

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



# Memoire de fin d'études



EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME  
DE MASTER PROFESSIONNEL  
OPTION : CONSTRUCTION CIVILE ET  
INDUSTRIELLE.

## Thème

Etude d'un bâtiment (R+9) contreventé par voiles  
à usage d'habitation et commercial avec l'application de  
l'ETABS



**Etudié par :**

M<sup>r</sup> BOUKHERROUF Madjid  
M<sup>r</sup> DAHMOUN Redouane  
M<sup>r</sup> BENAUDIA Zidane

**Dirigé par:**

M<sup>r</sup>. ILLOULI

Promotion:2012/2013

# REMERCEMENTS

*Tous d'abord nous remercions le bon dieu qui nous à aidé pour atteindre notre objectif.*

*Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement notre promoteur M<sup>r</sup> : ILLOULI pour son aide, sa patience, sa compétence et ses précieux conseils.*

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

*Nous tenons à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.*

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

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

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

*Merci à tous.*

# Dédicaces

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

- ❖ *A mes très chers frères*
- ❖ *A mes chères sœurs*
- ❖ *A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*
- ❖ *A mes amis (es)*
- ❖ *A mes binômes et leurs familles*
- ❖ *A toutes les personnes qui nous ont aidés de près et de loin*
- ❖ **A TOUTE LA PROMOTION 2012 /2013**

**MADJID**

# Dédicaces

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

- ❖ *A mes très chers frères*
- ❖ *A ma chouchou et mes chères sœurs*
- ❖ *A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*
- ❖ *A mes amis (es)*
- ❖ *A mes binômes et leurs familles*
- ❖ *A tous les personnes qui nous ont aidés de près et de loin*
- ❖ **A TOUTE LA PROMOTION 2012 /2013**

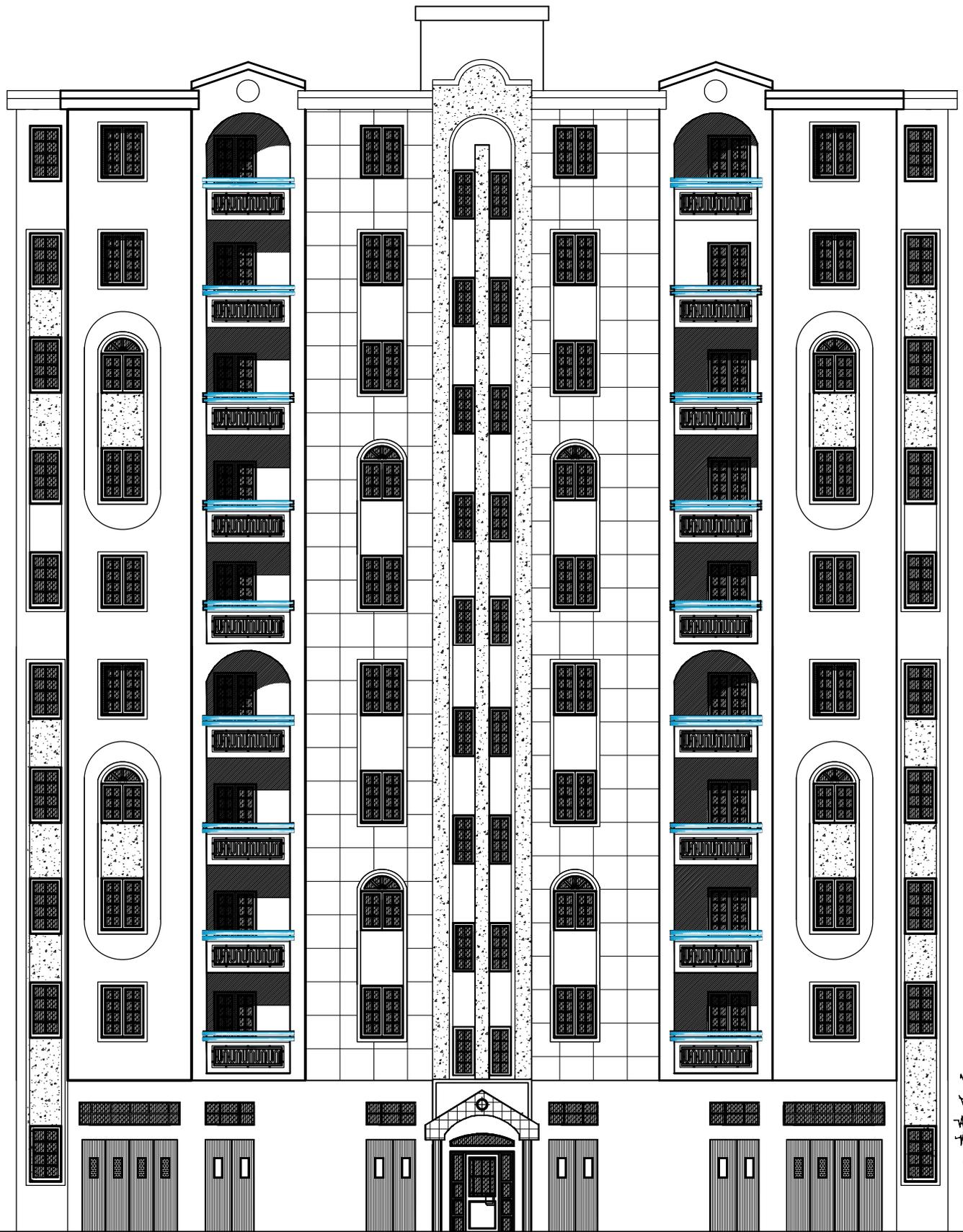
***REDOUANE***

# Dédicaces

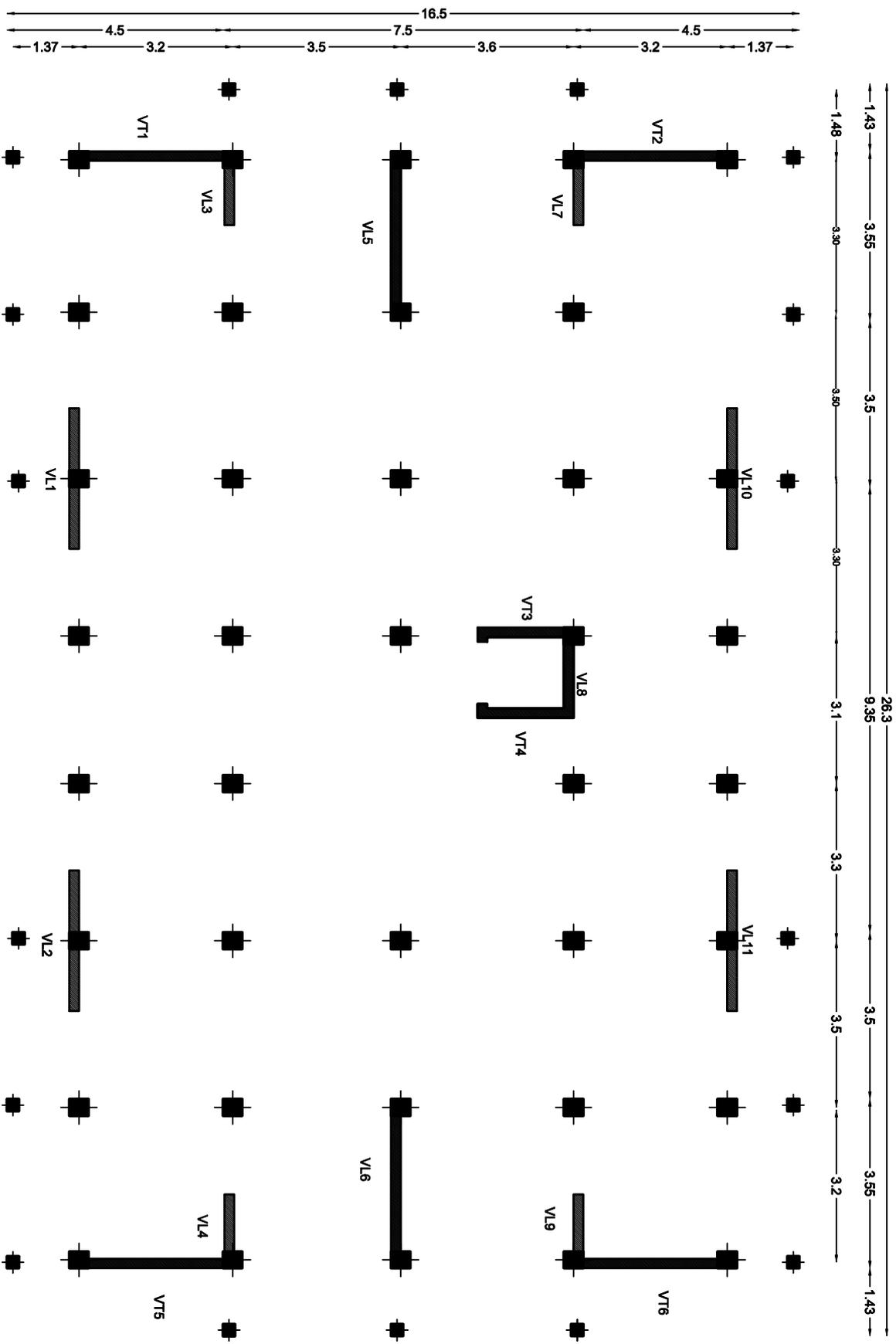
*Je dédie ce modeste travail a ceux qui me pérenne la dignité,  
l'honneur et la joie de ma vie mes très chers parents et je dis merci a  
leurs soutien, patience et confiance.*

- ❖ *A mes chères sœurs*
- ❖ *A tous les membres de ma famille chaque un par son nom*
- ❖ *A mes amis (es)*
- ❖ *A mes binômes et leurs familles*
- ❖ *A toutes les personnes qui nous ont aidés de près et de loin*
  
- ❖ **A TOUTE LA PROMOTION 2012 /2013**

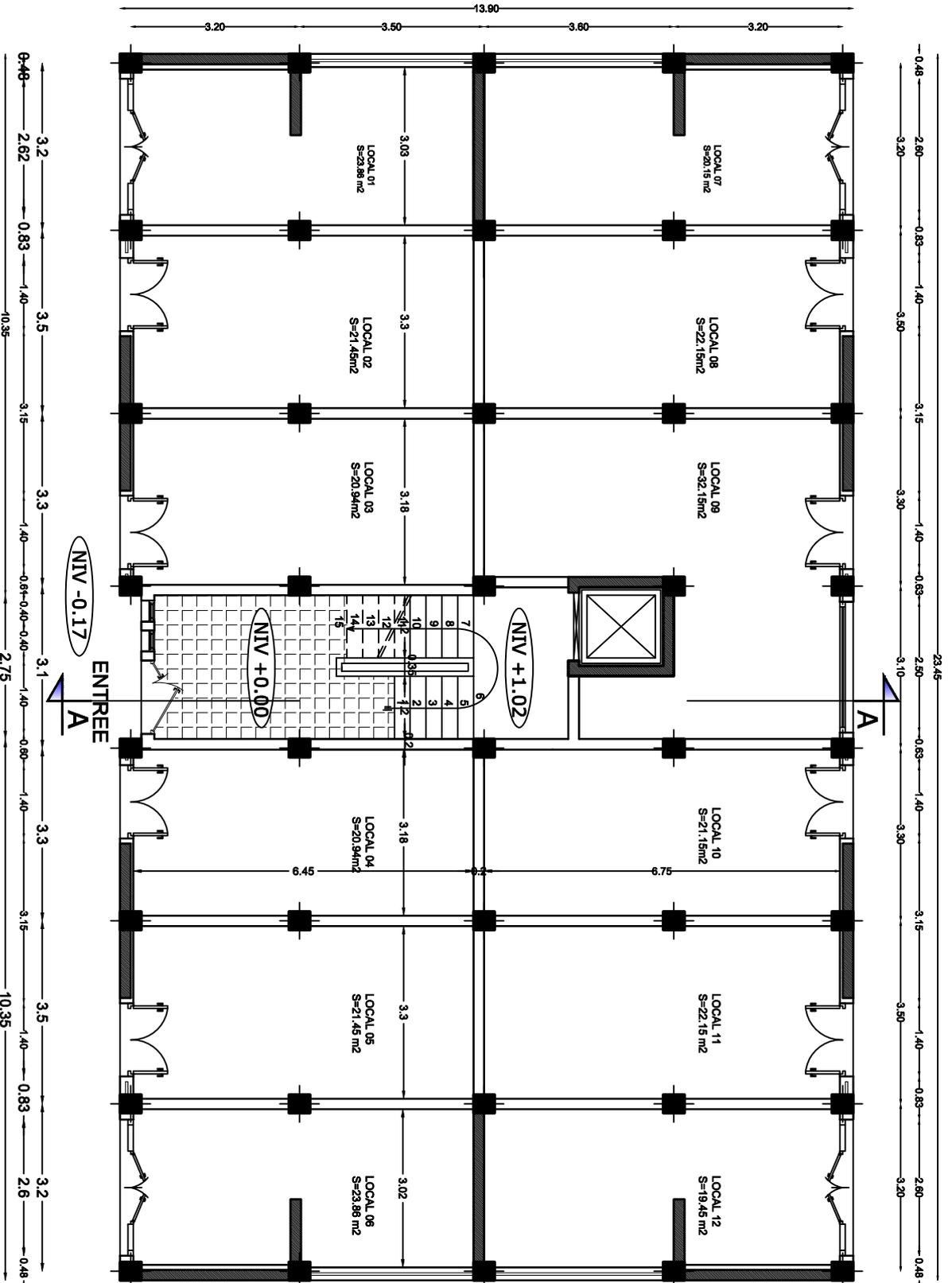
**ZIDANE**



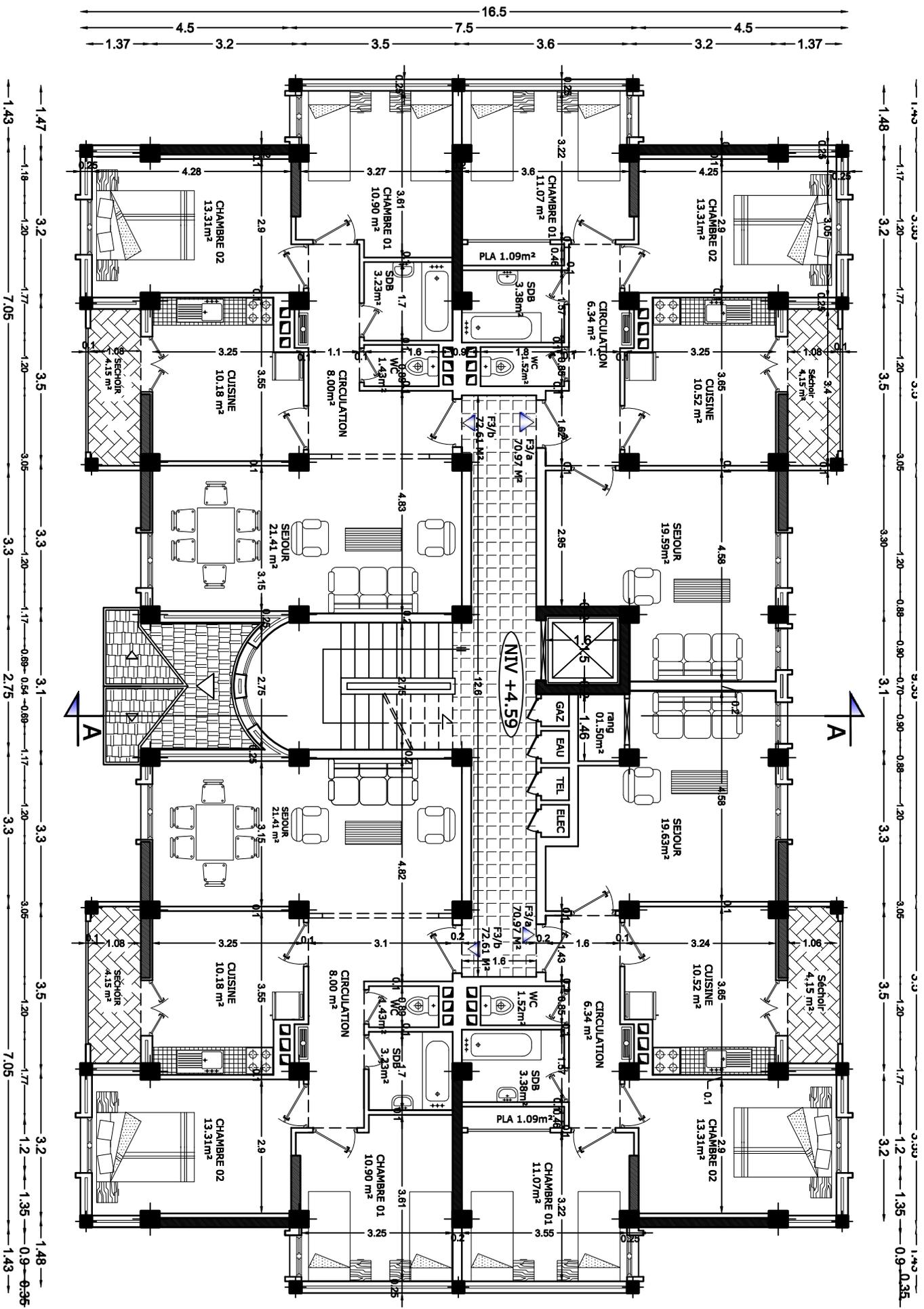
FACADE PRINCIPALE



DISPOSITION DES VOILES



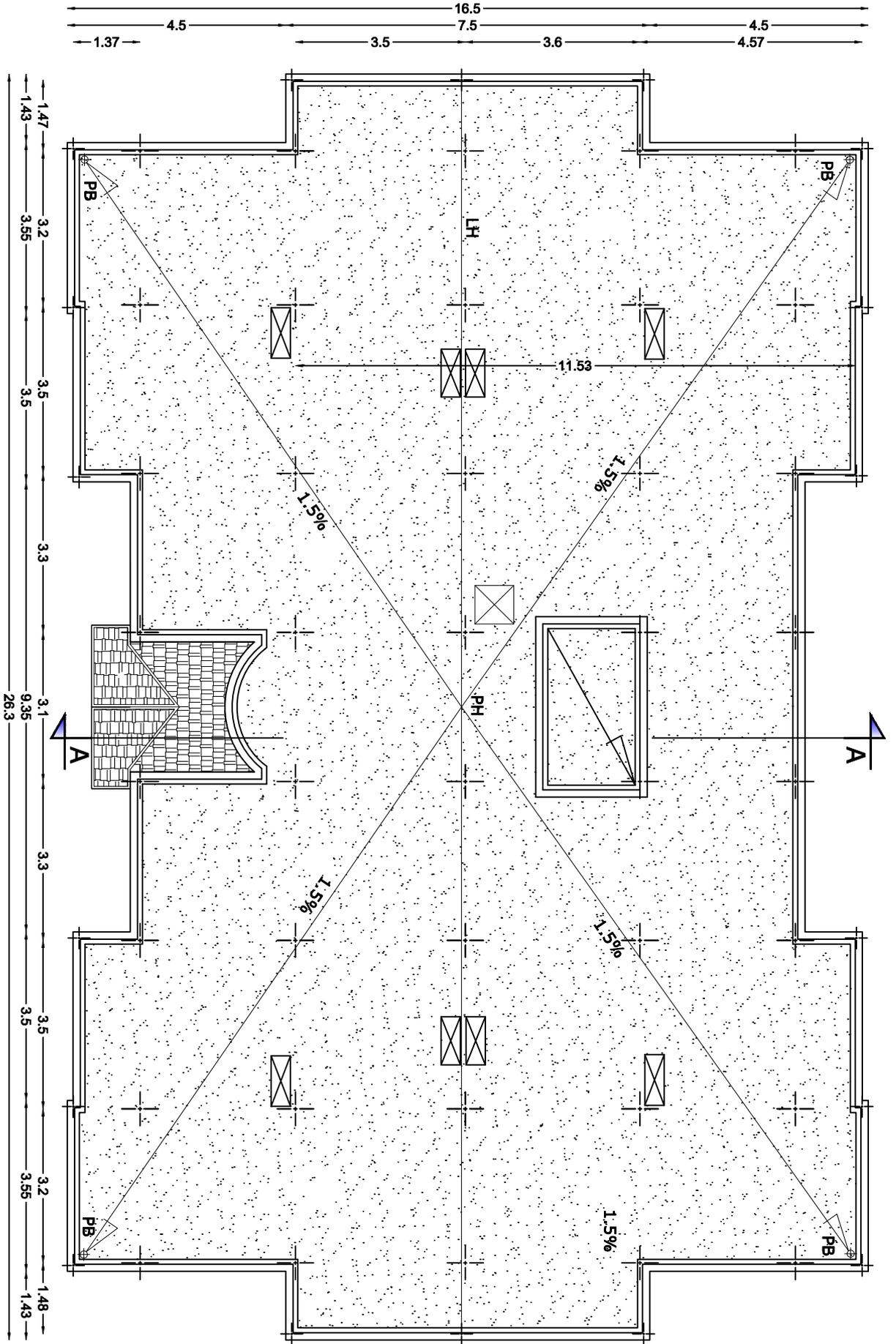
PLAN DU RDC / NIV (+0.00m)



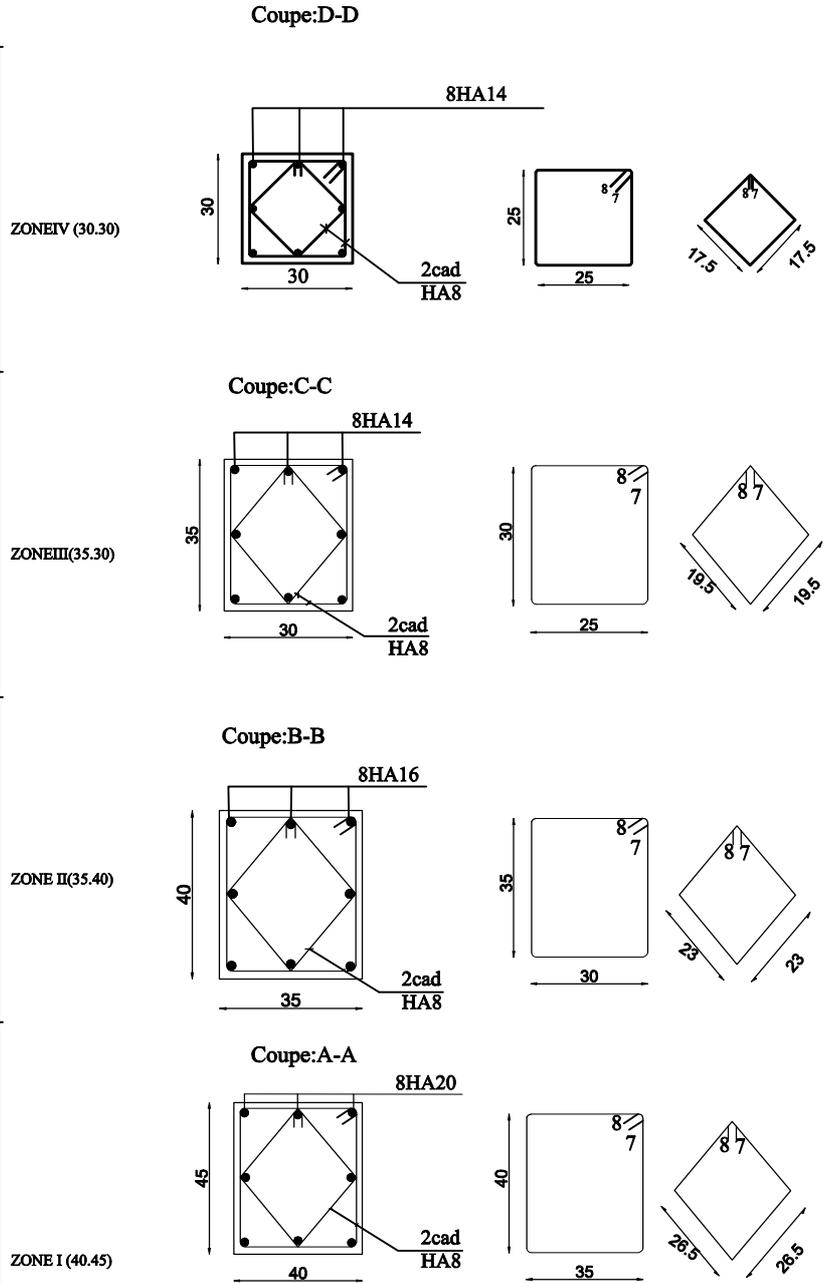
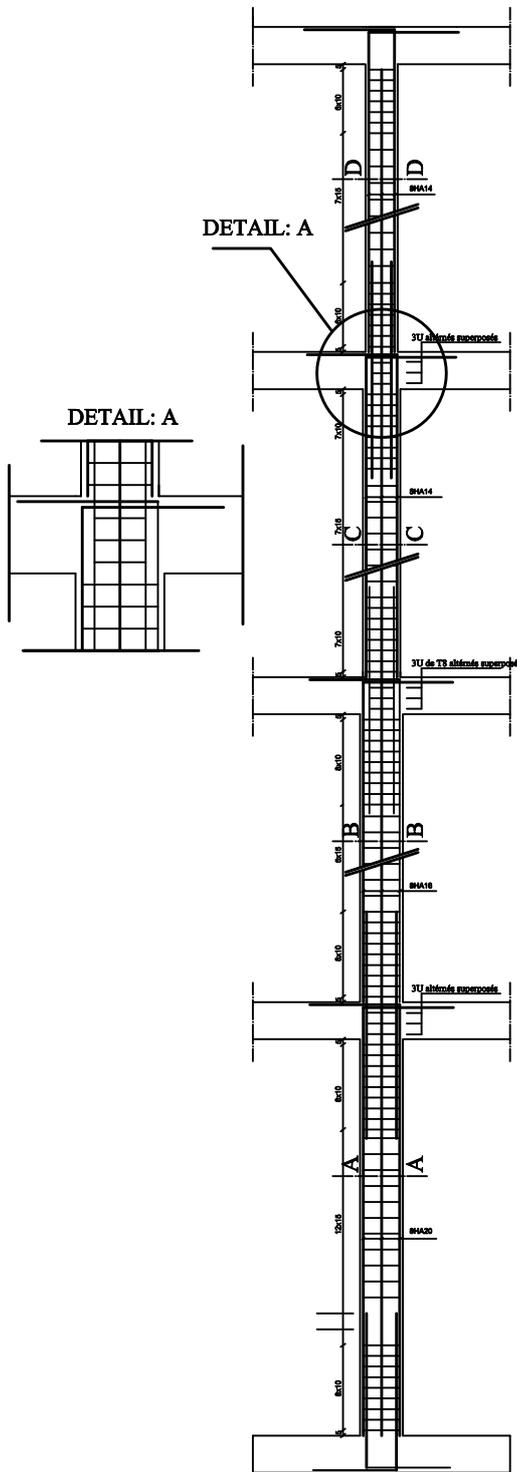
PLAN DE L'ETAGE COURANT (1er....9ème ETAGE)

NIV (+4.08m....+28.56 )

# PLAN DE TOITURE

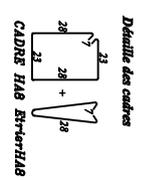
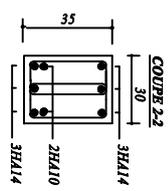
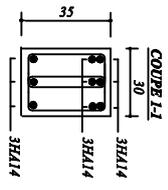
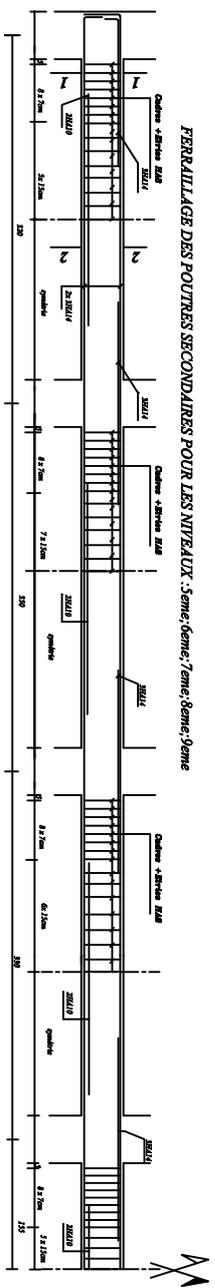
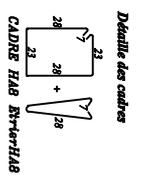
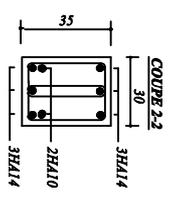
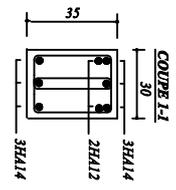
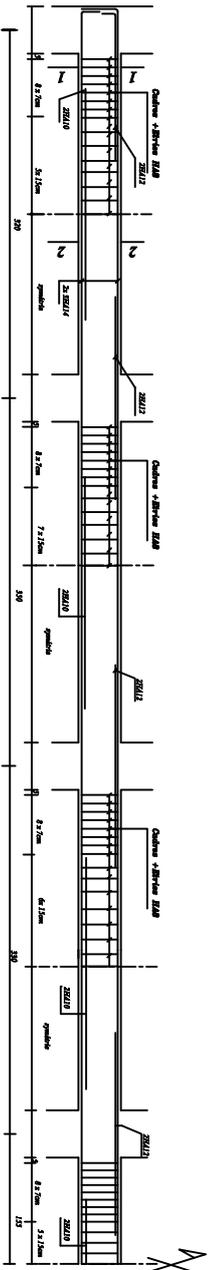






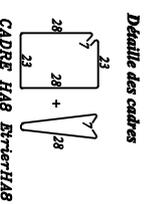
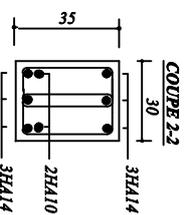
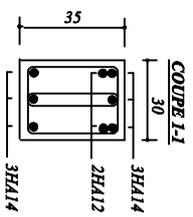
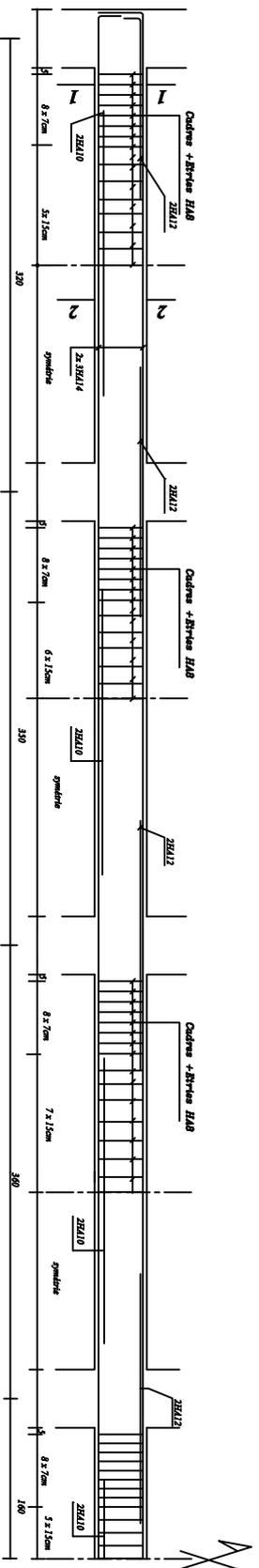
<b>UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU</b> Faculté du Genie de la Construction Département de Génie Civil	
<b>PLAN DE FERRAILLAGES DES POTEAUX</b>	
Présenté par:	Mer: DAHMOUN REDOUANE Mer: BOUKHROUF MADJID Mer: BENAODIA ZIDANE
Encadré par:	Mer: ILLOULI

FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES POUR LES NIVEAUX : RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>



<b>UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU</b> Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil	
<b>PLAN DE FERRAILLAGES DES POUTRES SECONDAIRES</b>	
Présenté par: M <sup>re</sup> : DAHMOUN REDOUANE M <sup>re</sup> : BOURHRROUF MADJID M <sup>re</sup> : BERNAOUDIA ZIDANE	Encadré par: M <sup>re</sup> : ILLOULI

**FERRAILLAGE DES POTRES PRINCIPALES POUR TOUTS LES NIVEAUX**



**UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU**  
 Faculté du Genie de la Construction  
 Département de Génie Civil

**PLAN DE FERRAILLAGE DES POTRES PRINCIPALES**

Présenté par:

Mer: DAHMOUN REDOUANE  
 Mer: BOUKHROUF MADJID  
 Mer: BENAOUZIA ZIDANE

Encadré par:

Mer: ILLLOULI

# Introduction

*L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes causant parfois par leur importances des destructions massives.*

*Le dernier séisme du 21 mai 2003, qui a touché la région centre du pays (Boumèdes, Alger et Tizi – ousou) on est un exemple très probant.*

*D'énormes pertes tant humaines que matérielles ont été déplorées.*

*L'impérieuse nécessité de se doter de nouvelles mesures parasismiques actualisées (règlement parasismique algérien version 2003) pour faire face au danger sans cesse grandissant que représente la haute sismicité du sol algérien sur le tissu urbain en plein expansion s'est révélée d'une importance primordiale.*

*Pour cela l'élaboration d'un ouvrage parasismique doit comporter deux aspects principaux :*

- ✚ La prévision de l'ampleur des manifestations sismiques attendues sur le site.*
- ✚ La destination de l'ouvrage.*

*L'ingénieur en sa qualité de cheville ouvrière dans ce domaine et de par sa responsabilité dans la sécurité publique et la préservation du potentiel économique, doit prendre conscience de l'importance des risques et mettre en application les dispositions qui s'imposent afin d'éviter ou minimiser les dégâts.*

**I.1 .Description de l'ouvrage :**

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial. Ce dernier est constitué de portiques et de voiles, Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage avec ses différentes caractéristiques, ainsi que ses éléments

**I.2.Présentation de l'ouvrage :**

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, sera implanté à «TIZI OUZOU», zone de moyenne sismicité (ZONE IIa) selon le RPA 99 version 2003.

**I.3. Les caractéristiques de l'ouvrage :**

- Hauteur totale est de : 31,62m
- Hauteur du RDC est de : 4,08m
- Hauteur d'étage courant est de : 3,06 m
- Longueur de l'ouvrage est de : 26,30m
- Largeur de l'ouvrage est de : 16,50m

**I.4.Les éléments de l'ouvrage :**

La structure est composée des éléments ci-après :

**a) L'ossature :**

Le bâtiment a une ossature mixte composée de :

-Portiques transversaux et longitudinaux (poteaux et poutres) qui reprennent essentiellement les charges et surcharges vertical.

-Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme).

**b) Plancher :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements chargés et surchargés.

Les planchers assurent deux fonctions principales qui sont :

**-La Fonction de résistance mécanique :**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

**-La fonction d'isolation acoustique et thermique :**

Qui peut être assurée complémentaiement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

Dans notre cas, les étages courants seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression, portée sur des poutrelles préfabriquées.

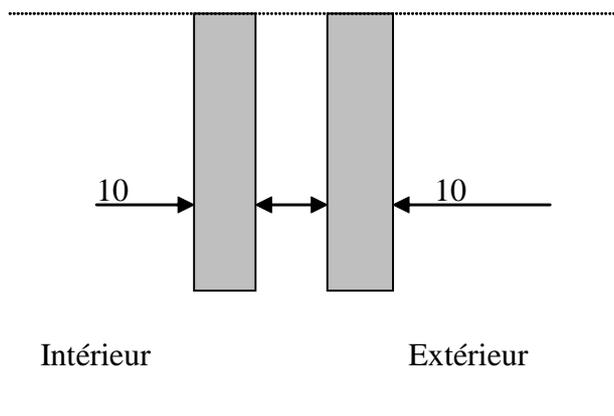
**c) Le Remplissage (maçonnerie)**

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, moellons, etc.), unis par un liant (mortier, plâtre, ciment, etc.).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs à simple et à doubles cloisons.

-Les murs extérieurs et de séparation des appartements sont constitués de doubles cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseurs, séparées par une lame d'air de 5 cm.

-Les murs intérieurs sont constitués de cloisons simples en briques creuses de **10cm** d'épaisseur.



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

**d) Les Revêtements : On a :**

- Carrelage scelle pour les plancher et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

**e) Les escaliers :**

C'est un élément de la construction qui permet de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Dans notre ouvrage, les escaliers sont constitués de paillasse et de paliers en béton armé coulés sur place avec deux volées par étage.

Notons que toutes les volées sont identiques à part celles des Sous sol. (Voir la coupe transversale du bâtiment).

**f) Cage d'ascenseur :**

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

**g) voile :**

Les voiles sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage.

Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme

**h) Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage, elles seront définies dans les chapitres qui suivent.

- Les caractéristiques de sol sont : 2bar.

**Hypothèses de calcul :**

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règles :

- BAEL91 modifié 99 (béton armé aux états limites)
- RPA99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes)
- DTR (document technique réglementaire)

**I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Pour la conception de l'ouvrage, deux matériaux essentiels sont à utiliser, à savoir le béton et l'acier.

**I.5.1. Le béton :****a) Les caractéristiques physiques et mécaniques :****1. Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{c28}$ .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $< 28$  jours, sa résistance à la Compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Pour le présent projet, on adoptera  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

**2. Résistance caractéristique à la traction : (Art A-2.12 BAEL 91)**

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad \text{(Art A.2.1,12 BAEL91)}$$

D'où :  $f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

**b) Contraintes limites :**

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposée dans le BAEL99. Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite. On distingue deux états limites :

**• Etat limite ultime (ELU) :**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, au-delà de cet état la structure perde :

- L'équilibre statique de la construction (basculement).
- La résistance de chacun des éléments (rupture).
- La stabilité de forme (flambement).

- **Etat limite de service (ELS) :**

Ce sont les états ou les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la structure sont plus satisfaites. Cet état comprend l'état limite de déformation et de fissuration, pour ce dernier on distingue trois situations possibles qui sont :

- Fissuration peu préjudiciable.
- Fissuration préjudiciable.
- Fissuration très préjudiciable.

**1. Contrainte limites de compression :**

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Coefficient de sécurité partiel :

- $\gamma_b = 1,50$  en situation courante  $f_{bc} = 14,20 \text{MPa}$
- $\gamma_b = 1,15$  en situation accidentelle  $f_{bc} = 18,48 \text{MPa}$

0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

$\theta =$  coefficient de la durée d'application des actions considérées,

- $\theta = 1$  si la durée d'application est  $\geq 24\text{h}$  ;
- $\theta = 0,9$  si la durée d'application est entre 1h et 24h ;
- $\theta = 0,85$  si la durée d'application est  $< 1\text{h}$ .

**2. Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \quad (\text{Art A.5.1, 21/BAEL91}).$$

$v_u$ : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

$b_0$ : Largeur de la section cisailée.

$d$  : Hauteur utile (0,9h position d'acier tendus).

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min [0,13 f_{c28} ; 5 \text{MPa}] = 3,25 \quad \text{pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0,10 f_{c28} ; 4 \text{MPa}] = 2,5 \quad \text{pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$

**3. Contrainte de service à la compression : (Art A-4.5.2.BAEL 91)**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \text{ [MPa]}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [MPa]}$$

**c) Module d'élasticité :**

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale sur la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module :

**1. Module de déformation instantané : (Art A-2.1.21 BAEL 91)**

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

égale à :  $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$  [MPa]

Pour  $f_{cj} = 25$  [MPa] on a :  $E = 32164,20$  [MPa]

**2. Module de déformation différée : (Art A-2.1.22 BAEL 91).**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage de béton on prend un module égal :  $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$

Pour  $f_{c28} = 25$  [MPa] on a :  $E_{vj} = 1081,86$  [MPa].

**3. Module de déformation transversale :**

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ [MPa]}$$

avec :

**E** : Module de Young (module d'élasticité).

**v**: Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson **v**: est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinal, il est pris égal a :

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

$\nu = 0,2$  (à l'ELS) pour le calcul des déformations.

**Modèles de calcul :**

**A l'ELU** : pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation est donné sur la figure ci-dessous :

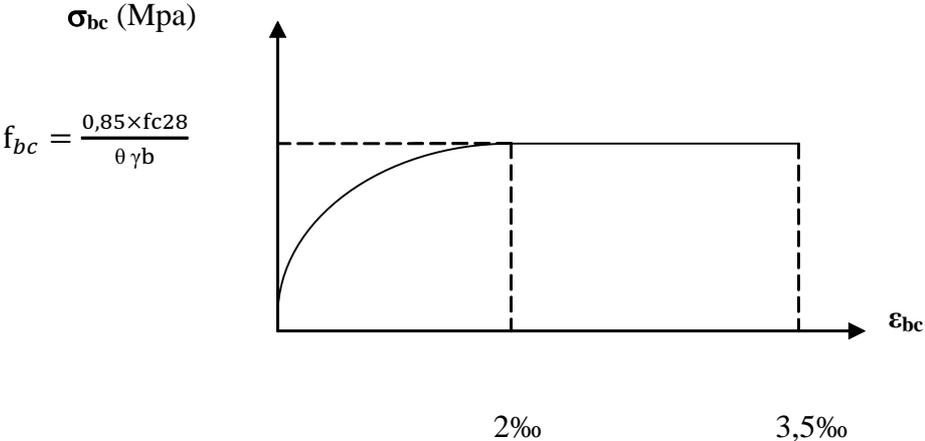


Figure. I.2 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELU.

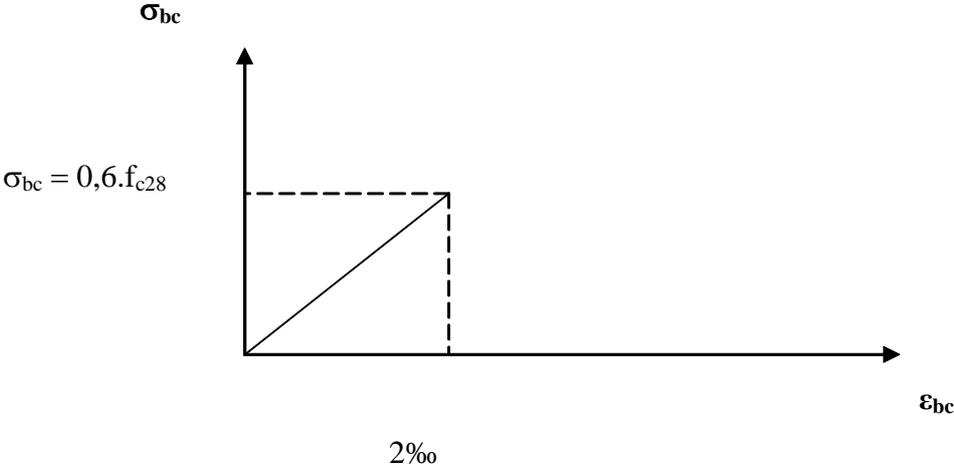


Figure. I.3 : Diagramme contrainte- déformation du béton à l'ELS.

