15	CV
<b>En appuis</b>	57.67	8.01	0.81	0.871	23.76	250.48	348	10.54		

- **Poutres secondaires :**

	<i>M<sub>smax</sub></i> (KN.m)	<i>A<sub>s</sub></i> ELU	$\rho_1$	$\beta_1$	<i>K<sub>1</sub></i>	$\sigma_s$	$\overline{\sigma_s}$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	<i>obs</i>
<b>En travée</b>	14.78	3.39	0.4	0.902	36.02	172.62		4.79	15	CV
<b>En appuis</b>	36.21	8.01	0.95	0.863	21.5	187.07	348	8.7		

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de déformation :**

*Sens longitudinal :*

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS  $f = 0.03 \text{ cm}$

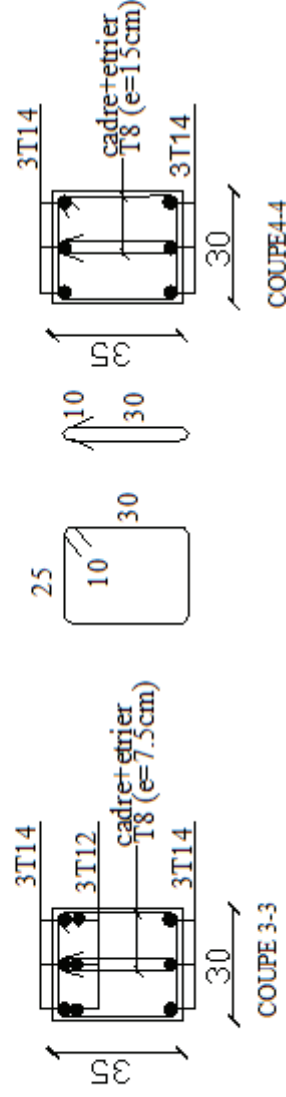
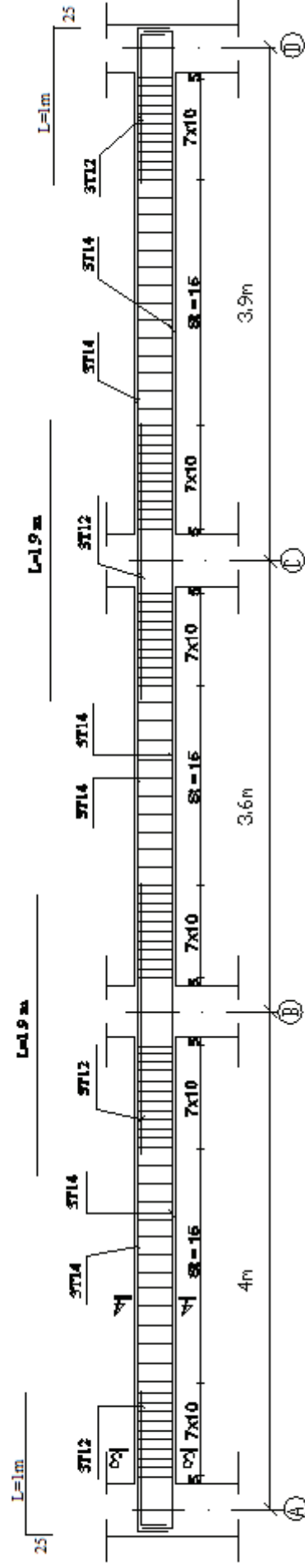
$$f = 0.03 \text{ cm} < F = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm}$$

*Sens transversal :*

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS  $f = 0.094 \text{ cm}$

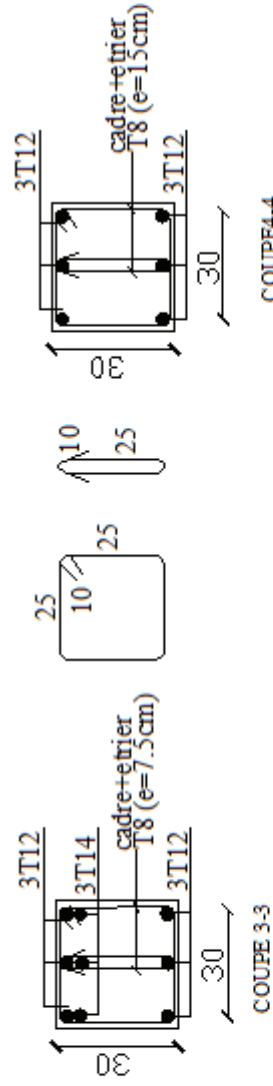
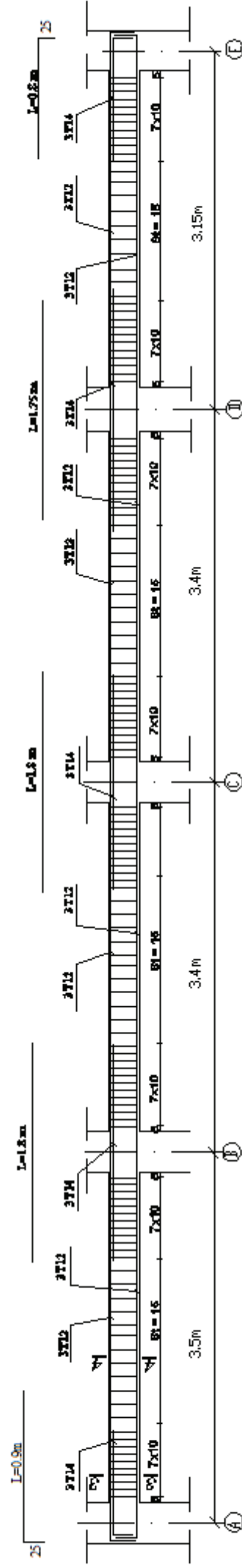
$$f = 0.094 \text{ cm} < F = \frac{350}{500} = 0.7 \text{ cm}$$

**Conclusion:** La flèche est vérifiée.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR: Mr SI SMAIL NOURDINE	TITRE :	
	FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES	
DIRIGE PAR: Mr MECHICHE	PLAN N°	ECHELLE
PROMOTION 2012/2013		



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR: MR SI SMAÏL NOURDINE	TITRE :	
	FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES	
DIRIGE PAR: MR MECHICHE	PROMOTION 2012/2013	PLAN N°
		ECHELLE



# Chapitre VIII

## Ferraillage des poteaux

**VIII .1.Introduction :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- $1,35G+1,5Q$  à l'ELU.
- $G+Q$  à l'ELS
- $G+Q+E$  RPA99 révisé 2003.
- $0,8G + E$  RPA99 révisé 2003.

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal avec son moment correspondant.
- Effort normal minimal avec son moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal avec son effort correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

**VIII .2.Recommandation du RPA 99 modifié 2003 :****1-Armatures longitudinales :**

- ❖ Les armatures longitudinales doivent être à hautes adhérences et sans crochets.
- ❖ Le diamètre minimal des armatures longitudinales est de 12mm.
- ❖ La longueur minimale des recouvrements est de  $40\Phi$  en zone II.
- ❖ Le pourcentage minimal des armatures longitudinales est de  $(0,8\%bh)$  en zone IIa.

$$\text{Zone 1 : Poteaux } (40 \times 40) : A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone 2 : Poteaux } (35 \times 40) : A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 40 = 11.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone 3 : Poteaux } (35 \times 35) : A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone 4 : Poteaux } (30 \times 30) : A_{\min} = 0,008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$

- ❖ Le pourcentage maximal des armatures longitudinales est de  $(4\%bh)$  en zone courante (zone II)

$$\text{Zone 1 : Poteaux } (40 \times 40) : A_{\min} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone 2 : Poteaux } (35 \times 40) : A_{\min} = 0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$$

Zone 3 : Poteaux (35 × 35) :  $A_{\min} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Zone 4 : Poteaux (30 × 30) :  $A_{\min} = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

- ❖ Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de  $6\% \times b \times h$  (en zone II)

Zone 1 : Poteaux (40 × 40) :  $A_{\min} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Zone 2 : Poteaux (35 × 40) :  $A_{\min} = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$

Zone 3 : Poteaux (35 × 35) :  $A_{\min} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

Zone 4 : Poteaux (30 × 30) :  $A_{\min} = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

- ❖ La distance entre les armatures verticales dans une face d'un poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- ❖ Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

## 2- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre  $t$  des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$t = \frac{1}{3} \frac{\max}{L}.$$

Avec :  $L$  : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \left( 15 \frac{\min}{L}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm} \right) \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec :  $a$  : est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99révisée 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{ll} S_t \leq \min \left( 10 \frac{\min}{L}, 15 \text{ cm} \right) & \longrightarrow \text{En zone nodale.} \\ S_t \leq \min \left( 15 \frac{\min}{L} \right) & \longrightarrow \text{En zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

✓ **Le rôle des armatures transversales consiste à :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a}{h_t} \frac{V_u}{f_e} \quad (RPA99 \text{ révisée } 2003/\text{Art}7.4.2.2)$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la section.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

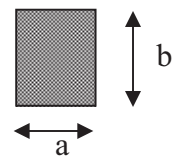
$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

Avec :  $\lambda_g$  élancement géométrique.

✓ **Calcul d'élancement :(élancement géométrique)**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b}$$



Avec : **a** et **b** : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$L_f$  : longueur de flambement.

✓ **Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)**

$\frac{A_t}{bS_t}$  En % est donné comme suite :

- Si  $\lambda_g \leq 5$  0,3% .
- Si  $\lambda_g \leq 3$  0,8%.
- Si  $3 < \lambda_g \leq 5$  interpoler entre les valeurs précédentes
-

## VIII .3. Calcul du ferrailage :

## ➤ Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} \longrightarrow \text{Deux cas peuvent se présenter}$$

**1<sup>er</sup> cas Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures soumises; soit à un effort de traction ou à un effort de compression.

$$e = \frac{M}{N} > \frac{h}{2} - c'$$

- la condition suivante doit être vérifiée :

$$(0,337h - 0,81c') \leq b \leq h^2 f_{bc} N (d - c') - M_f \quad \text{Pour une section rectangulaire.}$$

**Détermination des armatures :****- Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M + N \times \left( \frac{h}{2} - c' \right) = N \cdot g$$

**- Calcul du moment réduit :**

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

Si :  $\mu_f \leq 0,392 \Rightarrow$  Section simplement armée (  $A' = 0$  )

**- Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

**- Armatures réelles :**

$$A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s}$$

Si :  $\mu > \mu_1 = 0,392$  .....la section est doublement armée.

et on calcule  $M_r = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$M = M_f - M_r$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{M}{(d - c) \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A = \frac{M}{(d - c) \cdot \sigma_s}$$

Avec :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ Mpa}$

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature : 
$$\begin{cases} A_s = A ; \\ A_{s_i} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

### 2<sup>ème</sup> cas section entièrement comprimée (S.E.C) :

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$e_u \leq \frac{h}{2} - c$$

$$N_u \cdot (d - c) - M_f > (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1) Si  $(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :  $A_1 = \frac{N - 100}{100 \cdot \sigma_s} \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$  ;  $A_2 = 0$

Avec :

$$= \frac{0,3571 + \frac{N(d - c) - 100 \cdot M_u}{100 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c}{h}} ; \quad f_{bc} \text{ en (Mpa) et } M \text{ en (N.m)}$$

2) Si  $N_u \cdot (d - c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :  $A_1 = \frac{M_u - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{(d - c)_s}$  ;  $A_2 = \frac{N - b \cdot h \cdot f_{bc}}{s} - A_1$

### Remarque :

Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera  $A = \frac{N_u - B \cdot f_{bc}}{s}$

Avec :  $B$  : Aire de la section du béton seul.