**I.5.2. Les aciers :**

Généralités :

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces (RL, HA).

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de scellement $\Psi$
<b>Aciers en Barre</b>	Rond lisse Fe E235	RL	235	410-490	22	1
	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14	1,5
<b>Aciers en treillis</b>	Treillis soudé (T S) TL 520( $\phi < 6$ )	TS	520	550	8	1

**Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers.**

**1. Module d'élasticité :**

-Le module élasticité longitudinal ( $E_s$ ) de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa.} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.2, 1})$$

-Coefficient de poisson des aciers : il est pris égal :  $\nu=0,3$ .

**-Limite d'élasticité de l'acier :**

Contrainte limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\sigma_s$  : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

$f_e$  : Limite d'élasticité garantie c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s: \text{Coefficient de sécurité tel que : } \gamma_s = 1,15 \text{ en situation courante.} \\ \gamma_s = 1,00 \text{ en situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{pour les aciers à haute adhérence FeE400} \\ \sigma_s = 204 \text{ MPa} \quad \text{pour les aciers doux FeE240} \end{array} \right.$$

-Contrainte limite de service :

- **Fissuration peu nuisible** : cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.

$$\sigma_s = f_e$$

(BAEL 91 modifies 99 , art A.4.5,32)

- **Fissuration préjudiciable** : c'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e, 110 \sqrt{nf_{tj}}) \right\} \quad \text{en MPa}$$

(BAEL 91 modifiés en 99, art A.4.5, 32)

➤ **Fissuration très préjudiciable** : c'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_s = 0,8 \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e, \max (0,5f_e, 110\sqrt{n \cdot ft28}) \end{array} \right\} \text{ en MPa}$$

(BAEL 91 modifiés 99, art A.4.5, 34)

n: Coefficient de fissuration.

n=1 : pour les ronds lisses (RL).

n=1,6 : pour les hautes adhérences (HA).

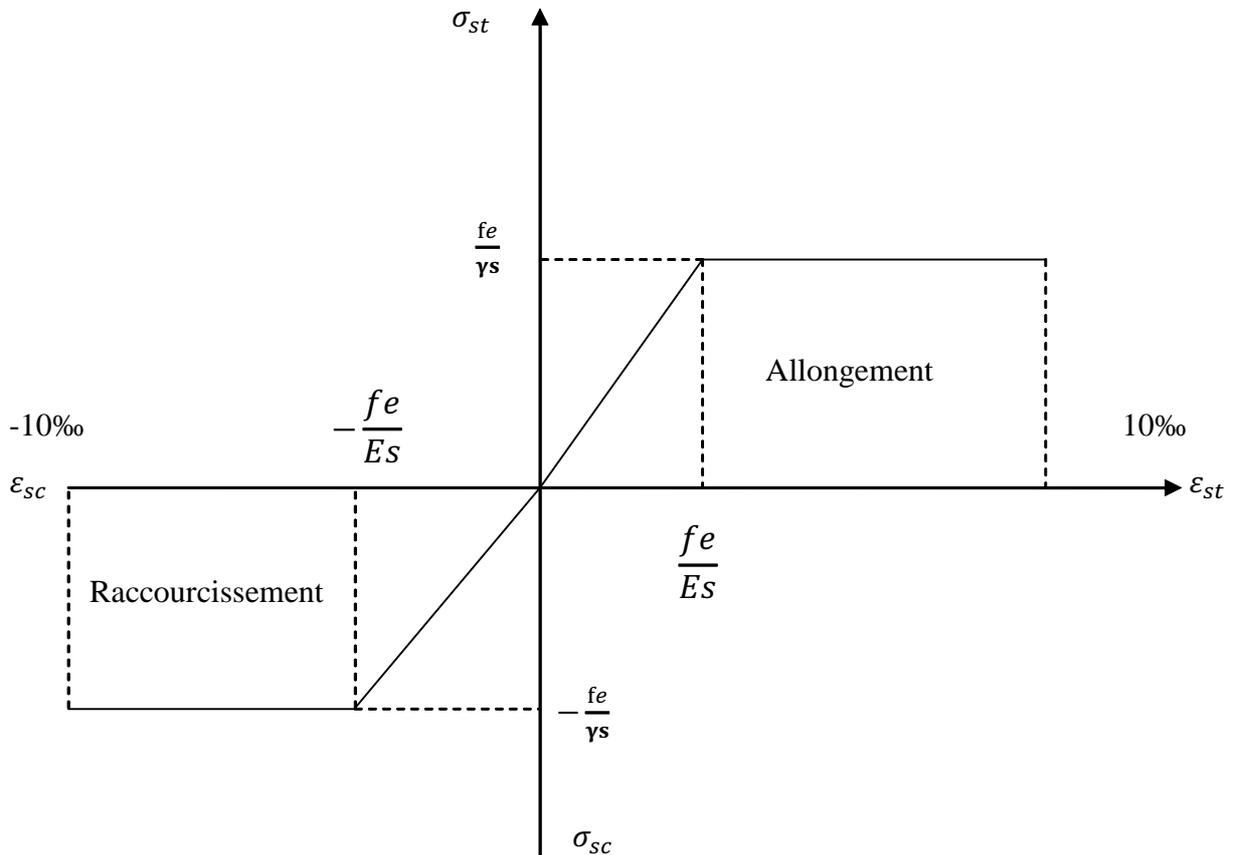


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation.

**2. Protection des armatures (art A.7-2 4 BAEL91) :**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5 \text{ cm}$  : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3 \text{ cm}$  : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (Réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1 \text{ cm}$  : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

La réglementation utilisée :

BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).

RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).

DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitations).

## II.1. Pré dimensionnement des éléments :

### II.1.1. Les planchers :

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

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

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

$$h_{tp} \geq \frac{L}{22,5}$$

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

$L$  : portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles, dans notre cas la portée libre maximale :  $L_{max} = 3,60 - 0,25 = 3,35m$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq \frac{335}{22,5} = 14,88 \text{ (cm)} \quad \text{on opte pour un plancher de (16+4) c'est-à-dire } h_{tp} = 20 \text{ (cm)}$$

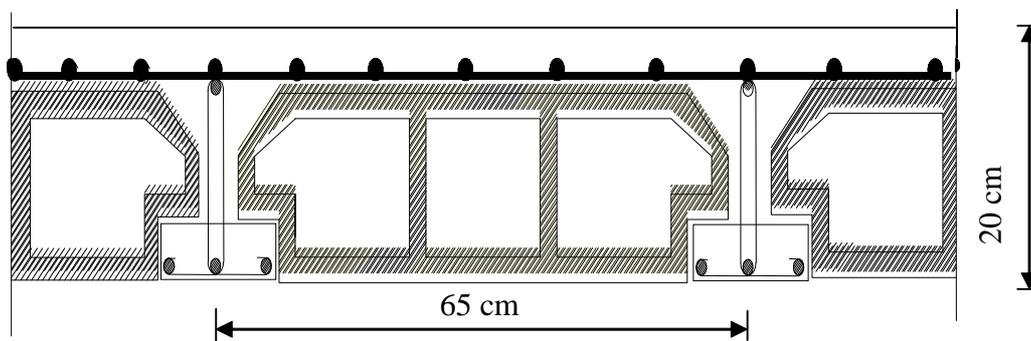


Figure II-1 : Coupe d'un plancher à corps creux

### II.1.2 . Les poutres :

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données les relations suivantes :

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

On distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

**a) Les poutres principales :**

$$L_{\max} = 360 - 25 = 335 \text{ cm}$$

$$\frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10} \Rightarrow 22,33 \text{ cm} \leq h \leq 33,5 \text{ cm} \quad \text{Soit } h = 35 \text{ cm}$$

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

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

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

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

**b) Les poutres secondaires :**

$$L_{\max} = 350 - 25 = 325 \text{ m}$$

$$\frac{325}{15} \leq h \leq \frac{325}{10} \Rightarrow 21,66 \text{ cm} \leq h \leq 32,5 \text{ cm} \quad \text{Soit } h = 35 \text{ cm}$$

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

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

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

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

**II .1.3. Les poteaux :**

Les poteaux seront prés dimensionnés à L' ELS en considérant un effort de compression axial N, qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminée est celle du poteau le plus sollicité, qui est donnée par la relation

suivante 
$$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

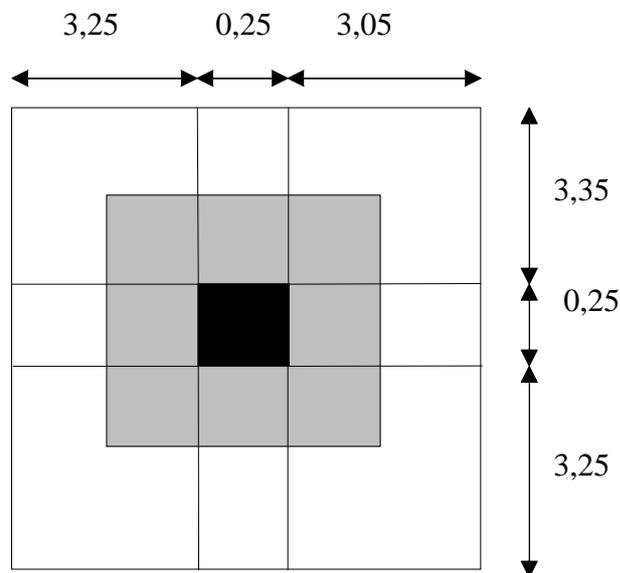
- N : effort de compression revenant au poteau qui est considéré égal à (G+Q)
- $\sigma_{bc}$  : contrainte admissible du béton à la compression simple
- $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**Remarque :**

L'effort normal « N » sera déterminé à partir de la descente de charge.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

-Localisation du poteau le plus sollicité : C<sub>3</sub>



La surface du plancher revenant au poteau C<sub>3</sub> :

$$S_{\text{nette}} = (1,675 + 1,625) \times (1,525 + 1,625) = 10,39 \text{cm}^2.$$

$$S_{\text{brute}} = (1,675 + 1,625 + 0,25) \times (1,525 + 0,25 + 1,625) = 12,07 \text{cm}^2$$

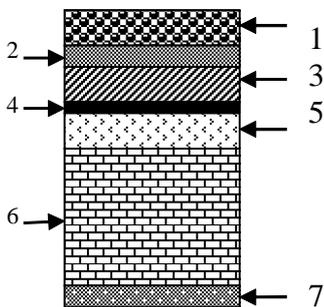
II.1.3.1. Détermination des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

-Plancher terrasse :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Protection lourde	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multi couche	0,02	06	0,12
3	Forme de pente en béton	0,015	20	0,3
4	Feuille de polyane (par vapeur)	--	01	0,01
5	Isolation thermique en liège	0,04	04	0,16
6	Plancher en corps creux	0,20	--	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	0,1	0,20
Charge permanente totale $G_t$				4,44

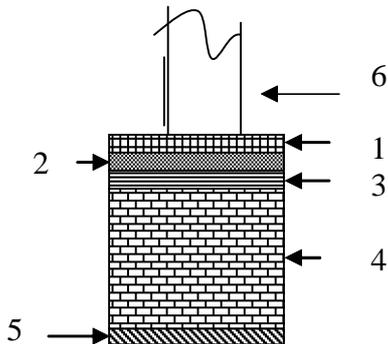
Tableau II.1 : Détermination des charges et surcharges



**-Plancher courant :**

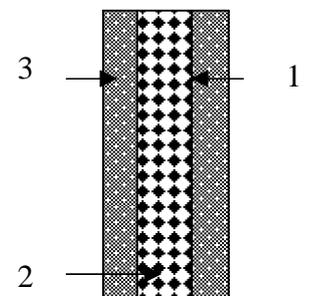
N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	22	0,44
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher en corps creux	0,20	-	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Cloisons intérieures	0,1	9	0,9
Charge permanente totale Gt				5,14

**Tableau II.2 : Détermination des charges et surcharges**



**-Mur intérieure :**

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
Charge permanente totale Gt				1,30

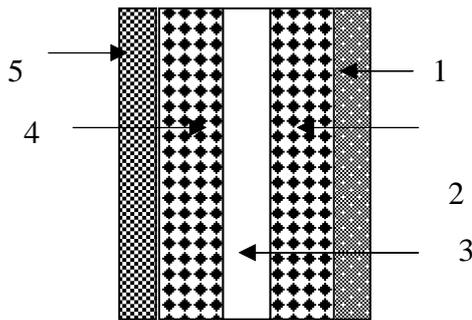


**Tableau II.3 : Détermination des charges et surcharges**

**-Murs extérieurs :**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de ciment	0,02	0,36
2	Briques creuses	0,10	0,90
3	Lame d'air	0,05	0
4	Briques creuses	0,10	0,90
5	Enduit de plâtre	0,02	0,20
Charge permanente total $G_t$			2,36

**Tableau II.4 : Détermination des charges et surcharges**



**-Dalle pleine de balcon :**

N°	Eléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,44
2	Mortier de pose	0,44
3	Couche de sable	0,36
4	Dalle plein en béton arme	3,75
5	Enduit ciment	0,36
Charge permanente total $G_t$		5,35

**Tableau II.5 : Détermination des charges et surcharges**

➤ **Les surcharges d'exploitations :**

N <sup>o</sup>	Eléments	Poids(KN/m <sup>2</sup> )
1	Plancher RDC a usage commercial	1,5
2	Plancher Etage courant a usage d'habitation	1,5
3	Escalier	2,5
4	Balcon on dalle pleine	3,5
5	Terrasse inaccessible	1

**Tableau II.6 : Détermination des charges et surcharges**

**II.1.3.2.Poids propre des éléments :**

**- Plancher terrasse :**

$$G_t = 10,395 \times 4,44 = 46,15 \text{KN}$$

**- Plancher courant :**

$$G = 10,395 \times 5,14 = 53,43 \text{KN}$$

**- Poutres :**

**Poutres principales :**

$$G_{pp} = (0,35 \times 0,30) \times (1,675 + 1,625) \times 25 = 8,66 \text{KN}$$

**Poutres secondaires :**

$$G_s = (0,35 \times 0,30) \times (1,525 + 1,625) \times 25 = 8,26 \text{KN}$$

$$G_{total} = 8,66 + 8,26 = 16,92 \text{KN}$$

**-Poteaux :**

$$G_{RDC} = 0,25 \times 0,25 \times 25 \times 4,08 = 6,37 \text{KN}$$

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

**- Surcharge d'exploitation :**

$$\text{RDC: } Q \times S = 1,5 \times 10,395 = 15,59 \text{KN}$$

$$\text{Etages courants : } Q \times S = 1,5 \times 10,395 = 15,59 \text{KN}$$

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } Q \times S = 1 \times 10,39 = 10,39 \text{KN}$$

**II.1.3.3. Dégression vertical des surcharges d'exploitation :**

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Ces dernières s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

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

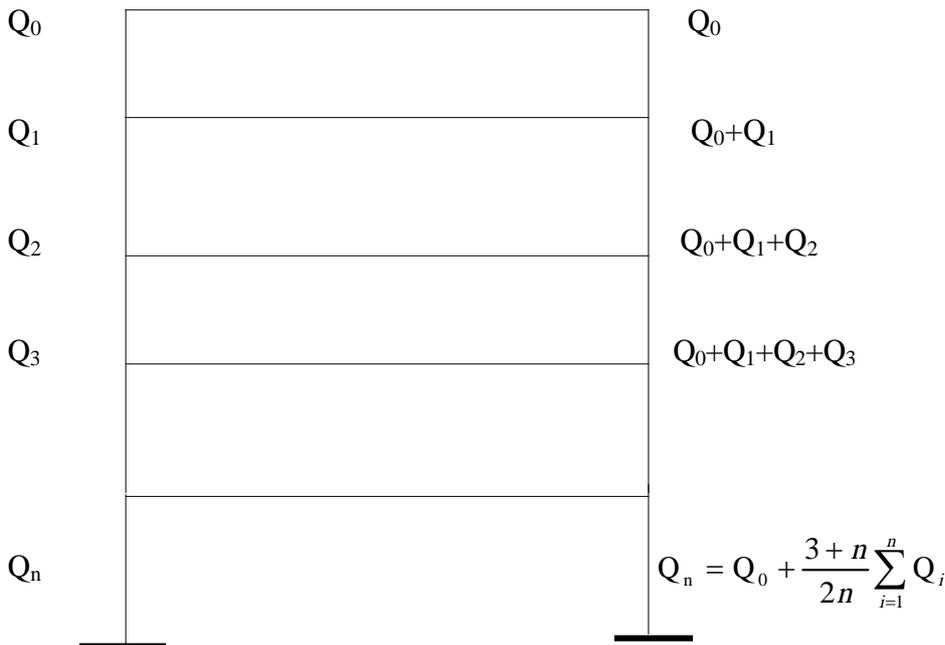
Car les niveaux ne sont pas charge de la même manier.

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

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

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

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



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

- Niveau9.....  $Q_0$ .
- Niveau8.....  $Q_0+Q_1$ .
- Niveau7 .....  $Q_0+0,95 (Q_1+Q_2)$ .
- Niveau6.....  $Q_0+0,90 (Q_1+Q_2+Q_3)$ .
- Niveau5.....  $Q_0+0,85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ .
- Niveau4.....  $Q_0+0,80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$ .
- Niveau3.....  $Q_0+0,75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$ .
- Niveau2.....  $Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$ .
- Niveau1.....  $Q_0+0,687(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$ .
- RDC.....  $Q_0+0,666(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$ .

**II.1.3.4. Tableau récapitulatif de la descente de charge**

NIVEAU	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	$G_{totale}$	$G_{cumulée}$	$Q_i$	$Q_c$		Section trouvée	Section adoptée
<b>9</b>	46,15	16,92	4,78	67,85	67,85	10,39	10,39	78,24	52,16	30× 30
<b>8</b>	53,43	16,92	4,78	75,13	142,98	15,59	25,98	168,96	112,64	30 ×35
<b>7</b>	53,43	16,92	4,78	75,13	218,11	15,59	41,57	259,68	173,12	30× 35
<b>6</b>	53,43	16,92	4,78	75,13	293,24	15,59	57,16	350,4	233,6	30 ×35
<b>5</b>	53,43	16,92	4,78	75,13	368,37	15,59	72,75	441,12	294,08	35 ×40
<b>4</b>	53,43	16,92	4,78	75,13	443,5	15,59	88,34	531,84	354,56	35 ×40
<b>3</b>	53,43	16,92	4,78	75,13	518,63	15,59	103,93	622,56	415,04	35× 40
<b>2</b>	53,43	16,92	4,78	75,13	593,76	15,59	119,52	713,28	475,52	40× 45
<b>1</b>	53,43	16,92	4,78	75,13	668,89	15,59	135,11	804,00	536,00	40 ×45
<b>RDC</b>	53,43	16,92	6,37	76,72	744,02	15,59	150,70	894,72	596,48	40× 45

Avec :  $S \geq N / \sigma_{bc}$

➤ D'où les sections adoptées sont :

Pour le RDC, 1er, 2eme : (40× 45)

Pour le 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> : (35× 40)

Pour le 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> : (30 ×35)

Pour le 9<sup>eme</sup> : (30×30).

### Remarque :

Pour conférer aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismique, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections compatibles à celles des poteaux centraux.

(Art.7.4.1.RPA)

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

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

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

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

$h_e$  hauteur libre du poteau.

### RDC :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(40 \times 45) = 40\text{cm} > 25\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19,4 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{45} = 0,88 < 4 \rightarrow$  Condition vérifiée.

### 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \text{min}(40 \times 45) = 40\text{cm} > 25\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 40\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} = \frac{40}{45} = 0,88 < 4 \rightarrow$  Condition vérifiée.

3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup>:

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(35 \times 40) = 35\text{cm} > 25\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 35\text{cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \rightarrow$  Condition vérifiée.

6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> :

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(30 \cdot 35) = 30\text{cm} > 25\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 30\text{cm} > \frac{h_e}{20} = 30\text{cm} > \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{30}{35} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 0,857 < 4 \rightarrow$  Condition vérifiée.

9<sup>eme</sup>:

- $\text{Min}(b_1, h_1) = \min(30 \cdot 30) = 30\text{cm} > 25\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 30\text{cm} > \frac{h_e}{20} = 30\text{cm} > \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.
- $\frac{1}{4} < \frac{30}{30} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4 \rightarrow$  Condition vérifiée.

### Conclusion:

Les sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

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

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

Avec :

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

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

$l_0$  : Hauteur libre du poteau.

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

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

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

Avec  $(a \neq b)$ .

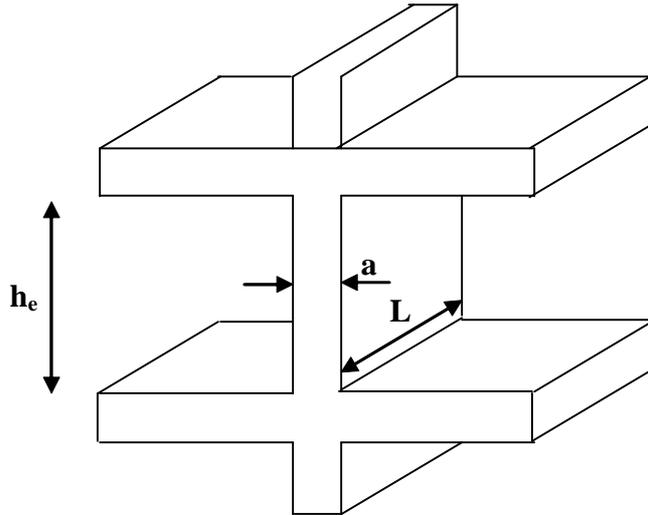
- Poteau du RDC :  $(40 \cdot 45), l_0 = 3,88m, \lambda = 20,90 < 50 \longrightarrow$  Condition vérifiée
- Poteau du 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup> :  $(40 \cdot 45), l_0 = 3,06m \Rightarrow \lambda = 16,48 < 50 \longrightarrow$  Condition vérifiée
- Poteau du 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> :  $(35 \cdot 40), l_0 = 3,06 \Rightarrow \lambda = 18,55 < 50 \longrightarrow$  Condition vérifiée.
- Poteau du 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> :  $(30 \times 35), l_0 = 3,06 \Rightarrow \lambda = 21,20 < 50 \longrightarrow$  Condition vérifiée.
- Poteau du 9<sup>eme</sup> :  $(30 \times 30) ; l_0 = 3,06 \Rightarrow \lambda = 24,73 < 50 \longrightarrow$  Condition vérifiée

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, les démentions adoptées pour les poteaux sont convenable.

**II.1.6- Les voiles (Art 7.7.1 du RPA99) :**

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

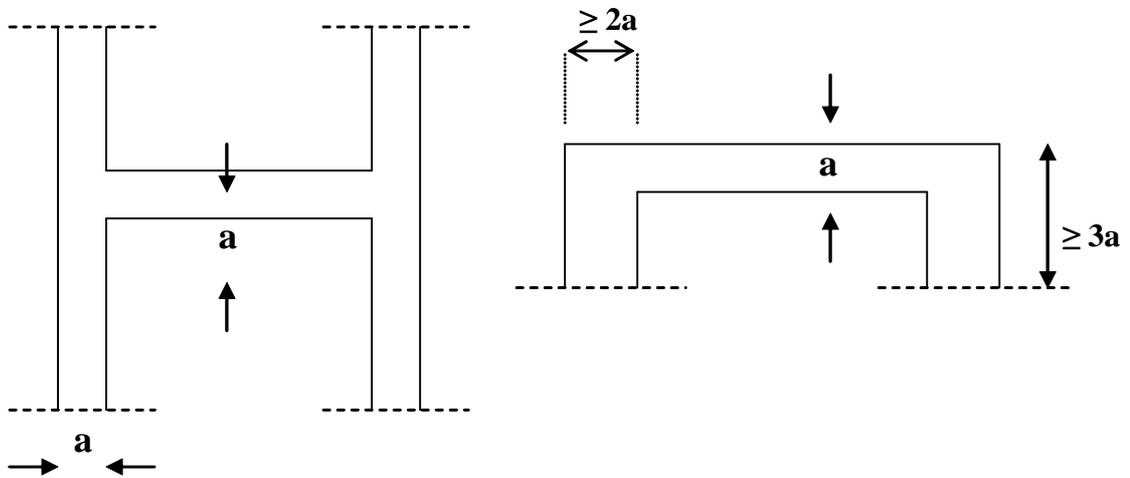


D'après le : RPA 99 VERSION 2003 le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

L'épaisseur du voile :

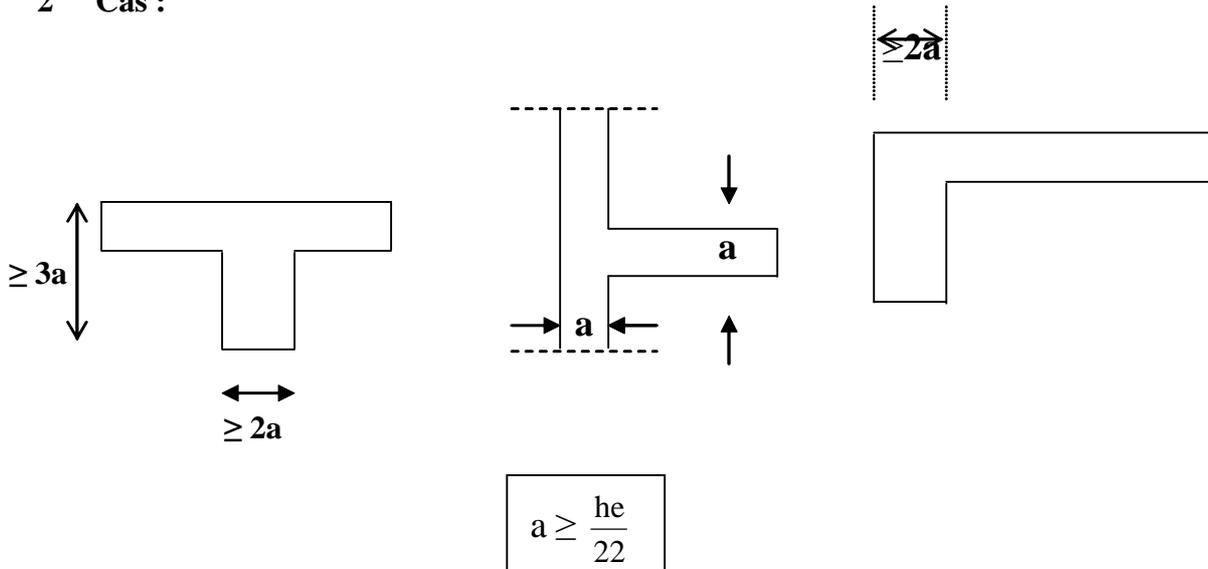
Il est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage « h<sub>e</sub> » et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15cm.

1<sup>er</sup> Cas :

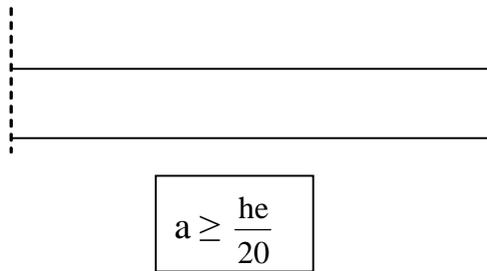


$$a \geq \frac{h_e}{25}$$

2<sup>ème</sup> Cas :



3<sup>ème</sup> Cas :



Les différents types des voiles

Remarque :

Notre cas est le 3<sup>ème</sup> cas (Voiles linéaire).

a)RDC:

$$h_e = 4,08 - 0,20 = 3,88\text{m}$$

$$a \geq \frac{388}{20} = 19,4\text{cm}$$

$$a \geq \frac{388}{22} = 17,63\text{cm}$$

$$a \geq \frac{388}{25} = 15,52\text{cm}$$

**b) L étages courants :**

$$h_e = 3,06 - 0,2 = 2,86\text{m}$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14,3\text{cm}$$

$$a \geq \frac{286}{22} = 13\text{cm}$$

$$a \geq \frac{286}{25} = 11,44\text{cm}$$

Donc on choisira entre :

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \max (19,4 - 14,3) \text{ cm} = 19,4\text{cm}$$

On prend :  $a = 20\text{cm}$

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur :  $L_{\min} = 4 \times a = 4 \times 20 = 80\text{cm}$ .

**Introduction :**

Ce chapitre concerne le calcul des éléments structuraux comme l'acrotère, les planchers  
Les balcons, les escaliers, les poutres palières, et la salle machine.

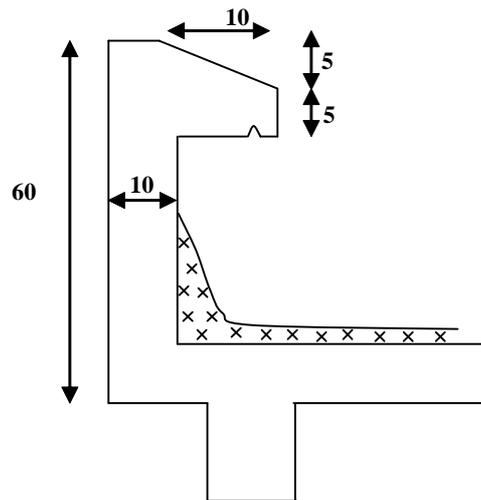
**III) Calcul des éléments structuraux :****III.1) Calcul de l'acrotère :**

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité au niveau de la terrasse, il est assimilée 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  $G$  dû à son poids propre
- Un effort horizontal  $Q$  dû à la main courante engendrant un moment de renversement  $M$

Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

**➤ Dimension de l'acrotère :**

**Figure. III.1 Coupe transversale de l'acrotère**

➤ Schéma statique :

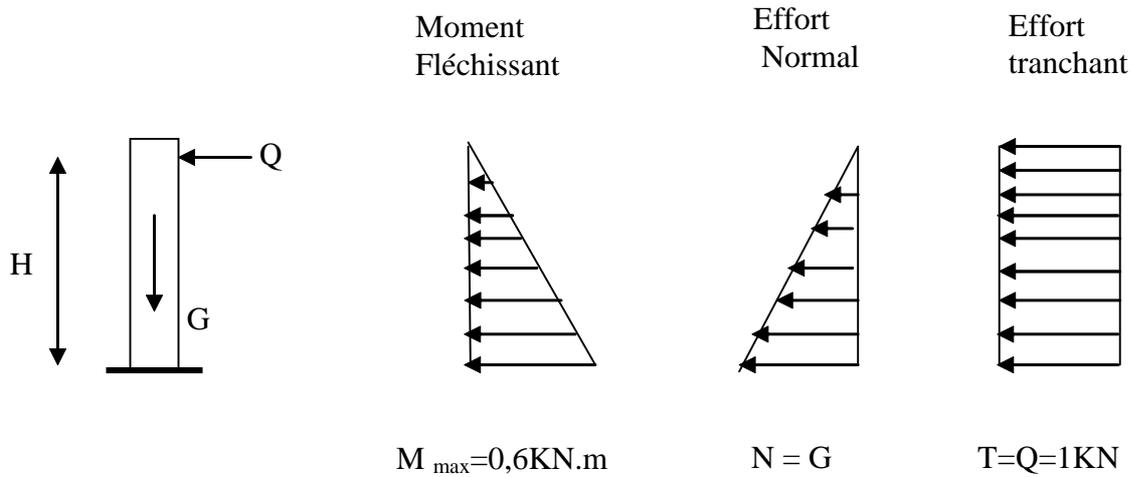
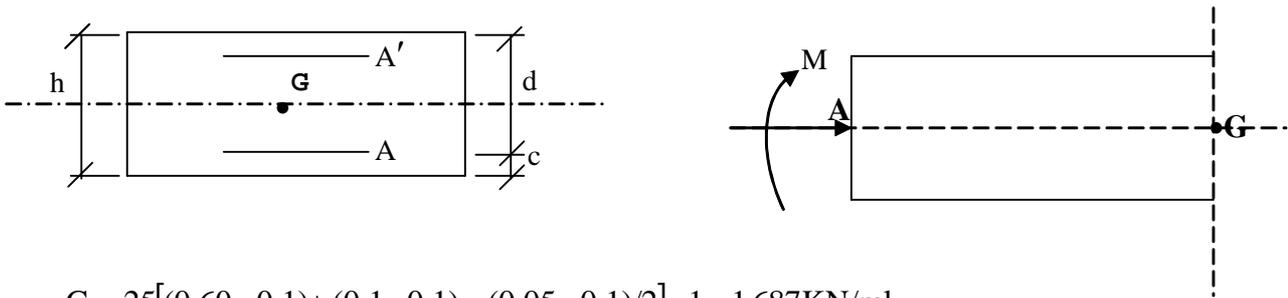


Figure.III.2 Diagrammes des efforts internes

III.1.1) Détermination des sollicitations :



$$G = 25[(0,60 \cdot 0,1) + (0,1 \cdot 0,1) - (0,05 \cdot 0,1)/2] \cdot 1 = 1,687 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère :  $G = 1,687 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$

Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1 \text{ ml} = 1,687 \times 1 = 1,687 \text{ KN}$

Effort tranchant :  $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1,00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge  $Q$  :  $M = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

III.1.2) Combinaison des charges :

• A l'ELU :

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,687 = 2,277 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KNm}$$

• A l'ELS :

$$N_s = 1,687 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,9 \text{ KNm}$$

**III.1.3) 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 :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9 \cdot 10^2}{2,277} = 39,52\text{cm} = 40\text{cm}$$

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

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$  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  $M$ , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

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

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,277 \left( \frac{0,10}{2} - 0,03 \right) = 0,945\text{KN.m}$$

**Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bc}} = \frac{0,945 \cdot 10^3}{100 \cdot 7^2 \cdot 14,2} = 0,0135 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

D'où :  $\beta = 0,9945$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,2\text{MPa}$$

$\mu < \mu_1 = 0,392$  La section est simplement armée

**Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,945 \cdot 10^3}{0,9945 \cdot 7 \cdot \frac{400}{1,15}} = 0,583\text{cm}^2$$

**c) Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,583 - \frac{2,277 \cdot 10^3}{348 \cdot 10^2} = 0,517 \text{ cm}^2$$

**III.1.4) Vérification à l'ELU :****a) Condition de non fragilité : (Art : A.4.2 ,1/BAEL 91)**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 7 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

Avec :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

**Conclusion :**

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

$$A_s = A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$$

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 :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit :  $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**b) Vérification au cisaillement : (Art 5.1 ,1/ BAEL91)**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{avec : } V_u = 1,5 \cdot Q = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 70} = 0,021 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1, 3/BAEL91)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barre}$$

$$\sum u_i = n \cdot \Phi \cdot \pi = 4 \times 0,8 \times 3,14 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9 \cdot 70 \cdot 10,5} = 0,236 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Ancrages des barres verticales :**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L<sub>s</sub> »

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_c}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa.}$$

$$L_s = \frac{0,8 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 28,22 \text{cm}$$

Soit : L<sub>s</sub> = 30cm.

**III.1.5) Vérification à l'ELS**

**a) Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :**  
**(Art. A.4.5.23BAEL)**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5f_c, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$$

Avec : η = 1,6 : coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 7} = 0,290$$

(Après interpolation) → β<sub>1</sub>=0,9151

$$\sigma_{st} = \frac{0,9 \cdot 10^6}{0,9151 \cdot 100 \cdot 2,01 \cdot 10^2} = 48,93 \text{MPa}$$

σ<sub>st</sub> < σ̄<sub>st</sub> → Condition vérifiée.

D'où le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS.

- Armatures principales.....4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub> = 25cm.
- Armatures de répartitions.....4 HA8 = 2,01cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub>= 25cm.

**b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

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

$$\rho_1 = 0,290 \longrightarrow \beta_1 = 0,9151$$

$$D'où : \begin{cases} \alpha_1 = 0,2546 \\ k_1 = 43,905 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{43,93}{43,905} = 1,00 \text{ MPa}$$

$$D'où : \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**c) Vérification de l'effort tranchant : (Art A 5.11 /BAEL91)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 70} = 0,0214 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III.1.6) Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3) :**

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale qui doit être inférieure à la main courante.

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone :  $A = 0,15$  en zone II<sub>a</sub> (groupe d'usage 2).

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0,8$ )

W<sub>p</sub> : Poids de l'acrotère = 1,687 KN/ml.

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 0,8 \cdot 1,687 = 0,809 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

→ Condition vérifiée.

**Conclusion :** La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile. On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment

**III.2. Les planchers :**

**III.2.1. Introduction :**

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur les quelles repose le corps creux.

Sauf les balcons, le porte à faux et la salle machine, qui sont en dalle pleine.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

Nervure appelé poutrelle de section en T, elle assure la fonction de portance.

a: distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique

Sa dimension est de 16cm.

Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520) ayant pour but :

Limité les risques de fissuration par retrait

Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites

Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

**III.2.2. Détermination des dimensions de la section en T :**

$h = 16+4 = 20$  cm (hauteur de la dalle)

$o = 4$  cm (épaisseur de la dalle de compression)

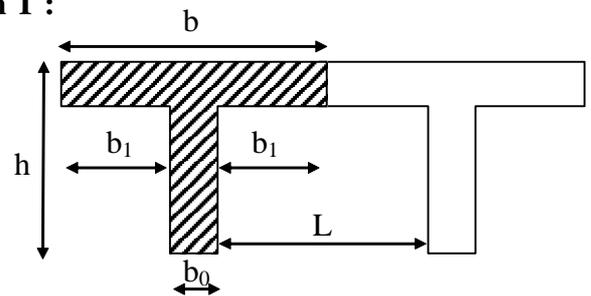
$C = 2$  cm (enrobage)

$d = 18$  cm (hauteur utile)

$b_1$  : largeur de l'hourdis

avec :

$L$  : distance entre faces voisines de deux nervures.



**figure III.2.1**

**a). Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L}{f_e} = \frac{4 \cdot 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Soit :  $A_{\perp} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2/\text{mL}$  ; avec :  $e = 20 \text{ cm}$

**b). Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{//} = 5T4 = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ; avec :  $e = 20 \text{ cm}$

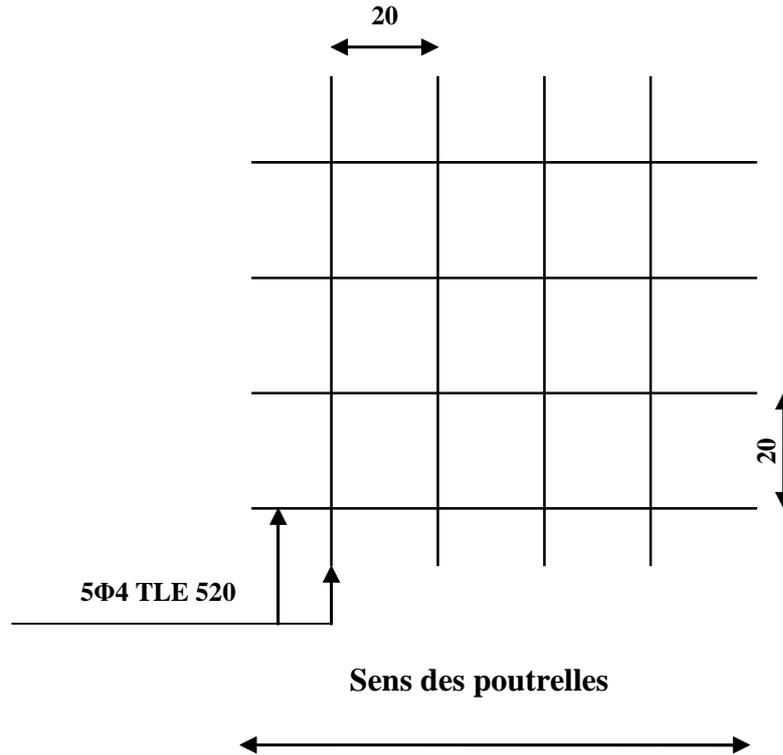


Figure III.2.2 : Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé (20×20) cm.

III.2.3. Calcul de la poutrelle à l’ELU :

III.2.3.1. Avant le coulage : avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle :  $25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux :  $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l’ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

a). combinaison d’actions :

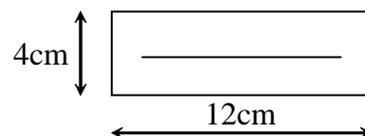
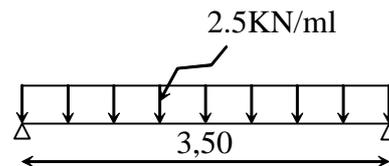
A l’ELU :  $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$

A l’ELS :  $Q_s = G + Q = (0,12 + 0,62) + 1,5 \times 1 = 2,24 \text{ KN/ml}$

b). calcul du moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \cdot 3,5^2}{8} = 3,9375 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \cdot 3,5}{2} = 4,375 \text{ KN}$$



**c) ferrailage de la poutrelle :**

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

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{3,328 \cdot 10^6}{120 \cdot 20^2 \cdot 14,2} = 4,88 > 0,392$$

$$\mu_b > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

**III.2.3.2. Après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

$$\text{-poids du plancher : } G = 5,14 \times 0,65 = 3,341 \text{ KN/ml}$$

Pour notre cas le calculs de plancher est celui de l'étage courant ( usage habitation).

$$\text{-surcharge d'exploitation : } Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$$

**a). Combinaison d'actions :**

$$\text{À l'ELU : } Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 5,97 \text{ KN/ml}$$

$$\text{À l'ELS : } Q_s = G + Q = 4,316 \text{ KN/ml}$$

**b). Choix de la méthode :**

$$1. \begin{cases} Q=5 \text{ KN/ml} < 2G=6,682 \text{ KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN} \end{cases} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité  $\longrightarrow$  Condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$(0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25) \text{ on a :}$$

$$\frac{320}{350} = 0,91 ; \frac{350}{330} = 1,06 ; \frac{330}{310} = 1,06 \quad \frac{310}{330} = 0,94 \quad \frac{330}{350} = 0,94 ; \frac{350}{320} = 1,09$$

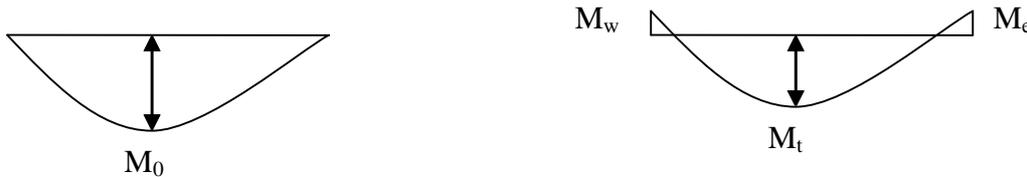
$\longrightarrow$  Condition vérifiée

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable.  $\longrightarrow$  Condition vérifiée

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

**III.2.3.3.Principe de la méthode :**

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$ , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.



**Figure III.2.3 : Diagramme des moments (principe de la méthode).**

**III.2.3.4.Exposé de la méthode :**

-le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  , varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour  $Q=0 \mapsto \alpha =0$  et pour  $Q=2G \mapsto \alpha =2/3$

- $M_0$  : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

Avec  $L$  : longueur de la travée entre nus d'appuis

$q$  : charge uniformément répartie

$M_w$  et  $M_e$  sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement

- $M_t$  : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

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

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

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

- $0.6M_0$  dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$  pour les appuis de rive semi encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 08 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

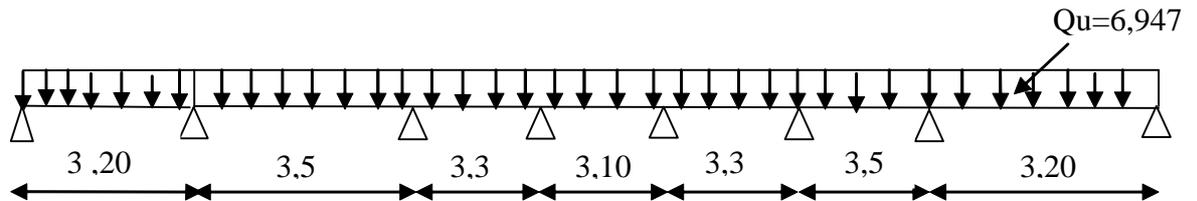


Figure III.2.4 : Schéma statique

**III.2.3.5. calcul des coefficients :**

$\alpha$  : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{0,975}{0,975 + 3,341} = 0,225 \quad \left( 0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

On aura après calcul :  $\alpha = 0,225$

$$1 + 0.3 \alpha = 1,067$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0,53 \qquad \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0,63$$

**III.2.3.6. calcul des moments en travée :**

a) Travée de rive :

$$- M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,63 M_0$$

$$- M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1 + 0.3 \alpha = 1,067 M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,667 M_0$$

On prend  $M_t = 0,67 M_0$

**b) Travée intermédiaire :**

$$- M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1,067M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,617M_0$$

$$- M_t \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,53M_0$$

On prend  $M_t = 0,62M_0$

**III.2.3.7. Calcul des Moments isostatiques :**

0.3M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.3M <sub>0</sub>
Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ
1	2	3	4	5	6	7	8

**Figure III.2.5 : moments sur appuis**

$$M_{012} = M_{078} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 5,97 \times (3,2)^2 / 8 = 7,64 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{067} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 5,97 \times (3,5)^2 / 8 = 9,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = M_{056} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 5,97 \times (3,3)^2 / 8 = 8,12 \text{ KN.m}$$

$$M_{045} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 5,97 \times (3,1)^2 / 8 = 7,17 \text{ KN.m}$$

**III.2.3.8. Calcul de Moments sur appuis :**

$$M_1 = M_8 = 0.3M_{012} = 2,29 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 4,57 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 3,65 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0.4 \max (M_{034}, M_{045}) = 3,25 \text{ KN.m}$$

**III.2.3.9. calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

Avec : T<sub>w</sub>, T<sub>e</sub> respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$M_w(\text{KN.m})$	2,29	4,57	3,65	3,25	3,25	3,65	4,57
$M_e(\text{KN.m})$	4,57	3,65	3,25	3,25	3,65	4,57	2,29
$T_w(\text{KN})$	-10,26	-10,18	-9,73	-9,25	-9,97	-10,71	-8,84
$T_e(\text{KN})$	8,84	10,71	9,97	9,25	9,73	10,18	10,26
$M_t(\text{KN.m})$	5,12	5,66	5,03	4,44	5,03	5,66	5,12

**III.2.3.10. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :**

**a) diagramme des moments**

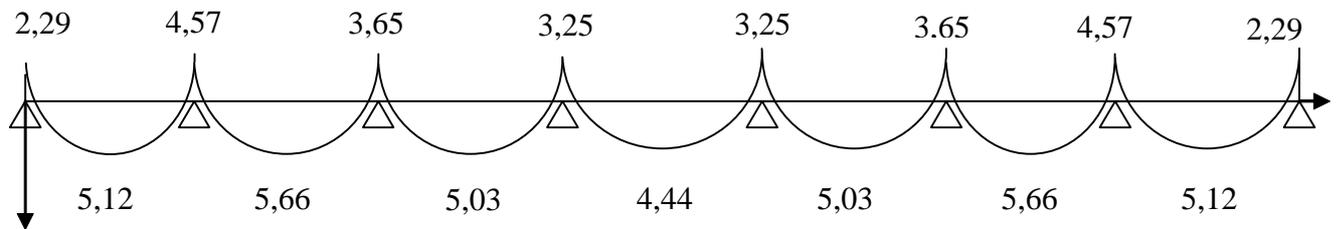


Figure III.2.6

**b) diagramme des efforts tranchants :**

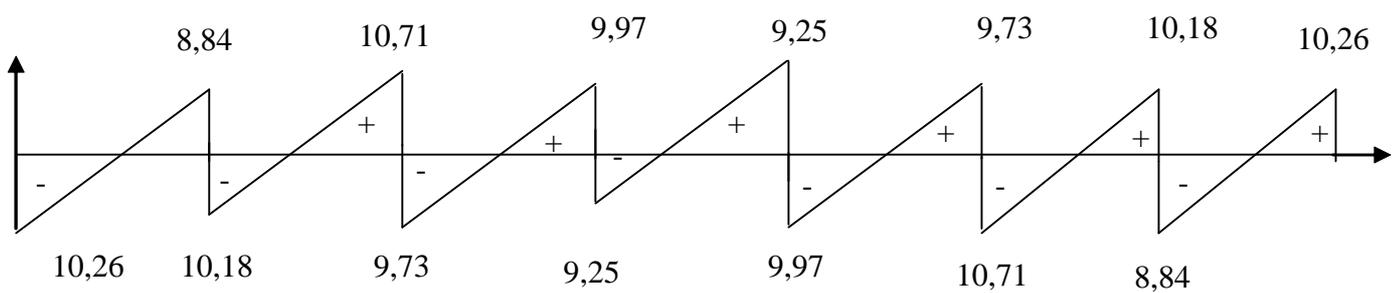


Figure III.2.7

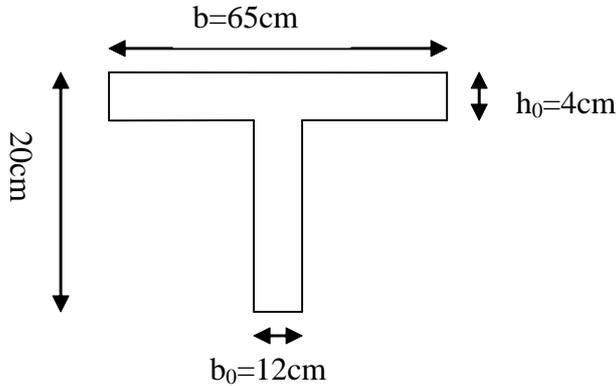
**III.2.3.11. Ferrailage à l'ELU**

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 5,66 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 4,57 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 10,71 + 9,73 = 20,44 \text{ KN}$$



**Figure III.2.7 : Section de la poutre en Té**

**a) Armature en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression

$$M_t = bh_0 \cdot \sigma_{bc} \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0.04 \cdot 0.65 \cdot 14.2 \cdot \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 5,66 \text{ KN.m} \rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{5,66 \cdot 10^3}{65 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0.018 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

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

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{5,66 \cdot 10^3}{0,991 \cdot 18 \cdot 348} = 0,91 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,91 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

**b) Armatures aux appuis :**

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

$$M_a^{\max} = 4,57 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{4,57 \cdot 10^3}{12 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0,082 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,082 \rightarrow \beta = 0,957$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d(f_e/\gamma_s)} = \frac{4,57 \cdot 10^3}{0,957 \cdot 18 \cdot 348} = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,76 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 1\text{HA}10 = 0,78 \text{ cm}^2$$

**c) Calcul des armatures transversales :**

$$\varphi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{\max}\right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10\right) = 5.71 \text{ mm} = 0.571 \text{ cm}$$

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

On adopt 2HA8  $\rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de HA8

**Espacement des armatures transversales :**

$$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(16,2, 40) = 16.2 \text{ cm}$$

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

**III.2.3.12. Vérification à l'ELU :**

**a) Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \quad \langle \text{Fissuration peu nuisible} \rangle$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{20,44 \cdot 10^3}{120 \cdot 180} = 0,94 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,94 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Condition de non fragilité :**

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

• **En travée :**

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_a = 0,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{20,44 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 3 \cdot 3,14 \cdot 10} = 1,34 \text{MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 1,34 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

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

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \cdot 0,12 \cdot 0,9 \cdot 0,18 \cdot 10^3 \cdot \frac{25}{1,5} = 129,6 \text{KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,6 \text{KN}$$

Appuis de rive :

$$V_{u\max} = 10,26 \text{KN} < 129,6 \text{KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaires :

$$V_{u\max} = 20,44 \text{KN} < 129,6 \text{KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left( V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d} \right)$

- **Appuis de rive :**

$$A_a = 0,78 \geq \frac{1,15}{400 \cdot 10^{-1}} \cdot \left( 10,26 - \frac{2,29}{0,9 \cdot 0,18} \right) = \frac{1,15}{400 \cdot 10^{-1}} \cdot (10,26 - 14,13)$$

$$A_a = 0,78 \geq -0,11 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$A_a = 0,78 \geq \frac{1,15}{400 \cdot 10^{-1}} \cdot \left( 20,44 - \frac{4,57}{0,9 \cdot 0,18} \right) = -0,22 \text{cm}^2$$

$$A_a = 0,78 \geq -0,22 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

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

$$\text{D'où} \quad l_s = \frac{1 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} \phi = 35,27 \phi$$

Soit un crochet de :  $0,4l_s = 14,11$ .

**III.2.4. Calcul de la poutrelle à l'ELS :****III.2.4.1. calcul des moments isostatiques :**

$$q_s = 4,316 \text{KN/ml}$$

0.3M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.4M <sub>0</sub>	0.5M <sub>0</sub>	0,3M <sub>0</sub>
Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ
1	2	3	4	5	6	7	8

**Figure III.2.9 : moments sur appuis.**

$$M_{012} = M_{078} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4,316 \times (3,2)^2 / 8 = 5,52 \text{KN.m}$$

$$M_{023} = M_{067} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4,316 \times (3,5)^2 / 8 = 6,61 \text{KN.m}$$

$$M_{034} = M_{056} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4,316 \times (3,3)^2 / 8 = 5,87 \text{KN.m}$$

$$M_{045} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 4,316 \times (3,1)^2 / 8 = 5,18 \text{KN.m}$$

**b). Calcul de Moments sur appuis :**

$$M_1 = M_8 = 0,3 M_{012} = 1,65 \text{KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0,5 \max (M_{012}, M_{023}) = 3,30 \text{KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0,4 \max (M_{023}, M_{034}) = 2,35 \text{KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0,4 \max (M_{034}, M_{045}) = 2,07 \text{KN.m}$$

**c). calcul des efforts tranchants :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_s L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_s L$$

Avec :  $T_w$ ,  $T_e$  respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$M_w$ (KN.m)	1,65	3,30	2,35	2,07	2,07	2,35	3,30
$M_e$ (KN.m)	3,30	2,35	2,07	2,07	2,35	3,30	1,65
$T_w$ (KN)	-7,42	-7,28	-7,03	-6,69	-7,20	-7,82	-6,39
$T_e$ (KN)	6,39	7,82	7,20	6,69	7,03	7,28	7,42
$M_t$ (KN.m)	3,70	4,10	3,64	3,21	3,64	4,10	3,70

d). Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

1) diagramme des moments

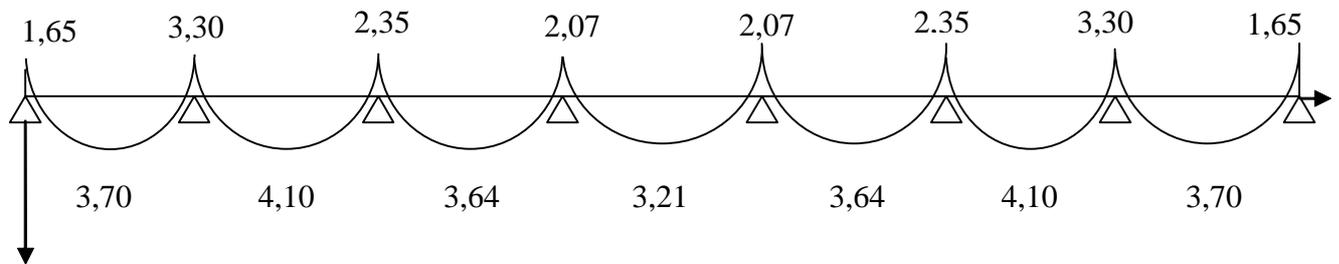


Figure III.2.10

2) diagramme des efforts tranchants :

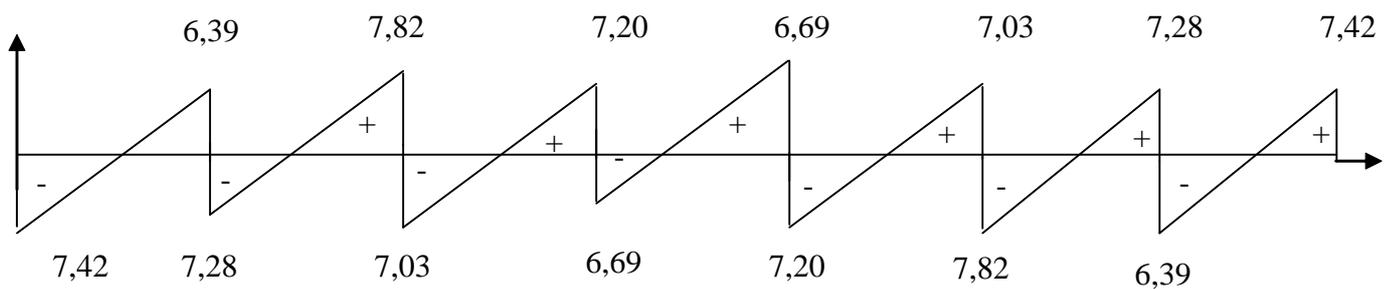


Figure III.2.11

### III.2.5. Vérifications à L'ELS :

#### III.2.5.1. Etat limite de la compression du béton :

- En travée :  $M_t^{\max} = 4,10 \text{KN.m}$

##### a) Contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \cdot 2,35}{18 \cdot 12} = 1,08$$

$$\rho_1 = 1,08 \rightarrow \beta_1 = 0,8565 \rightarrow K_1 = 19,84$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{4,10 \cdot 10^3}{0,8565 \cdot 18 \cdot 2,35} = 113,16 \text{MPa} < \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

##### b) Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \cdot A_{st} \cdot d} = 136,63 \text{MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{136,63}{19,84} = 6,88 < 15 \text{MPa} \\ \sigma_{bc} &= 6,88 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

- Aux appuis :  $M_a^{\max} = 3,30 \text{KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \cdot 0,78}{18 \cdot 12} = 0,361$$

$$\rho_1 = 0,361 \rightarrow \beta_1 = 0,906 \rightarrow K_1 = 38,19$$

a) Contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{3,30 \cdot 10^3}{0,906 \cdot 18 \cdot 0,78} = 259,43 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

b) Contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{259,43}{38,19} = 6,79 < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

} → Condition vérifiée

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

**Conclusion :** La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.

### III.2.5.2. Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

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

### III.2.5.3. Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M<sub>t</sub> : moment maximum de flexion.

b<sub>0</sub> : largeur de nervure

1-  $\frac{h}{L} = \frac{20}{350} = 0,057 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \longrightarrow$  Condition vérifiée

2-  $\frac{h}{L} = 0,057 > \frac{4,10}{15 \cdot 6,61} = 0,041 \longrightarrow$  Condition vérifiée

3-  $\frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{0,78}{18 \cdot 12} = 0,0036 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \longrightarrow$  Condition vérifiée

**Conclusion :**

Les trois conditions sont vérifiées, donc ce n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

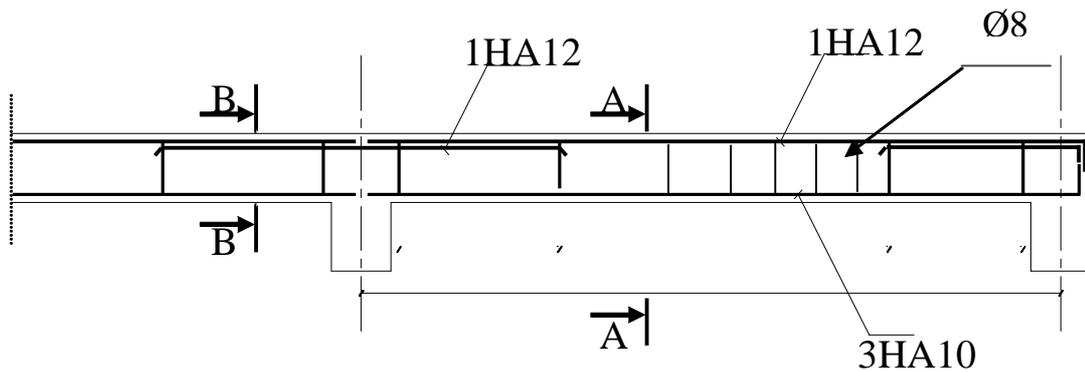


Figure III.2.12 : Ferrailage de la poutrelle

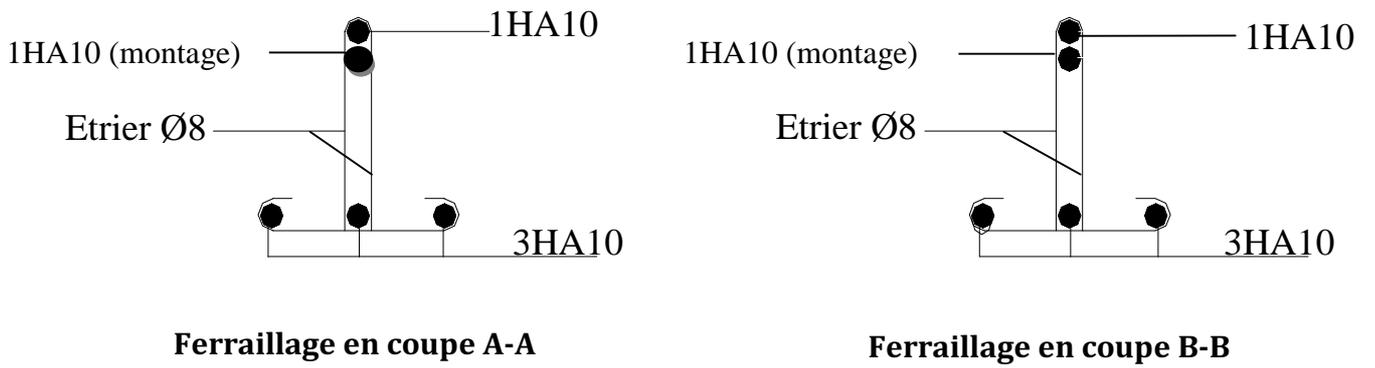


Figure III.2.13

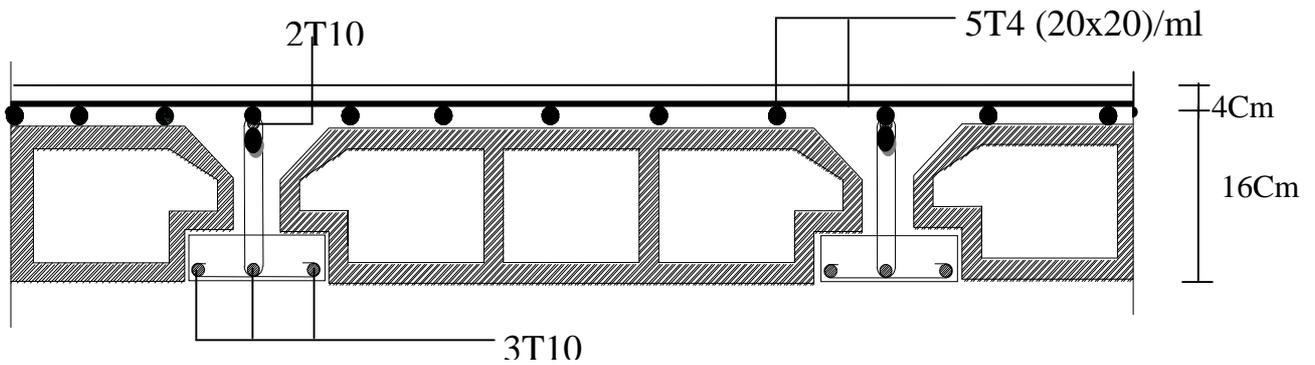


Figure III.2.14 : Plan de ferrailage du plancher (coupe A-A et B-B)

**III.3. Calcul du balcon :**

**III.3.1.Introduction :**

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher ; soumis à des charges permanentes dues à son poids propre << G >>. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m.

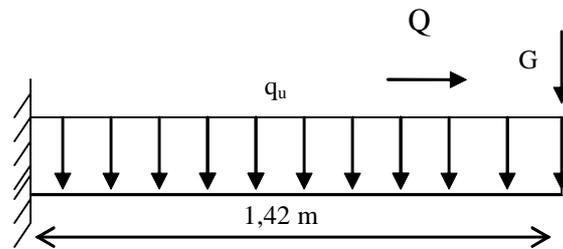


Schéma Statique

Q : charges et surcharges verticales revenant au port à fond.

G : charge concentrée verticale due à l’effet du poids propre de la brique creuses de 10cm d’épaisseur.

**III.3.2.Dimensionnement du balcon :**

L’épaisseur du port à fond est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{142}{10} = 14,2\text{cm} \quad \text{soit } e_p = 15 \text{ cm}$$

**III.3.3. Charge et surcharge du balcon :**

Les charges permanentes :

- Poids de la dalle pleine :  $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75\text{KN /ml}$ .
- Poids des revêtements :

Nom	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	G(KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	22	0,02	0,44
Couche de sable	18	0,02	0,36
Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Total			1,60

$$G_{\text{total}}=1,60+3,75=5,35\text{KN/ml}.$$

Charge concentrée (poids du mur extérieur) :

$$G=2,36 \times (3,06-0,15) \times 1\text{ml}=6,86\text{KN/ml.}$$

Charge due a la main courante (horizontale) :

$$Q_1=1\text{KN /ml.}$$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 3,5\text{KN /ml (uniformément repartie)}$$

**III.3.4.Calcul à l'ELU :**

**a)Combinaisons de charge :  $1,35G+1,5Q$**

$$\text{Pour la dalle : } q_{u1} = (1,35G+1,5Q)=1,35 \times 5,35+3,5 \times 1,5=12,47\text{KN /ml}$$

$$\text{Le mur : } q_{u2} = 1,35 \times 6,86 = 9,26\text{KN/ml.}$$

$$\text{Main courante : } q_{u3}=1,5 \times 1=1,5\text{KN /ml.}$$

**b) Calcul du moment :**

$$M_u = \frac{q_{u1}l^2}{2} + q_{u2} \cdot l = \frac{12,47 \cdot 1,42^2}{2} + 9,26 \cdot 1,42 = 25,72\text{KN.m}$$

**III.3.5. Calcul à l'ELS :**

**a)Combinaisons de charge :  $G+Q$**

$$\text{Pour la dalle : } q_{s1}=5,35+3,5=8,85\text{KN /ml.}$$

$$\text{Le mur : } q_{s2}=6,86\text{KN/ml.}$$

$$\text{Main courante : } q_{s3}=1\text{KN/ml.}$$

**b) Calcul du moment :**

$$M_s = \frac{q_{s1}l^2}{2} + q_{s2} \cdot l = \frac{8,85 \cdot 1,42^2}{2} + 6,86 \cdot 1,42 = 18,66\text{KN.m}$$

**Remarque :**

Le moment de la main courante est nul ( $M=0$ ).

**III.3.6. Ferrailage :**

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple

**a)Les armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{25,72 \cdot 10^3}{100 \cdot 12^2 \cdot 14,20} = 0,125 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\text{Donc : } A' = 0$$

$$\mu = 0,125 \longrightarrow \beta = 0,933$$

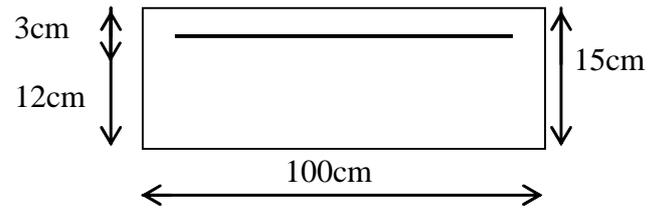
$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{25,72 \cdot 10^3}{0,933 \cdot 12 \cdot 348} = 6,60 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14=7,69cm<sup>2</sup> avec St = 20cm

**b) Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7,69}{4} = 1,922 \text{ cm}^2$$

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



**III.3.7. Vérifications à l'ELU :**

**a) Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.2, 1/BAEL 91)**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 12 \cdot 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1,45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 7,69 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  Condition vérifiée.

**-Espacement des barres :**

-Armatures principales :  $St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > St=20\text{cm} \longrightarrow$  Condition vérifiée.

-Armatures répartitions :  $St \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > St=25\text{cm} \longrightarrow$  Condition vérifiée

**b) Vérification au cisaillement (Art.5.1.211 / BAEL91)**

$$\bar{\tau}_u = \min (0,10 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa.} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{(b \cdot d)}$$

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 12,47 \times 1,42 + 9,26 = 26,96 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{26,96 \times 1000}{120 \times 1000} = 0,224 \text{ MPa.}$$

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

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c) Vérification de l'adhérence des barres (Art. A.6.1, 3/ BAEL91)**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d\Sigma_{ui}} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{MPa} \\ \Sigma u_i = 3,14 \cdot 5 \cdot 1,4 = 21,98 \text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,96 \cdot 10}{0,9 \cdot 12 \cdot 21,98} = 1,135 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**d) Ancrage rectiligne des barres :**

La longueur de scellement est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_s}$$

Avec :  $\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$

$$L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{cm}$$

Soit la longueur hors du crochet égal a :  $l_r = 0,4 \times 49,38 = 19,752 \text{ cm}$

**III.3.8. Vérification à l'ELS :**

Fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s \geq \bar{\sigma}_s \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

**a) Détermination d'armatures a l'E.L.S :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{18,66 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 201,63} = 0,0064 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,876.$$

$$k_1 = 25,32$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{18,66 \times 10^3}{0,876 \times 12 \times 201,63} = 8,80 \text{cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10,05 cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub> = 20cm

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{10,05}{4} = 2,51 \text{cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2,51 cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub> = 20cm

**b) Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$$

$$\rho_1 = 0,719 \quad \longrightarrow \quad k_1 = 25,32$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{k_1} = \frac{201,63}{25,32} = 7,96 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A.}$$

**III.3.9.Vérification de la flèche :(Art B.6.5 ,3 /ABAEL91)**

La valeur de la flèche maximale  $f_v$ , sous des charges de longue durée d'application est :

$$f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{4E_v \cdot I_{fv}}$$

avec L : portée de la console (L=1,42m)

$E_v$  : module de déformation longitudinal différée ( $E_v = 10818,87 MPa$ )

Avec :  $EV=3700(f_{c,j})^{1/3}$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_v \cdot \mu} ; \quad \lambda_v = \frac{0,05 ft_{28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75 ft_{28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + ft_{28}} ; \quad \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène passant par son c.d.g.

$B_0$  : Section homogénéisée

$S_x$  : Moment statique de fibre supérieure non fissure dans la partie tendue.

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A = 100 \cdot 15 + 15 \cdot 10,05$$

$$B_0 = 1650,75 \text{ cm}^2$$

$$S_x = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A$$

$$S_x = \frac{100 \cdot (15)^2}{2} + 15 \cdot 12 \cdot 10,05$$

$$S_x = 13059 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_x}{B} = \frac{13059}{1650,75} \rightarrow V_1 = 7,91 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,91 \rightarrow V_2 = 7,09 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} [(7,91)^3 + (7,09)^3] + 15 \cdot 10,05 \cdot (7,09 - 3)^2$$

$$I_0 = 30898,91 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{10,05}{100 \cdot 12} \rightarrow \rho = 0,0083$$

$$\lambda_v = \frac{0,05 \cdot 2,1}{0,0083 \left( 2 + 3 \frac{100}{100} \right)} \rightarrow \lambda_v = 2,53$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0083 \cdot 229,26 + 2,1} \rightarrow \mu = 0,378$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot 30898,91}{1 + 0,4 \cdot 2,53 \cdot 0,378} \rightarrow I_{fv} = 24584,38 \text{ cm}^4$$

$$\text{d'ou : } f_v = \frac{18,66 \cdot 10^5 (142)^2}{4 \cdot 10818,87 \cdot 10^2 \cdot 24584,38} \rightarrow f_v = 0,353 \text{ cm}$$

La flèche admissible :  $\bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{142 \text{ cm}}{250} \rightarrow \bar{f} = 0,568 \text{ cm}$

$f_v < \bar{f}$  → Condition vérifiée.

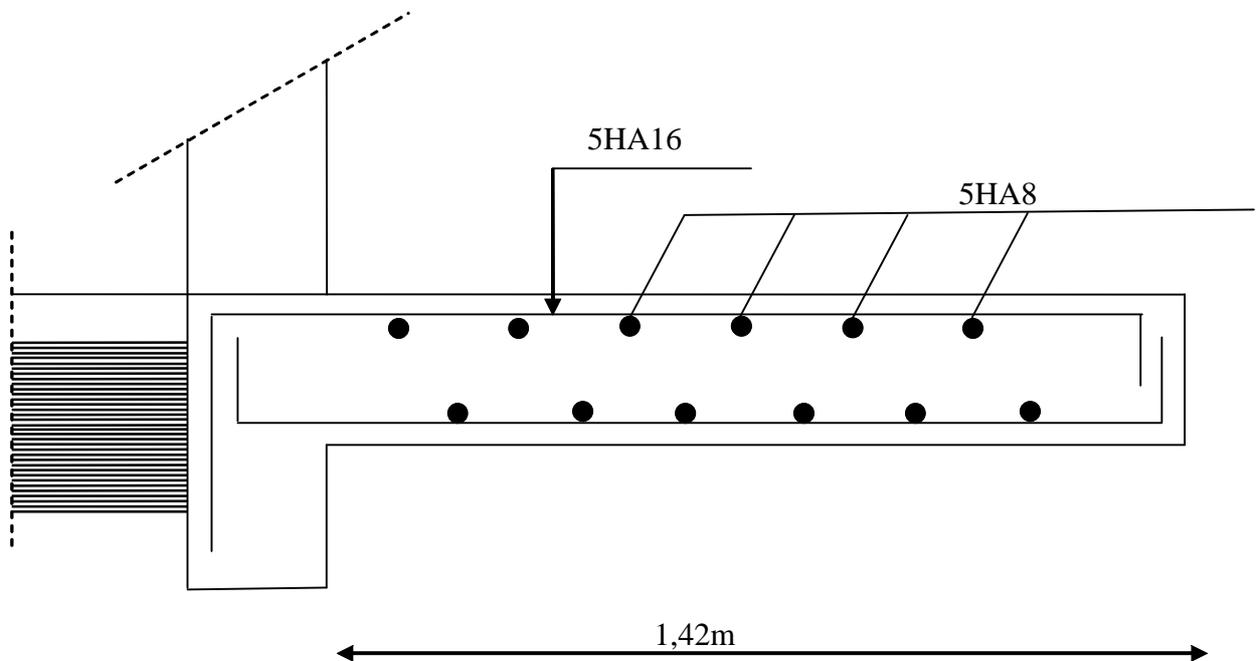


Figure III.3 : Ferrailage du balcon

### III.4. Calcul des escaliers :

#### III.4.1. Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permet de passer d'un niveau à un autre.

#### III.4.2. Caractéristiques dimensionnelles :

**La marche :** est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire, ou arrondie, etc.

**La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches évitant les chutes des objets.

**Hauteur de contre marche ( $h$ ) :** est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes varient de 13 à 17 cm.

**Le giron ( $g$ ) :** est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.

**La montée :** correspond à la hauteur entre les niveaux finaux des sols de départ et d'arrivée.

**Une volée :** est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.

**Un palier :** est une plate forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et /ou à chaque étage.

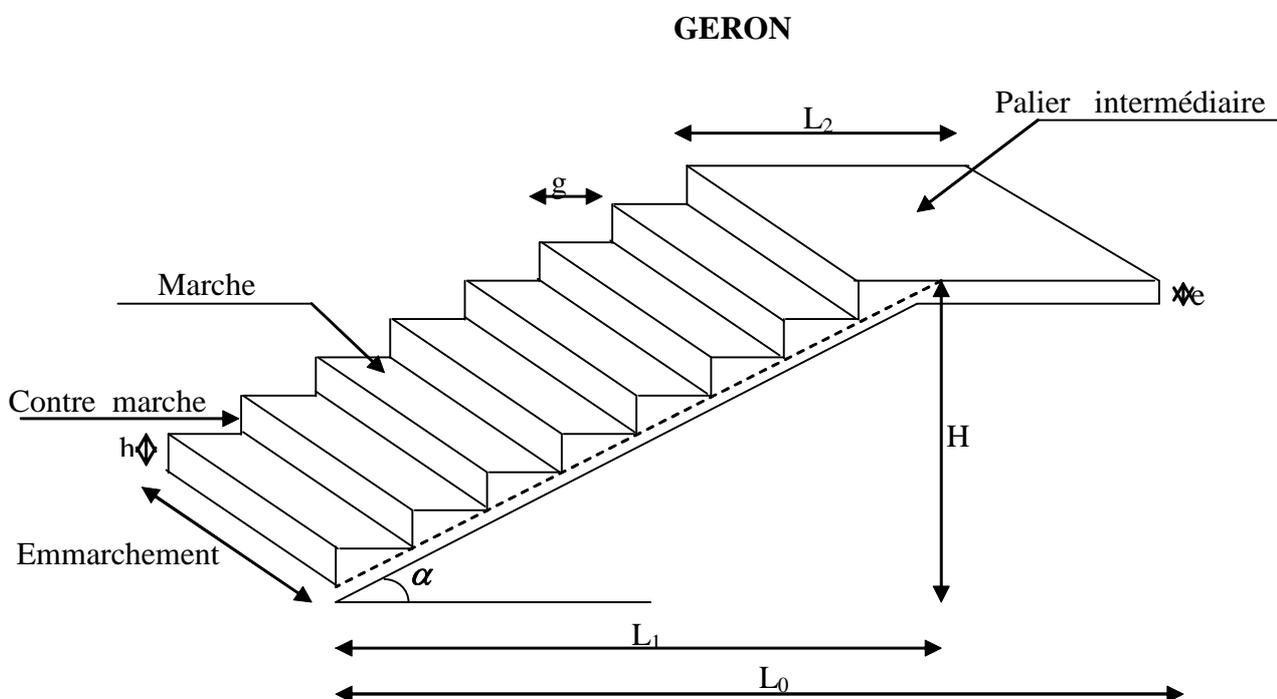
**L'embranchement ( $E$ ) :** représente la largeur de la marche.

**La ligne de foulée :** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier, et en général, à 0.65 m de collet, si  $E \geq 1$  m.

**La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

#### III.4.3. Terminologie :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :



Notations utilisées :

G : giron

ep : épaisseur de la paillasse

h : épaisseur du contre marche

H : hauteur de la volée

L : longueur de la volée projetée

#### III.4.4. calcul de l'escalier type I :

##### a) pré dimensionnement :

Pour le R.D.C, nous avons le cas le plus sollicité est composé de palier, volée et palier, avec :

Une hauteur de 3,06m entre les deux paliers.

Hauteur de la volée est de 1,53m

Hauteur des marche h ;  $13\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$

Le Géron est :  $28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$

On prend la hauteur des marches h = 17cm.

Nombre de contre marches :  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow n = 9$  contre marches .

On prend : n = 9 contre marches.

Le nombre de marche est pris comme suite m = n – 1 = 9 – 1 = 8 marches.

La relation empirique qui lié h et g et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable c'est la relation de BLONDEL :

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

Pour h=17cm

$$25\text{cm} \leq g \leq 31\text{cm} \quad \text{on prend } g=30\text{cm}$$

Vérification de la loi de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq g + 2 \times (17) \leq 66\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq 30 + 2 \times (17) \leq 66\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq 64 \leq 66\text{cm}$$

Condition et vérifiée

##### b) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :

L'épaisseur du palier et de la paillasse (ep) est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20} \quad \text{Avec } L_0 : \text{longueur du palier et de la paillasse}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{0.87} \Rightarrow L_1 = 275,86\text{cm}$$

$$L_0 = 275,86 + 95 \Rightarrow L_0 = 370,86\text{cm}$$

$$\frac{370,86}{30} \leq ep \leq \frac{370,86}{20} \Rightarrow 12,36 \leq ep \leq 18,54\text{cm}$$

On prend ep=17cm pour tous les escaliers des deux sous-sols.

**c) Détermination des sollicitations de calcul :**

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

On considère une poutre simplement appuyée en flexion simple.

**c.1) Charges permanentes :****1. La paillasse :**

Elément	$e_p$ (m)	pois volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
- Poids propre de la paillasse	0,17	25	$\frac{25 \cdot e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \cdot 0,17}{\cos 29,53} = 4,88$
- Poids propre des marches	0,17	25	$\frac{25 \cdot 0,17}{2} = 2,125$
- Revêtement de carrelage	0,02	22	$22 \cdot 0,02 = 0,44$
- Mortier de pose	0,02	22	$22 \cdot 0,02 = 0,44$
- Couche de sable	0,02	18	$18 \cdot 0,02 = 0,36$
- Enduit de ciment	0,015	22	$22 \cdot 0,015 = 0,33$
- Poids propre du garde corps	/	/	0,2
			$G_1 = 8,78$

**2. Le palier :**

Elément	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
- Poids propre de la dalle	4,25
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,57
$G_2 = 5,82$	

**c.2) Les charges concentrées :****1. Pour le mur extérieur :**

Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur extérieur (P).

Elément	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Maçonneries en briques creuses	$(9 \times 0,1) \times 2 = 1,8$
- Poids des enduits (enduit ciment + enduit plâtre)	$0,36 + 0,2 = 0,56$
$P = 2,36$	

$$P = (3,06 - 0,17) \times 2,36 \times 1\text{m} = 6,82 \text{ KN.}$$

**2. Pour le mur intérieur :**

Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur intérieur (P).

Elément	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Maçonneries en briques creuses	$(9 \times 0,1) = 0,9$
- Poids des enduits (enduit plâtre)	$0,2 \times 2 = 0,4$
	$P = 1,3$

$$P = (3,06 - 0,2) \times 1,3 \times 1\text{m} = 3,72 \text{ KN.}$$

**d) Surcharge d'exploitation :**  $Q = 2,5\text{kn/m}^2$

**e) Combinaisons de charge :**

**E.L.U :**  $q_u = 1,35G + 1,5Q$

- La paillasse :  $q_{1u} = (1,35 \cdot 8,78 + 1,5 \cdot 2,5) \cdot 1 = 15,60\text{KN/m}$
- le palier :  $q_{2u} = (1,35 \cdot 5,82 + 1,5 \cdot 2,5) \cdot 1 = 11,61\text{KN/m}$
- le mur extérieur :  $q_{3u} = 1,35 \times 6,82 = 9,21\text{KN}$
- le mur intérieur :  $q_{4u} = 1,35 \times 3,72 = 5,02$

**E.L.S :**  $q_s = G + Q$

- La paillasse :  $q_{1s} = (8,78 + 2,5) \cdot 1 = 11,28\text{KN/m}$
- le palier :  $q_{2s} = (5,82 + 2,5) \cdot 1 = 8,32\text{KN/m}$
- le mur extérieur :  $q_{3s} = 6,82\text{KN}$
- le mur intérieur :  $q_{4s} = 3,72\text{KN}$

**III.4.4.1. Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'E.L.U :**

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M.