$s$  : Contrainte de l'acier

Ferrailage des poteaux :

Niveau	Sollicitation	N (kN)	M (KNm)	Nature	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
Zone 1	N <sub>max</sub>	1664.41	6.48	SEC	0	6.03	3HA16	0	6.03	3HA16
	N <sub>min</sub>	199.29	71.3	SPC	0	6.03	3HA16	2.55	6.03	3HA16
	N <sub>cor</sub>	462.3	106.7	SPC	0	6.03	3HA16	2.43	6.03	3HA16
Zone 2	N <sub>max</sub>	1236.59	6.58	SEC	0	6.03	3HA16	0	6.03	3HA16
	N <sub>min</sub>	144.77	11.74	SEC	0	6.03	3HA16	0	6.03	3HA16
	N <sub>cor</sub>	351.07	122.41	SPC	0	6.03	3HA16	5.21	6.03	3HA16
Zone3	N <sub>max</sub>	755.25	9.01	SEC	0	4.62	3HA14	0	4.62	3HA14
	N <sub>min</sub>	64.18	47	SPC	0	4.62	3HA14	3.01	4.62	3HA14
	N <sub>cor</sub>	254.01	84.75	SPC	0	4.62	3HA14	4.27	4.62	3HA14
Zone4	N <sub>max</sub>	292.09	9.01	SEC	0	4.62	3HA14	0	4.62	3HA14
	N <sub>min</sub>	7.32	41.99	SPC	0	4.62	3HA14	3.22	4.62	3HA14
	N <sub>cor</sub>	67.18	52.29	SPC	0	4.62	3HA14	4.42	4.62	3HA14

Ferrailage global :

Niveau	Section	A <sub>min</sub> RPA	A <sub>adop</sub>	ferrailage
Zone 1	40*40	12.8	16.08	8HA16
		12.8	16.08	8HA16
		12.8	16.08	8HA16
Zone 2	35*40	11.2	16.08	8HA16
		11.2	16.08	8HA16
		11.2	16.08	8HA16
Zone 3	35*35	9.8	12.31	8HA14
		9.8	12.31	8HA14
		9.8	12.31	8HA14
Zone 4	30*30	7.2	12.31	8HA14
		7.2	12.31	8HA14
		7.2	12.31	8HA14

Remarque : le ferrailage des poteaux se fait par zones tel que

**ZONE 1** : S-S2 au RDC

**ZONE 2** : 1<sup>er</sup> au 3<sup>ème</sup>

**ZONE 3** : 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup>

**ZONE 4** : 7<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup>

**VIII .4.calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

Ces armatures sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho V_u}{H_1 f_e} \quad (\text{article 7.4.2.2/RPA99 version 2003})$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$H_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier de l'armature transversale

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & g \geq 5 \\ 3.75 & g < 5 \end{cases}$$

$g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$g = \frac{I_f}{a} \quad \text{ou} \quad g = \frac{I_f}{b}$$

$I_f$  : La longueur de flambement des poteaux.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

$a, b$  : dimensions de la section droite du poteau.

$$S_t \leq \min \left( 10 \frac{\phi_L^{\min}}{l}, 15 \text{ cm} \right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \min \left( 15 \frac{\phi_L^{\min}}{l}, 15 \text{ cm} \right) \quad \text{en zone courante}$$

$\phi_L$  : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

**-Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq (10 \phi_L^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.4, 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}.$$

**-Dans la zone courante:**

$$S_t \leq \min (15 \phi_L^{\min}) = 21 \text{ cm}.$$

L'écartement ( $S_t$ ) des armatures transversales sera égal à :

$$\begin{cases} \text{En zone nodale} & S_t = 10 \text{ cm}. \\ \text{En zone courante} & S_t = 15 \text{ cm}. \end{cases}$$

❖ **Poteaux (40x40) :**

**Pour le 2S-S et le RDC :**

$$l_f = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.856}{0.40} = 7.14$$



$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \text{d'où} \quad \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left( \frac{2.5 \times 67.59 \times 1000}{40 \times 400 \times 100} \right) \times 10 \approx 1.056 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left( \frac{2.5 \times 67.59 \times 1000}{40 \times 400 \times 100} \right) \times 15 \approx 1.58 \text{ cm}^2$$

Pour le 1S-SOL :

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.14}{0.40} = 5.35$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \text{d'où} \quad \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left( \frac{2.5 \times 67.59 \times 1000}{40 \times 400 \times 100} \right) \times 10 \approx 1.056 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left( \frac{2.5 \times 67.59 \times 1000}{40 \times 400 \times 100} \right) \times 15 \approx 1.58 \text{ cm}^2$$

❖ Poteaux (35x40) :

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.14}{0.35} = 6.11$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \text{d'où} \quad \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left( \frac{2.5 \times 78.98 \times 1000}{40 \times 400 \times 100} \right) \times 10 \approx 1.23 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left( \frac{2.5 \times 78.98 \times 1000}{40 \times 400 \times 100} \right) \times 15 \approx 1.85 \text{ cm}^2$$

## ❖ Poteaux (35x35) :

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14m$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.14}{0.35} = 6.11$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \text{d'où} \quad \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left( \frac{2.5 \times 55.82 \times 1000}{35 \times 400 \times 100} \right) \times 10 = 0.996 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left( \frac{2.5 \times 55.82 \times 1000}{35 \times 400 \times 100} \right) \times 15 \approx 1.49 \text{ cm}^2$$

## ❖ Poteaux (30x30) :

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.14m$$

$$\Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.14}{0.30} = 7.14$$

$$\Rightarrow \lambda_g > 5 \quad \text{d'où} \quad \rho = 2.5$$

-Dans la zone nodale :

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left( \frac{2.5 \times 39.47 \times 1000}{30 \times 400 \times 100} \right) \times 10 \approx 0.822 \text{ cm}^2$$

-Dans la zone courante :

$$A_t = \left( \frac{\rho \cdot V_u}{H_1 \cdot f_e} \right) S_t = \left( \frac{2.5 \times 39.47 \times 1000}{30 \times 400 \times 100} \right) \times 15 \approx 1.23 \text{ cm}^2$$

## ➤ Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :

D'après l'article (7-4-2-2) /RPA 99 version 2003, la quantité d'armatures transversales minimale  $A_t/t \cdot b_1$  en pourcentage est donnée comme suit :

Pour  $\lambda_g \geq 5$ , la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 0.3\% t b_1$$

Avec :

$\lambda_g$ : L'élancement géométrique du poteau

$b_1$ : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

**En zone nodale (St = 10cm) :**

- Poteau de (40×40) cm<sup>2</sup> .....  $A_t = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$ .
- Poteau de (35×40) cm<sup>2</sup> .....  $A_t = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$ .
- Poteau de (35×35) cm<sup>2</sup> .....  $A_t = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2$ .
- Poteau de (30×30) cm<sup>2</sup> .....  $A_t = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$ .

**En zone courante (St = 15cm):**

- Poteau de (40×40) cm<sup>2</sup> .....  $A_t = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2$ .
- Poteau de (35×40) cm<sup>2</sup> .....  $A_t = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$ .
- Poteau de (35×35) cm<sup>2</sup> .....  $A_t = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2$ .
- Poteau de (30×30) cm<sup>2</sup> .....  $A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$ .

**Conclusion :** les armatures transversales des poteaux seront composées d'un cadres T8 et d'un losange T8 pour tous les poteaux  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

**VIII .5.Vérifications à l'ELU :**

- Longueur d'ancrage (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\phi x f_e}{4 \tau_{su}}$$

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

$\Psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les HA 14 : } l_s = \frac{\phi x f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{14 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA 16 : } l_s = \frac{\phi x f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{16 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm}$$

**Selon le RPA :** la longueur minimale de recouvrement est :  $L = 40 \times \phi$

Pour les **HA14 :**

$$L = 40 \times \phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Pour les **HA16 :**

$$L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

**Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :**

$$\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

Avec :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

$$\text{Zone : 1,2,3 et 4 : } \tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa.}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$\hat{L} = 2 \times h$$

$$\hat{h} = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} = \left\{ 408/6 ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm} \right\}$$

$h$  : hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.

$$\hat{h} = \max \{ 68, 50, 50, 60 \text{ cm} \}$$

On aura :  $\hat{h} = 68 \text{ cm}$

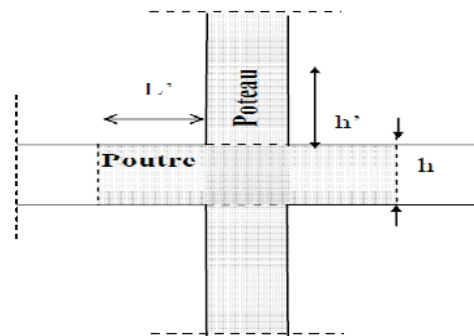


Fig.VIII.1. Délimitation de la zone nodale

#### VIII .6.Vérification à l'E.L.S :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{h}{6}$$

La section est entièrement comprimée (SEC).

$$\text{Si } e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{h}{6}$$

La section est partiellement comprimée (SPC).

✓ **Cas d'une section partiellement comprimée ( $e_s > \frac{h}{6}$ ) :**

Pour vérifier les contraintes du béton, on doit calculer :  $y_1 = y_2 + l_c$

Avec :

$y_1$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$l_c$  : La distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

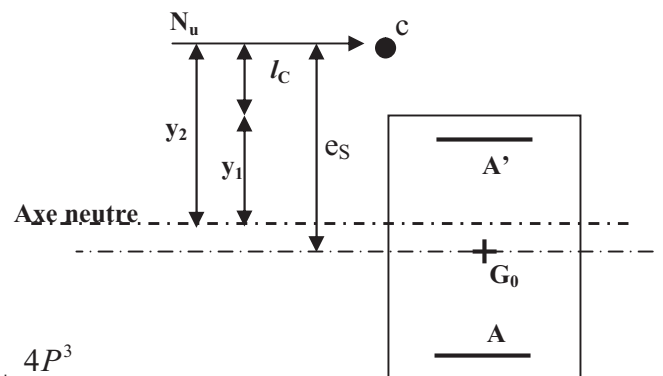
$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + py_2 + q = 0$

Avec :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3(l_c)^2 - 90A' \frac{(l_c - C')}{b} + 90A \frac{(d - l_c)}{b}$$

$$q = -2(l_c)^3 - 90A' \frac{(l_c - C')^2}{b} - 90A \frac{(d - l_c)^2}{b}$$



Pour la résolution de l'équation, on calcul :  $= q^2 + \frac{4P^3}{27}$

$$\text{Si } 0 : t = 0,5(\sqrt{-q}) ; \quad U = \sqrt[3]{t} ; \quad y_2 = U - \frac{P}{3U}$$

Si  $< 0$  : l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = \alpha \cos \frac{\alpha}{3} \quad y_2^2 = a \cos \frac{\alpha}{3} + 120 \quad y_2^3 = a \cos \frac{\alpha}{3} + 240$$

$$= \arccos \frac{3q}{2P} \cdot \sqrt{\frac{-3}{P}} \quad a = 2\sqrt{\frac{-P}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$ , et on calcul l'inertie de la section homogène réduit :

$$I = \frac{b(y_1)^3}{3} + 15 A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - C')^2$$

La contrainte vaut :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_1 \cdot N_s \cdot y_2}{I}$$

- ✓ **Cas d'une section entièrement comprimée** ( $e_s < \frac{h}{6}$ ) :

On calcule l'aire de la section homogène totale :  $S = b \cdot h + 15(A + A')$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A' \left( \frac{h}{2} - C' \right) - A \left( d - \frac{h}{2} \right)}{bh + 15(A + A')}$$

On calcule le moment d'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot X_G^2 + 15 \left[ A' \left( \frac{h}{2} - C' - X_G \right)^2 + A \left( d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{Sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s (e_s - X_G) \left( \frac{h}{2} - X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{Inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s (e_s - X_G) \left( \frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$

**Remarque :** Les calculs sont donnés dans le tableau ci-après.

section	sollicitations	Ns	Ms(KN.m)	e(m)	h/6	Nature	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma$ (MPa)	Observation
<b>Zone 1</b>	Nmax- Mcor	1205.56	4.66	0.0038	0.066	<b>SEC</b>	7.3	5.9	<b>15</b>	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	496.61	5.16	0.01	0.066	<b>SEC</b>	3.3	2.2	<b>15</b>	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	867.16	29.47	0.033	0.066	<b>SEC</b>	7.2	1.7	<b>15</b>	condition vérifiée
<b>Zone 2</b>	Nmax- Mcor	894.96	4.46	0.0049	0.066	<b>SEC</b>	6.4	4.9	<b>15</b>	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	293.39	10	0.034	0.066	<b>SEC</b>	2.8	0.9	<b>15</b>	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	359.15	19.53	0.054	0.066	<b>SEC</b>	4.1	0.5	<b>15</b>	condition vérifiée
<b>Zone 3</b>	Nmax- Mcor	546.42	6.25	0.011	0.058	<b>SEC</b>	4.8	3	<b>15</b>	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	128.59	10.96	0.085	0.058	<b>SPC</b>	2.2	0	<b>15</b>	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	167.8	21.32	0.12	0.058	<b>SPC</b>	3.9	0	<b>15</b>	condition vérifiée
<b>Zone 4</b>	Nmax- Mcor	210.99	6.31	0.029	0.05	<b>SEC</b>	3.3	0.8	<b>15</b>	condition vérifiée
	Nmin- Mcor	29.61	14.4	0.48	0.05	<b>SPC</b>	3.8	0	<b>15</b>	condition vérifiée
	Mmax-Ncor	55.98	18.34	0.32	0.05	<b>SPC</b>	4.9	0	<b>15</b>	condition

- ✓ **Condition de non fragilité pour les poteaux :** ( Art A.4.2.1/BAEL91 modifiée 99)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

**Poteaux (30x30) :**

$$A_s = 12.31 \geq A_{min} = 0.23 \frac{30 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Poteaux (35x35) :**

$$A_s = 12.31 \geq A_{min} = 0.23 \frac{35 \times 32 \times 2.1}{400} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Poteaux (35x40) :**

$$A_s = 12.31 \geq A_{min} = 0.23 \frac{35 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Poteaux (40x40) :**