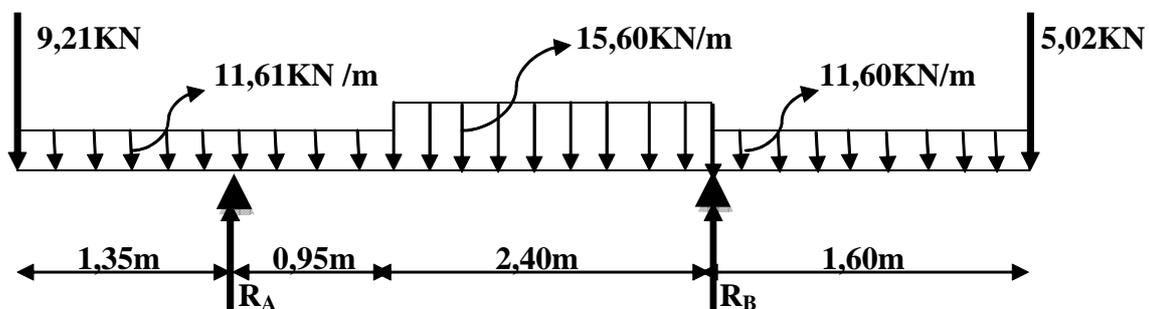


Schéma statique de calcul a l'E.L.U

a) Les réactions d'appuis à l'E.L.U :

$$\Sigma F = 0 ; R_A + R_B = 96,95 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / A = 0 ; R_B = 49,15 \text{ KN}$$

$$\longrightarrow \begin{cases} R_B = 49,15 \text{ KN} \\ R_A = 47,79 \text{ KN} \end{cases}$$

b) Efforts tranchants :

Tronçon	Expression	X(m)	T <sub>y</sub> (KN)
$0 \leq x \leq 1,35$	$-9,21 - 11,61x$	0	-9,21
		1,35	-24,88
$1,35 \leq x \leq 2,3$	$38,58 - 11,61x$	1,35	22,90
		2,3	11,88
$0 \leq x' \leq 1,6$	$-5,02 - 11,61x'$	0	-5,02
		1,6	-23,60
$1,6 \leq x' \leq 4$	$50,52 - 15,60x'$	1,6	25,56
		4	-11,88

c) Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X(m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,35	-9,21x - 5,805x <sup>2</sup>	0	0
		1,35	-23,01
1,35 ≤ x ≤ 2,3	-5,805x <sup>2</sup> + 38,58x - 64,51	1,35	-23,01
		2,3	-6,48
0 ≤ x' ≤ 1,6	-5,02x' - 5,805x' <sup>2</sup>	0	0
		1,6	-22,9
1,6 ≤ x' ≤ 4	50,52x' - 7,8x' <sup>2</sup> - 83,75	1,6	-22,9
		4	-6,48

-Le moment M<sub>z</sub> est maximal pour T<sub>y</sub> = 0

Pour : 1,6 ≤ x' ≤ 4

$$T_y = 0 \Rightarrow -15,60x + 50,52 = 0 \Rightarrow x = 3,23 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = 50,52(3,23) - 7,8(3,23)^2 - 83,75$$

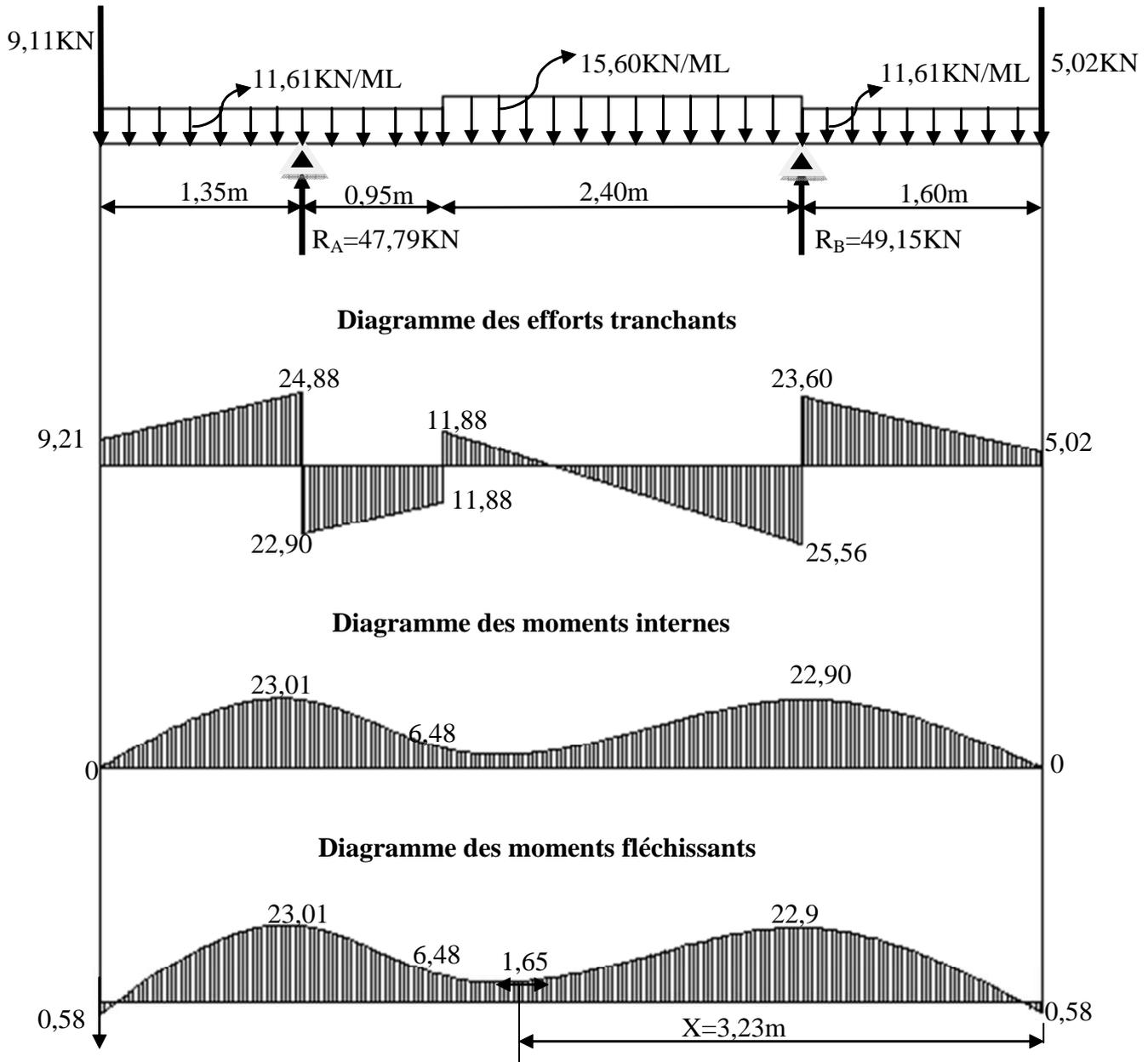
$$M_z^{\max} = -1,95 \text{ KN.m}$$

**Remarque :** A fin de tenir compte des semi encastremets aux appuis on affectera les moments par des coefficients correctif de M<sub>max</sub> : 0,85M<sub>max</sub> en travée et 0,3M<sub>max</sub> aux appuis et on obtient les valeurs des moments ci-dessous :

$$M_u^a = -0,3M_{\max} = -0,3 \cdot -1,95 = 0,58 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = 0,85M_{\max} = 0,85 \cdot -1,95 = -1,65 \text{ KN.m}$$

d) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU



III.4.4.2. calcul des armatures :

Le calcul se fera pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

- sur appuis :  $M_u^a = 23,01 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23,01 \cdot 10^3}{1 \cdot (0,15)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^6} = 0,072 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,072 \rightarrow \beta = 0,963$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23,01 \cdot 10^3}{0,963 \cdot 15 \cdot 348} = 4,57 \text{ cm}^2$$

- en travée :  $M_u^t = 1,65 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1,65 \cdot 10^3}{1 \cdot (0,15)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^6} = 0,005 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,005 \rightarrow \beta = 0,9975$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1,65 \cdot 10^3}{0,9975 \cdot 15 \cdot 348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

### III.4.4.3. Vérification à l'E.L.U :

#### a) condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \cdot 100 \cdot 15 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

-sur appuis :  $A_a = 4,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

-en travée :  $A_t = 0,32 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition non vérifiée.

$A_t < A_{\min}$  donc on adopte le ferrailage avec la section  $A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2$

On adoptera le ferrailage suivant :

-sur appuis :  $A_a = 4,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$  avec  $St = 20 \text{ cm}$ .

-en travée :  $A_t = 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$  avec  $St = 20 \text{ cm}$

#### b) Armatures de répartition :

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

Soit  $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$

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

Soit  $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $St = 25 \text{ cm}$ .

#### c) espacement des barres :

##### c.1. Armatures principales :

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

Aux appuis :  $St = 20 \text{ cm} < St_{\min} \Rightarrow$  condition vérifiée

En travée :  $St = 20 \text{ cm} < St_{\min} \Rightarrow$  condition vérifiée

##### c.2. Armatures de repartions :

$$St_{\max} \leq \min \{4h; 45 \text{ cm}\}$$

$St = 25 < St_{\min} \Rightarrow$  condition vérifiée

### III.4.4.4. vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$\psi_s = 1,5$  Pour les hautes adhérences.

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

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$u_i$  : Périmètre utile de la barre « i »  $\rightarrow \sum u_i = n\pi\phi = 5 \cdot 1,2 \cdot 3,14 = 18,84 \text{ cm}$

$$\tau_{se} = \frac{25,56}{0,9 \cdot 0,15 \cdot 188,4} = 1,00 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**a) vérification de l'effort tranchant :**

$$T = 25,56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{25,56 \cdot 10^3}{10^3 \cdot 150} \Rightarrow \tau_u = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \text{----- Fissuration peu nuisible}$$

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

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

**b) ancrage des barres :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 \rightarrow \bar{\tau}_{su} = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{su}} = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} \rightarrow L_s = 42,32 \text{ cm}$$

$$L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm}$$

**III.4.4.5. Vérification à l'E.L.S :**

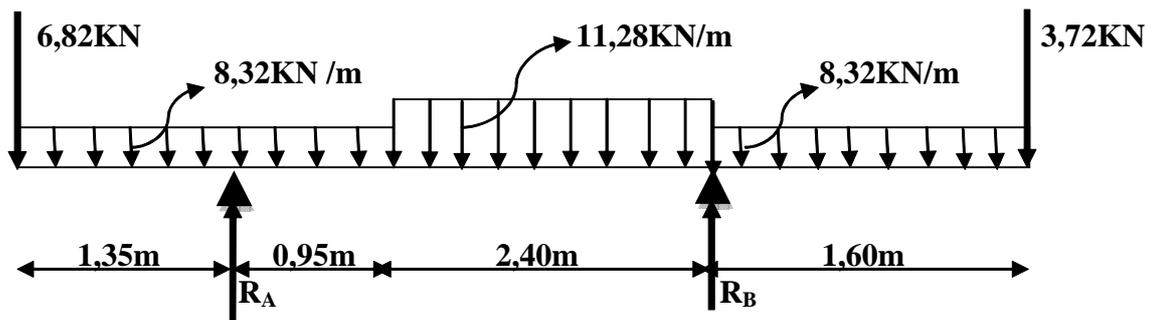


Schéma statique de calcul a l'E.L.S

**a) calcul des efforts**

$$\Sigma F = 0 ; R_A + R_B = 70,06 \text{ KN}$$

$$\Sigma M / A = 0 ; R_B = 35,47 \text{ KN}$$

b) Les réactions d'appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 34,59\text{KN} \\ R_B = 35,47\text{KN} \end{array} \right.$$

c) Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant :

c.1) Efforts tranchants :

Tronçon	Expression	X(m)	T <sub>y</sub> (KN)
$0 \leq x \leq 1,35$	$-6,82 - 8,32x$	0	-6,82
		1,35	-18,05
$1,35 \leq x \leq 2,3$	$27,77 - 8,32x$	1,35	16,54
		2,3	8,63
$0 \leq x' \leq 1,6$	$-3,72 - 8,32x'$	0	-3,72
		1,6	-17,03
$1,6 \leq x' \leq 4$	$36,48 - 11,28x'$	1,6	18,43
		4	-8,63

c.2) Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X(m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,35$	$-6,82x - 4,16x^2$	0	0
		1,35	-16,79
$1,35 \leq x \leq 2,3$	$-4,16x^2 + 27,77x - 46,70$	1,35	-16,79
		2,3	-4,83
$0 \leq x' \leq 1,6$	$-3,72x' - 4,16x'^2$	0	0
		1,6	-16,60
$1,6 \leq x' \leq 4$	$36,48x' - 5,64x'^2 - 60,54$	1,6	-16,60
		4	-4,83

Le moment  $M_z$  est maximal pour  $T_y = 0$

$$T_y = -11,28x + 36,48 = 0 \Rightarrow x = 3,23 \text{ m}$$

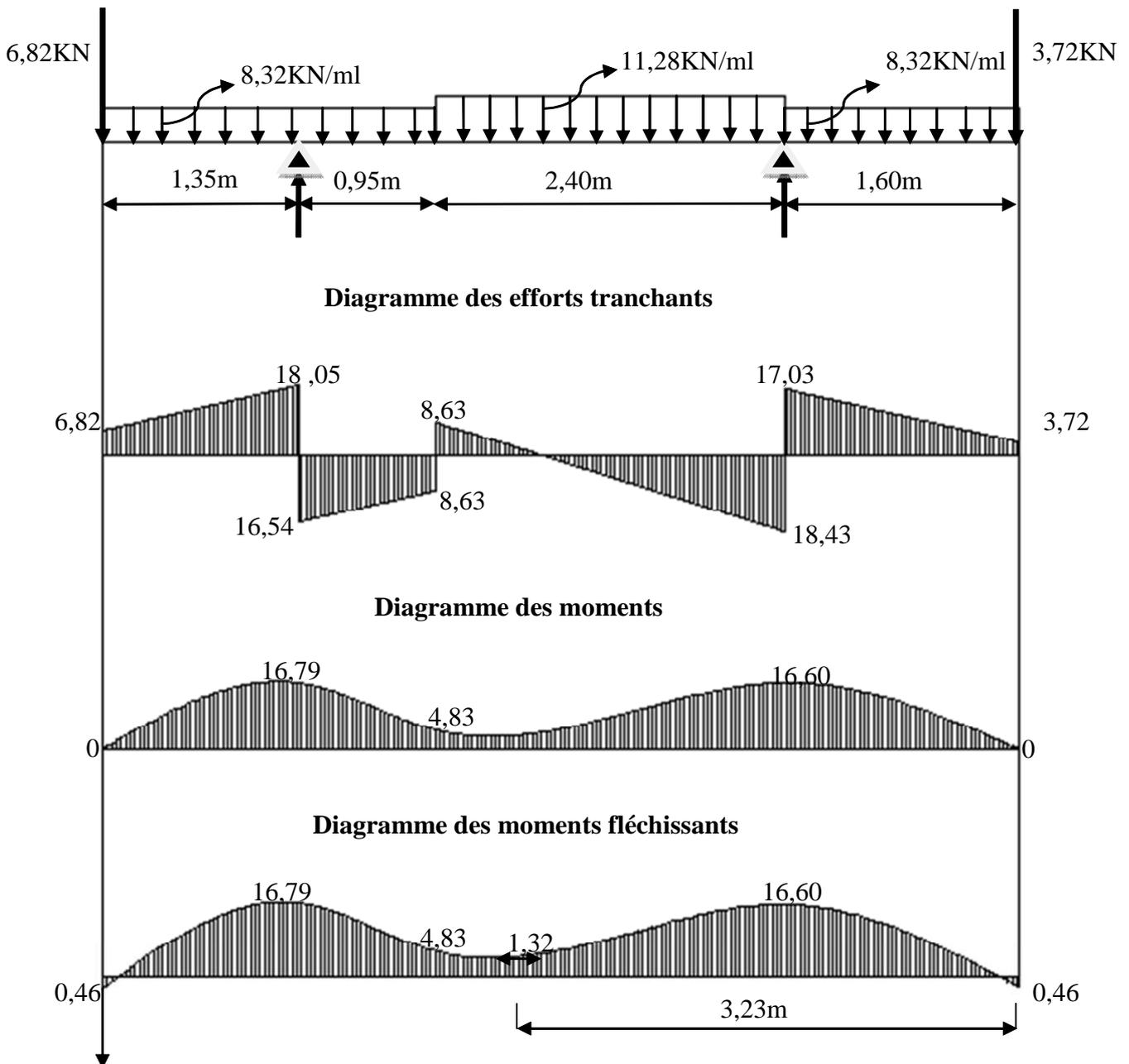
$$M_z^{\max} = 36,48(3,23) - 5,64(3,23)^2 - 60,54$$

$$M_z^{\max} = -1,55 \text{ KN.m}$$

$$M_u^a = -0,3M_{\max} = -0,3 \cdot -1,55 = 0,465 \text{ kn.m}$$

$$M_u^t = 0,85M_{\max} = 0,85 \cdot -1,55 = -1,32 \text{ kn.m}$$

d) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS :



## e) état limite de compression du béton :

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  avec:  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

## • Aux appuis

On a:  $M_s^a = 16,79 \text{ KN.m}$  ;  $A_a = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \cdot 5,65}{100 \cdot 15} = 0,376$$

TABLEAU  $\longrightarrow$   $\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,905 \\ K_1 = 37,63 \end{array} \right.$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} \text{ avec: } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

$$\text{Donc: } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_a \cdot d} = \frac{16,79 \cdot 10^3}{0,905 \cdot 5,65 \cdot 15} = 218,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{218,91}{37,63} = 5,81$$

$$\sigma_{bc} = 5,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$\longrightarrow$  Condition vérifiée

## • En travée

On a:  $M_s^t = 1,32 \text{ KN.m}$  ;  $A_t = 3,93 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b.d} = \frac{100 \cdot 3,93}{100 \cdot 15} = 0,262$$

Tableau  $\longrightarrow$   $\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,9185 \\ K_1 = 46,54 \end{array} \right.$

$$\text{Donc: } \sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot A_{ts} \cdot d} = \frac{1,32 \cdot 10^3}{0,9185 \cdot 3,93 \cdot 15} = 24,38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{24,38}{46,54} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**f) état limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration du béton étant considérée peu nuisible, donc il est inutile de vérifier la section à l'état limite d'ouverture des fissures.

**g) vérification de la flèche :**

On doit vérifier que  $f < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3350\text{mm}}{500} = 6,7\text{mm}$

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I}$$

On considère un chargement uniformément répartie :

$$q_s = \max\{1,28\text{kn/m}, 8,32\text{kn/m}\} \rightarrow q_s = 11,28\text{KN/m}$$

$E_v$  : Module de déformation longitudinale différée du béton

$$E_v = 10818,87\text{MPa}$$

$I$  : inertie de la section homogène

$B_0$  : aire de la section homogène

$$B_0 = b \cdot h + n \cdot A_s = 100 \cdot 17 + 15 \cdot 3,93 \rightarrow B_0 = 1758,95\text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d \right] = \frac{1}{2032,55} \left[ \frac{100 \cdot (17)^2}{2} + 15 \cdot 3,93 \cdot 15 \right] = 8,72\text{cm}$$

$$V_1 = 8,72\text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,72 \rightarrow V_2 = 8,28\text{cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + b \cdot h \left( V_1 - \frac{h}{2} \right)^2 + 15 \cdot A_s \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I = \frac{100}{3} [(8,72)^3 + (8,28)^3] + 100 \cdot 17 \cdot (8,72 - 8,5)^2 + 15 \cdot 3,93 \cdot (8,28 - 2)^2$$

$$I = 43431,12\text{cm}^4$$

$$\text{d'où : } f = \frac{5 \cdot 11,28 \cdot (3350)^4}{384 \cdot 10818,86 \cdot 10^4 \cdot 43431,12} = 3,93\text{mm}$$

Donc  $f < \bar{f} = 6,7\text{mm}$ ..... condition vérifiée

**III.4.5) calcul de l'escalier type II:****a) pré dimensionnement :**

Pour l'étage courant, nous avons :

Une hauteur de 3,06m pour chaque niveau.

Hauteur des marche  $h$  ;  $13\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm}$

Le Géron est :  $28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm}$

On prend la hauteur des marches  $h = 17\text{cm}$ .

Nombre de contre marches :  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow n = 9$  contre marches .

On prend :  $n = 10$  contre marches.

Le nombre de marche est pris comme suite  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches.

La relation empirique qui lié  $h$  et  $g$  et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable c'est la relation de BLONDEL :

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

Pour  $h = 17\text{cm}$

$$25\text{cm} \leq g \leq 31\text{cm} \quad \text{on prend } g = 30\text{cm}$$

Vérification de la loi de BLONDEL :

$$60\text{cm} \leq g + 2 \times (17) \leq 66\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq 30 + 2 \times (17) \leq 66\text{cm}$$

$$60\text{cm} \leq 64 \leq 66\text{cm} \quad \text{condition et vérifiée}$$

**b) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

L'épaisseur du palier et de la paillasse ( $ep$ ) est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq ep \leq \frac{L_0}{20} \quad \text{Avec } L_0 : \text{longueur du palier et de la paillasse}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

$$\text{cos} \alpha = \frac{L}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{L}{\text{cos} \alpha} = \frac{240}{0.87} \Rightarrow L_1 = 275,86\text{cm}$$

$$L_0 = 275,86 + 95 \Rightarrow L_0 = 370,86\text{cm}$$

$$\frac{370,86}{30} \leq ep \leq \frac{370,86}{20} \Rightarrow 12,36 \leq ep \leq 18,54\text{cm}$$

On prend  $ep = 17\text{cm}$  pour tous les escaliers des deux sous-sols.

**c) Détermination des sollicitations de calcul :**

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée.

On considère une poutre simplement appuyée en flexion simple.

**c.1) Charges permanentes :****1) La paille :**

Elément	$e_p$ (m)	pois volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
- Poids propre de la paille	0,17	25	$\frac{25 \cdot e_p}{\cos \alpha} = \frac{25 \cdot 0,17}{\cos 29,53} = 4,88$
- Poids propre des marches	0,17	25	$\frac{25 \cdot 0,17}{2} = 2,125$
- Revêtement de carrelage	0,02	22	$22 \cdot 0,02 = 0,44$
- Mortier de pose	0,02	22	$22 \cdot 0,02 = 0,44$
- Couche de sable	0,02	18	$18 \cdot 0,02 = 0,36$
- Enduit de ciment	0,015	22	$22 \cdot 0,015 = 0,33$
- Poids propre du garde corps	/	/	0,2
			$G_1 = 8,78$

**2) Le palier :**

Elément	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
- Poids propre de la dalle	4,25
- Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1,57
$G_2 = 5,82$	

**c.2) La charge concentrée :****mur extérieur :**

Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur extérieur (P).

Elément	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Maçonneries en briques creuses	$(9 \times 0,1) \times 2 = 1,8$
- Poids des enduits (enduit ciment + enduit plâtre)	$0,36 + 0,2 = 0,56$
$P = 2,36$	

$$P = (3,06 - 0,2) \times 2,36 \times 1\text{m} = 6,75 \text{ KN.}$$

d) Surcharge d'exploitation :

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

e) Combinaisons de charge :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q$$

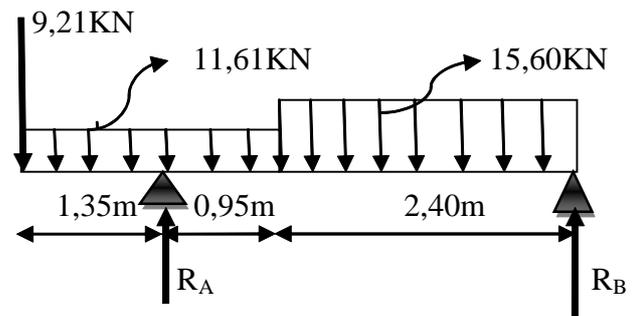
- La paillasse :  $q_{1u} = (1,35 \cdot 8,78 + 1,5 \cdot 2.5) \cdot 1 = 15,60 \text{ KN/m}$
- le palier :  $q_{2u} = (1,35 \cdot 5,82 + 1,5 \cdot 2.5) \cdot 1 = 11,61 \text{ KN/m}$
- le mur :  $q_{3um} = 1,35 \times 6,75 = 9,21 \text{ KN}$

$$\text{E.L.S} : q_s = G + Q$$

- La paillasse :  $q_{1s} = (8,78 + 2.5) \cdot 1 = 11,28 \text{ KN/m}$
- le palier :  $q_{2s} = (5,82 + 2.5) \cdot 1 = 8,32 \text{ KN/m}$
- le mur :  $q_{3sm} = 6,82 \text{ KN}$

#### III.4.5.1. Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'E.L.U :

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant on calcul d'abord les réactions d'appuis avec les formules de la R.D.M.



Schémas statiques de calcul à l'E.L.U

a) Les réactions d'appuis à l'E.L.U :

$$\Sigma F = 0 ; R_A + R_B = 73,35 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M / A = 0 ; R_B = 18,72 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 18,72 \text{ KN} \\ R_A = 54,63 \text{ KN} \end{cases}$$

## b) Efforts tranchants :

Tronçon	Expression	X(m)	T <sub>y</sub> (KN)
$0 \leq x \leq 1,35$	$-11,61x - 9,21$	0	-9,21
		1,35	-24,88
$1,35 \leq x \leq 2,3$	$45,42 - 11,61x$	1,35	29,75
		2,3	18,72
$0 \leq x' \leq 2,4$	$18,72 - 15,60x'$	0	18,72
		2,4	-18,72

## c) Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X(m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,35$	$-9,21x - 5,805x^2$	0	0
		1,35	-23,01
$1,35 \leq x \leq 2,3$	$-5,805x^2 + 45,42x - 73,75$	1,35	-23,01
		2,3	0
$0 \leq x' \leq 2,4$	$18,72x' - 7,8x'^2$	0	0
		2,4	0

Le moment M<sub>z</sub> est maximal pour T<sub>y</sub> = 0

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

$$T_y = 0 \Rightarrow -15,60x + 18,72 = 0 \Rightarrow x = 1,20 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = 18,72(1,20) - 7,8(1,20)^2$$

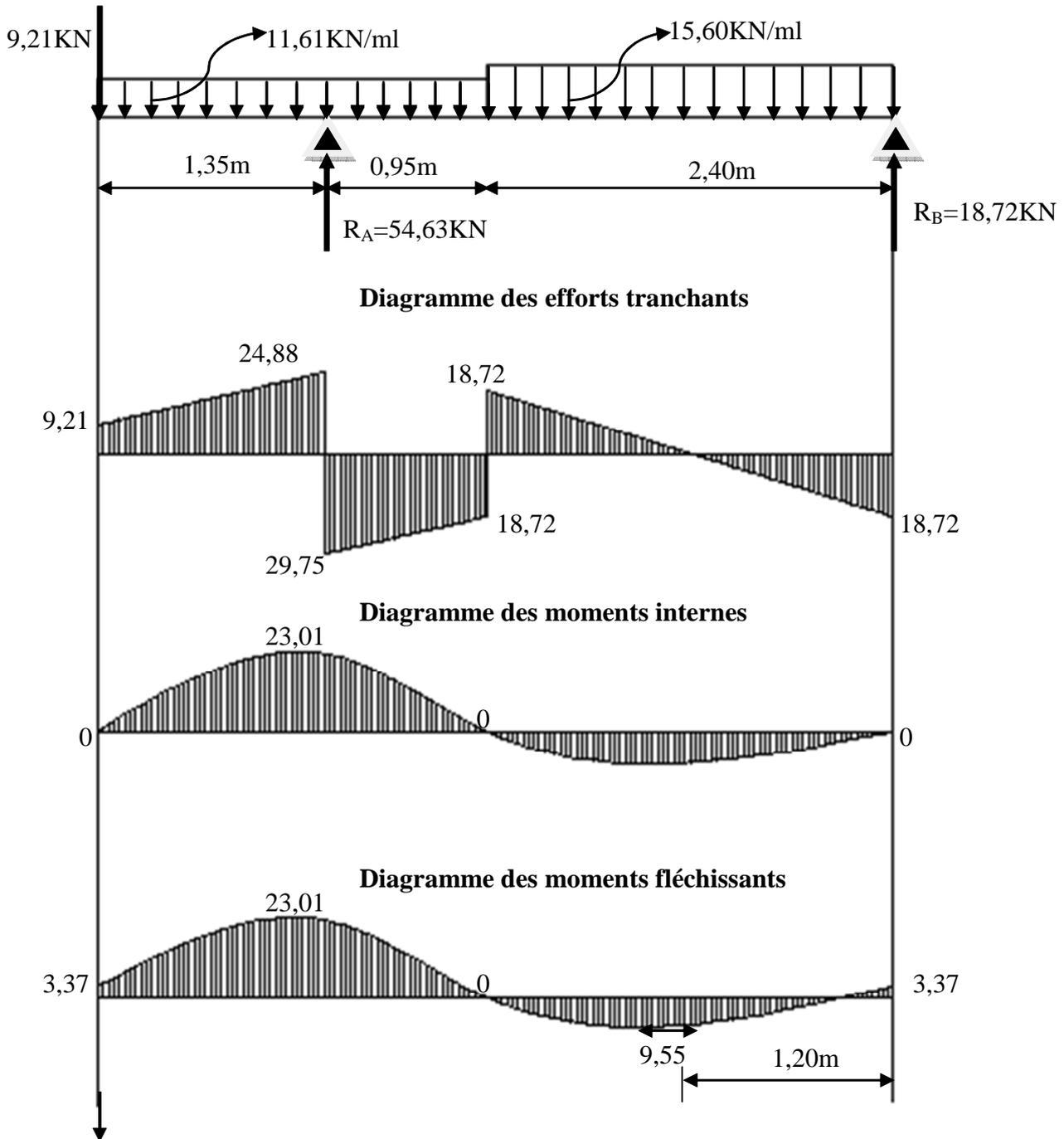
$$M_z^{\max} = 11,23 \text{ KN.m}$$

**Remarque :** A fin de tenir compte des semi encastremets aux appuis on affectera les moments par des coefficients correctif de  $M_{max}$  :  $0,85M_{max}$  en travée et  $0,3M_{max}$  aux appuis et on obtient les valeurs des moments ci-dessous :

$$M_u^a = -0,3M_{max} = -0,3 \cdot 11,23 = -3,37 \text{KN.m}$$

$$M_u^t = 0,85M_{max} = 0,85 \cdot 11,23 = 9,55 \text{KN.m}$$

**d) Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissants à l' ELU**



**III.4.5.2. calcul des armatures :**

Le calcul se fera pour une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

- **sur appuis :**  $M_u^a = 23,01 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23,01 \cdot 10^3}{1 \cdot (0,15)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^6} = 0,072 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,072 \rightarrow \beta = 0,963$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23,01 \cdot 10^3}{0,963 \cdot 15 \cdot 348} = 4,58 \text{ cm}^2$$

- **en travée :**  $M_u^t = 9,55 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,55 \cdot 10^3}{1 \cdot (0,15)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^6} = 0,030 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,55 \cdot 10^3}{0,985 \cdot 15 \cdot 348} = 1,86 \text{ cm}^2$$

**III.4.5.3 Vérification à l'E.L.U :**

a) condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \cdot 100 \cdot 15 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

-sur appuis :  $A_a = 4,58 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

-en travée :  $A_t = 1,86 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

On adoptera le ferrailage suivant :

-sur appuis :  $A_a = 4,58 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \text{ HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$  avec  $St=20 \text{ cm}$ .

-en travée :  $A_t = 1,86 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5 \text{ HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$  avec  $St=20 \text{ cm}$

Armatures de répartition :

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

Soit 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>. Avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

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

Soit 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>, avec un espacement  $S_t=25 \text{ cm}$ .

b) espacement des barres :

Armatures principales :

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

Aux appuis :  $St = 20 \text{ cm} < St_{\min} \Rightarrow$  condition vérifiée

En travée :  $St = 20 \text{ cm} < St_{\min} \Rightarrow$  condition vérifiée

Armatures de repartions :

$$St_{max} \leq \min\{4h; 45\text{cm}\}$$

$$St=25 < St_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**III.4.5.4 vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$\psi_s = 1,5$  Pour les hautes adhérences.

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

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

$u_i$  : Périmètre utile de la barre « i »  $\rightarrow \sum u_i = n\pi\phi = 5 \cdot 1,2 \cdot 3,14 = 18,84\text{cm}$

$$\tau_{se} = \frac{29,75}{0,9 \cdot 0,15 \cdot 188,4} = 1,17\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**a) vérification de l'effort tranchant :**

$T=28,47\text{kn}$

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{29,75 \cdot 10^3}{10^3 \cdot 150} \Rightarrow \tau_u = 0,20\text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\} \text{----- Fissuration peu nuisible}$$

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

$\tau_u = 0,20\text{MPa} < \bar{\tau} = 3,33\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

**b) ancrage des barres :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot (1,5)^2 \cdot 2,1 \rightarrow \bar{\tau}_{su} = 2,835\text{MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{su}} = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} \rightarrow L_s = 42,33\text{cm}$$

$L_r = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93\text{cm}$

**III.4.5.5 Vérification à l'E.L.S :**

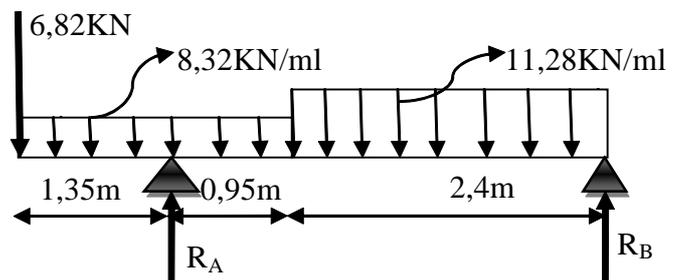
**a) calcul des efforts**

$\Sigma F = 0 ; R_A + R_B = 53,02 \text{ KN}$

$\Sigma M / A = 0 ; R_B = 13,48 \text{ KN}$

**b) Les réactions d'appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 39,54\text{KN} \\ R_B = 13,48\text{KN} \end{array} \right.$$



## c) Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant :

## c.1) Efforts tranchants :

Tronçon	Expression	X(m)	T <sub>y</sub> (KN)
$0 \leq x \leq 1,35$	$-8,32x - 6,82$	0	-6,82
		1,35	-18,05
$1,35 \leq x \leq 2,3$	$32,72 - 8,32x$	1,35	21,49
		2,3	13,58
$0 \leq x' \leq 2,4$	$13,48 - 11,28x'$	0	13,48
		2,4	-13,58

## c.2) Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X(m)	M <sub>z</sub> (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,35$	$-6,82x - 4,16x^2$	0	0
		1,35	-16,79
$1,35 \leq x \leq 2,3$	$-4,16x^2 + 32,72x - 53,38$	1,35	-16,79
		2,3	0,13
$0 \leq x' \leq 2,4$	$13,48x' - 5,64x'^2$	0	0
		2,4	0,13

Le moment M<sub>z</sub> est maximal pour T<sub>y</sub> = 0

$$T_y = -11,28x + 13,48 = 0 \Rightarrow x = 1,195 \text{ m}$$

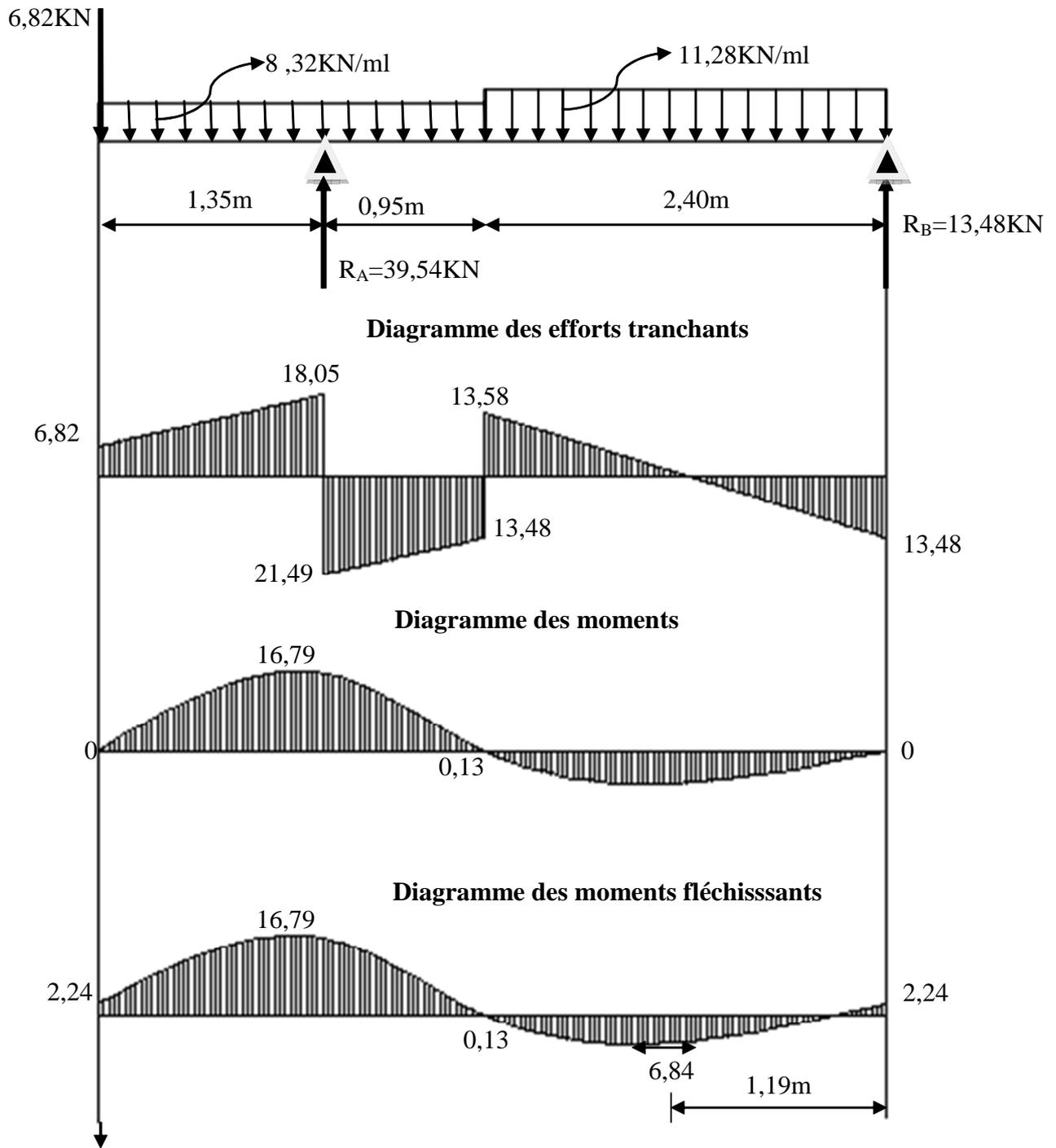
$$M_z^{\max} = 13,48(1,195) - 5,64(1,195)^2$$

$$M_z^{\max} = 8,05 \text{ KN.m}$$

$$M_u^a = -0,3M_{\max} = -0,3 \cdot 8,05 = 2,42 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = 0,85M_{\max} = 0,85 \cdot 8,05 = 6,84 \text{ KN.m}$$

d) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS :



e) état limite de compression du béton :

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

•Aux appuis

On a :  $M_s^a = 16,79 \text{ KN.m}$  ;  $A_a = 5,65 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \cdot 5,65}{100 \cdot 15} = 0,376$$

TABLEAU  $\rightarrow$   $\left. \begin{array}{l} \beta_1 = 0,905 \\ K_1 = 37,63 \end{array} \right\}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_a \cdot d} = \frac{16,79 \cdot 10^3}{0,905 \cdot 5,65 \cdot 15} = 218,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{218,90}{37,63} = 5,82$$

$$\sigma_{bc} = 5,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée

•En travée

On a :  $M_s^t = 6,84 \text{ KN.m}$  ;  $A_t = 3,93 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b.d} = \frac{100 \cdot 3,93}{100 \cdot 15} = 0,262$$

TABLEAU  $\rightarrow$   $\left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,9185 \\ K_1 = 46,54 \end{array} \right.$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot A_{ts} \cdot d} = \frac{6,84 \cdot 10^3}{0,9185 \cdot 3,93 \cdot 15} = 126,32 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{126,32}{46,54} = 2,71\text{MPa} \\ \sigma_{bc} &= 2,71\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{aligned} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**f) état limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration du béton étant considérée peu nuisible, donc il est inutile de vérifier la section à l'état limite d'ouverture des fissures.

**g) vérification de la flèche :**

On doit vérifier que  $f < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3350\text{mm}}{500} = 6,7\text{mm}$

$$f = \frac{5 \cdot q_s \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I}$$

On considère un chargement uniformément répartie :

.  $q_s = \max\{11,28\text{KN/m}, 8,32\text{KN/m}\} \rightarrow q_s = 11,28\text{KN/m}$

.  $E_v$  : Module de déformation longitudinale différée du béton

$E_v = 10818,87\text{MPa}$

.  $I$  : inertie de la section homogène

.  $B_0$  : aire de la section homogène

$B_0 = b \cdot h + n \cdot A_s = 100 \cdot 17 + 15 \cdot 3,93 \rightarrow B_0 = 1758,95\text{cm}^2$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A \cdot d \right] = \frac{1}{2032,55} \left[ \frac{100 \cdot (17)^2}{2} + 15 \cdot 3,93 \cdot 15 \right] = 8,72\text{cm}$$

$V_1 = 8,72\text{cm}$

$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,72 \rightarrow V_2 = 8,28\text{cm}$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + b \cdot h \left( V_1 - \frac{h}{2} \right)^2 + 15 \cdot A \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I = \frac{100}{3} [(8,72)^3 + (8,28)^3] + 100 \cdot 17 \cdot (8,72 - 8,5)^2 + 15 \cdot 3,93 \cdot (8,28 - 2)^2$$

$I = 43431,12\text{cm}^4$

d'où :  $f = \frac{5 \cdot 11,28 \cdot (3350)^4}{384 \cdot 10818,87 \cdot 10^4 \cdot 43431,12} = 3,93\text{mm}$

Donc  $f < \bar{f} = 6,7\text{mm}$ ..... condition vérifiée

**III.6.Calcul de la poutre palière :****III.6.1.Introduction :**

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 2.75m.

**III.6.2.Pré dimensionnement :****a) Hauteur :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

Avec :

$L_{\max}$  : longueur libre de la poutre entre nœuds d'appuis.