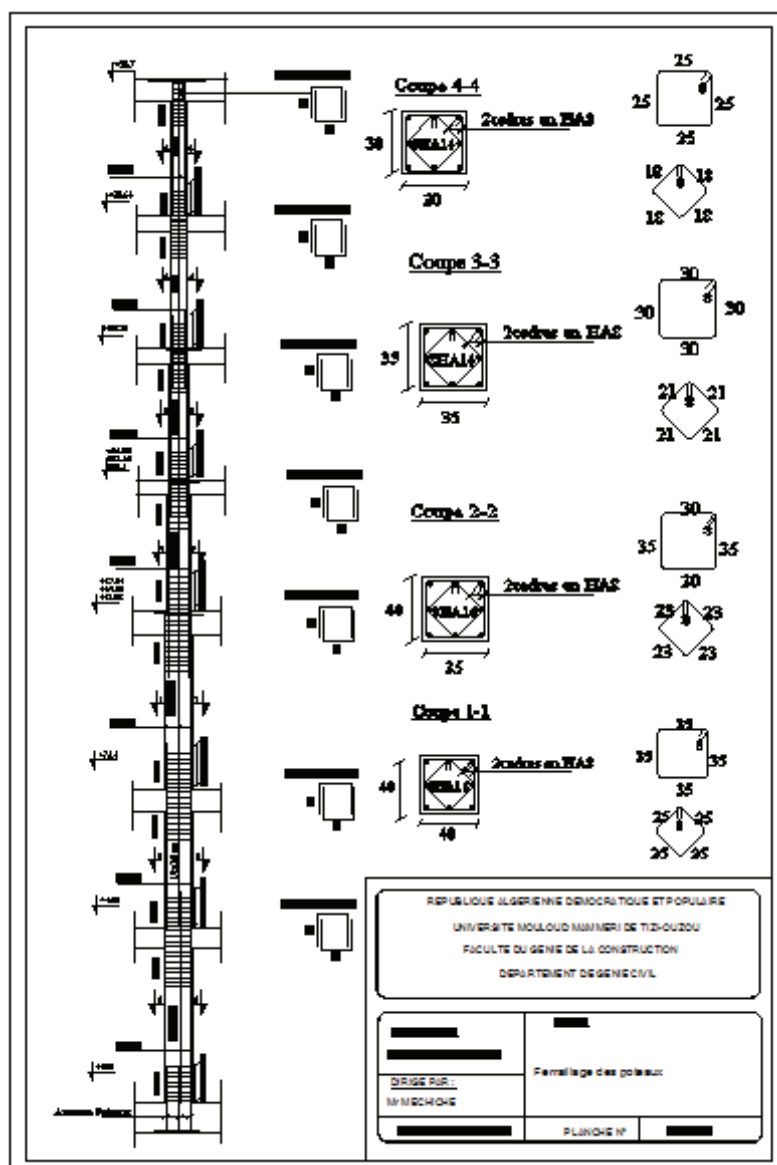
$$A_s = 12.31 \geq A_{min} = 0.23 \frac{40 \times 37 \times 2.1}{400} = 1.78 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- ✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification à effectuer, car la fissuration est non préjudiciable.





# Chapitre IX

## Ferraillage des voiles

### IX.1. Introduction:

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales,
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (03) zones :

- Zone I : S-SOL2 ,S-SOL1,RDC
- Zone II : 1<sup>er</sup> ,2<sup>ème</sup> , 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> étage
- Zone III : 5<sup>ème</sup> , 6<sup>ème</sup> , 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage.

### IX.2. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{ll} \text{Selon le BAEL 91} & \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right. \\ \\ \text{Selon le RPA révisé 2003} & \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right. \end{array}$$

### IX.3. Ferraillage des voiles:

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

### IX.3. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

$V$  et  $V'$ : bras de levier,  $V=V' = L_{\text{voile}} / 2$

Le calcul se fera pour des bandes de longueur «  $d$  » donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

$h_e$  : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$L_t$  : longueur tendue avec  $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

- Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

$e$  : épaisseur du voile.

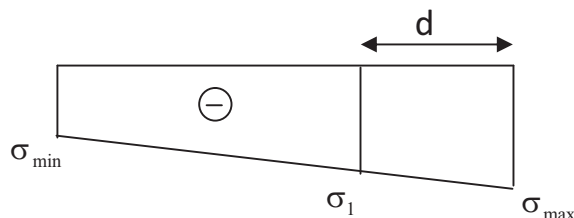
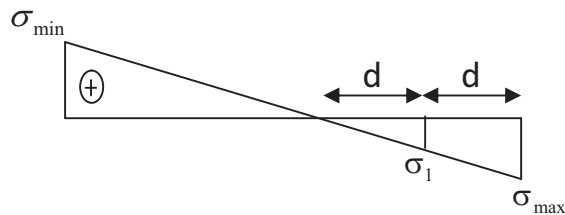
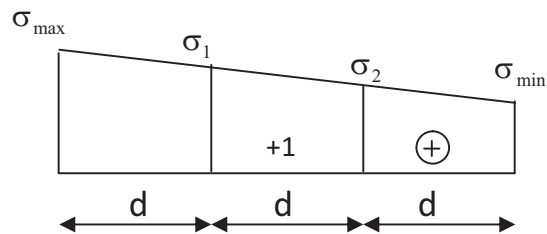
- Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

- Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**IX.4. Détermination des armatures :****IX.4.1. Armatures verticales :**

- **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile.

$\sigma(2\%)$  = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2%).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

- **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma(10\%)$  = Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de (10%).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(10\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

- **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma(2\%)$  = Contrainte dans les aciers correspondant à un allongement de (2%).

$$\text{Combinaisons courantes : } \sigma(2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Combinaisons accidentelles : } \sigma(2\%) = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

**IX.4.2. Armatures minimales :**

- **Pour une Section entièrement comprimée :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91 modifiées 99})$$

- Pour une Section entièrement tendue

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.15\%B \right\}$$

- Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

- Exigences de RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0.10 %

#### IX.4.3. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

- $A_H \geq 0.15\%B$  Globalement dans la section du voile.
- $A_H \geq 0.10\%B$  En zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec :  $A_V$  : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

- \_ Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- \_ Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

**IX.4.4.Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

**IX.4.5.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 :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad (\text{Article 7.7.4.3/RPA99 version 2003})$$

$$T = 1.4 V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**IX.4.6.Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$

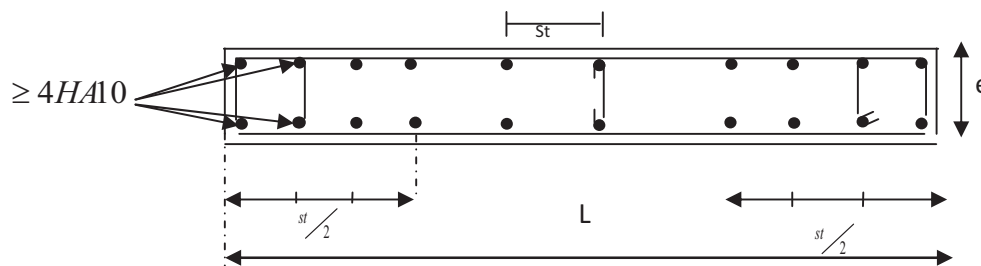
**IX.4.7.Dispositions constructives :****➤ Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \quad \dots\dots\dots (\text{Art 7.7.4.3 RPA 2003})$$

Avec :  $e$  = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.



**Figure .1** : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

➤ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à : .....( Art 7.7.4.3 RPA 2003)

- $40\Phi$  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.

➤ **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 25\text{mm}$$

**IX.5.Vérification :**

➤ **Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_s$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée

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

**Selon le RPA 2003 :**

$$\tau_b = \frac{T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

**Selon le BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa.} \quad (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

**IX.6.Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage des voiles transversaux Vt2 et Vt4 de la zone 1 :

$$L = 3.5 \text{ m}, e = 25 \text{ cm}$$



$$B = 0.875m^2$$

$$\sigma_{\max} = 5679.88 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -9126.07 \text{ KN/m}^2$$

$L_c = 1.35 \text{ m} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

$$L_t = L - L_c = 2.15 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

$$\text{Avec : } d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) = \min (2.04; 0.89)$$

Soit  $d_1 = 0.8 \text{ m}$  et  $d_2 = 1.35 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \left( L_t - d \right) \times \frac{\sigma_{\max}}{L_t} = 3566.38 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left( \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 924.61 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 601.82 \text{ KN}$$

➤ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 23.11 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 15.04 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left( 0.005 B, \frac{0.23 B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

tellque  $B = d \times e$

$$A_{1\min} = 10 \text{ cm}^2$$

$$A_{2\min} = 16.8 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 486.15 \times 10}{400} = 18.7 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj} = 18.7 \text{ cm}^2$$

## ➤ Sections d'armatures totales :

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 23.11 + \frac{18.7}{4} = 27.78 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 15.04 + \frac{18.7}{4} = 19.72 \text{ cm}^2$$

Les voiles sont ferrailés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique

**1<sup>ère</sup> bande** : 14HA16 = 28.14 cm<sup>2</sup>/d<sub>1</sub> soit: 7HA16 /nappe .avec espacement de 12 cm

**2<sup>ème</sup> bande** : 14HA14 = 21.56 cm<sup>2</sup>/d<sub>2</sub> soit: 7HA14 /nappe avec espacement de 20 cm

## ➤ Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 :

$$A_H = \frac{A_v \text{ adopté}}{4} = 7.03 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA révisé 2003 :

$$A_H \geq 0.15\% \cdot B = 13.12 \text{ cm}^2$$

Soit : 12 HA12 = 13.56 cm<sup>2</sup>/ml

Soit : 6HA12 = 6.78 cm<sup>2</sup>/nappe avec : S<sub>t</sub> = 17 cm

## ➤ Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

## ➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

$$\begin{aligned} \text{- BAEL 91 : } \tau_u &= \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{486.15 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 3.5 \times 10^3} = 0.61 \text{ MPa} \\ \tau_u &= 0.61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{25}{1.15}, 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa. (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\begin{aligned} \text{- RPA 2003 : } \tau_b &= \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 486.15 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 3.1 \times 10^3} = 0.86 \text{ MPa} \\ \tau_b &= 0.86 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa} \end{aligned}$$

**Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{2457.6 \times 10^3}{0.875 \times 10^4 + 15 \times 49.7 \times 10^2} = 2.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.39 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## Ferrailage des voiles transversaux (Vt2, Vt4) :

	Zone		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.5	3.5	3.5
	e (m)		0.25	0.25	0.25
	B (m <sup>2</sup> )		0.875	0.875	0.875
solllicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/ m <sup>2</sup> )		5679.88	3447.22	3761.58
	$\sigma_{\min}$ (KN/ m <sup>2</sup> )		-9126.07	-5852.91	-4571.18
	$\sigma_1$ (KN/ m <sup>2</sup> )		3576.17	2193.68	1998.33
	V <sub>u</sub> (KN)		486.15	393.88	250.15
	T (KN)		680.61	551.43	350.21
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L <sub>t</sub> (m)		2.15	2.2	1.92
	L <sub>c</sub> (m)		1.35	1.3	1.58
	d <sub>1</sub> (m)		0.8	0.8	0.8
	d <sub>2</sub> (m)		1.35	1.4	1.12
Ferrailages	N (KN)	N <sub>1</sub>	924.61	564.09	595.58
		N <sub>2</sub>	601.82	383.89	307.19
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub>	23.11	14.1	14.88
		A <sub>2</sub>	15.04	9.59	7.67
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		18.71	15.16	9.63
	A <sub>v1</sub> min(cm <sup>2</sup> )		10	10	10
	A <sub>v2</sub> min(cm <sup>2</sup> )		16.8	14.82	11.28
	A <sub>1</sub> = A <sub>v1</sub> + A <sub>vi</sub> /4		27.79	17.89	17.29
	A <sub>2</sub> = A <sub>v2</sub> + A <sub>vi</sub> /4		19.72	13.38	10.08
	A <sub>1</sub> adopté /bande (cm <sup>2</sup> )		28.14	21.54	21.54
	A <sub>1</sub> adopté /nappe		7HA16	7HA14	7HA14
	St (cm)		12	12	12
	A <sub>2</sub> adopté /bande (cm <sup>2</sup> )		21.54	15.84	13.56
	A <sub>2</sub> adopté /nappe		7HA14	7HA12	6HA12
	St (cm)		20	20	20
	A <sub>H</sub> min (cm <sup>2</sup> )		13.12	13.12	13.12
	A <sub>H</sub> adopté/ml (cm <sup>2</sup> )		13.56	13.56	13.56
	A <sub>H</sub> adopté/nappe		6HA12	6HA12	6HA12
	St (cm)		17	17	17
	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )		4 épingles HA8		
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.61	0.5	0.31
		$\tau_b$ (MPa)	0.86	0.7	0.44
	ELS	N <sub>s</sub> (KN)	2457.6	1813.43	916.94
		$\sigma_b$ (MPa)	2.39	1.97	0.99