$h_t$  : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 2,75\text{m} \Rightarrow \frac{275}{15} \leq h_t \leq \frac{275}{10}$$

Donc :  $18,33\text{cm} \leq h_t \leq 27,5\text{cm}$

Compte tenu des exigences du **RPA (Art 7.5.1)**, On opte pour  $h_t = 30 \text{ cm}$

**b) Largeur :**

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'ou : } 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend  $b = 25\text{cm}$

Donc la poutre palière à pour dimensions :

$$(b \cdot h) = (25 \cdot 30) \text{ cm}^2$$

**III.6.3.Détermination des charges :**

Poids propre de la poutre :  $G = 25 \cdot 0,25 \cdot 0,30 = 1,875 \text{ KN/ml}$

Effort tranchant à l'appui : ELU  $T_u = 54,63\text{KN}$

ELS  $T_s = 42,00 \text{ KN}$

**Combinaison de charges :**

$$\text{a) ELU : } q_u = 1,35 G + \frac{2T_u}{L} = (1,35 \cdot 1,875) + \frac{(2 \cdot 54,63)}{2,75}$$

$$q_u = 42,26 \text{ KN/ml}$$

$$\text{b) ELS : } q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 1,875 + \frac{(2 \cdot 42,00)}{2,75}$$

$$q_s = 32,42 \text{ KN/ml}$$

III.6.4.Calcul des efforts à l'ELU :

a) Moment isostatique

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{42,26 \cdot 2,75^2}{8} = 39,95 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{42,26 \cdot 2,75}{2} = 58,11 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

**Aux appuis :**  $M_a = -0,3 \cdot M_u^{\max} = -0,3 \cdot 39,95 = -11,98 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0,85 \cdot M_u^{\max} = 0,85 \cdot 39,95 = 33,96 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

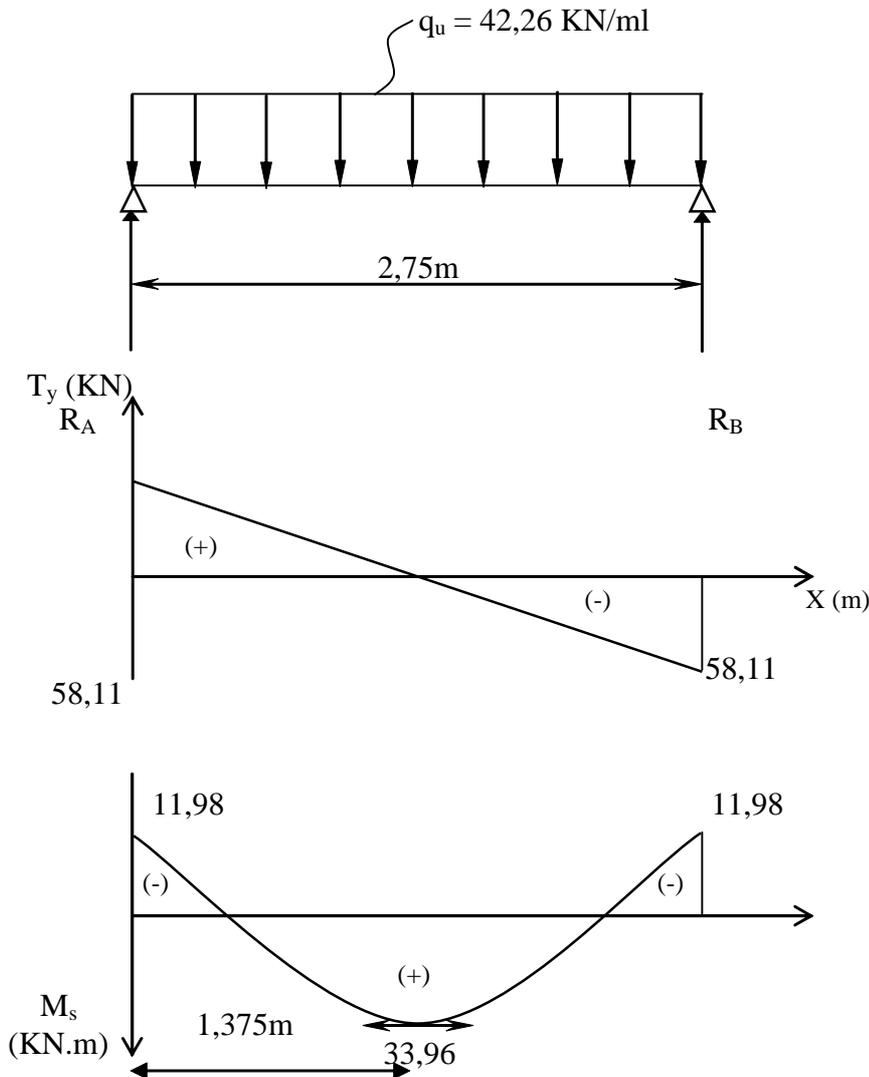


Figure III.6.1 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

c) Calcul des armatures

• En travée

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{33,96 \cdot 10^3}{25 \cdot (28)^2 \cdot 14,2} = 0,122$$

$$\mu_b = 0,085 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,935$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{33,96 \cdot 10^3}{0,935 \cdot 28 \cdot 348} = 3,72 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 3HA14 = 4,62cm<sup>2</sup>

• Aux appuis

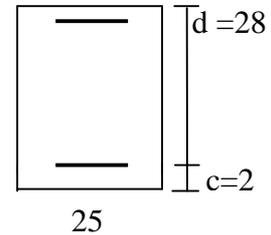
$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{11,98 \cdot 10^3}{30 \cdot (28)^2 \cdot 14,2} = 0,0358$$

$$\mu_b = 0,0358 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0,9825$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11,98 \cdot 10^3}{0,9825 \cdot 28 \cdot 348} = 1,25 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3 HA12 = 3.39cm<sup>2</sup>.



III.6.5. Vérifications à l'ELU

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

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 25 \cdot 28 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2$$



Condition vérifiée

b) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL91. Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 58,11 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{58,11 \cdot 10}{25 \cdot 28} = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91.Art .A.6.1.3)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{58,11 \cdot 10}{0,9 \cdot 28 \cdot 3 \cdot 3,14 \cdot 1,4} = 1,75 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

**-Les armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12; 8,57; 25\} = 8,57 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre :  $\phi = 8 \text{ mm}$

Donc on adopte 2HA8 = 1.00cm<sup>2</sup>.  $\longrightarrow$  (1 cadre +1 étrier)  $\phi 8$

$$S_t \leq \min \{0,9d ; 40\text{cm}\} = \min \{25,2 ; 40\text{cm}\} = 25,2 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

**-Espacement des barres**

D'après le règlement :(RPA99, Art 7.5.2.2)

**1) En zone nodale**

$$A_t \geq 0,003 \cdot S \cdot b \quad \Rightarrow \quad S \leq \frac{A_t}{0,003 \cdot b} = \frac{4,62}{0,003 \cdot 25} = 61,60 \text{ cm}$$

**2) En zone courante (travée)**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

**III.6.6. Vérifications à l'ELS**

$q_s = 32,42 \text{ KN/ml.}$

**a) Moment isostatique**

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{32,42 \cdot (2,75)^2}{8} = 30,65 \text{ KN.m}$$

**b) Effort tranchant**

$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{32,42 \cdot 2,75}{2} = 44,58 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

**Aux appuis :**  $M_a = -0,3 \cdot M_s^{\max} = -0,3 \cdot 30,65 = -9,20 \text{ KN.m}$

**En travée :**  $M_t = 0,85 \cdot M_s^{\max} = 0,85 \cdot 30,65 = 26,05 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant

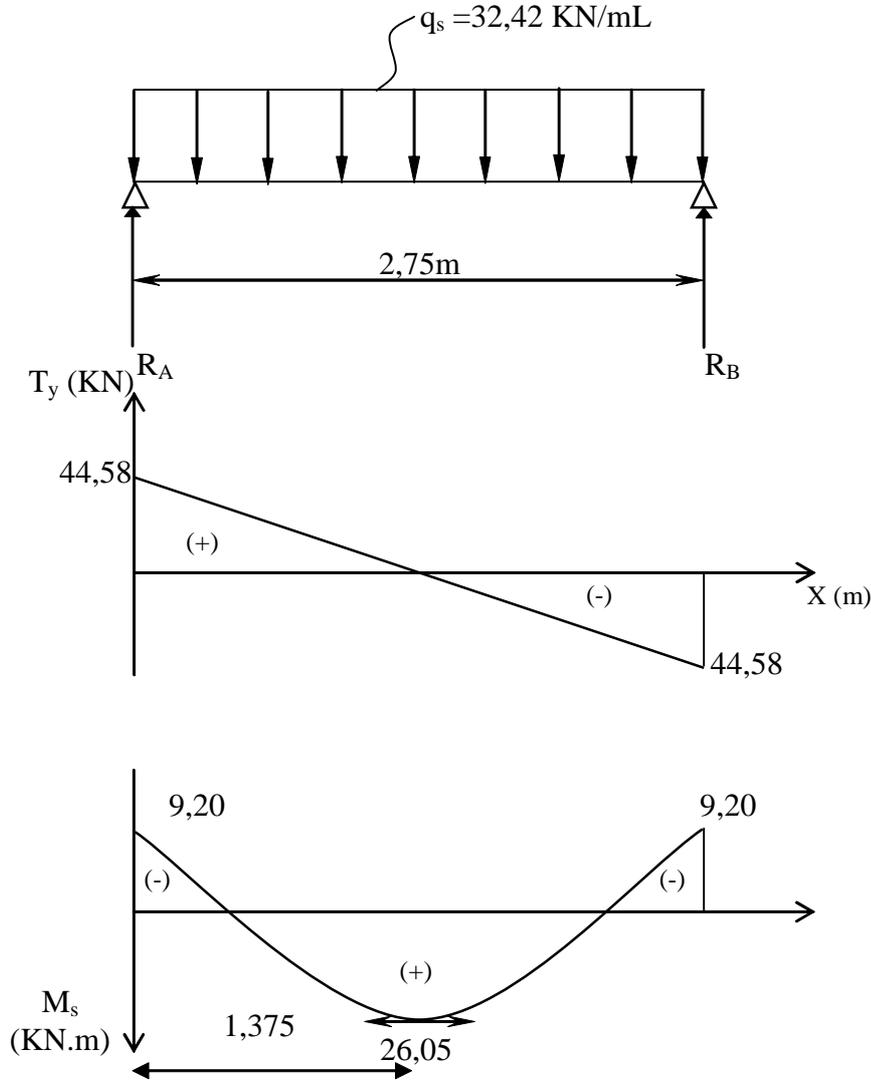


Figure III.6.2 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant

**III.6.5.1. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

**a) Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

**• Aux appuis**

On a :  $M_s^a = 9,20 \text{ KN.m}$  ;  $A_a = 3,39 \text{ cm}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 3,39}{25 \cdot 28} = 0,484$$

Du tableau on a :

$$\beta_1 = 0,895$$

$$K_1 = 32,579$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} \text{ avec : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_a \cdot d} = \frac{9,20 \cdot 10^3}{0,895 \cdot 3,39 \cdot 28} = 108,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{108,30}{32,579} = 3,32 < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

**• En travée**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 4,62}{25 \cdot 28} = 0,66$$

Du tableau on a :

$$\beta_1 = 0,880$$

$$K_1 = 27,02$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot A_{ts} \cdot d} = \frac{26,05 \cdot 10^3}{0,880 \cdot 4,62 \cdot 28} = 228,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{St}}{K_1} = \frac{228,83}{27,02} = 8,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

**III.6.5.2. Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

**III.5.6. Vérification de la flèche (BAEL91/B.6.5.1) :**

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{310} = 0,11 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

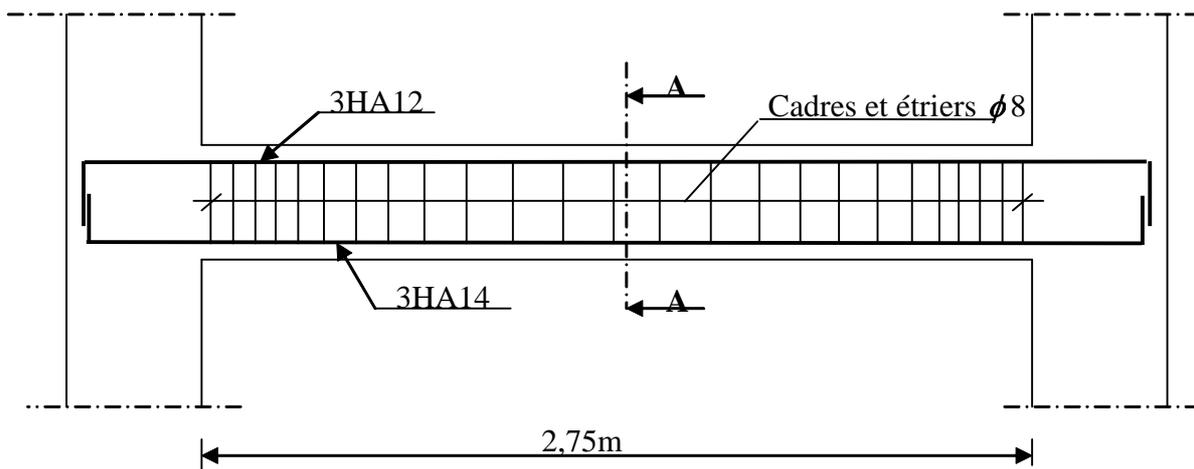
$$\frac{h}{L} = 0,11 \geq \frac{M_{tr}}{10M_0} = \frac{30,35}{10 \cdot 35,70} = 0,085 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{4,62}{30 \cdot 33} = 4,66 \cdot 10^{-3} \leq \frac{4,2}{f_c} = 0,0105 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

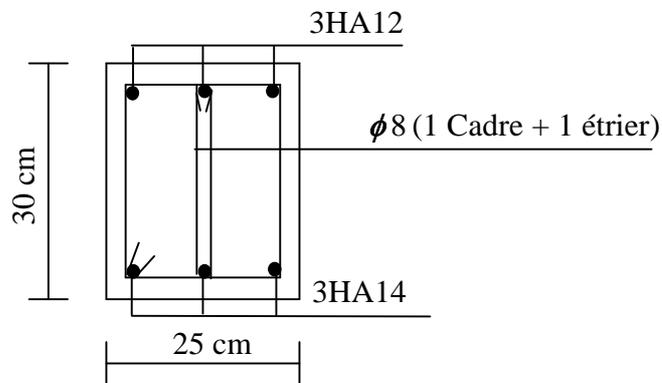
**Conclusion :**

On se dispose du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

**-Plan de ferrailage de la poutre palière :**



**Figure :III.5.3. Ferrailage de la poutre palière**



**Coupe A-A**

III.7. Etude de la salle machine :

III.7.1. Introduction :

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (08 niveaux) ,un ascenseur a été prévu . La surface de sa cabine est  $(1,50 \times 1,60 = 2,4 \text{ m}^2)$  ; la charge totale que le système de levage transmet est de 8 tonnes. ( $P = 80\text{KN}$ )

III.7.2. Calcul de la dalle pleine :

a) épaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :  $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{150}{30} = 5\text{cm}$

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

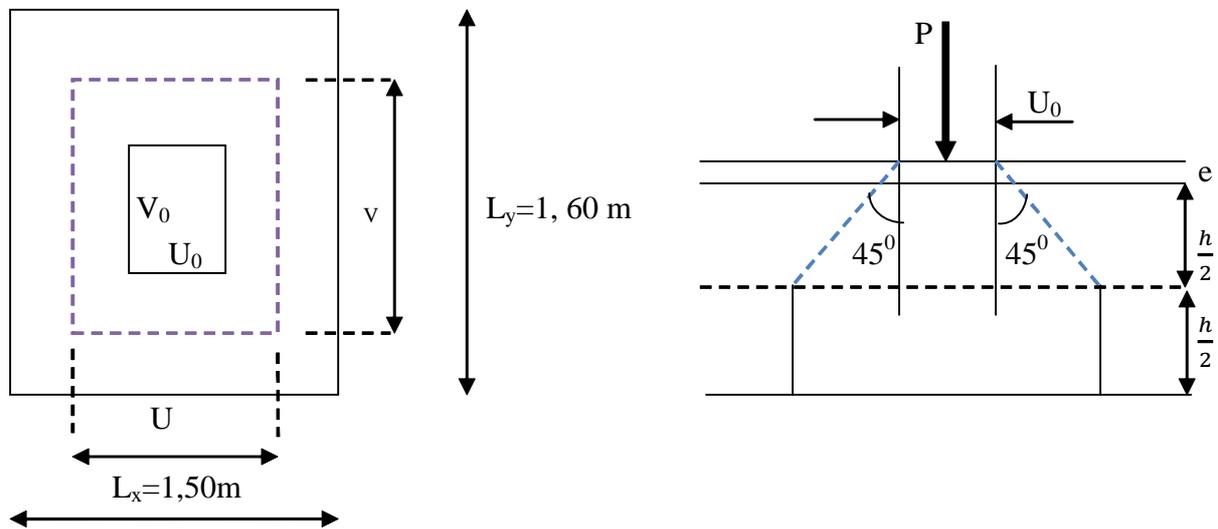


Figure III.7.1 : schéma statique de la salle machine.

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

On a :

$$\begin{cases} U = U_0 + 2e + h_t & \text{avec : } h_t = 15\text{cm} ; e : \text{revêtement de la dalle (e = 5cm)} \\ V = V_0 + 2e + h_t & U_0 = 110\text{cm}; V_0 = 120\text{cm} \end{cases}$$

D'où :

$$U = 110 + 10 + 15 = 135\text{cm}$$

$$V = 120 + 10 + 15 = 145\text{cm}$$

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

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,50}{1,60} = 0,937 ; 0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

**b) Calcul des moments au centre du panneau :**

Ils sont donnés par la formule :

$$M_x = q_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = q_u (\nu M_1 + M_2)$$

$\nu$  : coefficient de poisson ;

**A l'ELU,  $\nu = 0$**

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,35}{1,50} = 0,9 \qquad \frac{V}{L_y} = \frac{1,45}{1,60} = 0,9$$

Du tableau on a : ( $M_1 = 0,051$  ;  $M_2 = 0,038$ )

$$M_{x1} = 1,35P \times M_1 = 1,35 \times 80 \times 0,051 = 5,508 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1,35P \times M_2 = 1,35 \times 80 \times 0,038 = 4,104 \text{ KN.m}$$

**c) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :**

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

Ils sont donnés par les formules :

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

On a :  $\rho = 0,937 ; 0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Après interpolation on a : ( $\mu_x = 0,0421$  ;  $\mu_y = 0,8597$ )

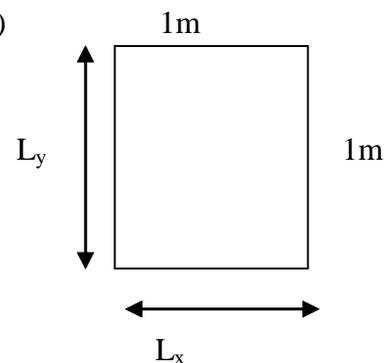
$$\text{Poids propre de la dalle } G = 0,15 \times 1 \times 25 = 3,75 \text{ KN/ml}$$

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

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,5625 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0421 \times 6,5625 \times 1,50^2 = 0,621 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,8597 \times 0,621 = 0,533 \text{ KN.m}$$



**d) Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5,508 + 0,621 = 6,129 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4,104 + 0,533 = 4,637 \text{ KN.m}$$

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

**e) Ferrailage de la dalle :****1) Dans le sens de la grande portée : x-x**• **En travée :**

$$M_u = 0,85 \times 6,129 = 5,209 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{5,209 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,0254 < 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,981$$

$$A_{st} = \frac{5,209 \times 10^5}{0,981 \times 12 \times 34800} = 1,271 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\text{HA8} \quad (A_s = 2,01 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement}$$

$$S_t = 25 \text{ cm.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_{u,x} = -0,3 \times 6,129 = -1,838 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1,838 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,0089 < 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,995$$

$$A_{st} = \frac{1,838 \times 10^5}{0,995 \times 12 \times 34800} = 0,442 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\text{HA8} \quad (A_s = 2,01 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

**2) Dans le sens de la petite portée : y-y**• **En travée :**

$$M_{u,y} = 0,85 \times 4,637 = 3,941 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{3,941 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,0192 < 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,9905$$

$$A_{st} = \frac{3,941 \times 10^5}{0,9905 \times 12 \times 34800} = 0,952 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\text{HA8} (A_s = 2,01 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

- **Aux appuis :**

$$M_{u,y} = -0,3 \times 4,637 = -1,391 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1,391 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 1420} = 0,0068 < 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0,997$$

$$A_{st} = \frac{1,391 \times 10^5}{0,997 \times 12 \times 34800} = 0,334 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\text{HA8} (A_s = 2,01 \text{ cm}^2) \quad \text{avec un espacement}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

### III.7.3. Vérification à L'ELU :

#### a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

$$A_{st} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

#### b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm .

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 30 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm ;

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 45 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

**c) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :**

$$q_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$q_u$  : charge de calcul à l'ELU

$h_t$  : épaisseur totale de la dalle

$U_c$  : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1,35+1,45) = 5,6\text{m}$$

$$q_u = 6,5625 \leq 0,045 \times 5,6 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 630\text{KN/ml} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**d) Vérification des contraintes tangentielles :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a  $U < V$ , alors :

- Sens x-x :  $T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{80}{2 \times 1,45 + 1,35} = 18,823\text{KN}$
- Sens y-y :  $T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3 \times 1,45} = 18,390\text{KN}$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{18,823 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,156 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = \min(3,33; 5) = 3,33\text{MP}$$

$$\tau < \bar{\tau} \longrightarrow \text{condition est vérifiée.}$$

**III.7.4.Vérification à l'ELS :****a) Moments engendrés par le système de levage :**

$$\mathbf{A \quad L'ELS : \quad v = 0,2}$$

$$\text{Du tableau on a : } (M_1 = 0,051 \quad ; \quad M_2 = 0,038)$$

$$M_{x1} = 80(0,051 + 0,2 \times 0,038) = 4,688\text{KN.m}$$

$$M_{y1} = 80(0,2 \times 0,051 + 0,038) = 3,856\text{KN.m}$$

**b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

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

Ils sont donnés par les formules :

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

Après interpolation on a : ( $\mu_x = 0,0493$  ;  $\mu_y = 0,9043$ )

$$q_s = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0493 \times 4,75 \times 1,5^2 = 0,526 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,9043 \times 0,526 = 0,475 \text{ KN.m}$$

**c) Superposition des moments:**

$$M_x = 4,688 + 0,526 = 5,214 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 3,856 + 0,475 = 4,331 \text{ KN.m}$$

**d) Ferrailage de la dalle :****1) Dans le sens de la grande portée : x-x**• **En travée :**

$$M_s = 0,85 \times 5,214 = 4,431 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{4,431 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0,00077 \longrightarrow \beta_s = 0,952$$

$$A_s = \frac{4,431 \times 10^5}{0,952 \times 12 \times 40000} = 0,969 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = -0,3 \times 5,214 = -1,564 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{1,564 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0,00027 \longrightarrow \beta_s = 0,971$$

$$A_s = \frac{1,564 \times 10^5}{0,971 \times 12 \times 40000} = 0,335 \text{ cm}^2$$

## 2) Dans le sens de la petite portée : y-y

- En travée :

$$M_s = 0,85 \times 4,331 = 3,681 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{3,681 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0,00064 \longrightarrow \beta_s = 0,956$$

$$A_s = \frac{3,681 \times 10^5}{0,956 \times 12 \times 40000} = 0,794 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$M_s = -0,3 \times 4,331 = -1,30 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{1,30 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 40000} = 0,00022 \longrightarrow \beta_s = 0,9735$$

$$A_s = \frac{1,30 \times 10^5}{0,9735 \times 12 \times 40000} = 0,278 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :** les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

## III.7.5. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

## a) Sens x-x :

- En travée :

$$M_s = 4,431 \text{ KN.m} ; A_s = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,1675 \rightarrow k_1 = 59,91$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4,431 \times 10^6}{0,952 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 192,96 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{59,91} = 0,0166$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 192,96 \times 0,0166 = 3,203 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = -1,564 \text{KN.m} ; A_s = 2,01 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = 0,1675 \rightarrow k_1 = 59,91$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1,564 \times 10^6}{0,971 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 66,77 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 66,77 \times 0,0166 = 1,108 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Sens y-y :**

- **En travée :**

$$M_s = 3,681 \text{KN.m} ; A_s = 2,01 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 12} = 0,1675 \rightarrow k_1 = 59,91$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{3,681 \times 10^6}{0,956 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 159,63 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 159,63 \times 0,0166 = 2,649 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_s = -1,30 \text{KN.m} ; A_s = 2,01 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = 0,1675 \rightarrow k_1 = 59,91$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{1,30 \times 10^6}{0,9735 \times 120 \times 2,01 \times 100} = 55,36 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \times k = 55,36 \times 0,0166 = 0,918 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**III.7.6. Diamètre maximal des barres :**

$$\Phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm} ; \text{ nous avons ferrillé avec des HA8} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Etat limite de fissuration :**

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

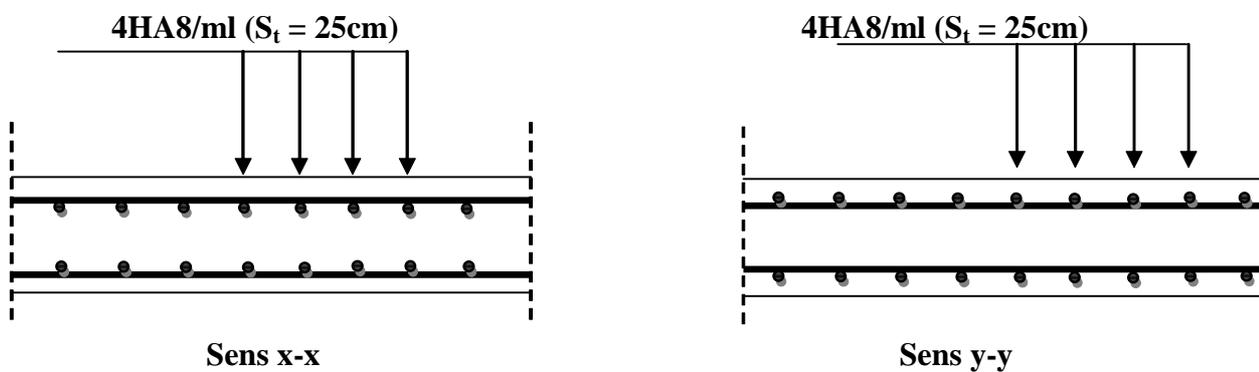
**III.7.7. Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :**

Figure III.7.2 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

**IV.1 Introduction :**

L'étude de contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le contreventement est destiné à assurer la stabilité du bâtiment sous l'action des efforts horizontaux dues au séisme ; ainsi que sa stabilité vis-à-vis le flambement de ses poteaux sous l'action verticales.

D'une manière générale, ce contreventement peut être assuré soit par des murs de refend plein ou avec ouverture, soit par des portiques, soit par une combinaison de ces éléments.

Le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens (longitudinale et transversale), est ce la nous amène à déterminer le % de l'effort sismique que doit reprendre chaque élément (portique; voile), afin de connaître le type de contreventement, pour cela en doit passé par plusieurs étapes.

**IV.2 Caractéristiques géométriques des portiques :**

**IV.2.1 Calcul des rigidités linéaires relatives des poteaux et des poutres :**

Hypothèses de calcul :

Les charges ou les masses sont considérés concentrés au niveau du plancher.

Les diagrammes de répartition des charges en élévation.

La raideur des poutres ne doit pas être faible devant celle des poteaux.

La raideur des travées adjacentes d'une même portée ne doit pas être trop différente.

Poteau :  $K_p = \frac{I_p}{h_c}$

Poutre :  $K_{pr} = \frac{I_{pr}}{l_c}$

Avec :

$I_{pr}$  : Moment d'inertie de la poutre.

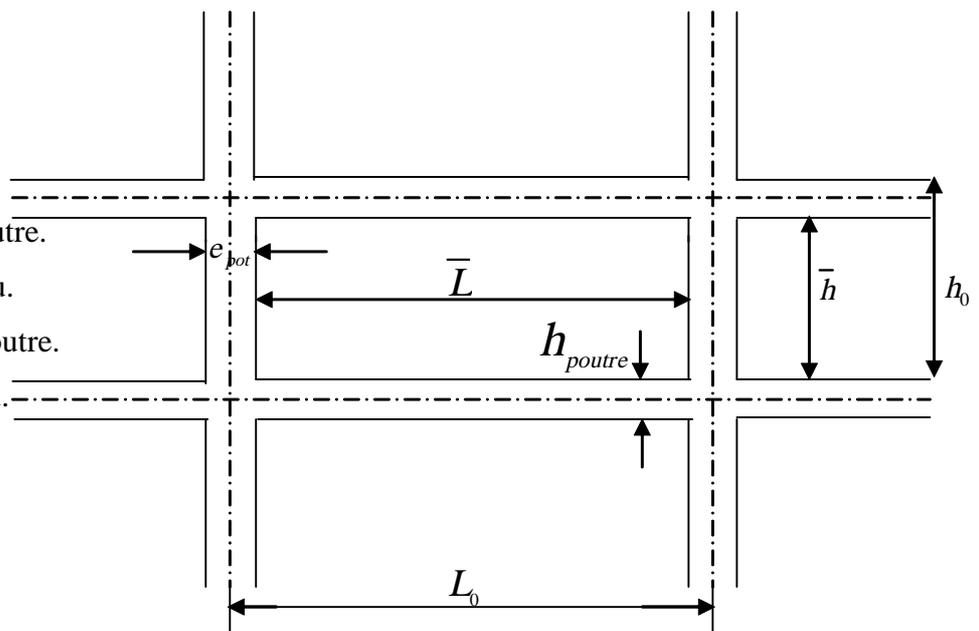
$I_p$  : Moment d'inertie du poteau.

$L_c$  : Longueur calculée de la poutre.

$h_c$  : Hauteur calculée du poteau.

$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{poteau} \leq h_e$

$L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre} \leq L_o$

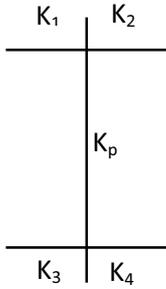


**Figure. IV.1 : Coupe verticale d'un niveau**

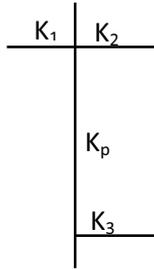
IV.2.2 Calcul des coefficients  $\bar{K}$  relatifs aux portiques :

Cas d'étage courant :

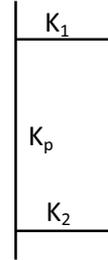
$$\bar{K} = \frac{\sum K_i (\text{poutres}_{\text{sup}} + \text{poutres}_{\text{inf}})}{2K_{\text{poteau}}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$$



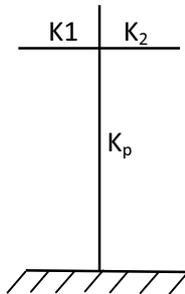
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2K_p}$$



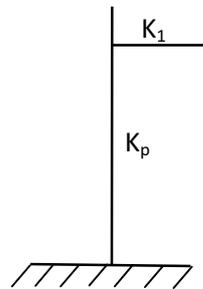
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$$

Cas du RDC :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i \text{poutres}_{\text{sup}}}{K_{\text{poteau}}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$$

**IV.2.3 Calcul des coefficients correcteurs -  $a_{ij}$  - :**

**Niveau courant :**  $a_{ij} = \frac{K_j}{2 + K_j}$

**Niveau RDC :**  $a_{ij} = \frac{0,5 + K_j}{2 + K_j}$

**IV.2.4 Calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens :**

**Niveau courant :**  $r_j = a_{ij} \cdot K_p \cdot \frac{12E}{hc^2}$

**Niveau RDC :** - Poteau encasté à sa base :  $r_j = a_{ij} \cdot K_p \cdot \frac{12E}{hc^2}$

-Poteau articulé à sa base :  $r_j = a_{ij} \cdot K_p \cdot \frac{3E}{hc^2}$

Avec :

$h_c$  : hauteur du poteau calculé.

$E_i$  : module de déformation du béton= 32164.2 MPa

$I_p$  : Inertie du poteau.

**IV.2.5 Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens (X et Y):**

$R_{jx} = \sum r_{ij} \Rightarrow$  Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{jy} = \sum r_{ij} \Rightarrow$  Pour chaque niveau dans le sens transversal.

**Les tableaux suivants donnent les longueurs de calcul pour chaque niveau :**

**a)Sens transversal :**

Niveaux	Poteaux	$\bar{h}$ (cm)	$e_{pot}$ (cm)	$H_c$ (cm)	$I_{pot}(cm^4)$	$K_{pot} (cm^3)$
9 <sup>eme</sup>	30×30	271	30	286.00	67500.00	236.01
8, 7,6 <sup>eme</sup>	30×35	271	35	288.50	107187.50	371.53
5, 4,3 <sup>eme</sup>	35×40	271	40	291.00	186666.67	641.47
2,1 <sup>eme</sup>	40×45	271	45	293.50	303750.00	1034.92
RDC	40×45	373	45	395.50	303750.00	768.02

Niveaux	Travée	L (cm)	ep(cm)	L(cm)	h <sub>ptr</sub> (cm)	L <sub>c</sub> (cm)	I <sub>ptr</sub> (cm <sup>4</sup> )	K <sub>ptr</sub> (cm <sup>3</sup> )
9 <sup>eme</sup>	1--2	320	30	290	35	307.50	107187.50	348.58
	2--3	350	30	320	35	337.50	107187.50	317.59
	3--4	360	30	330	35	347.50	107187.50	308.45
	4--5	320	30	290	35	307.50	107187.50	348.58
8, 7,6 <sup>eme</sup>	1--2	320	35	285	35	302.50	107187.50	354.34
	2--3	350	35	315	35	332.50	107187.50	322.37
	3--4	360	35	325	35	342.50	107187.50	312.96
	4--5	320	35	285	35	302.50	107187.50	354.34
5, 4,3 <sup>eme</sup>	1--2	320	40	280	35	297.50	107187.50	360.29
	2--3	350	40	310	35	327.50	107187.50	327.29
	3--4	360	40	320	35	337.50	107187.50	317.59
	4--5	320	40	280	35	297.50	107187.50	360.29
2,1 <sup>er</sup>	1--2	320	45	275	35	292.50	107187.50	366.45
	2--3	350	45	305	35	322.50	107187.50	332.36
	3--4	360	45	315	35	332.50	107187.50	322.37
	4--5	320	45	275	35	292.50	107187.50	366.45
RDC	1--2	320	45	275	35	292.50	107187.50	366.45
	2--3	350	45	305	35	322.50	107187.50	332.36
	3--4	360	45	315	35	332.50	107187.50	322.37
	4--5	320	45	275	35	292.50	107187.50	366.45

b) Sens longitudinal :

Niveaux	Poteaux	$\bar{h}$ (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	H <sub>c</sub> (cm)	I <sub>pot</sub> (cm <sup>4</sup> )	K <sub>pot</sub> (cm <sup>3</sup> )
9 <sup>eme</sup>	30×30	271	30	286.00	67500.00	236.01
8, 7,6 <sup>eme</sup>	30×35	271	30	286.00	107187.50	374.78
5, 4,3 <sup>eme</sup>	35×40	271	35	288.50	186666.67	647.02
2,1 <sup>er</sup>	40×45	271	40	291.00	303750.00	1043.81
RDC	40×45	373	40	393.00	303750.00	772.90

Niveaux	Travée	L(cm)	ep(cm)	$\bar{L}$ (cm)	$h_{ptr}$ (cm)	$L_c$ (cm)	$I_{ptr}$ (cm <sup>4</sup> )	$K_{ptr}$ (cm <sup>3</sup> )
9 <sup>eme</sup>	a-b	320	30	290	35	307.50	107187.50	348.58
	b-c	350	30	320	35	337.50	107187.50	317.59
	c-d	330	30	300	35	317.50	107187.50	337.60
	d-e	310	30	280	35	297.50	107187.50	360.29
	e-f	330	30	300	35	317.50	107187.50	337.60
	f-g	350	30	320	35	337.50	107187.50	317.59
	g-h	320	30	290	35	307.50	107187.50	348.58
8, 7,6 <sup>eme</sup>	a-b	320	30	290	35	307.50	107187.50	348.58
	b-c	350	30	320	35	337.50	107187.50	317.59
	c-d	330	30	300	35	317.50	107187.50	337.60
	d-e	310	30	280	35	297.50	107187.50	360.29
	e-f	330	30	300	35	317.50	107187.50	337.60
	f-g	350	30	320	35	337.50	107187.50	317.59
	g-h	320	30	290	35	307.50	107187.50	348.58
5, 4,3 <sup>eme</sup>	a-b	320	35	285	35	302.50	107187.50	354.34
	b-c	350	35	315	35	332.50	107187.50	322.37
	c-d	330	35	295	35	312.50	107187.50	343.00
	d-e	310	35	275	35	292.50	107187.50	366.45
	e-f	330	35	295	35	312.50	107187.50	343.00
	f-g	350	35	315	35	332.50	107187.50	322.37
	g-h	320	35	285	35	302.50	107187.50	354.34
2,1 <sup>er</sup>	a-b	320	40	280	35	297.50	107187.50	360.29
	b-c	350	40	310	35	327.50	107187.50	327.29
	c-d	330	40	290	35	307.50	107187.50	348.58
	d-e	310	40	270	35	287.50	107187.50	372.83
	e-f	330	40	290	35	307.50	107187.50	348.58
	f-g	350	40	310	35	327.50	107187.50	327.29
	g-h	320	40	280	35	297.50	107187.50	360.29
RDC	a-b	320	40	280	35	297.50	107187.50	360.29
	b-c	350	40	310	35	327.50	107187.50	327.29
	c-d	330	40	290	35	307.50	107187.50	348.58
	d-e	310	40	270	35	287.50	107187.50	372.83
	e-f	330	40	290	35	307.50	107187.50	348.58
	f-g	350	40	310	35	327.50	107187.50	327.29
	g-h	320	40	280	35	297.50	107187.50	360.29

IV.2.5.1 Rigidité relative par portique :

a) Sens transversal :

Niveaux	Poteaux	hc (cm)	Kpoutre (cm <sup>3</sup> )	Kpoteau (cm <sup>3</sup> )	$\bar{K}$	aij	aij × Kp	rij	Rij x
9 <sup>eme</sup>	1	286.00	348.58	236.01	1.49	0.43	100.73	4823.67	29346.41
	2	286.00	317.59	236.01	2.84	0.59	138.59	6636.55	
	3	286.00	308.45	236.01	2.67	0.57	134.98	6464.12	
	4	286.00	348.58	236.01	2.81	0.58	137.79	6598.39	
	5	286.00		236.01	1.49	0.43	100.73	4823.67	
8, 7, 6 <sup>eme</sup>	1	288.50	354.34	371.53	0.96	0.32	120.64	5677.69	36122.98
	2	288.50	322.37	371.53	1.84	0.48	177.83	8368.74	
	3	288.50	312.96	371.53	1.72	0.46	171.94	8091.65	
	4	288.50	354.34	371.53	1.81	0.48	176.52	8307.21	
	5	288.50		371.53	0.96	0.32	120.64	5677.69	
5, 4, 3 <sup>eme</sup>	1	291.00	360.29	641.47	0.57	0.22	141.58	6549.21	43795.06
	2	291.00	327.29	641.47	1.08	0.35	225.02	10408.53	
	3	291.00	317.59	641.47	1.01	0.34	215.67	9976.04	
	4	291.00	360.29	641.47	1.07	0.35	222.93	10312.07	
	5	291.00		641.47	0.57	0.22	141.58	6549.21	
2, 1 <sup>er</sup>	1	293.50	366.45	1034.92	0.35	0.15	155.67	7078.44	49094.12
	2	293.50	332.36	1034.92	0.68	0.25	261.22	11877.99	
	3	293.50	322.37	1034.92	0.63	0.24	248.70	11308.74	
	4	293.50	366.45	1034.92	0.67	0.25	258.41	11750.51	
	5	293.50		1034.92	0.35	0.15	155.67	7078.44	
RDC	1	395.50	366.45	768.02	0.48	0.39	302.96	7586.54	42884.60
	2	395.50	332.36	768.02	0.91	0.48	372.12	9318.52	
	3	395.50	322.37	768.02	0.85	0.47	364.15	9119.02	
	4	395.50	366.45	768.02	0.90	0.48	370.34	9273.98	
	5	395.50		768.02	0.48	0.39	302.96	7586.54	

b) Sens longitudinal :

Niveaux	Poteaux	hc (cm)	$K_{poutre}$ ( $cm^3$ )	$K_{poteau}$ ( $cm^3$ )	$\bar{K}$	$a_{ij}$	$a_{ij} \times K_p$	$r_{ij}$	$R_{ij} \times$
9 <sup>eme</sup>	a	286.00	348.58	236.01	1.48	0.42	100.25	4800.96	37812.46
	b	286.00	317.59	236.01	1.35	0.40	94.93	4545.82	
	c	286.00	337.60	236.01	1.43	0.42	98.41	4712.77	
	d	286.00	360.29	236.01	1.53	0.43	102.16	4892.45	
	e	286.00	337.60	236.01	1.43	0.42	98.41	4712.77	
	f	286.00	317.59	236.01	1.35	0.40	94.93	4545.82	
	g	286.00	348.58	236.01	1.48	0.42	100.25	4800.93	
	h	286.00		236.01	1.48	0.42	100.25	4800.93	
8, 7,6 <sup>eme</sup>	a	286.00	348.58	374.78	0.94	0.32	119.63	5729.04	62578.38
	b	286.00	317.59	374.78	1.79	0.47	177.09	8480.37	
	c	286.00	337.60	374.78	1.76	0.47	175.52	8405.44	
	d	286.00	360.29	374.78	1.88	0.48	181.47	8690.36	
	e	286.00	337.60	374.78	1.88	0.48	181.47	8690.36	
	f	286.00	317.59	374.78	1.76	0.47	175.52	8405.44	
	g	286.00	348.58	374.78	1.79	0.47	177.09	8480.37	
	h	286.00		374.78	0.93	0.32	118.96	5696.98	
5, 4,3 <sup>eme</sup>	a	288.50	354.34	647.02	0.55	0.22	140.00	6588.65	76583.31
	b	288.50	322.37	647.02	1.05	0.35	223.34	10510.74	
	c	288.50	343.00	647.02	1.04	0.34	220.85	10393.75	
	d	288.50	366.45	647.02	1.11	0.36	230.36	10840.99	
	e	288.50	343.00	647.02	1.11	0.36	230.36	10840.99	
	f	288.50	322.37	647.02	1.04	0.34	220.85	10393.75	
	g	288.50	354.34	647.02	1.05	0.35	223.34	10510.74	
	h	288.50		647.02	0.54	0.21	138.20	6503.70	
2,1 <sup>er</sup>	a	291.00	360.29	1043.81	0.35	0.15	153.63	7106.48	86504.78
	b	291.00	327.29	1043.81	0.66	0.25	258.61	11962.57	
	c	291.00	348.58	1043.81	0.65	0.24	255.29	11808.57	
	d	291.00	372.83	1043.81	0.69	0.26	268.07	12399.85	
	e	291.00	348.58	1043.81	0.69	0.26	268.07	12399.85	
	f	291.00	327.29	1043.81	0.65	0.24	255.29	11808.57	
	g	291.00	360.29	1043.81	0.66	0.25	258.61	11962.57	
	h	291.00		1043.81	0.34	0.15	152.55	7056.33	
RDC	a	393.00	360.29	772.90	0.47	0.39	302.80	7679.34	72113.96
	b	393.00	327.29	772.90	0.89	0.48	371.69	9426.51	
	c	393.00	348.58	772.90	0.87	0.48	369.57	9372.85	
	d	393.00	372.83	772.90	0.93	0.49	377.67	9578.29	
	e	393.00	348.58	772.90	0.93	0.49	377.67	9578.29	
	f	393.00	327.29	772.90	0.87	0.48	369.57	9372.85	
	g	393.00	360.29	772.90	0.89	0.48	371.69	9426.51	
	h	393.00		772.9	0.47	0.39	302.80	7679.34	

**IV.3 Caractéristiques géométriques des voiles :**

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

**IV.3.1 Etude des refends :**

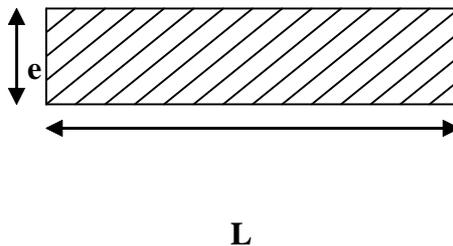
Dans notre structure on a que des refends pleins

**IV.3.1.1 Calcul des inerties :**

**a) Refends longitudinaux :**

$$I_x = \frac{L \cdot e^3}{12} ; I_y = \frac{e \cdot L^3}{12}$$

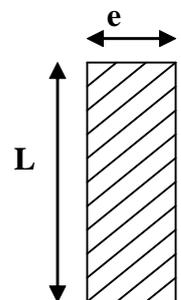
⇒ On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (x-x'), **donc on prend  $I_y$**



**b) Refends transversaux :**

$$I_y = \frac{L \cdot e^3}{12} ; I_x = \frac{e \cdot L^3}{12}$$

⇒ On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe (y-y'), **donc on prend:  $I_x$**



Sens transversales :

Niveaux	L (m)	ep (m)	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sup>bre</sup> de voiles	Total I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )
VT1 ; VT2 VT5 ; VT6	3,20	0,20	0,546	36	19,656
VT3 ; VT4	1,70	0,20	0,081	18	1,473
Somme					21,129

Sens longitudinales :

Niveaux	L (m)	ep (m)	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sup>bre</sup> de voiles	Total I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> )
VL1 ; VL2 ; VL3 ; VL4 ; VL12 ; VL13 ; VL14 ; VL15	1,30	0,20	0,036	72	2,592
VL5 ; VL6 ; VL9 ; VL11	1,20	0,20	0,028	36	1,008
VL7 ; VL8	3,20	0,20	0,546	18	9,828
VL10	1,60	0,20	0,068	9	0,612
Somme					14,04

IV.3.1.2.Calcul des inerties des poteaux :

a) Suivant le sens transversal : (I<sub>y</sub>)  $I_y = \frac{b \cdot a^3}{12}$

Niveau	a (m)	b (m)	I <sub>y</sub> .10 <sup>-3</sup> (m <sup>4</sup> )	N <sup>bre</sup> des poteaux	Total I <sub>y</sub> (m <sup>4</sup> )
RDC	0,4	0,45	2,4	40	0,096
1 et 2	0,4	0,45	2,4	80	0,192
3,4 et 5	0,35	0,4	1,42	120	0,170
6,7 et 8	0,3	0,35	0,787	120	0,094
9	0,3	0,3	0,675	40	0,027
Somme					0,579

**b) Suivant le sens longitudinal :( $I_x$ )  $I_x = \frac{a.b^3}{12}$**

Niveau	a (m)	b (m)	$I_x \cdot 10^{-3}$ (m <sup>4</sup> )	N <sup>bre</sup> des poteaux	Total $I_x$ (m <sup>4</sup> )
RDC	0,4	0,45	3,037	40	0,121
1 et 2	0,4	0,45	3,037	80	0,242
3,4 et 5	0,35	0,4	1,866	120	0,223
6,7 et 8	0,3	0,35	1,071	120	0,128
9	0,3	0,3	0,675	40	0,027
				Somme	0,741

**c)Récapitulatif**

**1. Sens transversal**

L'inertie des poteaux :  $I_p = 0,579m^4$

L'inertie des voiles :  $I_v = 21,129m^4$

L'inertie de l'ensemble :  $I = 21,708 m^4$

Pourcentage de l'inertie des poteaux /l'ensemble : 2,66 %

Pourcentage de l'inertie des voiles /l'ensemble : 97,32%

**2. Sens longitudinal**

L'inertie des poteaux :  $I_p = 0,741 m^4$

L'inertie des voiles :  $I_v = 14,04m^4$

L'inertie de l'ensemble :  $I = 14,781m^4$

Pourcentage de l'inertie des poteaux par rapport à l'ensemble : 5,01%

Pourcentage de l'inertie des voiles par rapport à l'ensemble : 94,98 %

**Conclusion :**

On constate que :

L'inertie des voiles est plus importante que celle des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre au moins 90% des sollicitations dues aux charges horizontales). D'après le RPA, le système de contreventement est du type 4a : portiques contreventés par des voiles sans interactions.