## Ferrailage des voiles transversaux (Vt1, Vt3) :

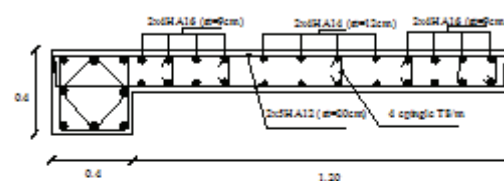
	Zone		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.6	3.6	3.6
	e (m)		0.25	0.25	0.25
	B (m <sup>2</sup> )		0.9	0.9	0.9
sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/ m <sup>2</sup> )		5773.26	3532.84	4088.74
	$\sigma_{\min}$ (KN/ m <sup>2</sup> )		-9252.02	-6048.19	-3986.82
	$\sigma_1$ (KN/ m <sup>2</sup> )		3422.15	2209.97	1791.69
	V <sub>u</sub> (KN)		505.81	419.39	265.65
	T (KN)		708.13	587.14	371.91
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L <sub>t</sub> (m)		2.21	2.27	1.78
	L <sub>c</sub> (m)		1.39	1.33	1.82
	d <sub>1</sub> (m)		0.9	0.85	0.9
	d <sub>2</sub> (m)		1.31	1.42	0.88
Ferrailages	N (KN)	N <sub>1</sub>	1034.48	610.17	687.39
		N <sub>2</sub>	5600.37	392.26	222.35
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub>	25.86	15.25	17.18
		A <sub>2</sub>	14.09	9.8	5.55
	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )		19.47	16.14	10.22
	A <sub>v1 min</sub> (cm <sup>2</sup> )		11.25	11.25	11.25
	A <sub>v2 min</sub> (cm <sup>2</sup> )		16.3	15.43	11
	A <sub>1</sub> = A <sub>v1</sub> + A <sub>vj</sub>		30.73	19.29	19.74
	A <sub>2</sub> = A <sub>v2</sub> + A <sub>vj</sub>		18.87	13.84	8.11
	A <sub>1</sub> adopté /bande (cm <sup>2</sup> )		32.16	21.54	21.54
	A <sub>1</sub> adopté /nappe		8HA16	7HA14	7HA14
	St (cm)		12	12	12
	A <sub>2</sub> adopté /bande (cm <sup>2</sup> )		21.54	15.84	11.3
	A <sub>2</sub> adopté /nappe		7HA14	7HA12	5HA12
	St (cm)		20	20	20
	A <sub>H min</sub> (cm <sup>2</sup> )		13.5	13.5	13.5
	A <sub>H</sub> adopté/ ml (cm <sup>2</sup> )		13.56	13.56	13.56
	A <sub>H</sub> adopté/nappe		6HA12	6HA12	6HA12
	St (cm)		17	17	17
	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )		4 épingles HA8		
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.62	0.51	0.32
		$\tau_b$ (MPa)	0.87	0.72	0.45
	ELS	N <sub>s</sub> (KN)	2555.85	1882.14	946.48
		$\sigma_b$ (MPa)	2.71	1.99	1.004

## Ferrailage des voiles longitudinaux (VL1, VL2, VL3, VL4, VL5 et VL6):

	Zone		Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.2	1.2	1.2
	e (m)		0.25	0.25	0.25
	B (m <sup>2</sup> )		0.3	0.3	0.3
solicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/ m <sup>2</sup> )		7266.88	3148.2	5937.83
	$\sigma_{\min}$ (KN/ m <sup>2</sup> )		-10881.81	-7514.44	-6979.12
	$\sigma_1$ (KN/ m <sup>2</sup> )		4239.01	2037.07	3197.29
	V <sub>u</sub> (KN)		258.84	154.4	122.58
	T (KN)		362.37	216.16	171.61
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	L <sub>t</sub> (m)		0.72	0.85	0.65
	L <sub>c</sub> (m)		0.48	0.35	0.55
	d <sub>1</sub> (m)		0.3	0.3	0.3
	d <sub>2</sub> (m)		0.42	0.55	0.35
Ferrillages	N (KN)	N <sub>1</sub>	431.47	194.44	342.56
		N <sub>2</sub>	222.54	140.04	139.88
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub>	10.78	4.86	8.56
		A <sub>2</sub>	5.56	3.5	3.49
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		9.96	5.94	4.71
	A <sub>v1</sub> min(cm <sup>2</sup> )		3.75	3.75	3.75
	A <sub>v2</sub> min(cm <sup>2</sup> )		5.25	6.87	4.37
	A <sub>1</sub> = A <sub>v1</sub> + A <sub>vj</sub>		13.27	6.34	8.76
	A <sub>2</sub> = A <sub>v2</sub> + A <sub>vj</sub>		8.05	4.98	4.67
	A <sub>1</sub> adopté /bande (cm <sup>2</sup> )		16.08	9.05	9.05
	A <sub>1</sub> adopté /nappe		4HA16	4HA12	4HA12
	St (cm)		9	9	9
	A <sub>2</sub> adopté /bande (cm <sup>2</sup> )		12.31	9.05	6.78
	A <sub>2</sub> adopté /nappe		4HA14	4HA12	3HA12
	St (cm)		12	12	12
	A <sub>H</sub> min (cm <sup>2</sup> )		4.5	4.5	4.5
	A <sub>H</sub> adopté/ ml (cm <sup>2</sup> )		11.31	11.31	11.31
	A <sub>H</sub> adopté/nappe		5HA12	5HA12	5HA12
	St (cm)		20	20	20
	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )		4 épingles HA8		
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0.95	0.57	0.45
		$\tau_b$ (MPa)	1.34	0.8	0.63
	ELS	N <sub>s</sub> (KN)	1825.96	1302.13	676.03
		$\sigma_b$ (MPa)	5.33	3.8	1.97

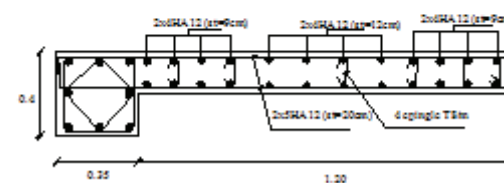
Voiles VL1, VL2, VL3, VL4, VL5, VL6

ZONE 1



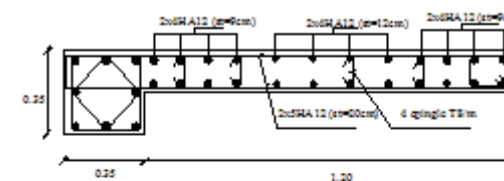
Voiles VL1, VL2, VL3, VL4, VL5, VL6

ZONE 2



Voiles VL1, VL2, VL3, VL4, VL5, VL6

ZONE 3



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOULOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDE PAR :

Mr SI SMAIL NOURDINE

DESSIN PAR :

Mr MECHICHE

PROMOTION 2012/2013

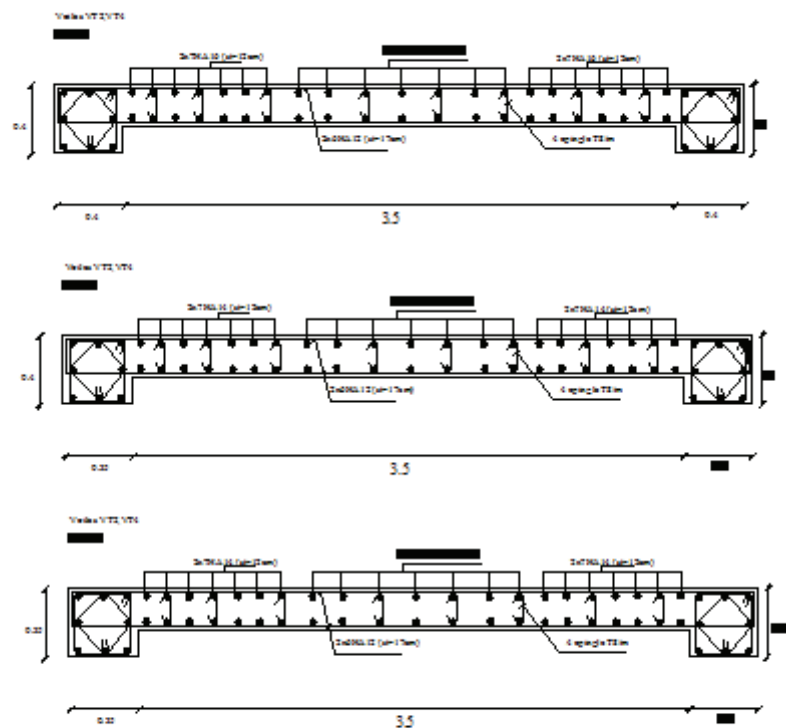
TITRE :

Ferraillage des voiles longitudinaux

PLANCHE N°

ECHELLE





REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZOULOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

M. SI SIVIL NOURDINE

DEGRE PAR :

M. MECHICHE

PROMOTION 2012/2013

TITRE :

Ferrailage des voiles transversaux

PLANCHE N°

ECHELLE



# Chapitre X

## Etude de l'infrastructure

### X.1. Introduction :

- 
- 
- 

### Fondations superficielles :

( , ).

### Fondations profondes

( , ).

### X.2. Étude géotechnique du sol

- 2 .
- , .

### X.3. Choix du type de fondation

- 
- 
- 
- 
- 
-

**X.4. Dimensionnement :****a) Semelle isolée :**

$$N_{ser}$$

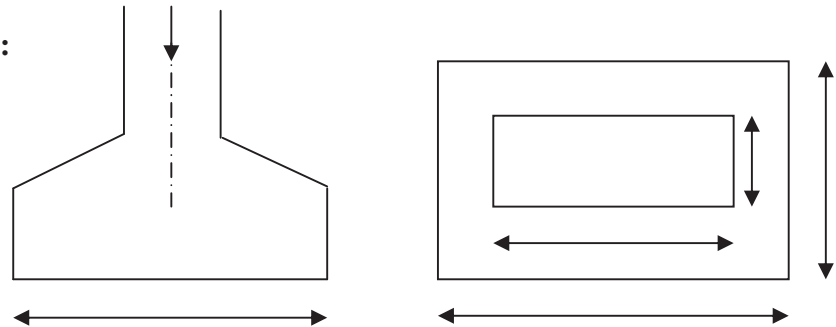
2.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

**Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

*Figure X.1 : Dimensions d'une fondation***Exemple de calcul:**

$$N_{ser} = 1205.56 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN / m}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1205.56}{200}} = 2.45 \text{ m}$$

**Soit : B= 2.6m****Remarque :****b) Semelles filantes :****1. Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

**B****L :****G :****Q :** **$\sigma_{sol}$  :**

$$. (\sigma_{sol} \quad 2 \quad )$$

## ➤ Sens longitudinal :

Voile	$N_s$ (KN)	L (m)	B (m)	$S \text{ (m}^2\text{)} = B \times L$
$V_{L1}$	884.25	1.4	3.15	4.42
$V_{L2}$	1825.96	1.4	6.52	9.12
$V_{L3}$	930.84	1.4	3.42	4.65
$V_{L4}$	849.42	1.4	3.03	4.24
$V_{L5}$	1780.1	1.4	6.35	8.9
$V_{L6}$	902.66	1.4	3.22	4.51
<b>Somme</b>				<b>35.86</b>

Tableau X.1 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux

## ➤ Sens transversal :

Voile	$N_s$ (tonf)	L (m)	B (m)	$S \text{ (m}^2\text{)} = B \times L$
$V_{T1}$	2555.85	4	3.19	12.77
$V_{T2}$	2457.6	3.9	3.15	12.28
$V_{T3}$	2414.8	4	3.01	12.07
$V_{T4}$	2244.96	3.9	2.87	11.22
<b>Somme</b>				<b>48.34</b>

Tableau X.2 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux

8 4.2

## 2. Semelles filantes sous poteaux :

- Hypothèse de calcul :

- Etapes de calcul :

-

$$R = \sum N_i$$

-

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

-

( )

$$e > \frac{l}{6} \quad \Rightarrow \quad \Rightarrow$$

.

$$e \leq \frac{l}{6} \quad \Rightarrow \quad \Rightarrow$$

.

$$q = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

-

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

- Exemple de calcul :

( )

Charges transmises par le portique :

Poteaux	$N_s = G + Q$ (KN)	$e_i$ (m)	$N \cdot e_i$ (KN.m)	$M_i$ (KN.m)
1	1066.78	5.75	6133.98	4.53
2	819.16	1.75	1433.53	-2.51
3	862.39	-1.85	-1595.42	-3.03
4	872.59	-5.75	-5017.39	-7.1
$\Sigma$	3620.92		954.7	-8.11

Tableau X.3 : Détermination de la résultante des charges

**1) Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :**

$$R = \sum N_i = 3620.92 \text{ KN}$$

**2) Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle :**

$$e = \frac{\sum (N_s \cdot e_i) + \sum M_i}{\sum N_s} \Rightarrow 0.26 \text{ m}$$

**3) Distribution de la réaction par mètre linéaire :**

$$0.26 - \frac{6}{6} \frac{11.5}{6} 1.91 \Rightarrow$$

$$= \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6}{L}\right) = \frac{3620.92}{11.5} \times \left(1 - \frac{6 \times (0.26)}{11.5}\right) = 272.15 \text{ /i}$$

$$= \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6}{L}\right) = \frac{3620.92}{11.5} \times \left(1 + \frac{6 \times (0.26)}{11.5}\right) = 357.57 \text{ /i}$$

$$_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3}{L}\right) = \frac{3620.92}{11.5} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.26)}{11.5}\right) = 336.21 \text{ /i}$$

**3) Détermination de la largeur de la semelle :**

$$\geq \frac{(L/4)}{sol} = \frac{336.21}{200} = 1.68$$

$$1.8$$

$$, \quad 1.8 \quad 11.5 \quad 20.7^2$$

$$= \times + \nu$$

$$= 20.7 \times 3 + 84.2 = 146.3$$

$$154.67^2$$

$$\frac{St}{S_{Bat}} = \frac{146.3}{154.67} = 0.92$$

$$9$$

2 % de la surface du bâtiment.

**Conclusion :**

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise).

Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

**X.5. Etude du radier général :**

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

**X.5. 1.Pré-dimensionnement du radier :****a) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ )

**b) Selon la condition forfaitaire :***a) Sous voiles :*

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,5 \leq h \leq 0,8$$

$h$  : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs ( $L_{\max} = 4\text{m}$ ) ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de  $h = 70\text{cm}$ .

*b) Sous poteaux :*➤ **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm}$$

Soit  $h_d = 30 \text{ cm}$

➤ **Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

Soit  $h_n = 50 \text{ cm}$

La base de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \quad \Longrightarrow \quad 0.4 \times 80 \leq b_n \leq 0.7 \times 80 = 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

On prend  $b_n = 50 \text{ cm}$

**c) Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique ;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen ;

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où : \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0,77 \text{ m} \quad \text{Soit } h = 80 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_{\text{ner}} = 80 \text{ cm}$ ..... Hauteur de la nervure.

$h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm}$ ..... Hauteur de la dalle.

$b_{\text{ner}} = 50 \text{ cm}$ ..... Largeur de la nervure

**d) Détermination de la surface nécessaire du radier :**

❖ **Poids de la superstructure :**

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers .

Charges permanentes  $G = 22333.69 \text{ KN}$

Charges d'exploitation  $Q = 3802.46 \text{ KN}$



❖ **Combinaisons d'actions :**

$$\underline{L'ELU}: N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 35854,17 \text{ KN}$$

$$\underline{L'ELS}: N_s = G + Q = 26136,15 \text{ KN}$$

❖ **La surface nécessaire du radier :**

L'ELU :

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{35854,17}{1,33 \times 200} = 134,79 \text{ m}^2$$

L'ELS :

$$S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{26136,15}{200} = 130,68 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = \max (S_{\text{rad}} ; S_{\text{rad}}) = 134,79 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 154,67 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 134,79 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, qui sera calculé comme suite :

$$L_{\text{deb}} \geq \max \left( \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{80}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 40 \text{ cm}$$

On ajoute au radier un débord de  $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$  dans les quatre sens.

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$

$$S_{\text{rad}} = 154,67 + (11,5 + 13,45) \times 2 \times 0,5 = 179,62 \text{ m}^2$$

**e) Détermination des efforts à la base du radier :**❖ **Charges permanentes :**

- **Poids du bâtiment :**  $G_{\text{bat}} = 22333,69 \text{ KN}$

- **Poids du radier :**

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante.}$

$$\text{Poids de la dalle} : P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = (179,62 \times 0,3) \times 25 = 1347,15 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la nervure} : P_n = b \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_n = [(0,5 \times (0,8 - 0,3) \times 11,5 \times 5) + (0,5 \times (0,8 - 0,3) \times 13,45 \times 4)] \times 25$$

$$P_n = 695,62 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de T.V.O : } P_{T.V.O} = [(S_{\text{rad}} - S_{\text{serv}}) \times (h_{\text{rad}} - h_{\text{dal}})] \times \rho_b$$

$$\text{Avec : } S_{\text{serv}} = (0.5 \times 11.5 \times 5) + (0.5 \times 13.45 \times 4) = 55.65 \text{ m}^2$$

$$P_{T.V.O} = [(179.62 - 55.65) \times (0.8 - 0.3)] \times 17 = 1053.74 \text{ KN}.$$

$$\text{Poids de la dalle flottante libre : } P_{\text{df}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{serv}}) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = (179.62 - 55.65) \times 0.1 \times 25 = 309.92 \text{ KN}. (e_p = 10 \text{ cm}).$$

$$\Rightarrow G_{\text{rad}} = 1347.15 + 695.62 + 1053.74 + 309.92 = 3406.43 \text{ KN}$$

#### ❖ Charges d'exploitation :

$$\text{Surcharges du bâtiment : } Q_{\text{bat}} = 3802.46 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharges du raier : } Q_{\text{rad}} = 2.5 \times 154.67 = 386.67 \text{ KN}$$

#### ❖ Poids total de la structure :

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{sup}} = 3406.43 + 22333.67 = 25740.1 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{sup}} = 386.67 + 3802.46 = 4189.13 \text{ KN}$$

#### ❖ Combinaisons d'action :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 41032.83 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 29929.13 \text{ KN}$$

#### ❖ Calcul des caractéristiques géométriques du radier :

##### ○ Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 6.72 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 5.75 \text{ m}$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré et  $X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

##### ○ Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{13.45 \times 11.5^3}{12} = 1704.64 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{bh^3}{12} = \frac{11.5 \times 13.45^3}{12} = 2331.75 \text{ m}^4.$$

### X.5. 2. Vérifications :

#### ✓ Vérification à la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.211)

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{41032.83 \times 1}{179.62} \times \frac{4}{2} = 456.88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{456.88 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.69 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

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

### ✓ Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment

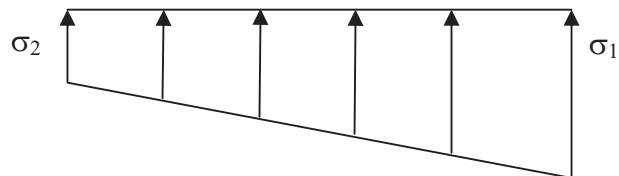
$I_{xi}, I_{yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :



**Fig. X.2** Diagramme des contraintes

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \quad (\text{RPA99/2003 Art.10.1.4.1})$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

Avec 
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

V : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_u = 41032.83 \text{ KN} \quad , N_s = 29929.13 \text{ KN}$$

### Sens longitudinal

A l'ELU 
$$M_x = 11393.19 + 1561.1 \times 0.8 = 12642.07 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{41032.83}{179.62} + \frac{12642.07}{2331.75} \times 6.725 = 264.9 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{41032.83}{179.62} - \frac{12642.07}{2331.75} \times 6.725 = 191.98 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 264.9 + 191.98}{4} = 246.67 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad 1.33 \sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS 
$$M_x = 11393.19 + 1561.1 \times 0.8 = 12642.07 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{29929.13}{179.62} + \frac{12642.07}{2331.75} \times 6.725 = 203.08 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{29929.13}{179.62} - \frac{12642.07}{2331.75} \times 6.725 = 130.16 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 203.08 + 130.16}{4} = 184.85 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Sens transversal :

A l'ELU 
$$M_y = 16079.75 + 1967.13 \times 0.8 = 17653.45 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{41032.83}{179.62} + \frac{17653.45}{1704.64} \times 5.75 = 287.9 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{41032.83}{179.62} - \frac{17653.45}{1704.64} \times 5.75 = 168.89 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 287.9 + 168.89}{4} = 258.21 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad 1.33 \sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

A l'ELS

$$M_y = 16079.75 + 1967.13 \times 0.8 = 17653.45 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{29929.13}{179.62} + \frac{17653.45}{1704.64} \times 5.75 = 226.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{29929.13}{179.62} - \frac{17653.45}{1704.64} \times 5.75 = 107.39 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 226.17 + 107.39}{4} = 196.39 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : toutes les contraintes sont vérifiées.

✓ **Vérification au poinçonnement :** (Art.A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

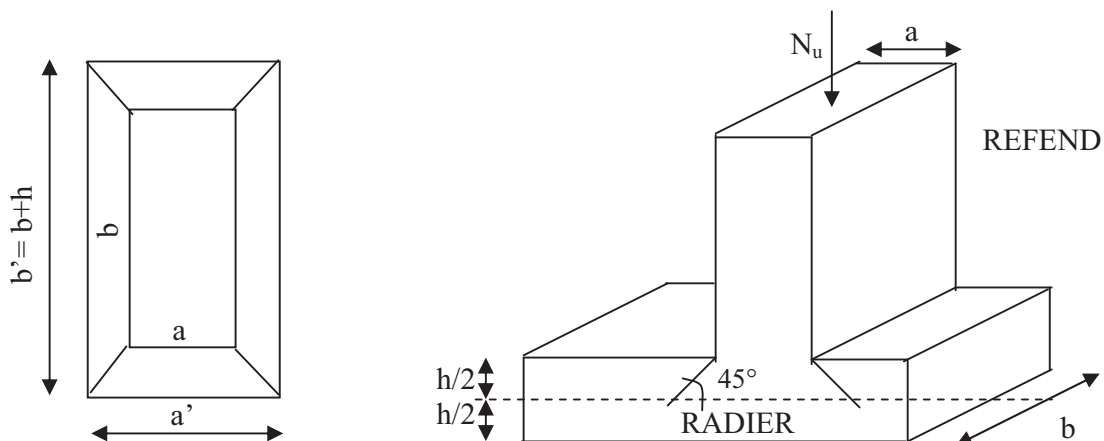
Avec  $N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau $\mu_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier. $a$  : Epaisseur du voile ou du poteau $b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

Fig. X.3 Périmètre utile des voiles et des poteaux

**Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :****Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,4 + 0,4 + 2 \times 0,8) = 4,8 \text{ m}$$

$$N_u = 1066.78 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1066.78 < 0,045 \times 4.8 \times 0,8 \times 25000 = 4320 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Voile :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,25 + 1 + 2 \times 0,8) = 5,7 \text{ m}$$

$$N_u = 2555.85 \text{ KN}$$

$$N_u = 2555.85 < 0,045 \times 0,8 \times 5,7 \times 2500 = 5130 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée.}$$

**X.5. 3. Ferrailage du radier :**

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91.

**a) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :**

On distingue deux cas :

- **1<sup>er</sup> Cas :** Si  $\alpha < 0,4 \rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} ; \quad M_{oy} = 0$$

- **2<sup>ème</sup> Cas :** Si  $0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens

Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : \quad M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : \quad M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec } (L_x < L_y)$$

**Remarque :** Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**b) Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.5}{4} = 0.875$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

A l'ELU

$$\sigma_m(ELU) - 1.35 \times \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 258.21 - 1.35 \times \frac{3406.43}{179.62} = 232.6 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS

$$\sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 196.39 - \frac{3406.43}{179.62} = 170.78 / \text{m}^2$$

**c) Calcul à l'ELU :****1-Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$$\nu=0 ; \rho = 0.875 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0486 \\ \mu_y = 0.7244 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0.0486 \times 232.6 \times 3.5^2 = 138.47 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.7244 \times 138.47 = 100.3 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Remarque :** Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients suivants :

0.75 : pour les moments en travées,

0.5 : pour les moments sur appuis.

**Moments sur appuis :**

$$\begin{cases} M_x = 0.5 \times 138.47 = 69.23 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.5 \times 100.3 = 50.15 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Moments en travées :**

$$\begin{cases} M_x = 0.75 \times 138.47 = 103.85 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.75 \times 100.3 = 75.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**2-Ferraillage longitudinal suivant le sens x-x :**✓ **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{69.23 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.067 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.067 \rightarrow \beta_u = 0.965$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{69.23 \times 10^3}{0.965 \times 27 \times 348} = 7.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 7.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6 HA 14 /ml = 9.23 cm<sup>2</sup>/ml .avec..St = 16cm

✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{103.85 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.1 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.1 \rightarrow \beta_u = 0.946$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{103.85 \times 10^3}{0.946 \times 27 \times 348} = 11.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 11.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6 HA 16 /ml = 12.06 cm<sup>2</sup>/ml .avec..St = 16cm

**3-Ferraillage longitudinal suivant le sens y-y :**✓ **Sur appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{50.15 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.0485 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.0485 \rightarrow \beta_u = 0.975$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{50.15 \times 10^3}{0.975 \times 27 \times 348} = 5.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 5.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 6 HA 12 /ml = 6.78 cm<sup>2</sup>/ml .avec..St = 16cm



✓ **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{75.23 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.072 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.072 \rightarrow \beta_u = 0.962$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{75.23 \times 10^3}{0.962 \times 27 \times 348} = 8.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ua} = 8.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 6 \text{ HA } 14/\text{ml} = 9.23 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ .avec..} St = 16 \text{ cm}$$

**4-Vérification à l'état limite ultime :**✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0.875}{2} = 2,55 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{aligned} \text{Aux appuis : } & \begin{cases} A_{ua}^x = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,55 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,55 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases} \\ \text{En travée : } & \begin{cases} A_{ut}^x = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,55 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,55 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases} \end{aligned}$$

✓ **Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

**Sens x-x:**

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

$$S_t = 16\text{cm} < 33\text{cm}$$

**Sens y-y:**

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

$$S_t = 16\text{cm} < 45\text{cm}$$

**X.5. 4. Vérifications à l'ELS :**

Les vérifications seront faites suivant la plus petite portée, étant donné que c'est la direction la plus sollicitée.