**V. Introduction :**

Plusieurs programmes de calculs automatique sont fait afin de formuler le problème de calcul des structure et de le contrôle en un temps réduit et ils sont basés sur la méthode des éléments « finis (M.E.F), permettant le calcul automatique des diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la (M.E.F), et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (M.E.F) et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales du calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c.à.d. en tant qu'outil destiné à **l'utilisateur professionnel**.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans effort les résultats fournis par l'ordinateur.

**V.1. Concept de base de la M.E.F**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour Les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une (fonction de forme) fonction de déformation 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 nœud, tout en considérant que les déformations aux niveaux des nœuds sont inconnues. 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.2. Description de logiciel ETABS :( Extended Three Dimensions Analyses Building Systems).**

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptée aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des

effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration.... etc.

**-Rappel :( terminologie)**

Grid line : ligne de grille

Joints : noeuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Element : élément

Restraintes : poids d'application de la charge

Loads : charges

Uniformed loads : charges uniformes

Define : définir

Material : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

File : fichier

Copy :copier

Move : déplacer

Save : enregistrer

Save as : enregistrer sous

Add : ajouter

Delete : supprimer

Story : étage

Height : hauteur

### V.3. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la Version 9.7



- **Première étape :**

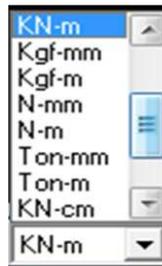
La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.



On clique sur l'icône de L'ETABS

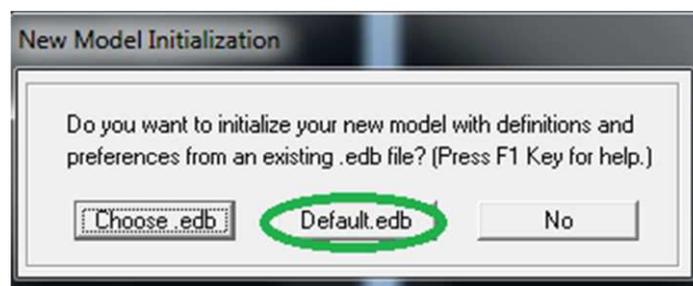
**a) Choix des unités :**

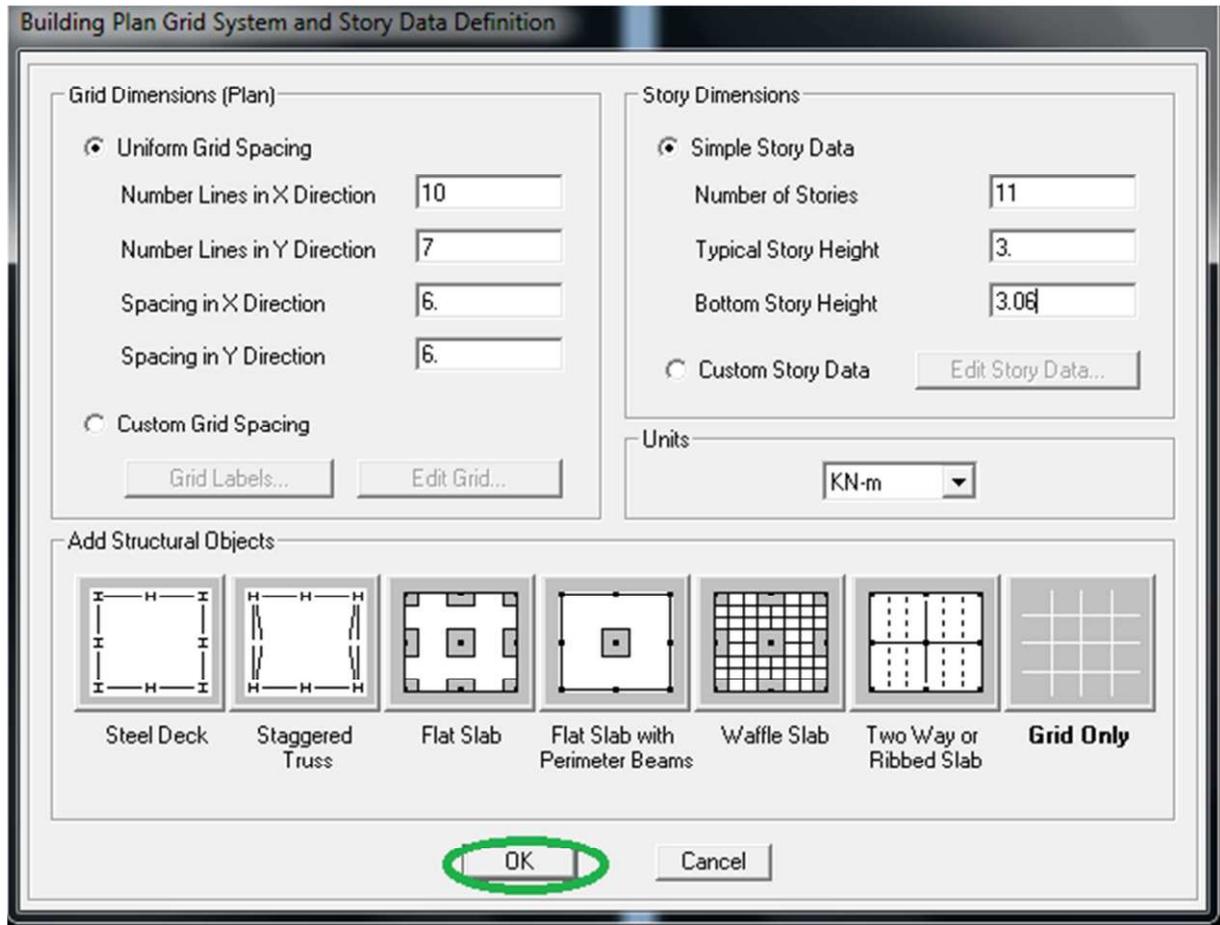
Après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela ce fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran.



**b) Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments :**

dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**), puis on clique sur **Default.edb**.





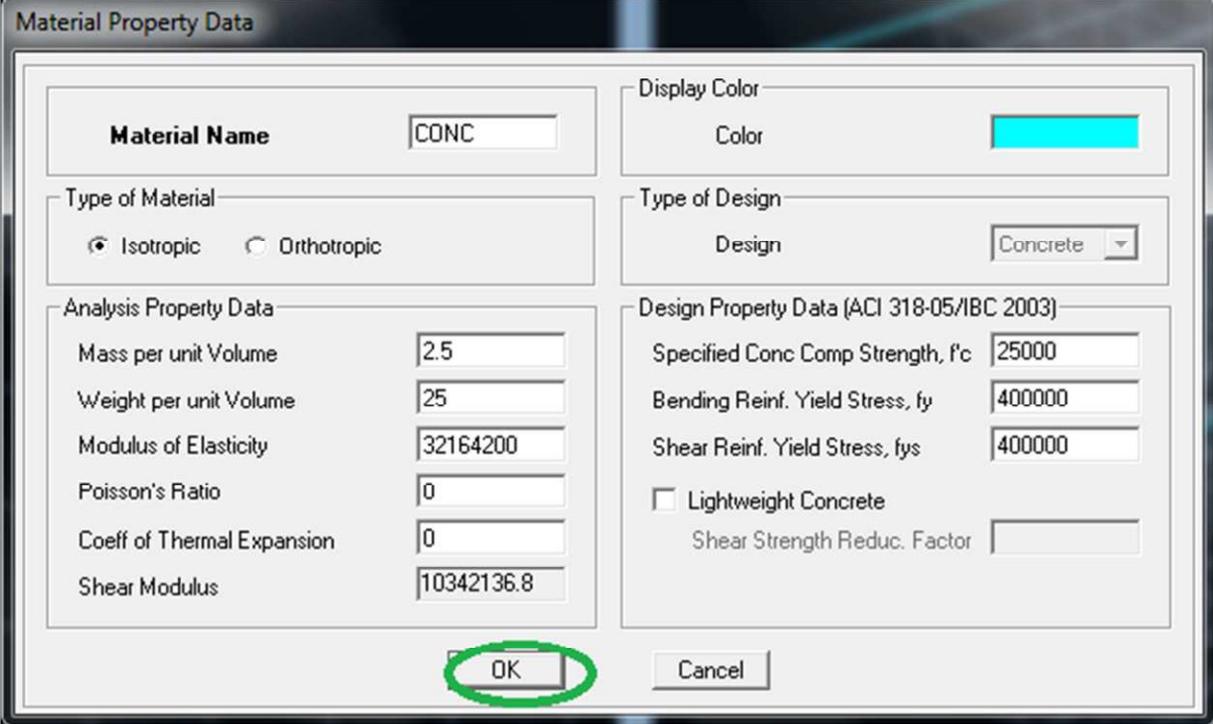
Pour une construction en Auto-Table. On choisit l'icône **Grid Only**, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X (Number lines in X direction).
- Le nombre des lignes dans la direction Y (Number lines in Y direction).
- Nombre des travées dans le sens de Y (Number of bays along Y).
- Longueur de travées dans le sens X entre axes (spacing in X direction).
- Hauteur d'étage (story Height).
- Le nombre d'étage (Number of stories)
- La Hauteur d'étage courant (typical story height).
- La Hauteur en bas (bottom story height).

c) Propriétés mécanique du matériau utilise : 

define → materials properties

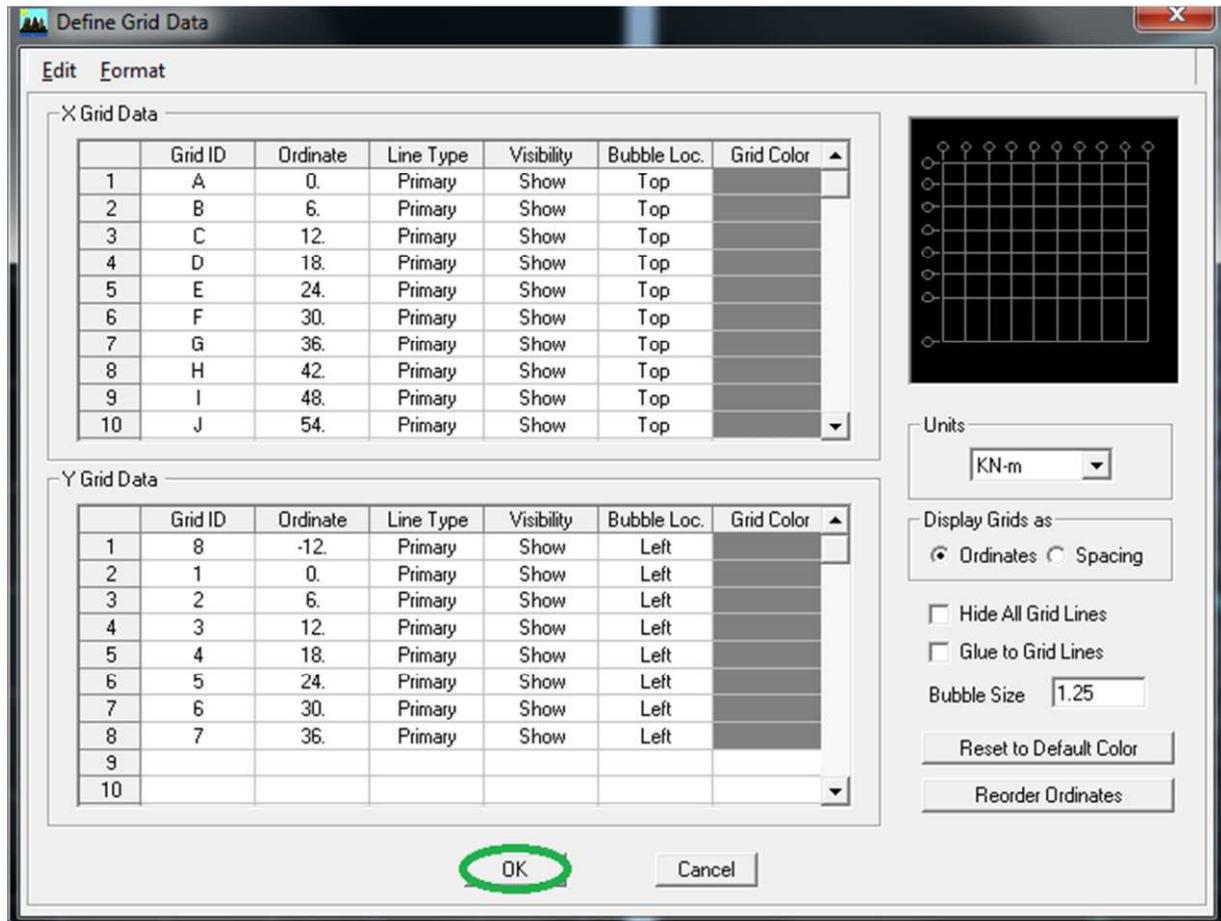
cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau des structures(bétons« conc ») :



Material Property Data	
Material Name	CONC
Type of Material	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
Type of Design	Concrete
Analysis Property Data	
Mass per unit Volume	2.5
Weight per unit Volume	25
Modulus of Elasticity	32164200
Poisson's Ratio	0
Coeff of Thermal Expansion	0
Shear Modulus	10342136.8
Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)	
Specified Conc Comp Strength, f'c	25000
Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000
Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	
OK	Cancel

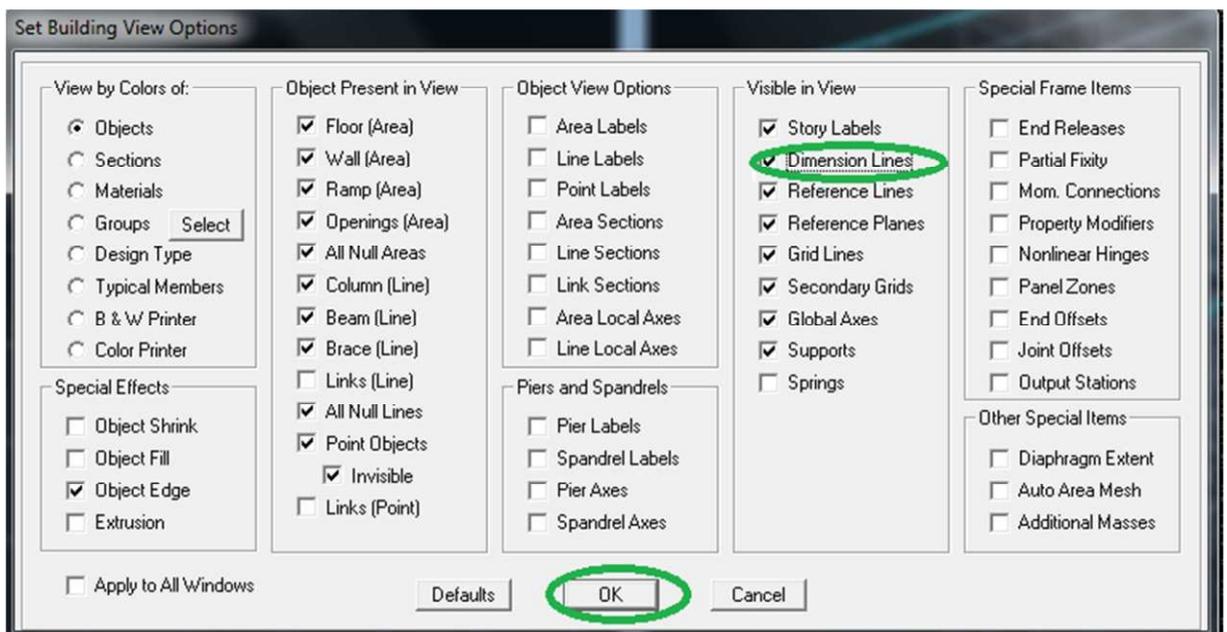
Modification de géométrie de base :

Pour modifier les longueurs des trames en clique sur bouton droit on choisir **Edit grid data.**



**d) Vérification des dimensions**

la barre des taches supérieure...set building view option...visible in view ... Dimension lines.



- Deuxième étape :

**a) Définition des caractéristiques géométriques des éléments :**

On va spécifier ou définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométriques (les poutres principales et secondaires, les poteaux, les planchers, les dalles pleins et les voiles), qui sont en béton armé « conc » :

✓ **Pour les poutres et les poteaux :**

Define → frame sections ou 

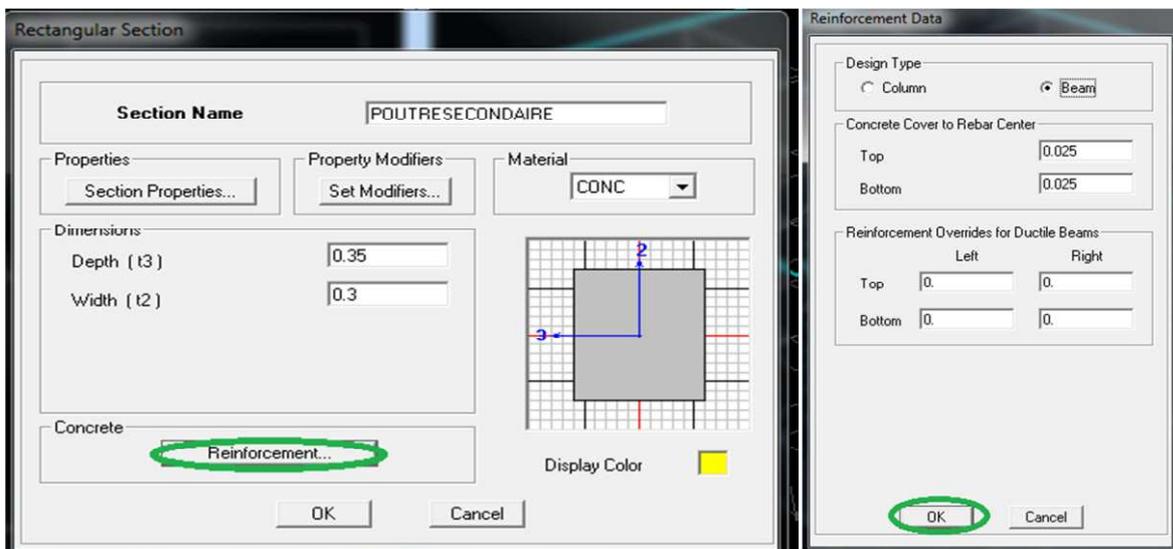
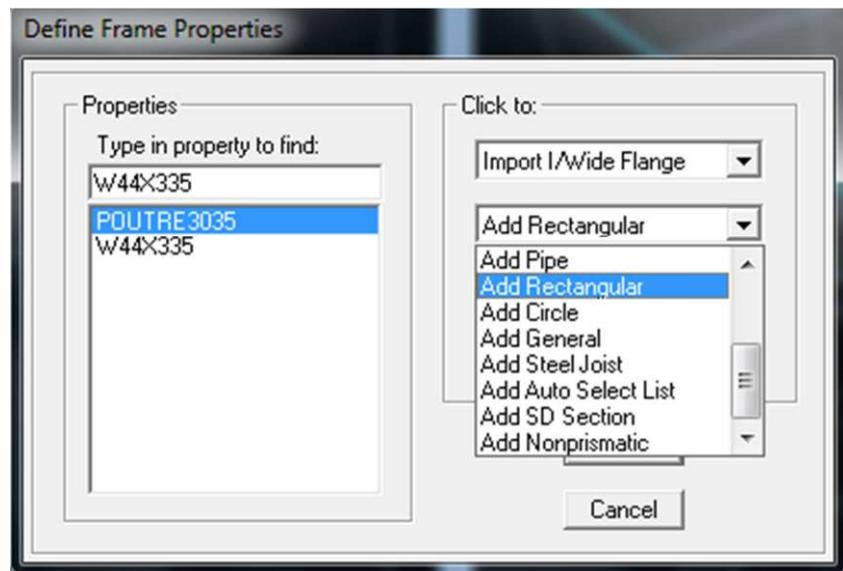
→ Icône propriétés → on sélection tout → delete property

Icône click to → « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux.

**Remarque**

Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier :

Pour les poteaux → column, et pour les poutres → beam,



✓ Pour les voiles et les dalles pleines :

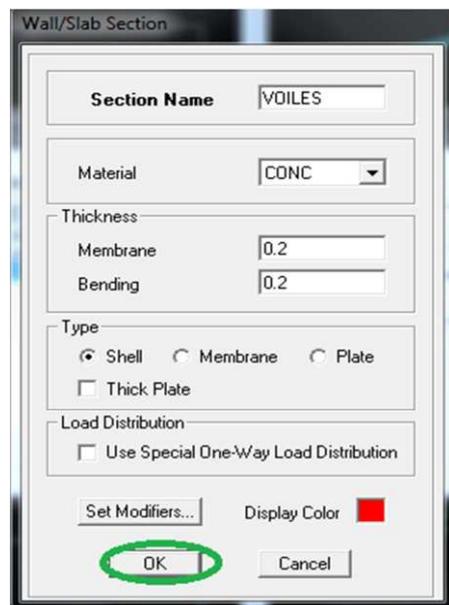
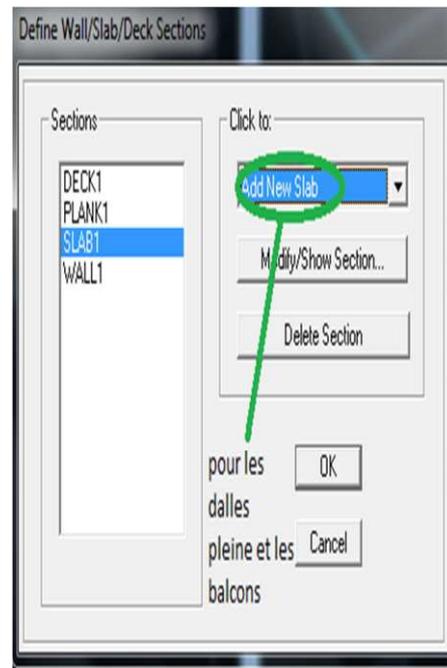
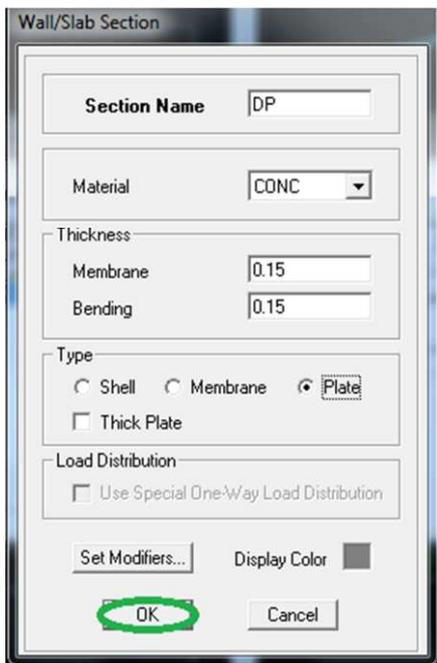
Define → wall/slab/deck sections, ou (  )

On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

**Element shells** : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles .Les sections de cet élément sont définies par l'épaisseur.

**Element membran** : il est utilisé pour les éléments minces.

**Element plate** : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.



**Les dalles pleines :**

Draw → Draw area objects → DrawRectangular  , ou create areas at clicks 

**Les voiles :**

Pour introduire les voiles on utilise les mêmes instructions que les dalles pleines  mais on va se mettre en élévation.

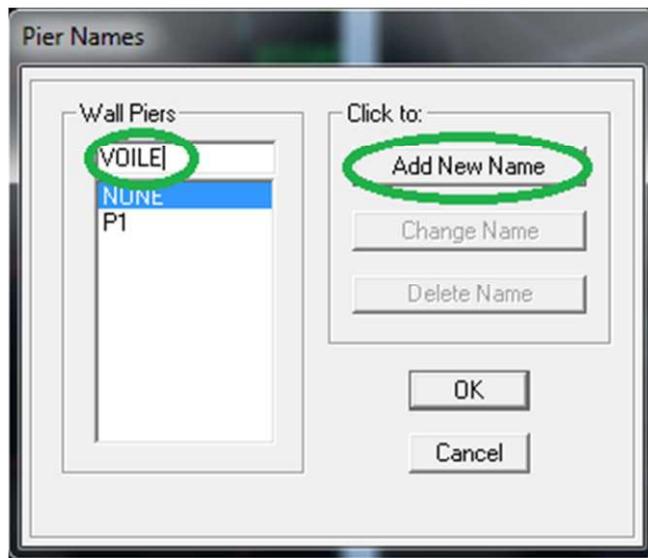
**Remarque :**

- Quand on modélise les voiles on doit modélisée leurs raidisseurs. Pour les introduire on les détermine comme les voiles avec le dimensionnement des poteaux.
- Les voiles et leurs raidisseurs sont un seul élément, et pour les définir ainsi on :

1.Sélectionnons-les.

2.Ramenant l'instruction suivant :

Assing → Shelle/Area → PierLabel. 



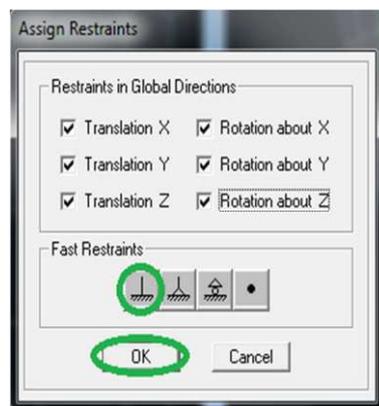
- **Troisième étape :**

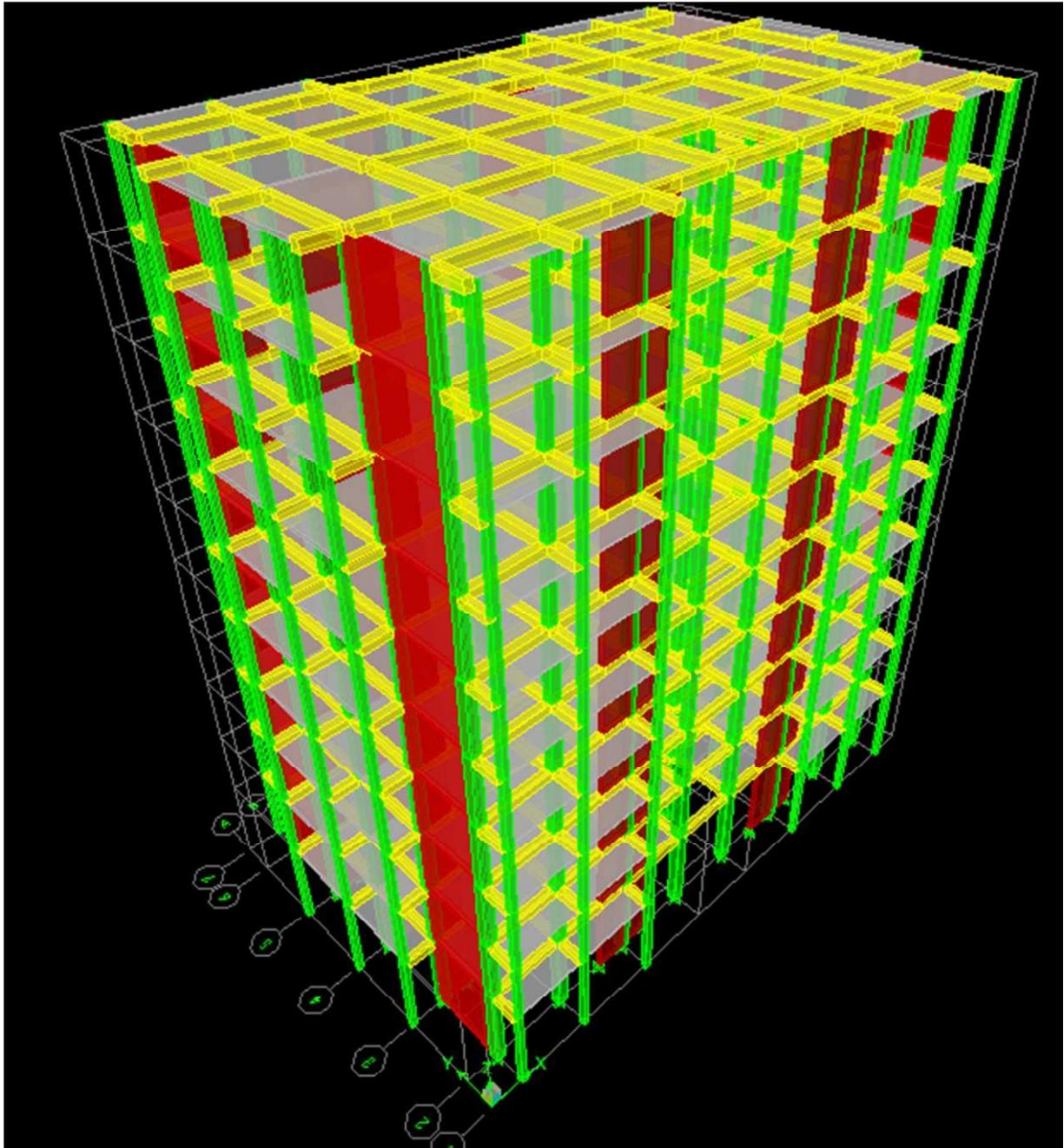
Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

**a) Appuis :**

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastrés, ou comme encastrés avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ça dans de l'etabs on :

- sélectionne les nœuds à la base.
- Ramenant l'instruction suivante :
- Assing → joint/point → contraintes.





### b) Définition de l'action sismique :

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excite le séisme dont cette masse égale :

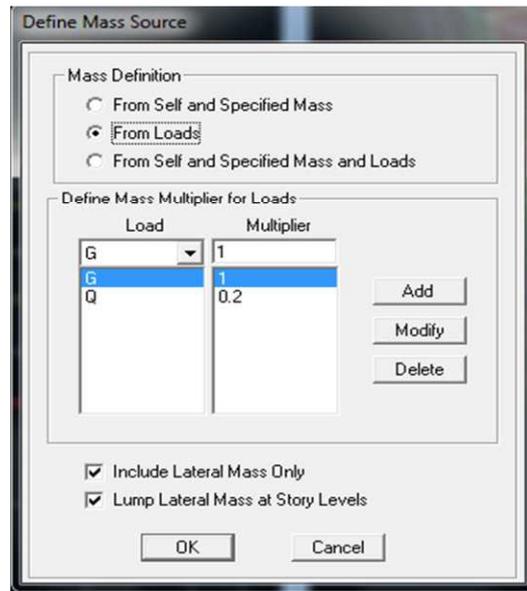
$$W_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} + \beta Q_{\text{plancher}}$$

$\beta$  : Coefficient de pondération.

L'instruction : Define  $\rightarrow$  masse source



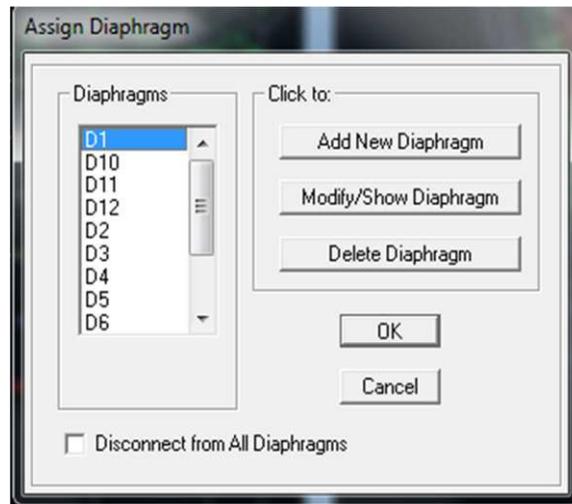
Nous permet l'introduction cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.

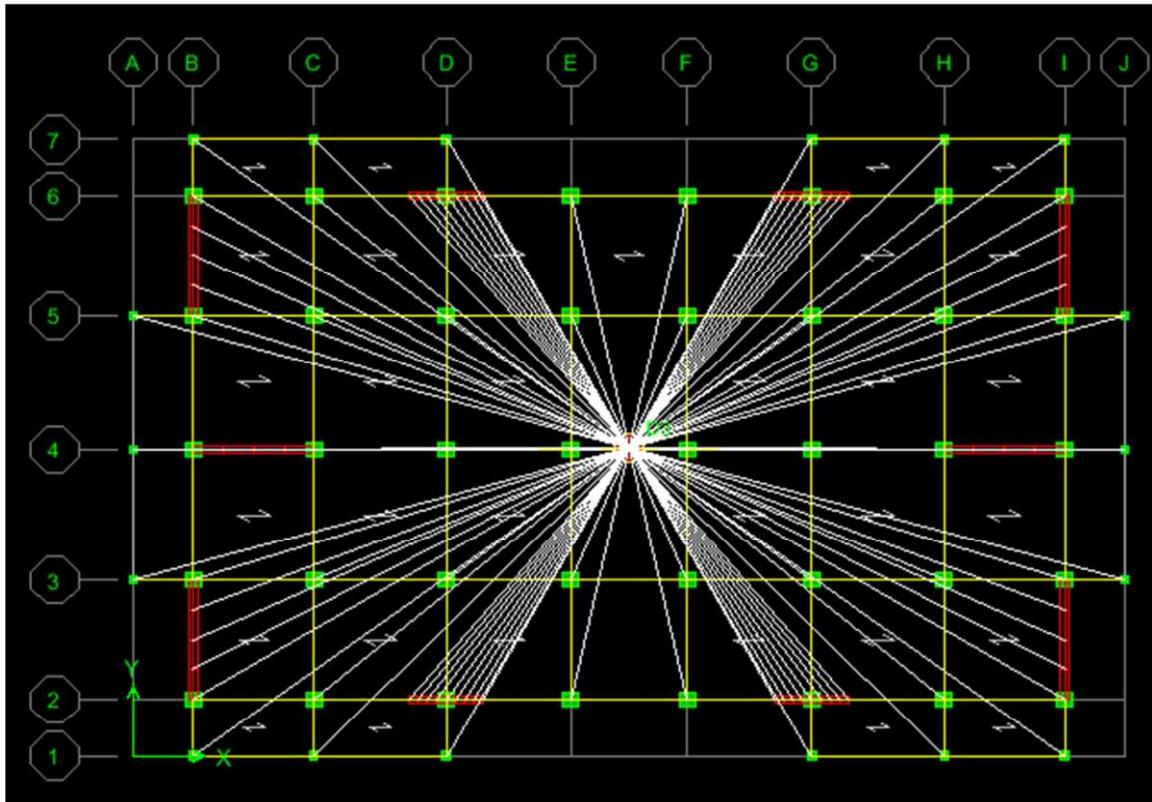


**c) Les diaphragmes :**

Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher :

Assigning → joint/point → diaphragme.





- **Quatrième étape :**

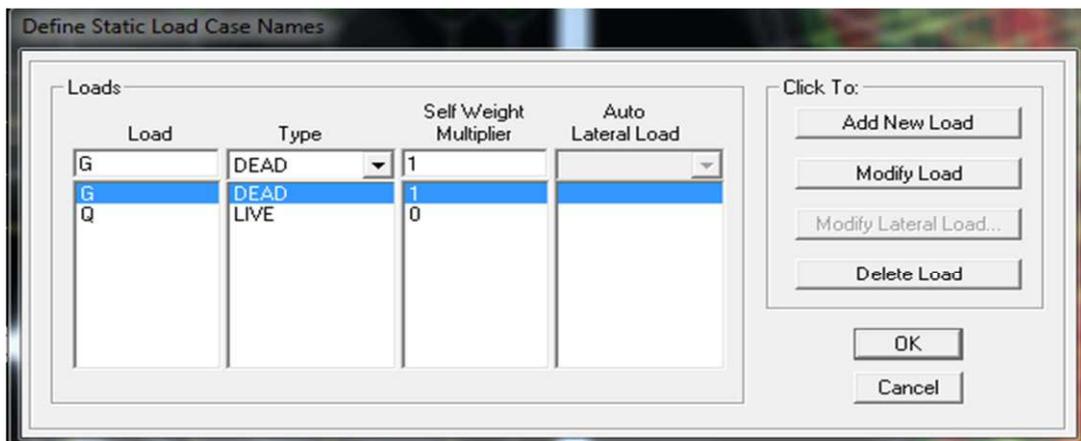
Dans cette étape on va introduire les charges des structures.

**a) Définitions des charges :**

Define → static cases 

Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), d'exploitations (Q ou LIVE), sismiques (QUAKE), vent (WIND), de neige (SNOW) et d'autre.

Le poids propre de la structure et prise en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0.



**b) Introduction des charges :**

✓ Pour les dalles pleines :

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m<sup>2</sup> selon les axes locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines. Et pour les introduire :

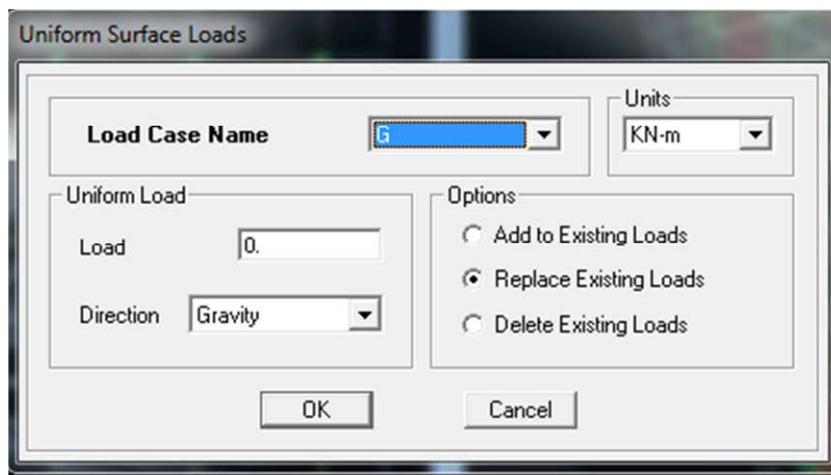
-on sélection nous dalles.

Assing → shell/area Loads → Uniform.

**Remarque :**

Pour les charges permanentes des dalles pleines on enlève leur poids propres :

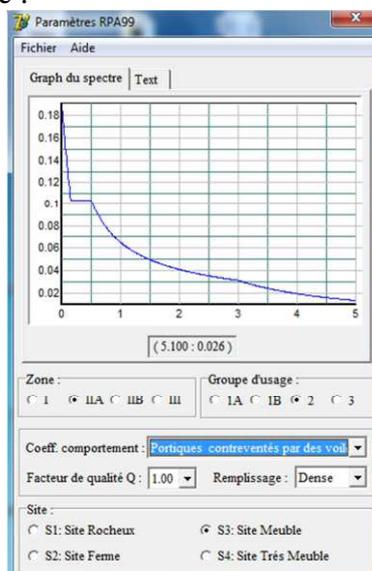
$$G_{dalle} = \rho_{\text{béton}} \times e p_{dalle}$$



**c) La charge sismique :**

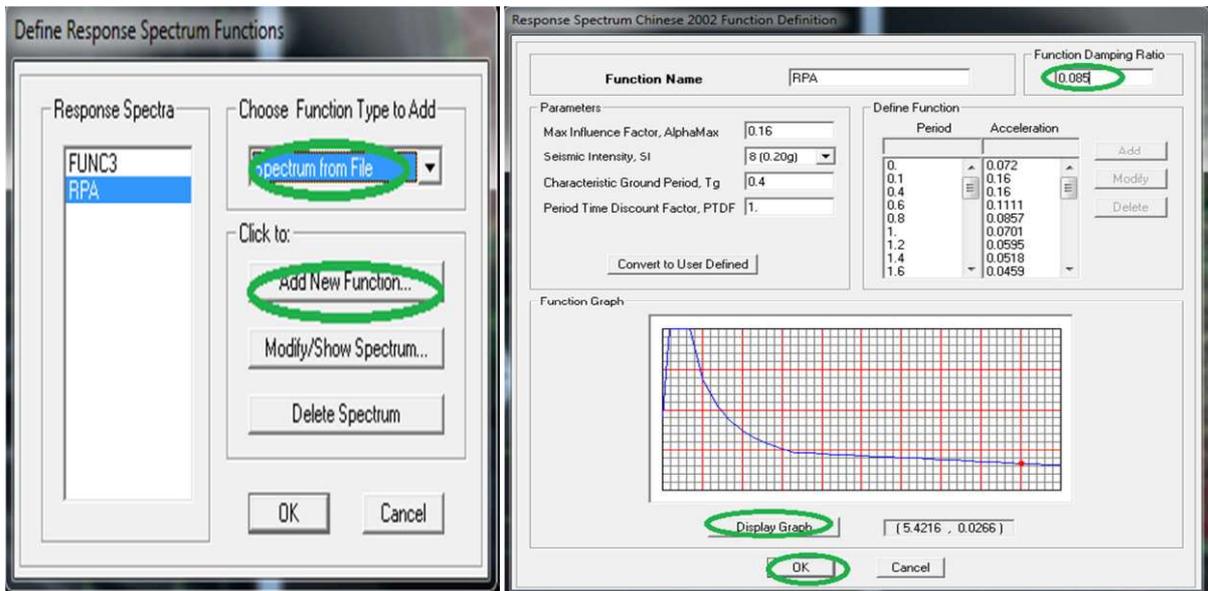
L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique RPA 2003 (voire chapitre I)

On défini le spectre comme suite :



**d) L'introduction du spectre :**

Define → Reponse spectrum fonctions.

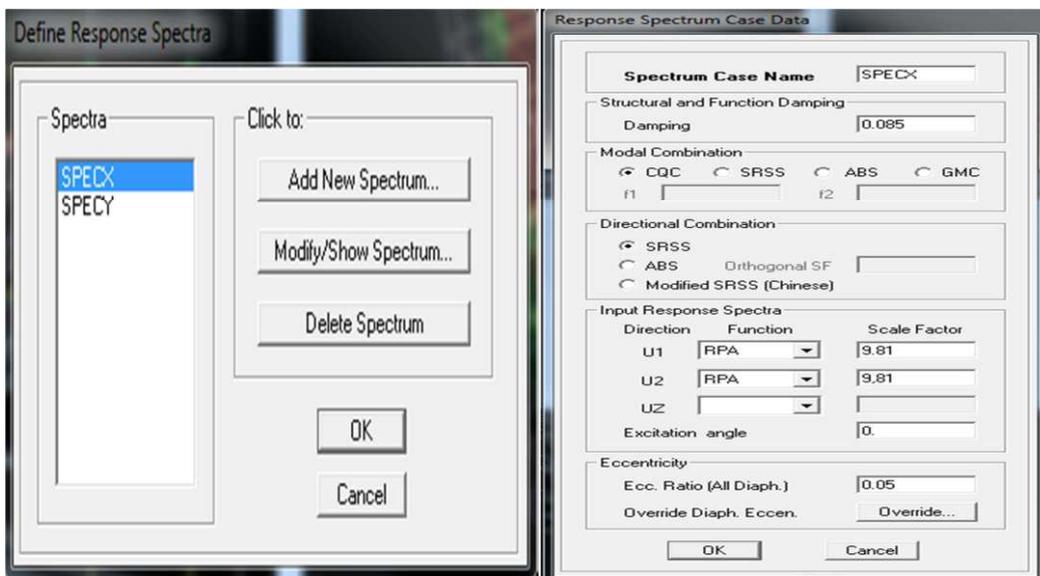


**e) Charge sismique :**

Define → Reponse spectrumcases



Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Elle est basée sur la méthode de superposition modale.



- **Cinquième étape :**

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → laodcombinations



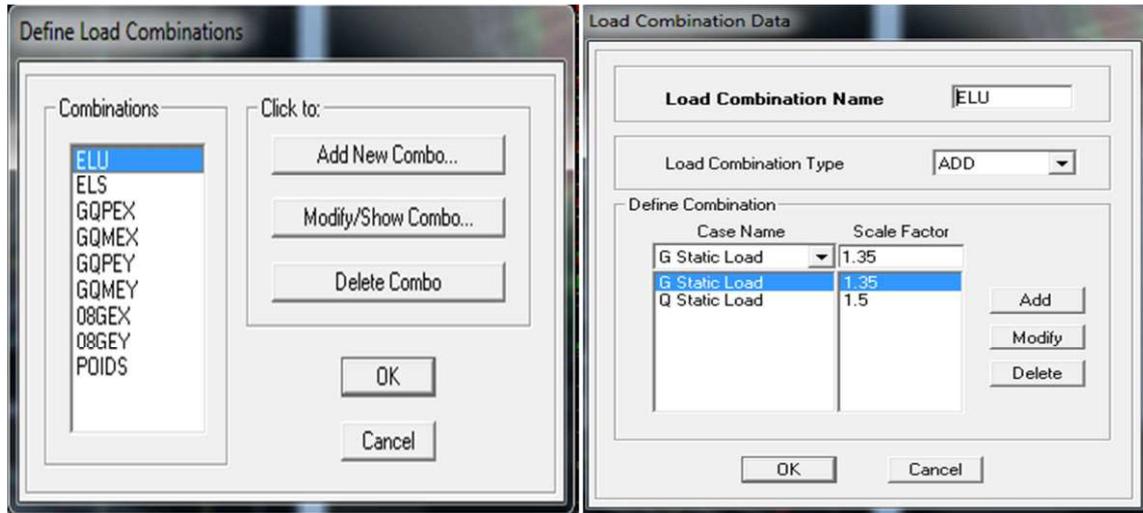
On introduire les combinaisons de charges :

Les combinaisons accidentelles d'après RPA

(G+Q+E), (0,8G+E), (G+Q+1,2E)

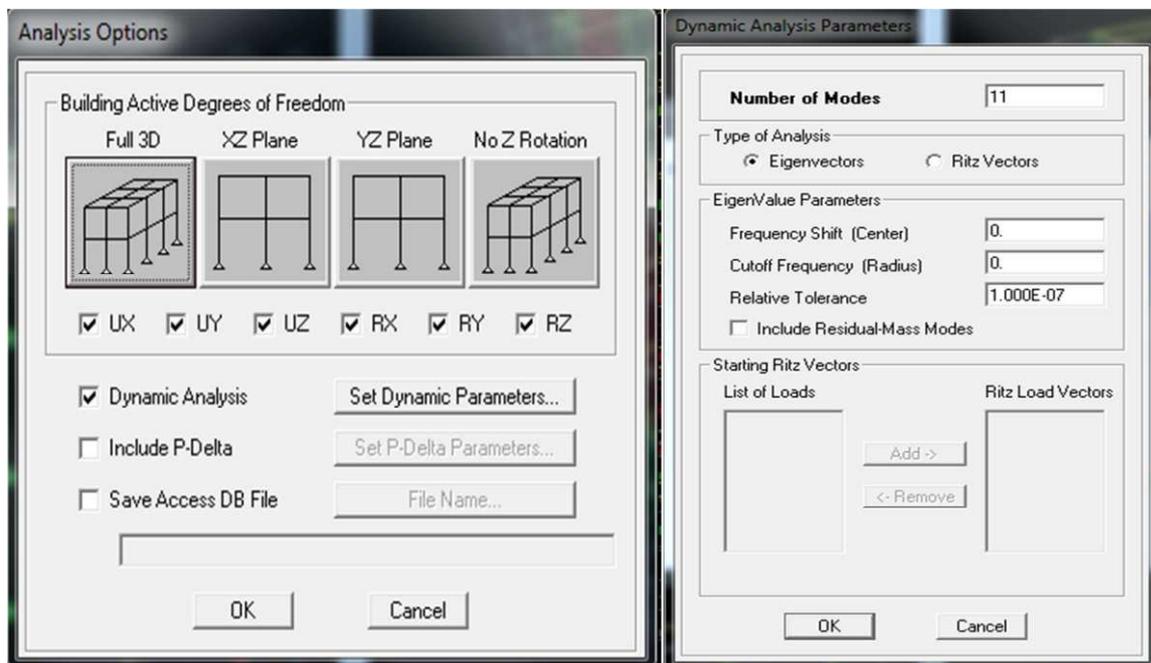
D'après le BAEL les combinaisons de charges sont :

(ELU : 1,35G+1,5Q), (ELS : G+Q)



- **Sixième étape :**

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y a lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massique supérieure à 90% selon RPA 2003.



**-L'analyse :****a) ANALYSE DYNAMIQUE :**

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectral et l'analyse temporelle.

**b) ANALYSE MODALE :**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres des structures.

Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

**c) ANALYSE SPECTRALE :**

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (Complète Quadratic Combination) ou SRSS. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure. Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe  $-/+$ .

**d) ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE :**

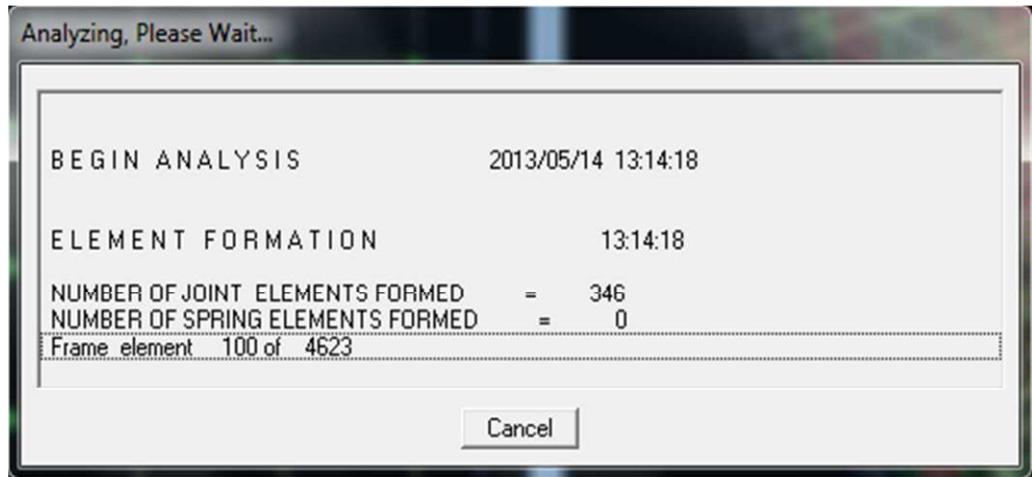
Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.

La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson, avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur de l'ordre de  $0.1T$  ( $T$  étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts dans les éléments et des réactions d'appuis.

**Exécution :** Analyse → Run Analysis Ou F5

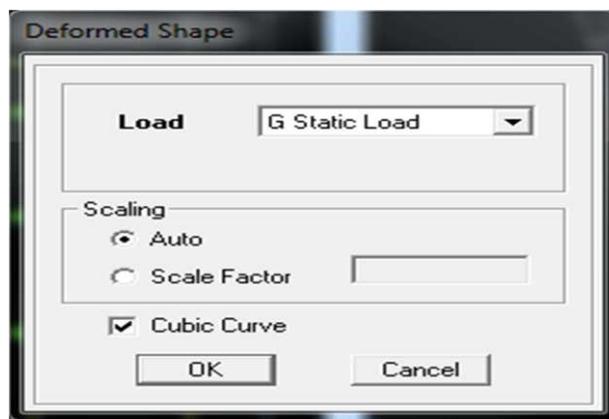


- **Septième étape :**

Dans cette étape on va visualiser les différents résultats.

**a) Déplacement:** 

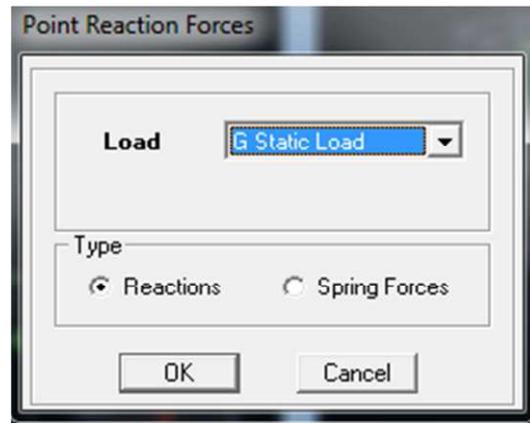
Display → show Deformed shape



Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées.

**b) Visualisation des réactions :**

Display → show Membre Force/stress Diagram → Support/Springs Reaction.

**d) Visualisation des modes de vibration :**

Display → Show Shepe.

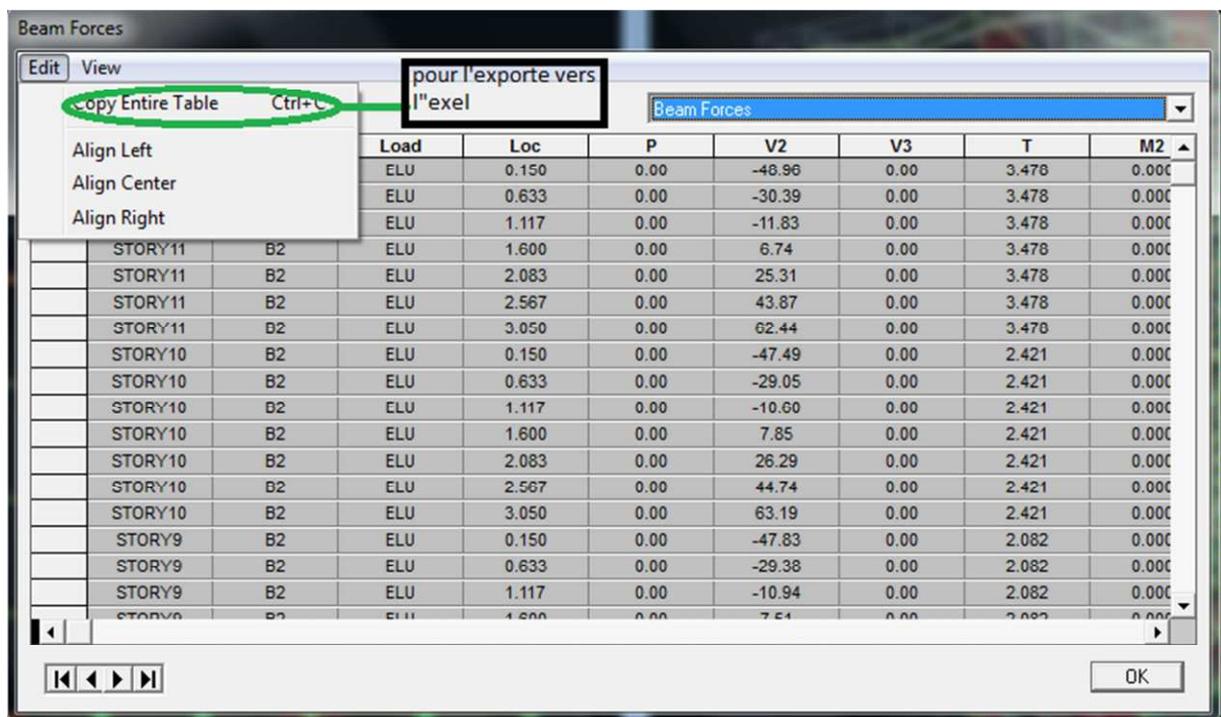
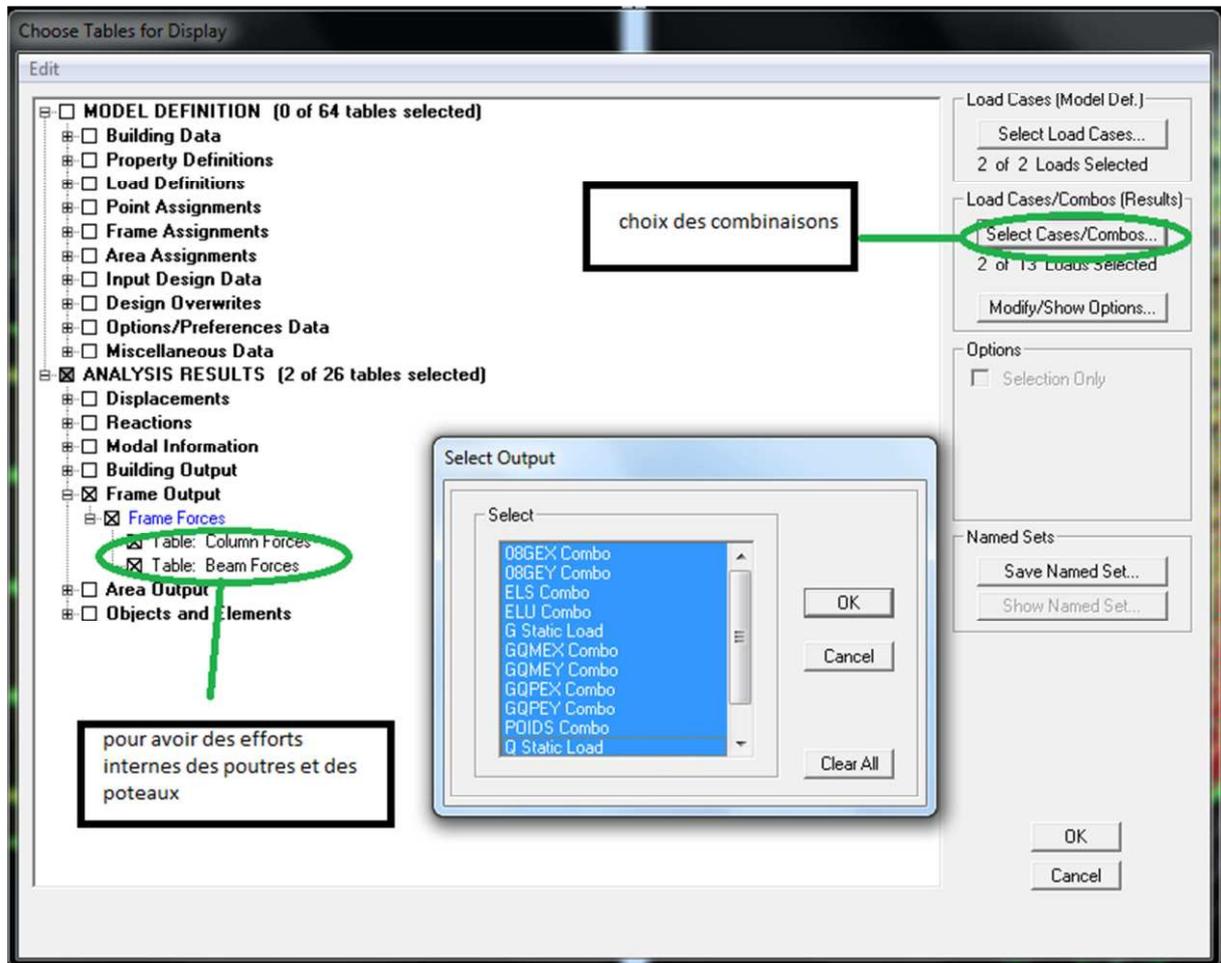
Les déformée des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace.

**c) Résultat d'analyse :**

Pour extraire les efforts internes, les contraintes et les déplacements sous forme de tableaux, on clique sur :

Display → Show tables

**-Les efforts internes :**



**VI.1.Introduction :**

Un tremblement de terre (ou séisme) est un phénomène géologique qui provoque des vibrations de la surface de la terre. Ces secousses peuvent semer la mort en détruisant des habitations, des édifices publics, des barrages. Face à ces dégâts, une étude conformément aux règles exigées par le RPA est impérative afin d'assurer une protection acceptable.

**VI.2. Choix de la méthode de calcul :**

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant (03) méthodes:

- La méthode statique équivalente.
- La méthode dynamique.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**VI.3.Vérifications des conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente n'est applicable que dans le cas où les conditions suivantes sont vérifiées :

- Condition sur la hauteur.
- Régularité en plan.
- Régularité en élévation.

**a)Condition sur la hauteur :**

Les bâtiments implanté en zone II<sub>a</sub> ne doivent pas dépasser une hauteur de 65 [m].

Dans notre cas : H= 31,62 [m] => condition vérifiée

**b) Régularité en plan :****-Forme du bâtiment :**

La

forme du bâtiment est sensiblement symétrique en géométrie et la distribution des masses et des rigidités est symétrique par rapport aux deux directions orthogonales, avec le rapport

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{26,30}{16,5} = 1,60 < 4$$

**-Les excentricités :** il faut que :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_x \leq 5\%L_x \\ e_y \leq 5\%L_y \\ e_x = |XCR-XCM| < 5\% L_x = 1,315 \end{array} \right.$$

$$e_y = |YCR-YCM| < 5\% L_y = 0,825$$

Avec : **CM** : centre de masse et **CR** centre de torsion.

Tableau VI -1 : Résultats des vérifications.

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	Ey	5%Lx	5%Ly	Vérification
STORY1	13,017	8,275	12,96	8,437	0,057	0,161	1,315	0,825	C.vérifiée
STORY2	13,019	8,275	12,988	8,475	0,031	0,2	1,315	0,825	C.vérifiée
STORY3	13,018	8,278	12,988	8,475	0,031	0,197	1,315	0,825	C.vérifiée
STORY4	13,018	8,28	12,987	8,468	0,031	0,188	1,315	0,825	C.vérifiée
STORY5	13,018	8,283	12,986	8,46	0,032	0,18	1,315	0,825	C. vérifiée
STORY6	13,018	8,285	12,986	8,453	0,032	0,17	1,315	0,825	C. vérifiée
STORY7	13,018	8,285	12,986	8,446	0,032	0,161	1,315	0,825	C. vérifiée
STORY8	13,018	8,285	12,986	8,441	0,032	0,156	1,315	0,825	C. vérifiée
STORY9	13,018	8,286	12,986	8,436	0,032	0,15	1,315	0,825	C. vérifiée
STORY10	13,025	8,238	12,987	8,434	0,038	0,196	1,315	0,825	C.vérifiée

**-Décrochements du bâtiment :**

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas dépasser 25 % de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

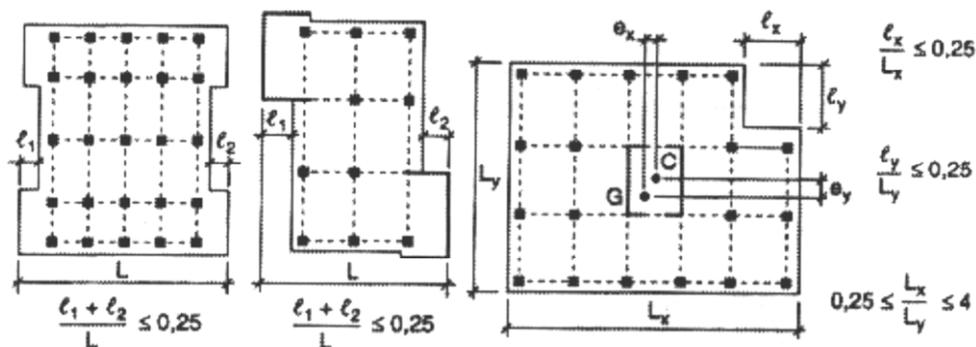


Figure VI-1: Limite des décrochements en plan selon l'article 3.5

du RPA 99/ version 2003

Dans notre cas la structure ne contient pas de décrochement.

**-Ouvertures dans les planchers :**

La surface totale des ouvertures doit être inférieure à 15 % de celle du plancher considéré

$$S_0 < 15\% ST$$

Avec :

**S<sub>0</sub>** : Surface totale des ouvertures.

**ST** : Surface totale du plancher.

$$S_0 = 13,25 \text{ m}^2.$$

$$ST = 433,95 \text{ m}^2$$

- 15 % ST = 65,09 m<sup>2</sup>.
- $S_0 < 15\% ST \longrightarrow$  (Condition vérifiée.)

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées donc notre ouvrage est régulier en plan

**a. La régularité en élévation :**

- Notre système de contreventement est contenu de bas en haut => Condition vérifiée.

- La variation de rigidités :

La raideur et la masse des différents niveaux diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

- Il n'y a pas de décrochement en hauteur, donc la condition est vérifiée.

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées donc notre ouvrage est régulier en élévation.

**Conclusion :**

La méthode statique équivalente est applicable puisque toutes les conditions sont vérifiées

**VI.4.Méthode statique équivalente :**

**Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

**VI.5.Calcul de la force sismique totale**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \dots\dots\dots (\text{Art.4.2.3 RPA 99/modifié 2003})$$

Avec : A : coefficient d'accélération de la zone.

R : coefficient de comportement global de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

W: poids total de la structure.

**a. coefficient d'accélération de la zone :**

Il est donné par le tableau (4.1 du RPA) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : A= 0.15

**b. coefficient de comportement global de la structure :**

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 du RPA) en fonction du système de contreventement : R= 4 (contrevente est mixte)

**c. facteur d'amplification dynamique moyen :**

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{si } T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

$T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site, qui est donnée par le tableau

(4.7 RPA 99 modifié 2003)  $T_2 = 0,5s$  (site meuble).

T(sec)	Sa/g	T(sec)	Sa/g	T(sec)	Sa/g	T(sec)	Sa/g
0,00	0,188	1,300	0,112	2,600	0,07	3,900	0,041
0,100	0,203	1,400	0,106	2,700	0,069	4,000	0,04
0,200	0,211	1,500	0,102	2,800	0,067	4,100	0,038
0,300	0,211	1,600	0,097	2,900	0,066	4,200	0,037
0,400	0,211	1,700	0,094	3,000	0,064	4,300	0,035
0,500	0,211	1,800	0,09	3,100	0,061	4,400	0,034
0,600	0,187	1,900	0,087	3,200	0,058	4,500	0,033
0,700	0,169	2,000	0,084	3,300	0,055	4,600	0,031
0,800	0,155	2,100	0,081	3,400	0,052	4,700	0,03
0,900	0,143	2,200	0,079	3,500	0,05	4,800	0,029
1,000	0,133	2,300	0,076	3,600	0,047	4,900	0,028
1,100	0,125	2,400	0,074	3,700	0,045	5,000	0,027
1,200	0,118	2,500	0,072	3,800	0,043		

**Tableau VI. 2 : Les valeurs du spectre de réponse.**

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule  $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \zeta)}} \geq 0,7$ .

Où  $\zeta(\%)$  : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et l'importance des remplissages.

**Tableau: Valeurs de  $\xi$  (%) (RPA Art 4-2)**

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Pour notre cas : (voiles en B.A / maçonnerie) :

$\zeta = 10\%$  (tableau 4.2 RPA 99 modifié 2003).

$$D'où : \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76.$$

Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes. (selon ETABS)

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,836952	0,025	69,4981	0
2	0,774123	71,3228	69,5235	0
3	0,68176	71,6154	69,5267	0
4	0,203262	87,3719	69,5457	0
5	0,19216	87,3874	87,602	0
6	0,187377	87,3875	87,6021	0
7	0,187376	87,401	87,6021	0
8	0,187378	87,4016	87,6021	0
9	0,187377	87,4029	87,6021	0
10	0,187283	87,5227	87,6022	0
11	0,18728	87,5249	87,6022	0
12	0,187265	87,5249	87,6022	0

**Tableau VI.3 : périodes et participations massiques**

La valeur de la période donnée par ETABS vérifiée la condition de [l'article 4.2.4] des RPA. Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% (RPA 2003 Art 4.2.4.4) ; avec :

$$T \text{ période fondamentale de la structure, elle est donnée par : } T_{\text{empirique}} = \min \left\{ 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D}}, C_T * h_N^{3/4} \right\}$$

Avec :

L : dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

h<sub>n</sub> : hauteur du bâtiment mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier étage (N).

C<sub>T</sub> : coefficient fonction du système de contreventement donnée par le tableau (4.6) du RPA

Dans le cas du contreventement assuré par des voiles « C<sub>T</sub> = 0,05 », h<sub>n</sub> = 31.62 [m].

Sens longitudinal : L = 26,30 [m]

$$D'où : \left. \begin{array}{l} T_L = 0,09 \frac{31,62}{\sqrt{26,30}} \rightarrow T_L = 0,55 \text{ s.} \\ T_L = 0,05 \times (31,62)^{3/4} = 0,66 \text{ s} \end{array} \right\} \Rightarrow T_L = \min \{ 0,55 \text{ s}, 0,66 \text{ s} \} = 0,55 \text{ s}$$

Sens transversal :  $l = 16,5[m]$

$$\left. \begin{aligned}
 D'où \quad T_T &= 0,09 \frac{31,62}{\sqrt{16,5}} \rightarrow T_T = 0,70 \text{ s} \\
 T_T &= 0,05 \times (31,62)^{3/4} = 0,66 \text{ s}
 \end{aligned} \right\} \longrightarrow T_T = \min \{0,70 \text{ s}, 0,66 \text{ s}\} = 0,66 \text{ s}$$

On aura :

$$D_L = 2,5 \cdot 0,76 \cdot \left(\frac{0,5}{0,55}\right)^{2/3} = 1,78$$

$$D_T = 2,5 \cdot 0,76 \cdot \left(\frac{0,5}{0,66}\right)^{2/3} = 1,57$$

**d) Facteur de qualité :**

Il est en fonction de :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau (4.4 du RPA).

Vérifié  $P = 0$ , dans le cas contraire  $P = 0,05$ .

Critère q	$P_q$ (sens transversal)	$P_q$ (sens longitudinal)
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0	0
<b>2. Redondance en plan</b>	0	0
<b>3. Régularité en plan</b>	0	0
<b>4. Régularité en élévation</b>	0	0
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0	0
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0	0

$$\begin{cases} Q_x=1.0 \\ Q_y=1.00 \end{cases}$$

**e) Poids de la structure :**

$$W_T = \sum_{i=1}^h W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

$W_i$  : Calculés à chaque niveau (i)

$W_{Gi}$  : Poids des charges permanentes.

$W_{Qi}$  : Poids des charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charges d'exploitation est données par le tableau (RPA 99 / Art 4 – 5) ;

( $\beta = 0,2$  Bâtiment à usage d'habitation)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Etage	MassX	MassY
étage 9	305,8583	305,8583
étage8	376,6549	376,6549
étage7	378,9951	378,9951
étage6	378,9951	378,9951
étage5	383,5189	383,5189
étage4	388,9794	388,9794
étage3	388,9794	388,9794
étage2	394,2832	394,2832
étage 1	400,5239	400,5239
RDC	421,5978	421,5978
TOTAL W(KN)	3818,386	3818,386

**Tableau VI.4 : Masses des différents niveaux selon X et Y.**

**f) Calcul de la force sismique**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, est calculée dans les deux sens selon les formules suivantes :

$$V_x = \frac{AD \cdot Q_x}{R} \cdot W_T \quad ; \quad V_y = \frac{AD \cdot Q_y}{R} \cdot W_T$$

$$V_x = \frac{0,15 \cdot 1,78 \cdot 1,00}{4} \cdot 3818,386 \Rightarrow V_x = 254,877[\text{KN}]$$

$$V_y = \frac{0,15 \cdot 1,57 \cdot 1,00}{4} \cdot 3818,386 \Rightarrow V_y = 224,807[\text{KN}]$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

MSE(RPA2003)		
Coefficients	A	0,15
	D <sub>L</sub>	1,78
	Q	1
	R	4
forces sismiques (KN)		254 ,877

Tableau VI.5 : La force sismique à la base selon x

MSE(RPA2003)		
Coefficients	A	0,15
	D <sub>T</sub>	1,57
	Q	1
	R	4
forces sismiques (KN)		224 ,807

Tableau VI.6 : La force sismique à la base selon y

D'après le RPA:  $V_{etabs}$  doit être supérieur à  $0,8 V_{calcule}$  (méthode statique équivalente)

$$V_{etabs} = 1688,7 \text{ KN} \quad 0,8 \times V_x = 203,901 \text{ KN}$$

$$V_{etabs} = 1688,7 \text{ KN} \quad 0,8 \times V_y = 179,845 \text{ KN}$$

**g) Distribution de la force sismique V sur les différents niveaux (RPA art 4.2.5) :**

L'effort tranchant total V à la base du bâtiment, est distribué verticalement sur les différents niveaux (plancher), selon la formule suivante :

**VI.6. Vérification de la résultante des forces sismiques.**

$$V = F_t + \sum_{i=1}^{n=6} F_i \quad \text{Avec :}$$

$F_t$  : Force sismique concentrée au sommet de la structure.

$$F_T = 0 \quad \text{Si la période } T \leq 0,7\text{s.}$$

$$F_T = 0,07TV \quad \text{Si la période } T > 0,7\text{s.}$$

Dans notre cas :

$$T_L = 0,55 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0 \text{ [t]}$$

$$T_T = 0,66 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0[t]$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^{n=6} W_j \cdot h_j}$$

Avec :

$F_i$  : Effort horizontal revenant au niveau  $i$

$h_i$  : Niveau du plancher où s'exerce la force  $F_i$

$h_j$  : Niveau du plancher quelconque.

$W_i; W_j$  : Poids revenant aux planchers  $i, j$

Les forces sismiques par niveaux sont données par le tableau suivant :

Niveau	$V_x[t]$	$V_y[t]$	$F_{tx}[t]$	$F_{ty}[t]$	$W_i[t]$	$h_i[m]$	$W_i h_i [t.m]$	$F_{ix}[t]$	$F_{iy}[t]$	
9	2548,77	2248,07	0	0	3058,583	31,62	96712,39	380,17	335,32	
8	2548,77	2248,07	0	0	3766,549	28,56	107572,64	422,86	372,97	
7	2548,77	2248,07	0	0	3789,951	25,5	96643,75	379,90	335,08	
6	2548,77	2248,07	0	0	3789,951	22,44	85046,50	334,31	294,87	
5	2548,77	2248,07	0	0	3835,189	19,38	74325,96	292,17	257,70	
4	2548,77	2248,07	0	0	3889,794	16,32	63481,44	249,54	220,10	
3	2548,77	2248,07	0	0	3889,794	13,26	51578,67	202,75	178,83	
2	2548,77	2248,07	0	0	3942,832	10,2	40216,88	158,10	139,44	
1	2548,77	2248,07	0	0	4005,239	7,14	28597,40	112,42	99,15	
RDC	2548,77	2248,07	0	0	4215,978	4,08	4208,057	16,54	14,6	
<b>Somme</b>								648383,68	2548,76	2248,06

**VI.7.Efforts tranchants et moments fléchissant par niveau :**

**(RPA 99, modifié 2003, Art 4.2.6)**

**a) Effort tranchant :**

$$T_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Avec :  $T_k$  : effort tranchant au niveau de l'étage  $k$

**b) Moment fléchissant :**

$$M_k = T_{k+1} \times h_e + M_{k+1}$$

Avec :

$M_k$  : moment fléchissant au niveau de l'étage k

$h_e$ : hauteur d'étage

Les différentes sollicitations par niveau sont représentées dans les tableaux suivants

Niveau	$F_{tx}[t]$	$F_{ty}[t]$	$h_e[m]$	$F_{ix}[t]$	$F_{iy}[t]$	$T_{kx}[t]$	$T_{ky}[t]$	$M_{ix}[t.m]$	$M_{iy} [t.m]$
9	0	0	3,06	380,17	335,32	380,17	335,32	0	0
8	0	0	3,06	422,86	372,97	803,03	708,29	1163,32	219,84
7	0	0	3,06	379,90	335,08	1182,93	1043,37	3620,59	451,35
6	0	0	3,06	334,31	294,87	1517,24	1338,24	7240,36	702,37
5	0	0	3,06	292,17	257,70	1809,41	1595,94	11883,11	969,70
4	0	0	3,06	249,54	220,10	2058,95	1816,04	17419,90	1255,15
3	0	0	3,06	202,75	178,83	2261,7	1994,87	23720,29	1343,80
2	0	0	3,06	158,10	139,44	2419,8	2134,31	30641,1	1600,23
1	0	0	3,06	112,42	99,15	2532,22	2233,46	38045,68	1853,68
RDC	0	0	4,08	16,54	14,6	2548,76	2248,06	45794,28	1923,15

**VI.8. calcul le pourcentage de participation des voiles :**

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	28,7588	1,37	0
End Point	-3,4637	1,37	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12,6475	1,37	2,5319	180,

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-720,533	-0,1547	14,8795	0,	0,	0,
Moment	0,2784	-12031,214	38,8422	0,	0,	0,

Close Refresh

Efforts repris par poteaux, poutres et voiles selon Ex.

**Section Cut Stresses & Forces**

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	1,48	21,2489	0
End Point	1,48	-9,7971	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	1,48	5,7259	2,1747	-90,

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	15,7605	21,744	4025,7494	0,	0,	0,
Moment	-85,1536	9898,9695	-50,4087	0,	0,	0,

Close Refresh

Efforts repris par portique poteaux, poutres et voiles selon E<sub>y</sub>

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	29,557	1,37	0
End Point	-7,2812	1,37	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	11,1379	1,37	2,3292	180,

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-66,4256	-0,1349	13,3054	0,	0,	0,
Moment	0,2582	-9218,697	37,6633	0,	0,	0,

Close Refresh

Efforts repris par portique poteaux, poutres selon Ex

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	1,48	19,936	0
End Point	1,48	-8,0208	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	1,48	5,9576	2,1747	-90,

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0,1942	16,8398	2266,5816	0,	0,	0,
Moment	-66,5151	5003,9255	-35,1724	0,	0,	0,

Close Refresh

Efforts repris par portique poteaux, poutres selon Ey

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	29,4025	1,37	0
End Point	-9,2891	1,37	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10,0567	1,37	1,7886	180,

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-654,1074	-0,0197	1,574	0,	0,	0,
Moment	0,0622	-3288,016	1,4337	0,	0,	0,

Close Refresh

Efforts repris par les voiles selon Ex.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	1,48	19,7043	0
End Point	1,48	-4,1594	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	1,48	7,7725	2,1361	-90,

Include  Floors  Beams  Braces  Columns  Walls  Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	15,5663	4,9042	1759,1678	0,	0,	0,
Moment	-18,8279	770,1651	-1,2975	0,	0,	0,

Close Refresh

Efforts repris par les voiles selon Ey.