**a-Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$  :**

$$\nu=0.2 ; \rho = 0.875 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0556 \\ \mu_y = 0.8074 \end{cases}$$

$$\text{On aura donc : } \begin{cases} M_x = 0.0556 \times 170.78 \times 3.5^2 = 116.31 \text{ kN.m} \\ M_y = 0.8074 \times 116.31 = 93.91 \text{ kNm} \end{cases}$$

**Moments sur appuis :**

$$\begin{cases} M_x = 0.5 \times 116.31 = 58.15 \text{ kN.m} \\ M_y = 0.5 \times 93.91 = 46.95 \text{ kNm} \end{cases}$$

**Moments en travées :**

$$\begin{cases} M_x = 0.75 \times 116.31 = 87.23 \text{ kN.m} \\ M_y = 0.75 \times 93.91 = 70.43 \text{ kNm} \end{cases}$$

**b-Vérification de la contrainte de compression dans le béton**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{ona : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 12.06}{100 \times 27} = 0.45 \Rightarrow \beta_1 = 0.898 \quad \alpha_1 = 0.306 \quad K_1 = 34.02$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{34.02} = 0.029$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{87.23 \times 10^6}{0.898 \times 270 \times 1206} = 298.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0.029 \times 298.31 = 8.65 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

**c-Vérification de la contrainte de compression dans les aciers :**

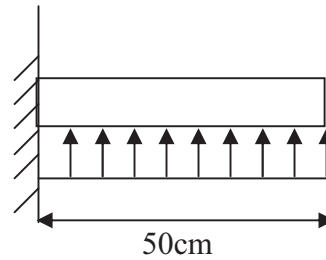
La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification à faire.

**Conclusion :**

Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

**X.5. 5.Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur  $L = 50\text{cm}$ , soumise à une charge uniformément répartie.



**Fig. X.4: Schéma statique du débord**

**Sollicitation de calcul :**

**A l'ELU :**  $P_u = 232.6\text{KN/ml}$ .

$$M_u = \frac{-P_u \cdot L^2}{2} = \frac{-232.6 \times 0.5^2}{2} = -29.07\text{KN.m}$$

**A l'ELS :**  $P_s = 170.78\text{KN/ml}$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot L^2}{2} = \frac{-170.78 \times 0.5^2}{2} = -21.34\text{KN.m}$$

**Calcul des armatures a l'ELU :****a) Armatures principales :**

$b = 1\text{ m}$  ;  $d = 27\text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14,2\text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348\text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{29.07 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.028 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.028 \rightarrow \beta_u = 0.985$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{29.07 \times 10^3}{0.985 \times 27 \times 348} = 3.14\text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_u = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65\text{cm}^2/\text{ml}$  avec  $St=20\text{ cm}$

**b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit  $A_r = 4\text{ HA}10/\text{ml} = 3.14\text{cm}^2/\text{ml}$  avec  $St=25\text{cm}$

**Vérification à l'ELU :****➤ Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26\text{cm}^2$$

$$A_u = 5.65\text{cm}^2 > A_{\min} = 3.26\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{29.07}{21.34} = 1.36$$

$$\mu_s = 0.020 \rightarrow \alpha = 0.026$$

$$\alpha = 0.026 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; à fin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

**X.5. 6.Ferrailage de la nervure :**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées  
 $h = 80 \text{ cm}$  ;  $b = 50 \text{ cm}$  ;  $c = 5 \text{ cm}$   
 Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel Etabs .

**a.Détermination des efforts :****➤ Sens longitudinal :**

$$\diamondsuit \quad \text{ELU : } q_u = 232.6 \text{ KN/m}$$

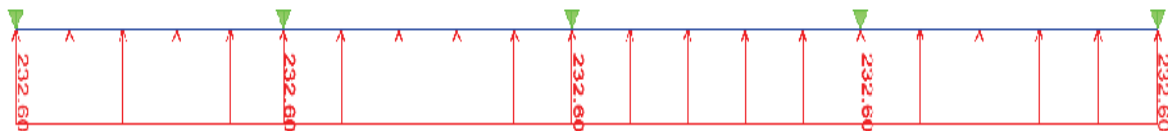


Fig. 5. Schéma statique de la nervure à l'ELU (KN)

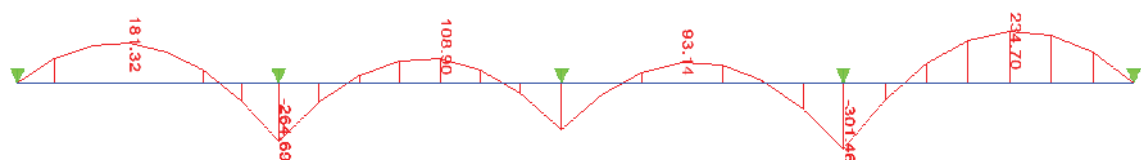


Fig. 6. Diagramme de moment fléchissant à l'ELU (KN.m)

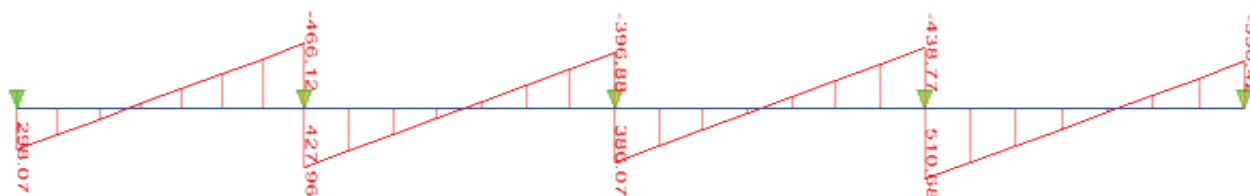


Fig.7. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (KN)

❖ *ELS* :  $q_s = 170.78 \text{ KN/m}$

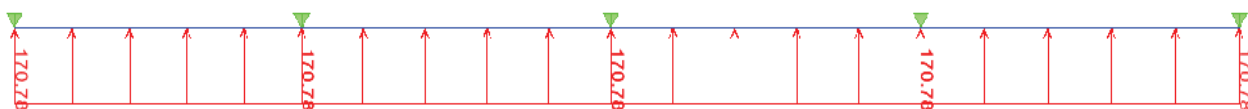


Fig. 8. Schéma statique de la nervure à l'ELS (KN)

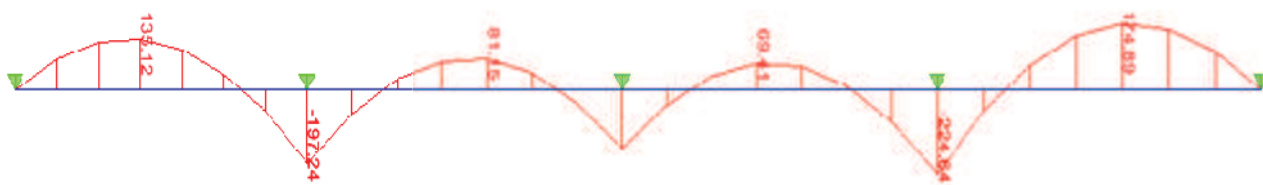


Fig.9. Diagramme de moment fléchissant à l'ELS (KN.m)

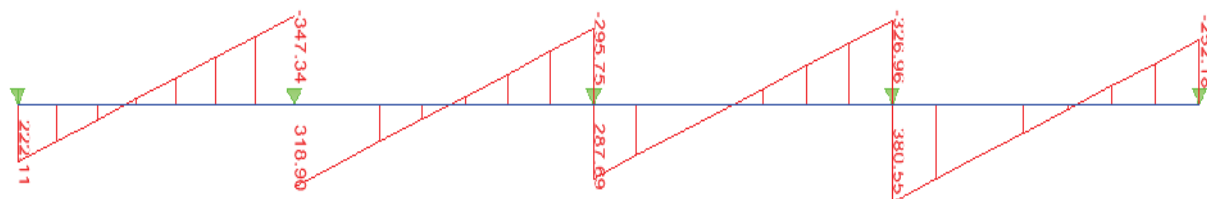


Fig. 10. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (KN)

**b. Calcul des armatures a l'ELU:**

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées.

**Sens longitudinal x-x :**

$$M_t^{\max} = 234.7 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -301.46 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}, h = 80 \text{ cm}, d = 75 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ Aux appuis :

$$M_{app} = -301.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{301.46 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,0756 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,0756 \rightarrow \beta = 0,960$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{301.46 \times 10^3}{0,960 \times 75 \times 348} = 12.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}20 = 12.56 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

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

➤ En travée :

$$M_t = 234.7 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{234.7 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,0589 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,0589 \rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{234.7 \times 10^3}{0,969 \times 75 \times 348} = 9.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}16 + 2\text{HA}12 = 10.3 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \text{Avec : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

Sens transversal :

❖ *L'ELU :*

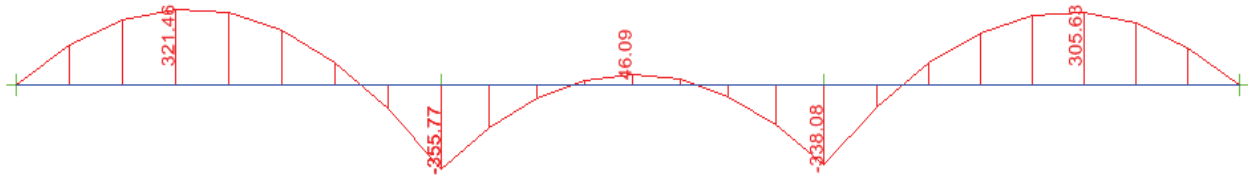


Fig. 11. Diagramme de moment fléchissant à l'ELU (KN.m)

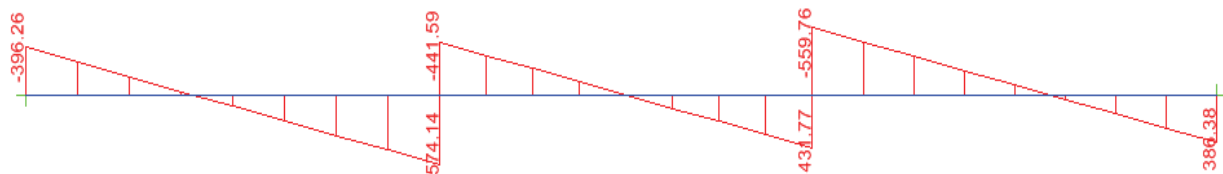


Fig.12. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (KN)

❖ *L'ELS:*

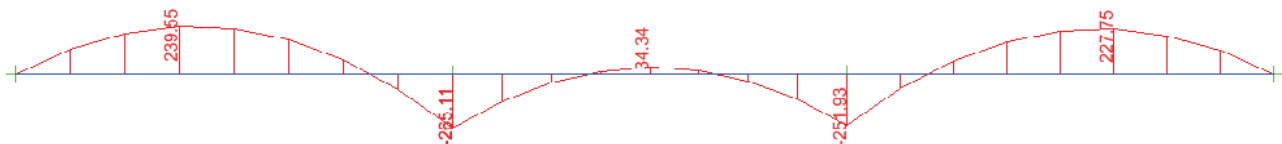


Fig. 13. Diagramme de moment fléchissant à l'ELS (KN.m)

$$M_t^{\max} = 321.46 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -355.77 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}, h = 80 \text{ cm}, d = 75 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

➤ Aux appuis :

$$M_{app} = -355.7 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{355.7 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,089 < 0,392 = U_1$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,089 \rightarrow \beta = 0,953$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{355.7 \times 10^3}{0,953 \times 75 \times 348} = 14.3 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA20+2HA14 = 15.64 cm<sup>2</sup>/ml.

Avec : S<sub>t</sub> = 15 cm

➤ En travée :

$$M_t = 321.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{321.46 \times 10^3}{50 \times 75^2 \times 14,2} = 0,08 < U_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,08 \rightarrow \beta = 0,957$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{321.46 \times 10^3}{0,957 \times 75 \times 348} = 12.86 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16+4HA14 = 14.19 cm<sup>2</sup>/ml. Avec : S<sub>t</sub> = 15 cm.

**c. Vérification à l'ELU :**➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} ; \text{ Soit } \phi = 8 \text{ mm}$$

❖ **Espacement des armatures :**

**en zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_l \right\} = \min \{20 ; 24\} = 20 \text{ cm}$$



en zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm : en zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm : en zone courante}$$

❖ **Armatures transversale minimales :**

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 3 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ cm}^2$  (1 cadre et un étrier)

❖ **Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34):**

On tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

**02 barres de  $\Phi 12$  avec des épingle  $\Phi 8$ .**

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

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max} = 574.14 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{574.14 \times 10^3}{500 \times 750} = 1.53 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**d. Vérification à l'ELS :**

Si la relation (I) est vérifiée il n'y a pas lieu de vérifier  $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ ----- (I) Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Sens longitudinal :**

• **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{224.64 \times 10^3}{50 \times (75)^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu = 0.056$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \Rightarrow \alpha = 0.072$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{301.46}{224.64} = 1,34$$

$$\alpha = 0,072 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,42 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{174.89 \times 10^3}{50 \times (75)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,043$$

$$\alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \Rightarrow \alpha = 0,056$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{234.7}{174.89} = 1,34$$

$$\alpha = 0,056 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,42 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Sens transversal :**

- **En travées :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{321.46}{239.55} = 1,34$$

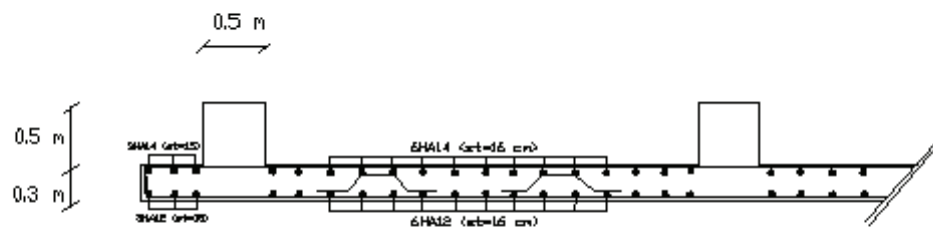
$$\alpha = 0,077 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,42 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

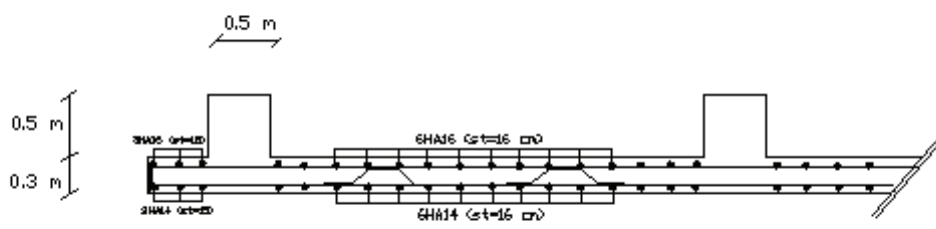
$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{355.77}{265.11} = 1,34$$

$$\alpha = 0,086 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,42 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les vérifications des contraintes dans le béton à L'ELS ne sont pas nécessaires.



Ferrallage du tablier sens Y-Y



Ferrallage du tablier sens x-x

<div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> </div>	
<div> <div></div> <div></div> <div></div> <div></div> </div>	<div> <div></div> <div>Ferrallage du tablier</div> <div></div> <div></div> </div>





# Chapitre XI

## Etude du mur plaque

**XI .1.Introduction :**

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure et réaliser l'encastrement de la structure dans le sol, on prévoit un mur plaque qui ceinture la structure et retient la totalité des poussées de terre. Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

**XI .2.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 **25 cm**.

**XI .3. Détermination des sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

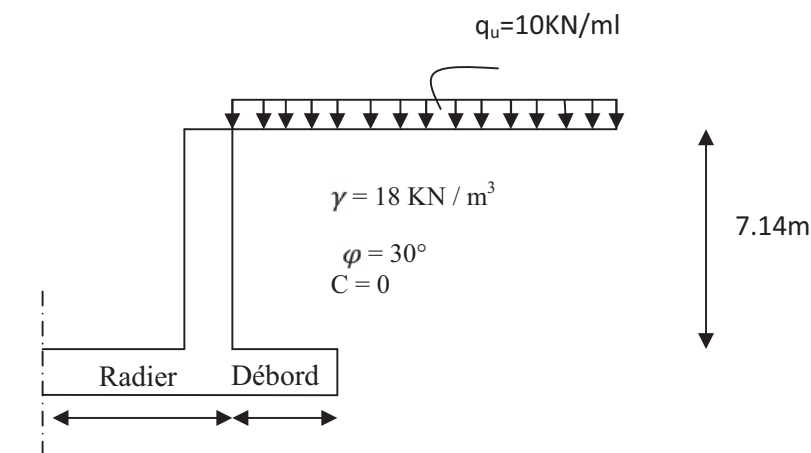
$\sigma_H$  : contrainte horizontale.

$\sigma_V$  : contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V$$

$K_0$  : coefficient de poussée des terres au repos.

$\varphi$  : Angle de frottement interne.

**XI .4.Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :**

Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ kN} / \text{m}^2$

La contrainte du Sol :  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

Poids volumique des terres :  $\gamma = 18 \text{ kN} / \text{m}^3$

Angle de frottement :  $\varphi = 30^\circ$

Cohésion :  $C = 0$

**XI .5.Calcul des sollicitations :**

**Remarque :** On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre (au repos) et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

**1-calcul au repos :**

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

$$0 \leq x \leq 7.14\text{m}$$

$$\sigma_h = K_0 \gamma \cdot h$$

avec  $K_0$  : coefficient de poussée des terres au repos.

Calcul de  $K_0$  :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0.5 \dots\dots\dots \text{(Relation de jacky).}$$

➤ ELU :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (1.5q + 1.35 \cdot \gamma \cdot h)$$

$$\sigma_H = 0.5 \times (1.5 \times 10 + 1.35 \times 18 h) = 12.15 h + 7.5$$

$$\sigma_h = 12.15h + 7.5 \Rightarrow \begin{cases} h = 0 ; \sigma_h = 7.5 \text{ KN/m}^2 \\ h = 7.14\text{m} ; \sigma_h = 94.25 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ ELS :

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

$$\sigma_H = 0.5 \times (10 + 18 h) = 9 h + 5$$

$$\sigma_h = 9h + 5 \Rightarrow \begin{cases} h = 0 ; \sigma_h = 5 \text{ KN/m}^2 \\ h = 7.14\text{m} ; \sigma_h = 69.26 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**Diagramme des contraintes au repos :**

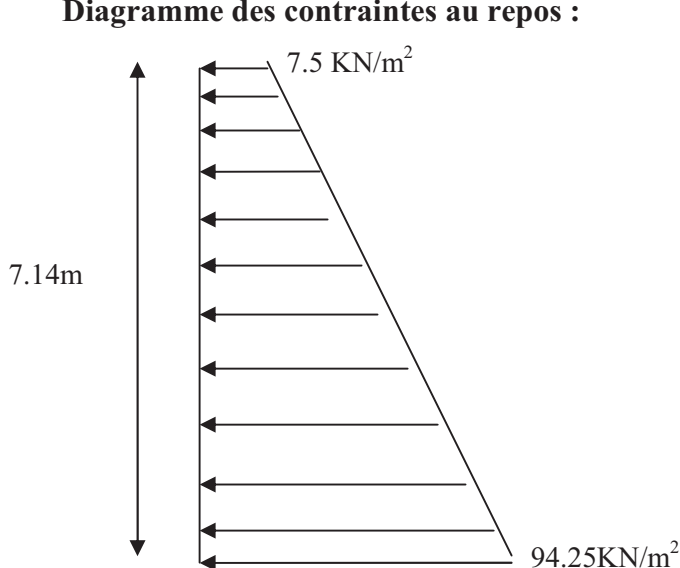


Fig.2. Diagramme des contraintes à l'ELU

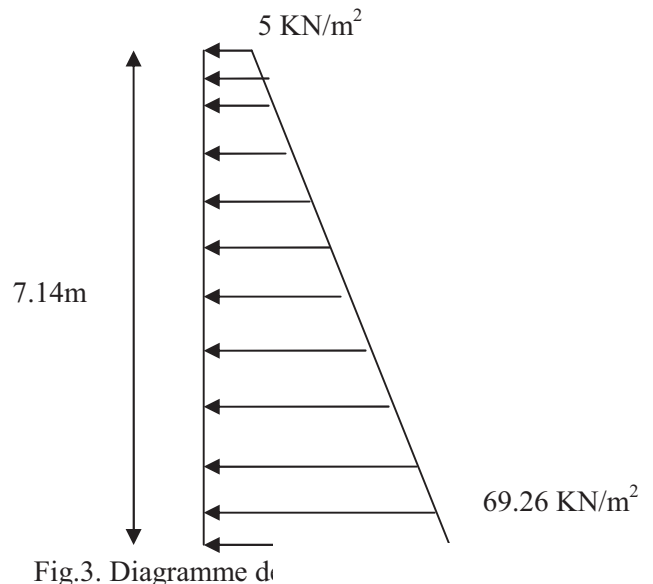


Fig.3. Diagramme des contraintes à l'ELS



**Charges moyennes au repos:**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

➤ ELU :

$$q_u = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = 75.57 \text{KN/ml}$$

➤ ELS :

$$q_s = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = 53.19 \text{KN/ml}$$

**2-calcul dynamique :**

$\beta = 0$  : angle de la surface du remblai horizontal

$\lambda = 0$  : la paroi de mur est verticale

$\delta = 0$  : pas de frottement sol mur.

⇒ La théorie de RANKINE est applicable

$$0 \leq x \leq 7.14m$$

$$\sigma_h = K_a \cdot \gamma \cdot h$$

Avec  $K_a$  : coefficient de poussée des terres actives.

Calcul de  $K_a$  :

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_a = \tan^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right) = 0.333$$

➤ ELU :

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a (1.5q + 1.35 \cdot \gamma \cdot h)$$

$$\sigma_H = 0.333 \times (1.5 \times 10 + 1.35 \times 18 h) = 8.01 h + 4.95$$

$$\sigma_h = 8.01h + 4.95 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 0 ; \sigma_h = 4.95 \text{KN/m}^2 \\ h = 7.14m ; \sigma_h = 62.14 \text{KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$h = 7.14m ; \sigma_h = 62.14 \text{KN/m}^2$$

➤ ELS :

$$\sigma_H = K_a \cdot \sigma_V = K_a (q + \gamma \cdot h)$$

$$\sigma_H = 0.333 \times (10 + 18 h) = 5.94h + 3.33$$

$$\sigma_h = 5.94h + 3.33 \Rightarrow \begin{cases} h = 0 ; \sigma_h = 3.33 \text{ KN/m}^2 \\ h = 7.14 \text{ m} ; \sigma_h = 45.74 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

**Diagramme des contraintes dynamique :**

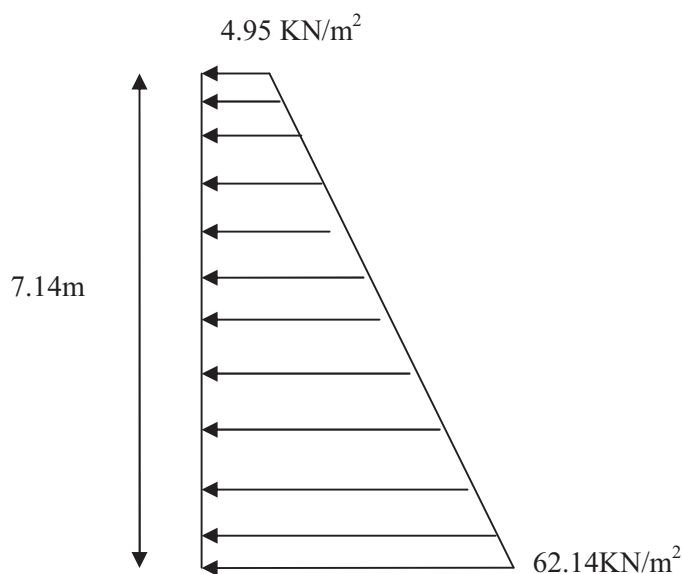


Fig.4. Diagramme des contraintes à l'ELU

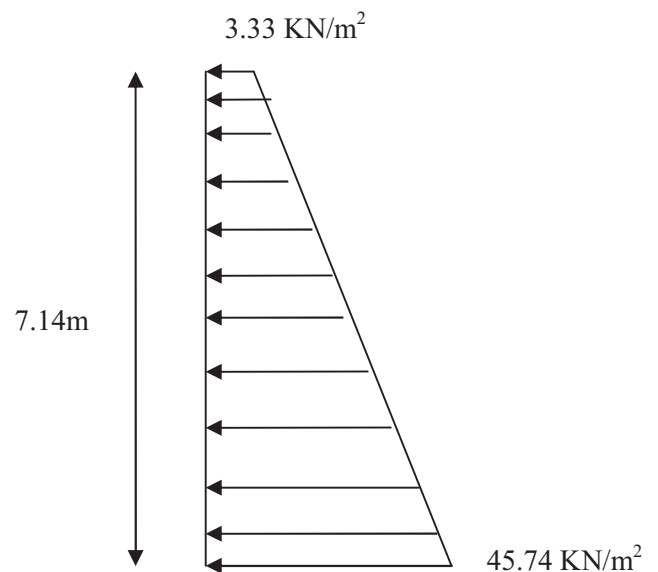


Fig.5. Diagramme des contraintes à l'ELS

**Charges moyennes dynamiques:**

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1 mètre est :

➤ ELU :

$$q_u = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = 47.84 \text{ KN/ml}$$

➤ ELS :

$$q_s = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = 35.13 \text{ KN/ml}$$

**Conclusion :**

La charge maximale à prendre en compte dans le calcul est celle déterminée en calcul d'équilibre (au repos)  $q_u = 75.57 \text{ KN/ml}$

**XI .6.Ferraillage de mur plaque :****XI .6.1.Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalle continue encastré d'un coté et simplement appuyé des trois autres.

- Encastrement : au niveau de l'infrastructure.
- Simplement appuyé : au niveau des poteaux et poutres.

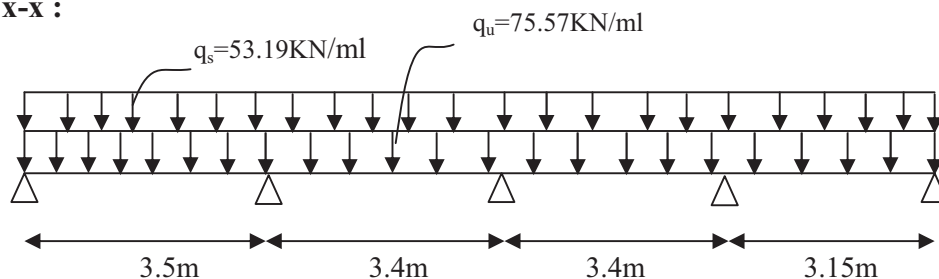
Ce dernier est sollicité par un moment de flexion résultant de la pression latérale des terres.

➤ **Charges et surcharges revenants au voile :**

		ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Dans le sens xx'		75.57	53.19
Dans le sens z-z	0 m	94.25	69.26
	7.14m	7.5	5

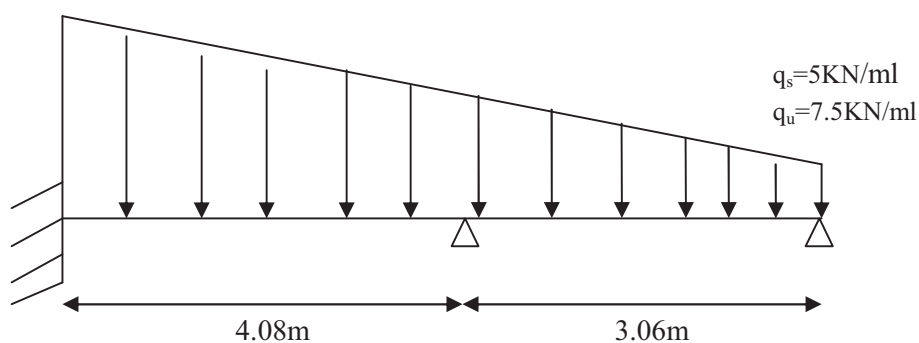
➤ **Schémas statiques :**

**Sens x-x :**



*Fig .IX.2 . Schéma statique de mur plaque dans le sens x-x*

**Sens z-z :**  $q_s = 69.26 \text{ KN/ml}$   
 $q_u = 94.25 \text{ KN/ml}$



## XI .6.2.Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, nous utiliserons le logiciel ETABS.les résultats sont représentés dans le tableau ci-après :

Sens z-z :

		sollicitations	Valeurs max	diagrammes
Dans le sens z-z	ELU	Moment en appui(KN.m)	126.46	
		Moment en travée(KN.m)	59.33	
		Effort tranchant (KN)	185.46	
	ELS	Moment en appui(KN.m)	92.18	
		Moment en travée(KN.m)	36.01	
		Effort tranchant (KN)	136.34	

Sens x-x :

		sollicitations	Valeurs max	diagrammes
Dans le sens x-x	ELU	Moment en appui(KN.m)	104.49	
		Moment en travée(KN.m)	77.95	
		Effort tranchant (KN)	173.04	
	ELS	Moment en appui(KN.m)	75.91	
		Moment en travée(KN.m)	42.84	
		Effort tranchant (KN)	125.71	

**XI .6.3 Ferrailage :**

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de largeur (b=1m) et d'épaisseur (ep=25cm).

**Armature dans le sens x-x:**

$$M_{\max}=104.49 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{xx'}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{104.49 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (220)^2} = 0,152 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_1 = 0,152 \Rightarrow \beta = 0.917$$

$$A_{st} = \frac{M_{xx'}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{104.49 \times 10^4}{348 \times 220 \times 0.917} = 14.89 \text{ cm}^2$$

On opte pour 8HA16=16.08 cm<sup>2</sup>/ml ; avec St= 12 cm.

**Armature dans le sens z-z :**

$$M_{\max}=126.46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{yy'}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{126.46 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (220)^2} = 0,184 \leq \mu_u = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0,184 \Rightarrow \beta = 0.897$$

$$A_{st} = \frac{M_{xx'}}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{126.84 \times 10^4}{348 \times 220 \times 0.897} = 18.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour 10HA16=20.1cm<sup>2</sup>/ml ; avec St= 10 cm.

**XI .6.4.Vérification à l'ELU :**➤ **Espacement des armatures :**

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

➤ **Armatures principales** —→  $S_t < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$ 

Dans le sens xx' St=12 cm < 33 cm

Dans le sens yy' st=10 cm < 33 cm

➤ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2 /BAEL91)**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 2.65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Contrainte tangentielle: (Art A.5.1,1/ BAEL91)**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,15 \cdot f_{ctd}}{\gamma_d}$$

❖ **Calcul de  $\bar{\tau}_u$  :**Pour les fissurations préjudiciables :  $\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa.}$ ❖ **Calcul de  $\tau_u^{\max}$  :**

$$V_{\max} = 185.46 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{185.46 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0.84 \quad ; \text{ Donc : } \tau_u = 0.46 \text{ Mpa.}$$

 $\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires
➤ **Entrainement des barres : (Art.A.6.1,3 / BAEL91)**

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{st} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

**Calcul de  $\bar{\tau}_{se}$  :**

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} ; \text{ Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.}$$

**Calcul de  $\tau_{st}$  :**❖ **Dans le sens xx' :**

$$V_u^{\max} = 173.04 \text{ KN}$$

 $\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 8 \times 16 = 401.92 \text{ mm}$$

$$\tau_{st} = \frac{173.04 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 401.92} ; \text{ Donc : } \tau_{st} = 2.17 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{Pas de risque d'entraînement des barres}$$

❖ Dans le sens z-z :

$$V_U^{\max} = 185.46 \text{ KN}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles.

$$\sum U_i = 3.14 \times 8 \times 16 = 401.92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{185.46 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 401.92} ; \text{ Donc : } \tau_{se} = 2.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{Pas de risque d'entraînement des barres}$$

➤ Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1,313 / BAEL91)

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ Mpa.}$$

❖ Dans le sens xx' :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 173.04 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 220} = 1.74 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

❖ Dans le sens z-z' :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} = \frac{2 \times 185.46 \times 10^3}{1000 \times 0.9 \times 220} = 1.87 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{b_0 \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

#### XI .6.5.Vérification à l'ELS :

- Vérifications des contraintes (BAEL 91/Art.A.4.5.2)

Si la relation (I) est vérifiée il n'y a pas lieu de vérifier  $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \dots \dots \dots (I) \text{ Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens x-x:

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{75.91 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,11$$

$$\alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \Rightarrow \alpha = 0,14$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{104.49}{75.91} = 1,37$$

$$\alpha = 0,14 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens z-z:

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{92.18 \times 10^3}{100 \times (22)^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,134$$

$$\alpha = 1,25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] \Rightarrow \alpha = 0,181$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{126.46}{92.18} = 1,37$$

$$\alpha = 0,181 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,435 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Etat limite de déformation :**

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s f_e}{b \cdot d} < 4.2 \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$
---

**A<sub>s</sub>** : Section adoptée.

**f<sub>e</sub>** : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

**M<sub>t</sub>** : Moment max à l'ELS (à partir du logiciel).

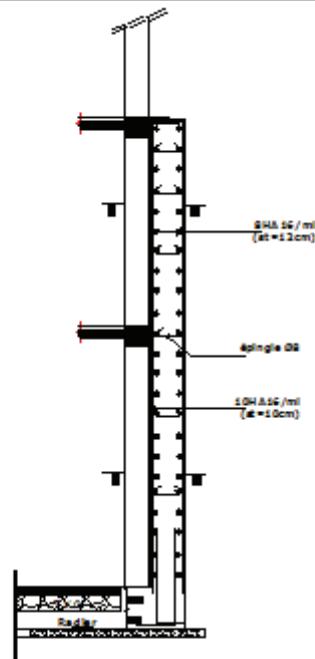
**M<sub>0</sub>** : Moment max isostatique ( $q_{\max} l^2 / 8$ ).

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{100} = \mathbf{0.25} > 0.0625 \dots\dots\dots C.V$$

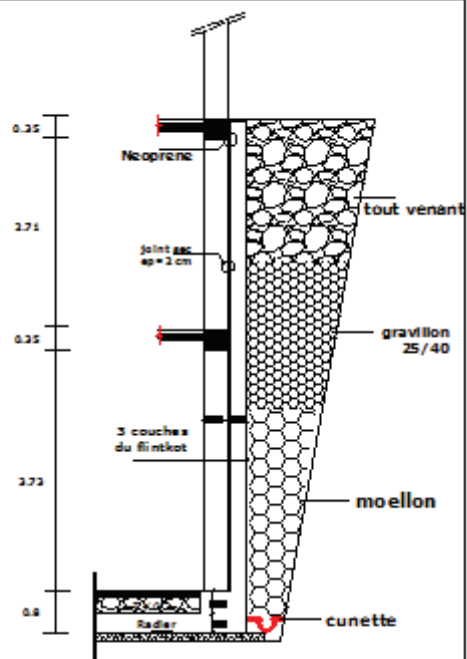
$$\frac{A_s f_e}{b \cdot d} = \frac{20.140}{100.22} = \mathbf{0.36} < 4.2 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{M_t}{10 \cdot M_0} = \frac{92.18}{10.196,11} = \mathbf{0.047} < 0.25 \dots\dots\dots C.V$$



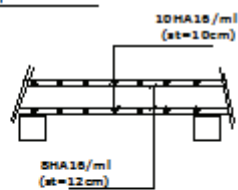


Ferraillage de mur plaque



Coffrage de mur plaque

Coupe A-A et B-B



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr SI SMAIL NOURDINE

DIRIGE PAR :

Mr MECHICHE

TITRE :

Ferraillage et coffrage de mur plaque

PROMOTION 2012/2013

PLANCHE N°

ECHELLE

# Conclusion

## Conclusion

*L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout le long de notre cursus et d'affiner nos connaissances, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.*

*Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), comme par exemple : ETABS que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet tout en tenant compte de préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.*

*Les résultats techniques et les illustrations de cette étude par le biais de l'ETABS, nous ont permis de mieux comprendre, interpréter et même d'observer le comportement de la structure en phase de vibration ; comme il nous a permis une grande rentabilité de notre travail en matière de temps et d'efficacité.*

*Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures. L'analyse tridimensionnelle d'une structure est rendue possible grâce à l'outil informatique, mais le comportement dynamique d'une structure en vibrations, ne peut être approché de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité.*

*Concernant la disposition des voiles, nous nous sommes aperçu que celle-ci est un facteur beaucoup plus important que leur quantité et qu'elle a un rôle déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme.*

*Ce travail est un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.*

*Nous espérons, par le biais de notre présent modeste travail, servir et contribuer aux travaux et projet des promotions à venir.*

## *Bibliographie :*

- ❖ *Henry Thonier: "Conception et calcul des structures de bâtiment"*
- ❖ *Document technique réglementaire (D.T.R. BC2.2), Charges permanentes et surcharges d'exploitation*
- ❖ *Règles BAEL91 modifié 99*
- ❖ *Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).*
- ❖ *Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé ALBERT Fuentes.*
- ❖ *Thèses de l'université Mouloud MAMMERI*