**Calcul les efforts repris par portique (poteaux ; poutres) et par voiles selon l'efforts repris par l'ensembles des élément :**

**Sens XX :**

Efforts globale : 720,533KN

Effort repris par les portique : 66,4256KN

Effort repris par voiles : 654,1074KN

720,533  $\longrightarrow$  100%

66,4256  $\longrightarrow$  x

Le pourcentage de l'effort donné par le portique est : 9,21%

Le pourcentage de l'effort donné par les voiles : 90,78%

**Sens YY:**

Efforts globale est : 15,7605KN

Efforts repris par les portiques : 0,1942KN

Efforts repris par les voiles : 15,5643KN

Le pourcentage de l'effort donné par le portique est : 1,23%

Le pourcentage de l'effort donné par les voiles : 98,75%

**Calcul des déplacements relatifs (RPA 99, modifié 2003, Art 4.4.3) :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R\delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$

$$\delta_{ek} = \frac{T_k}{\sum R_{ik}}$$

$R$  : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau k-1 est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

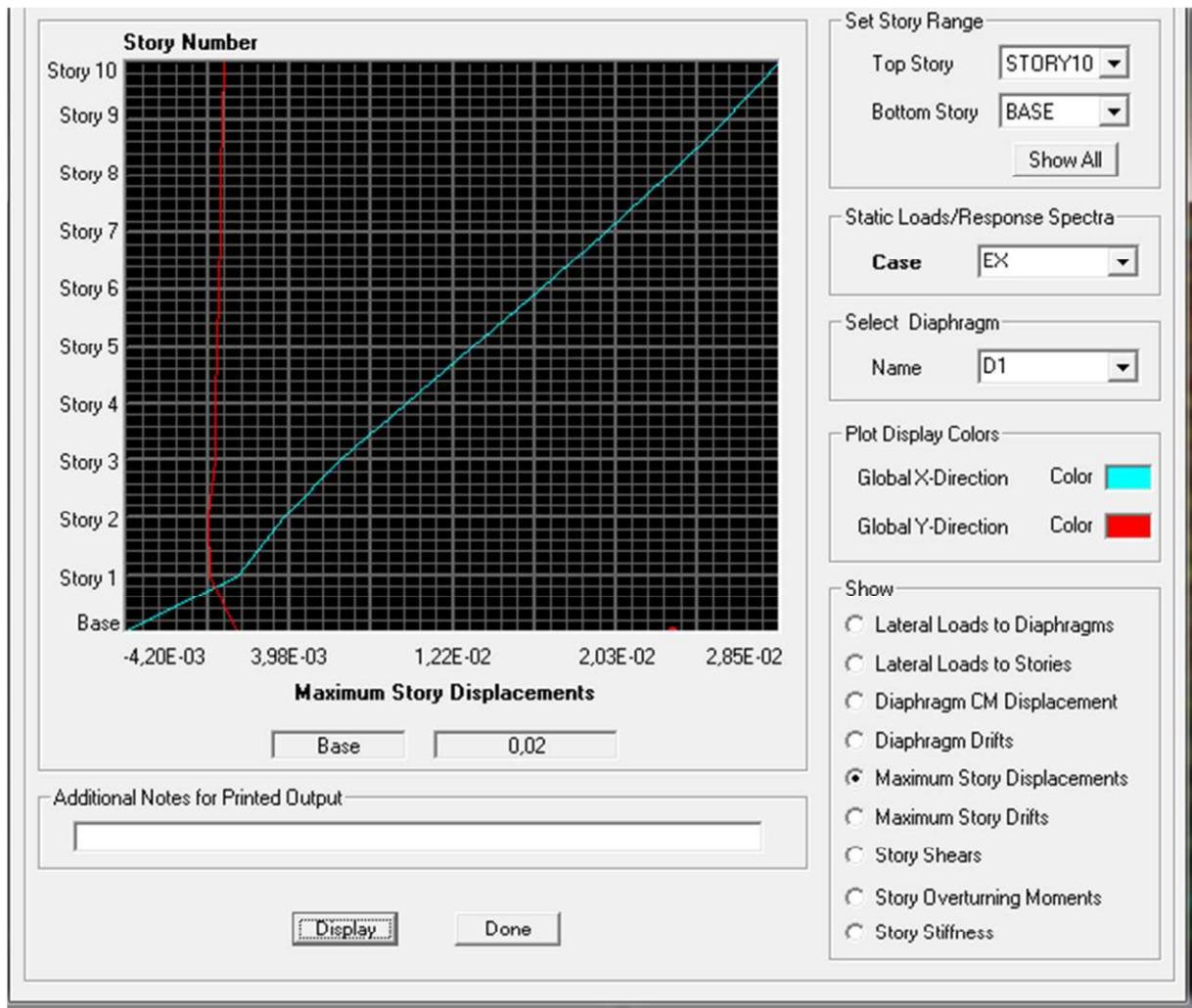
Les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui sont adjacents, ne doit pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage **(RPA 99, modifié 2003, Art 5.10)**

**Vérification des déplacements selon l'ETABS :**

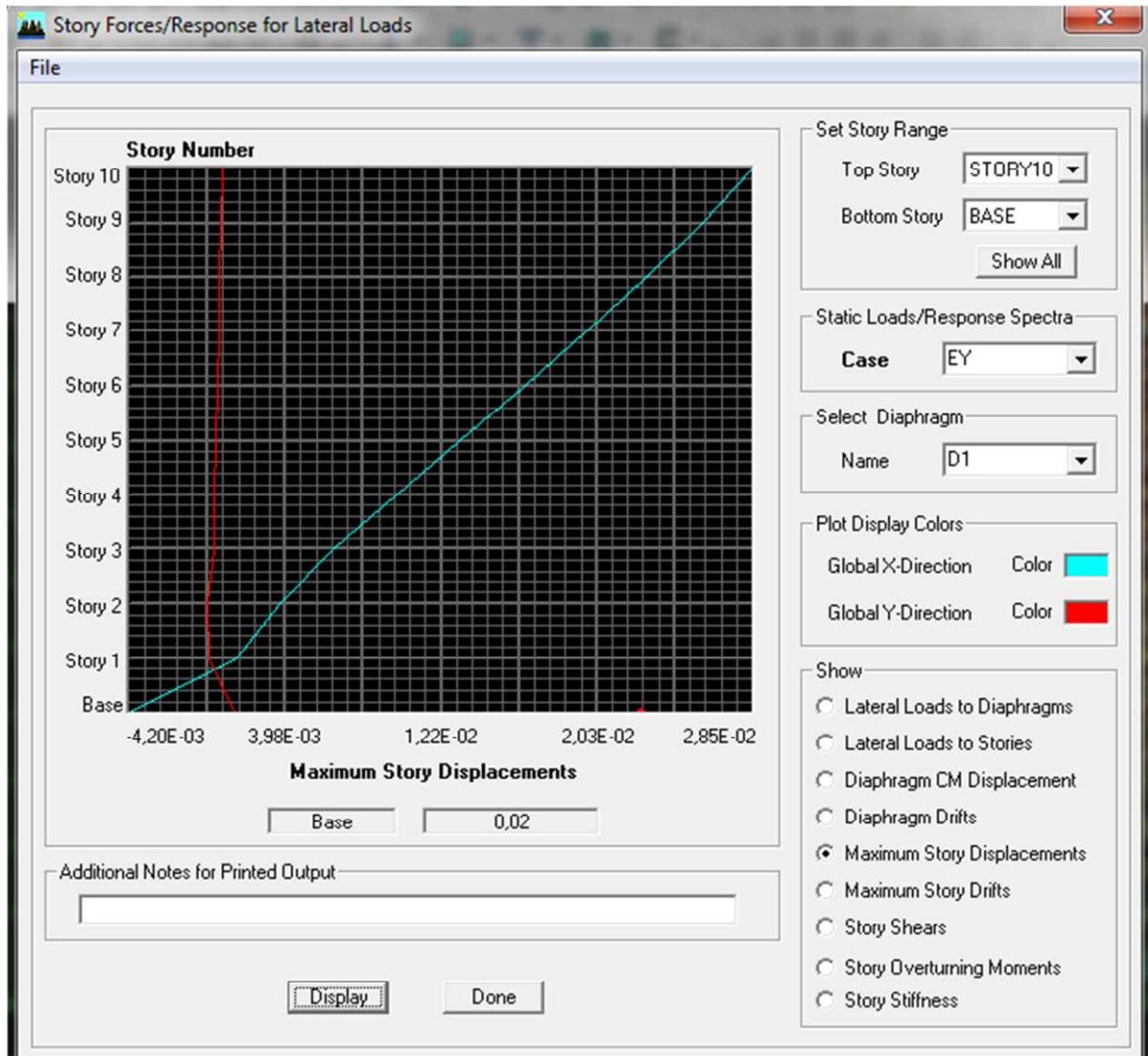
**Vérification du déplacement max :**

$$e_x \text{ et } e_y < f = \frac{H}{500}$$

Les résultats des déplacements donnés par le logiciel sont les suivants :



**Vérification des déplacements selon Ex**



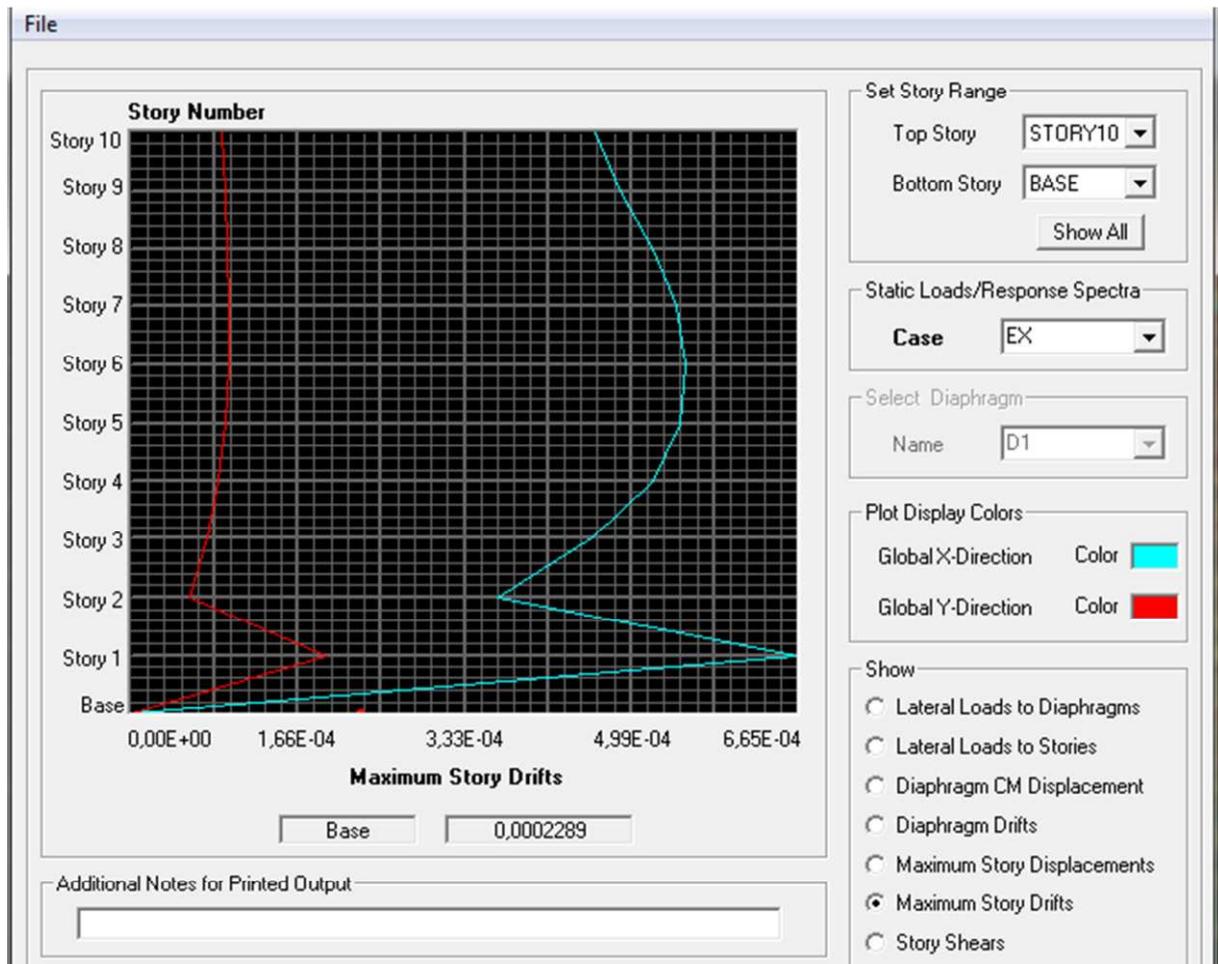
**Vérification des déplacements selon Ey**

**Vérifications des résultats des déplacements Max :**

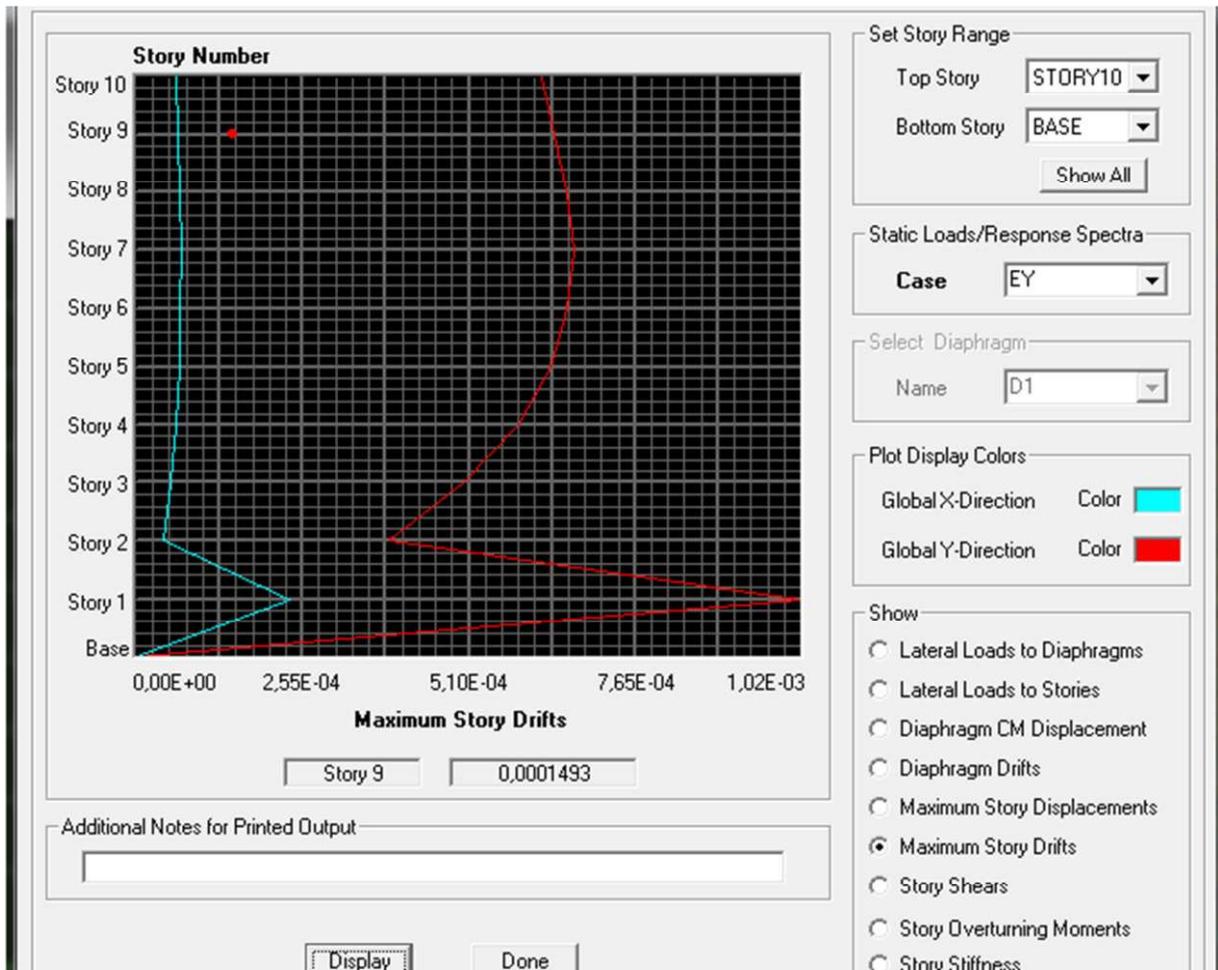
On a bien :  $e_x = e_y = 0,02m < f = \frac{H}{500} = \frac{31,62}{500} = 0,063m$  ( pour le dernier niveau : story 10).

Donc le déplacement maximum est vérifié

Vérification du déplacement Inter-étage Relatif selon RPA :



Vérification du déplacement relatif inter-étage selon Ex



**Vérification du déplacement relatif inter-étage selon Ey**

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	Déplacement (ETABS)		HAUTEUR	RPA $\leq$ 1%h	OBS
	EX X	EY Y			
étage 9	0,0129	0,0002	3,06	0,0306	Vérifié
étage 8	0,0117	0,0001	3,06	0,0306	Vérifié
étage 7	0,0103	0,0001	3,06	0,0306	Vérifié
étage 6	0,0089	0,0001	3,06	0,0306	Vérifié
étage 5	0,0074	0,0001	3,06	0,0306	Vérifié
étage 4	0,0059	0,0001	3,06	0,0306	Vérifié
étage 3	0,0044	0	3,06	0,0306	Vérifié
étage 2	0,0029	0	3,06	0,0306	Vérifié
étage 1	0,0016	0	3,06	0,0306	Vérifié
RDC	0,0006	0	4,08	0,0408	Vérifié

**Tableau : Vérification les déplacements relatifs.**

**Ferraillage des portiques :**

**VI.1.Ferraillage des poutres :**

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Le ferraillage des poutres sera déterminé en flexion des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{matrix} G+Q+E \\ 0,8G+E \end{matrix} \right\} \longrightarrow \text{Aux appuis}$$

$$1,35G+1,5G \longrightarrow \text{En travées}$$

**VI.1.1.Calcul des armatures à l'ELU :**

**Armatures longitudinales :** elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

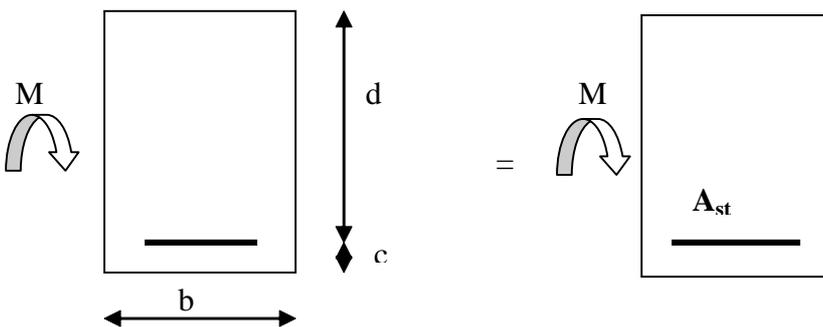
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec :  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2\text{MPa}$

Pour les feE400 on a :  $\mu_1=0,392$

**1<sup>er</sup> cas :**

$\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$  les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $\rightarrow A_{sc}=0$



$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

Avec :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$

$\gamma_s=1,5 \rightarrow$  Cas général.

$\gamma_s = 1,15 \rightarrow$  Cas accidentel.

$f_e=400\text{MPa}$

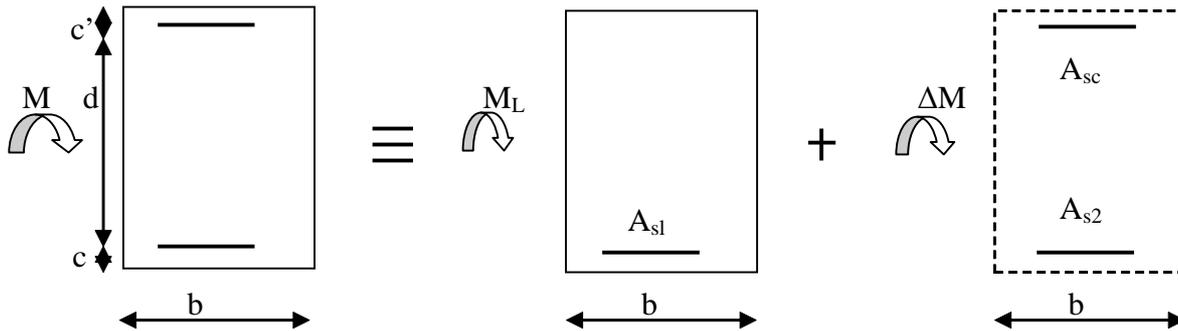
$A_{st}$  : section d'acier tendue

$d$  : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendues

2<sup>ème</sup> cas :

$\mu \geq \mu_c = 0,392$  □ la section est doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st}=A_{s1}+A_{s2}=\frac{M_l}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \quad \text{avec: } \sigma_{sc}=\frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{sc}}$$

**Remarque :**

**En situation courante :**

$$\left. \begin{matrix} \gamma_s=1,15 \\ \gamma_b=1,15 \end{matrix} \right\} \longrightarrow f_{bc}=14,2\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa}$$

**En situation accidentelle :**

$$\left. \begin{matrix} \gamma_s=1 \\ \gamma_b=1,15 \end{matrix} \right\} \longrightarrow f_{bc}=18,48\text{MPa} ; \sigma_s=400\text{MPa}$$

**Recommandation du RPA :**

**1) Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

$A_{min}=0,5\% b h$  dans la section.

-Poutres principales de (30×35) :  $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires de (30×35) :  $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

4% b h : en zone courante

6% b h : en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement et de **40Ø** en zone **IIa**.

Poutres principales de (30×35) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = \mathbf{42 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = \mathbf{63 \text{ cm}^2}$$

Poutres secondaires de (30×35) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = \mathbf{42 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = \mathbf{63 \text{ cm}^2}$$

## 2) Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, \text{HA12}\right) \quad \text{En zone nodale et en travée}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

1. Sens y-y : Les poutres principales

En travée :

Niveau	comb	M <sub>max</sub> (KNm)	μ	obs	β	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	ferraillage	A <sub>s</sub> adoptée
9 <sup>eme</sup>	ELU	25,54	0,076	SSA	0,960	2,73	5,25	3HA14+2HA10	6 ,19
8 <sup>eme</sup>	ELU	23,60	0,050	SSA	0,974	2,10	5,25	3HA14+2HA10	6 ,19
7 <sup>eme</sup>	ELU	23,34	0,050	SSA	0,974	2,08	5,25	3HA14+2HA10	6 ,19
6 <sup>eme</sup>	ELU	23,18	0,049	SSA	0,9745	2,07	5 ,25	3HA14+2HA10	6 ,19
5 <sup>eme</sup>	ELU	22,31	0,031	SSA	0,9845	1,71	5,25	3HA14+2HA10	6 ,19
4 <sup>eme</sup>	ELU	21,67	0,030	SSA	0,985	1,66	5,25	3HA14+2HA10	6 ,19
3 <sup>eme</sup>	ELU	21,55	0,030	SSA	0,985	1,65	5,25	3HA14+2HA10	6 ,19
2 <sup>eme</sup>	ELU	21,01	0,020	SSA	0,990	1,41	5,25	3HA14+2HA10	6 ,19
1 <sup>er</sup>	ELU	21,85	0,020	SSA	0,990	1,47	5,25	3HA14+2HA10	6 ,19
RDC	ELU	20,70	0,019	SSA	0,9905	1,39	5,25	3HA14+2HA10	6 ,19

Tableau VI.1.1 : Ferraillage des poutres principales à l'ELU (en travée)

Aux appuis :

Niveau	comb	M <sub>max</sub> (KNm)	μ	obs	β	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	ferraillage	A <sub>s</sub> adoptée
9 <sup>eme</sup>	G+Q±E	53,96	0,161	SSA	0,9115	6,07	5,25	3HA14+2HA12	6,88
8 <sup>eme</sup>	G+Q±E	64,17	0,138	SSA	0,925	6,04	5,25	3HA14+2HA12	6,88
7 <sup>eme</sup>	G+Q±E	65,29	0,140	SSA	0,924	6,15	5,25	3HA14+2HA12	6,88
6 <sup>eme</sup>	G+Q±E	65,36	0,140	SSA	0,924	6,15	5 ,25	3HA14+2HA12	6,88
5 <sup>eme</sup>	G+Q±E	66,84	0,090	SSA	0,953	5,30	5,25	3HA14+2HA12	6,88
4 <sup>eme</sup>	G+Q±E	67,93	0,094	SSA	0,951	5,40	5,25	3HA14+2HA12	6,88
3 <sup>eme</sup>	G+Q±E	63,90	0,089	SSA	0,9535	5,06	5,25	3HA14+2HA12	6,88
2 <sup>eme</sup>	G+Q±E	58,90	0,056	SSA	0,971	4,05	5,25	3HA14+2HA12	6,88
1 <sup>er</sup>	G+Q±E	52,07	0,049	SSA	0,9745	3,57	5,25	3HA14+2HA12	6,88
RDC	G+Q±E	63,89	0,060	SSA	0,969	4,40	5,25	3HA14+2HA12	6,88

Tableau VI.1.2 : Ferraillage des poutres principales à (G+Q±E) (aux appuis)

## 2. Sens x-x: Les poutres secondaires

En travée :

Niveau	comb	$M_{\max}$ (KNm)	$\mu$	obs	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	$A_s$ adoptée
9 <sup>eme</sup>	ELU	32,25	0,096	SSA	0,949	3,48	5,25	3HA14+2HA10	6 ,19
8 <sup>eme</sup>	ELU	41,76	0,090	SSA	0,953	3,81	5,25	3HA14+2HA10	6 ,19
7 <sup>eme</sup>	ELU	41,88	0,090	SSA	0,953	3,82	5,25	3HA14+2HA10	6 ,19
6 <sup>eme</sup>	ELU	38,18	0,082	SSA	0,957	3,47	5 ,25	3HA14+2HA10	6 ,19
5 <sup>eme</sup>	ELU	35,64	0,049	SSA	0,9745	2,76	5,25	3HA14+2HA10	6 ,19
4 <sup>eme</sup>	ELU	34,00	0,047	SSA	0,9755	2,63	5,25	3HA14+2HA10	6 ,19
3 <sup>eme</sup>	ELU	28,12	0,039	SSA	0,9805	2,16	5,25	3HA14+2HA10	6 ,19
2 <sup>eme</sup>	ELU	22,14	0,021	SSA	0,9895	1,49	5,25	3HA14+2HA10	6 ,19
1 <sup>er</sup>	ELU	17,67	0,016	SSA	0,992	1,19	5,25	3HA14+2HA10	6 ,19
RDC	ELU	10,18	0,009	SSA	0,9955	0,68	5,25	3HA14+2HA10	6 ,19

Tableau VI.1.3 : Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU (en travée)

Aux appuis :

Niv	Comb	M <sub>max</sub> (KN.m)	μ	Obs	β	A <sub>s</sub> cal (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> cm <sup>2</sup>	Ferrailage	Aadop (cm <sup>2</sup> )
9 <sup>eme</sup>	Nappe sup (G+Q±E)	64,99	0,194	SSA	0,891	7,48	5,25	3HA14+3HA14	9,24
	Nappe inf (0,8G±E)	52,38	0,156	SSA	0,915	4,98	5,25	3HA14+2HA12	6,88
8 <sup>eme</sup>	Nappe sup (G+Q±E)	75,57	0,162	SSA	0,911	7,22	5,25	3HA14+3HA14	9,24
	Nappe inf (0,8G±E)	60,46	0,130	SSA	0,930	5,66	5,25	3HA14+2HA12	6,88
7 <sup>eme</sup>	Nappe sup (G+Q±E)	78,37	0,168	SSA	0,907	7,52	5,25	3HA14+3HA14	9,24
	Nappe inf (0,8G±E)	64,17	0,138	SSA	0,925	6,04	5,25	3HA14+2HA12	6,88
6 <sup>eme</sup>	Nappe sup (G+Q±E)	78,70	0,169	SSA	0,9065	7,55	5,25	3HA14+3HA14	9,24
	Nappe inf (0,8G±E)	66,54	0,143	SSA	0,9225	6,28	5,25	3HA14+2HA12	6,88
5 <sup>eme</sup>	Nappe sup (G+Q±E)	79,73	0,111	SSA	0,941	6,40	5,25	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	69,54	0,096	SSA	0,949	5,54	5,25	3HA14+2HA12	6,88
4 <sup>eme</sup>	Nappe sup (G+Q±E)	79,97	0,111	SSA	0,941	6,42	5,25	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	71,19	0,099	SSA	0,9475	5,68	5,25	3HA14+2HA12	6,88
3 <sup>eme</sup>	Nappe sup (G+Q±E)	76,19	0,106	SSA	0,944	6,10	5,25	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	68,54	0,095	SSA	0,950	5,45	5,25	3HA14+2HA12	6,88
2 <sup>eme</sup>	Nappe sup (G+Q±E)	70,15	0,066	SSA	0,966	4,85	5,25	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	63,94	0,060	SSA	0,969	4,40	5,25	3HA14+2HA12	6,88
1 <sup>eme</sup>	Nappe sup (G+Q±E)	60,85	0,057	SSA	0,9705	4,19	5,25	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	55,82	0,053	SSA	0,9725	3,83	5,25	3HA14+2HA12	6,88
RDC	Nappe sup (G+Q±E)	47,25	0,044	SSA	0,978	3,22	5,25	3HA14+2HA12	6,88
	Nappe inf (0,8G±E)	39,74	0,037	SSA	0,9815	2,70	5,25	3HA14+2HA12	6,88

Tableau VI.1.4 : Ferrailage des poutres secondaires (G+Q+E) et (0,8G+E) (aux appuis)

**VI.1.2. Vérifications à L'ELU :**

**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Poutres principales de (30×35) cm<sup>2</sup>:  $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 < 6,19 \text{cm}^2 \Rightarrow$  vérifiée

Poutres secondaires de (30×35) cm<sup>2</sup>:  $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,19 < 6,19 \text{cm}^2 \Rightarrow$  vérifiée

**b) Justification de l'effort tranchant :**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

- Poutres principales  $\tau_u = \frac{89,38 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,33} = 0,90 \text{MPa.}$

- Poutres secondaires  $\tau_u = \frac{64,66 \cdot 10^{-3}}{0,3 \cdot 0,33} = 0,65 \text{MPa.}$

**c) Vérification de la tangente du béton :(5 1 211 /BAEL91)**

la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,2 \times 25 / 1,5 ; 5 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa}$$

- Poutres principales  $\tau_u = 0,90 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

- Poutres secondaires  $\tau_u = 0,65 \text{MPa} < 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

**Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

Au droit d'un appui ou existe un, ou existe M, la section (A) des armatures inferieures doit être

telle que l'on ait :  $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$

Et ces armatures doivent être ancrées au delà de nu de l'appui pour pouvoir équilibrer un effort

égal a  $\left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$

$M_u$  : étant pris avec son signe, généralement négatif, et  $T_u$  effort tranchant a droite l'appui étant

normalement positif, si on a :  $\left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0$

<p>- Poutres principales : <math>79,22 - \frac{59,26}{0,9 \cdot 0,33} = -120,30 &lt; 0</math></p> <p>- Poutres secondaires : <math>86,4 - \frac{69,52}{0,9 \cdot 0,33} = -147,67 &lt; 0</math></p>	}	<p>Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.</p>
--	---	---

$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \cdot \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{e28}}{\gamma_b}$

- Poutres principales :  $T_u = 79,22 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \cdot \frac{0,9 \cdot 33 \cdot 30 \cdot 2,5}{1,5} = 594 \text{KN} .$

- Poutres secondaires :  $T_u = 86,4 \text{KN} < \bar{T}_u = 0,4 \cdot \frac{0,9 \cdot 33 \cdot 30 \cdot 2,5}{1,5} = 594 \text{KN} .$

**d) Vérification de la contrainte d'adhérence :**

**(Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)**

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

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

Avec :  $\Psi = 1,5$  Pour les aciers HA.

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

- Poutres principales :  $\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{79,22 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 330 \cdot (3 \cdot 16) \cdot \pi} = 1,76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$

- Poutres secondaires :  $\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{64,66 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 330 \cdot (6 \cdot 14) \cdot \pi} = 0,82 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$

**Conclusion** : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

**c) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$$

Pour les T<sub>12</sub> : l<sub>s</sub> = 42,32cm

Pour les T<sub>14</sub> : l<sub>s</sub> = 49,39cm

Pour les T<sub>16</sub> : l<sub>s</sub> = 56,43cm.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : 0,4 l<sub>s</sub>, pour les aciers HA.

Pour les Φ12 : l<sub>a</sub> = 16,92cm.

Pour les Φ14 : l<sub>a</sub> = 19,75cm.

Pour les Φ16 : l<sub>a</sub> = 22,57cm.

**e) Calcul des armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (1 ; 1,2 ; 3) \text{ où } \Phi_1 \text{ est le plus petit diamètre utilisé dans le ferraillage.}$$

Soit Φ<sub>t</sub> = 8mm

Soit A<sub>t</sub> = 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

**f) Calcul des espacements :**

- **Zone nodale :**  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_1\right) = \min\{ 8,75 ; 12 \}$

$$S_t = 7\text{cm}$$

- **Zone courante :**  $S_t' \leq \frac{h}{2} = 17,5\text{cm}$

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

**1) Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 7 \times 30 = 0,63\text{cm}^2$$

$$A_t > A_t^{\min} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**VI.1.3.Vérification à l'ELS :**

**a) Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**b) Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$  ( $A_s$  : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul :  $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	$M_s$ (KN m)	$A_s$ adoptée	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
9	18,60	6,19	0,736	0,876	25,32	122,50	4,83	15	vérifiée
8	17,13	6,19	0,625	0,8835	27,94	94,91	3,39	15	vérifiée
7	16,95	6,19	0,625	0,8835	27,94	93,92	3,36	15	vérifiée
6	16,83	6,19	0,625	0,8835	27,94	93,25	3,33	15	vérifiée
5	16,20	6,19	0,465	0,8966	33,37	76,81	2,30	15	vérifiée
4	15,73	6,19	0,465	0,8966	33,37	74,58	2,23	15	vérifiée
3	15,65	6,19	0,465	0,8966	33,37	74,20	2,22	15	vérifiée
2	15,25	6,19	0,359	0,907	38,76	63,16	1,62	15	vérifiée
1	15,95	6,19	0,359	0,907	38,76	66,06	1,70	15	vérifiée
RDC	15,03	6,19	0,359	0,907	38,76	62,25	1,60	15	vérifiée

**Tableau VI.1.5 : Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS**

Niveau	$M_s$ (KN m)	$A_s$ adoptée	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
9	33,82	6,88	0,819	0,868	23,61	214,35	9,07	15	vérifiée
8	40,85	6,88	0,694	0,8787	26,22	204,76	7,80	15	vérifiée
7	39,44	6,88	0,694	0,8787	26,22	197,69	7,53	15	vérifiée
6	37,59	6,88	0,694	0,8787	26,22	188,42	7,18	15	vérifiée
5	34,97	6,88	0,517	0,892	31,30	149,95	4,79	15	vérifiée
4	33,76	6,88	0,517	0,892	31,30	144,76	4,62	15	vérifiée
3	30,94	6,88	0,517	0,892	31,30	132,67	4,23	15	vérifiée
2	27,2	6,88	0,400	0,9018	36,28	101,95	2,81	15	vérifiée
1	35,32	6,88	0,400	0,9018	36,28	132,38	3,64	15	vérifiée
RDC	43,24	6,88	0,400	0,9018	36,28	162,07	4,46	15	vérifiée

**Tableau VI.1.6 : Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS**

Niveau	$M_s$ (KN m)	$A_s$ adoptée	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
9	23,45	6,19	0,736	0,876	25,32	154,45	6,09	15	vérifiée
8	30,37	6,19	0,625	0,8835	27,94	168,28	6,02	15	vérifiée
7	30,45	6,19	0,625	0,8835	27,94	168,72	6,03	15	vérifiée
6	27,75	6,19	0,625	0,8835	27,94	153,76	5,50	15	vérifiée
5	25,91	6,19	0,465	0,8966	33,37	122,85	3,68	15	vérifiée
4	24,71	6,19	0,465	0,8966	33,37	117,16	3,51	15	vérifiée
3	20,43	6,19	0,465	0,8966	33,37	96,87	2,90	15	vérifiée
2	16,08	6,19	0,359	0,907	38,76	66,60	1,71	15	vérifiée
1	12,83	6,19	0,359	0,907	38,76	53,14	1,37	15	vérifiée
RDC	7,39	6,19	0,359	0,907	38,76	30,61	0,789	15	vérifiée

Tableau VI.1.7 : Vérification du ferraillage des poutres secondaires en travée à l'ELS

Niveau	$M_s$ (KN m)	$A_s$ adoptée	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
9	45,74	9,24	0,933	0,864	21,76	173,61	7,97	15	vérifiée
8	50,6	9,24	0,933	0,864	21,76	192,06	8,82	15	vérifiée
7	48,91	9,24	0,933	0,864	21,76	185,65	8,53	15	vérifiée
6	45,21	6,88	0,694	0,8787	26,22	226,61	8,64	15	vérifiée
5	41,23	6,88	0,517	0,892	31,30	176,79	5,64	15	vérifiée
4	37,82	6,88	0,517	0,892	31,30	162,17	5,18	15	vérifiée
3	31,91	6,88	0,517	0,892	31,30	136,83	4,37	15	vérifiée
2	25,21	6,88	0,400	0,9018	36,28	94,49	2,60	15	vérifiée
1	24,13	6,88	0,400	0,9018	36,28	90,44	2,49	15	vérifiée
RDC	31,22	6,88	0,400	0,9018	36,28	117,02	3,22	15	vérifiée

Tableau VI.1.8 : Vérification du ferraillage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS

**VI.1.4. Vérification de la flèche :**

**a) Sens transversal (poutres principales) :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{35}{360} = 0,097 \geq \frac{18,60}{10 \times 31,10} = 0,059 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{35}{360} = 0,097 \geq 0,062 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{400} ; \frac{6,19}{30,33} = 0,0062 \leq 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc on va pas procéder au calcul de la flèche.

**b) Sens longitudinal (poutres secondaires) :**

$$f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{4E_v \cdot I_{fv}}$$

avec L : portée de la console (L=3,50m)

$E_v$  : module de déformation longitudinal différée ( $E_v = 10818,87 \text{ MPa}$ )

Avec :  $E_v = 3700(f_{cj})^{1/3}$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + 0,4 \cdot \lambda_v \cdot \mu} ; \quad \lambda_v = \frac{0,05 f_{t28}}{\rho \left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; \quad \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$I_0$  : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène passant par son c.d.g.

$B_0$  : Section homogénéisée

$S_x$  : Moment statique de fibre supérieure non fissure dans la partie tendue.

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A = 30 \cdot 35 + 15 \cdot 6,19$$

$$B_0 = 1142,85 \text{ cm}^2$$

$$S_x = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot d \cdot A$$

$$S_x = \frac{30 \cdot (35)^2}{2} + 15 \cdot 33 \cdot 6,19$$

$$S_x = 21439,05 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_x}{B} = \frac{21439,05}{1142,85} \rightarrow V_1 = 18,75 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 18,75 \rightarrow V_2 = 16,25 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A \cdot (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{30}{3} [(18,75)^3 + (16,25)^3] + 15 \cdot 6,19 \cdot (16,25 - 3)^2$$

$$I_0 = 125129,10 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} = \frac{6,19}{30 \cdot 33} \rightarrow \rho = 0,0058$$

$$\lambda_v = \frac{0,05 \cdot 2,1}{0,0058 \left( 2 + 3 \frac{30}{30} \right)} \rightarrow \lambda_v = 0,36$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0058 \cdot 201,63 + 2,1} \rightarrow \mu = 0,54$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot 125129,10}{1 + 0,4 \cdot 0,36 \cdot 0,54} \rightarrow I_{fv} = 127711,18 \text{ cm}^4$$

$$\text{d'où : } f_v = \frac{30,45 \cdot 10^5 (350)^2}{4 \cdot 10818,87 \cdot 10^2 \cdot 127711,18} \rightarrow f_v = 0,674 \text{ cm}$$

La flèche admissible :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{350 \text{ cm}}{500} \rightarrow \bar{f} = 0,700 \text{ cm}$

$$f_v < \bar{f}$$



Condition vérifiée.

**Conclusion :** la flèche est vérifiée

**Disposition des armatures :**

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

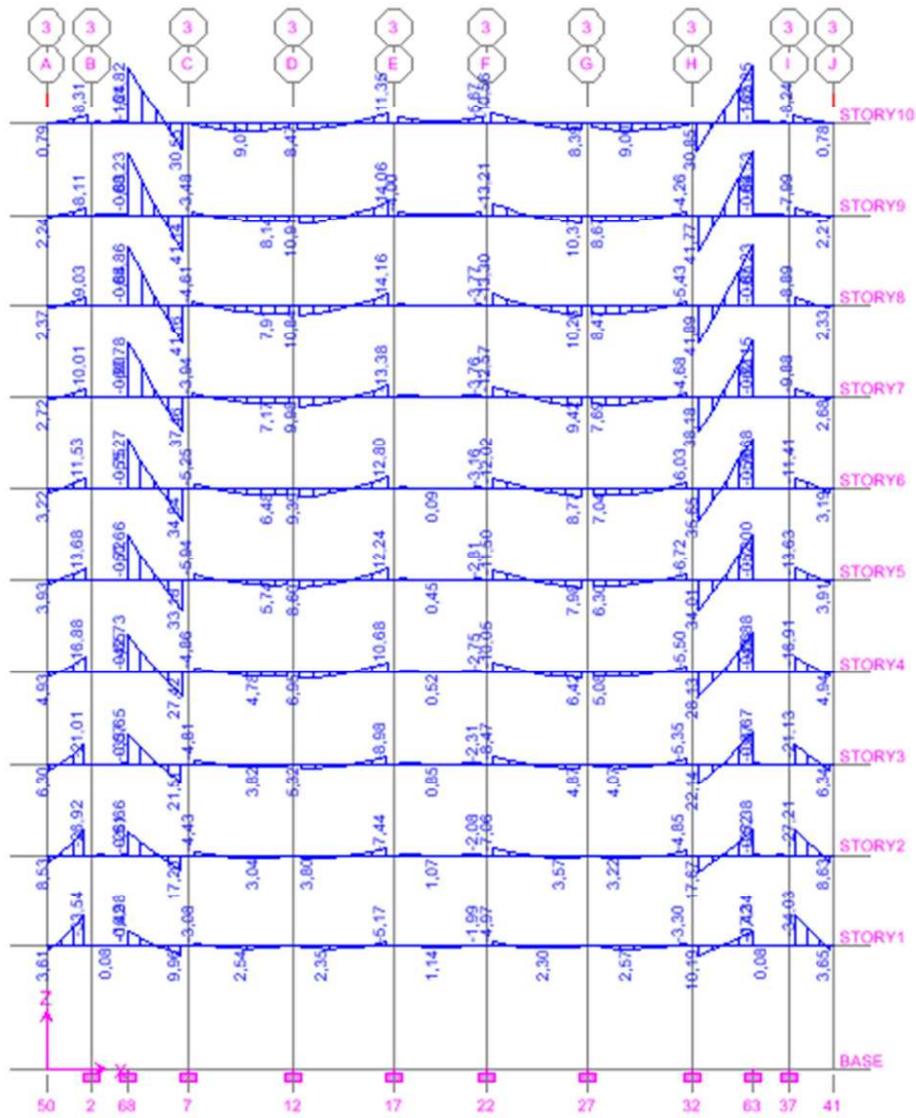


Figure VI.1 : Exemple du Moment 3-3 des poutres, axe2

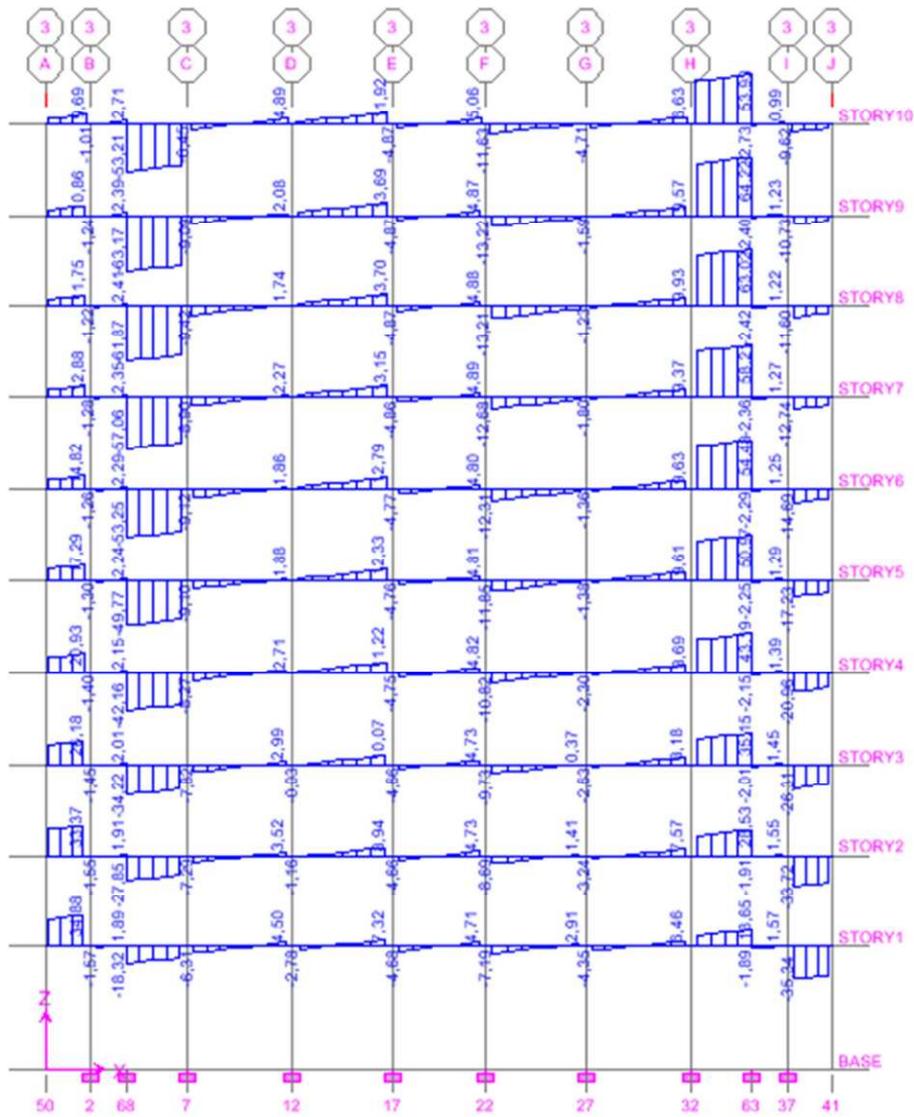


Figure VI.2 : Exemple de l'effort tranchant des poutres, axe 2

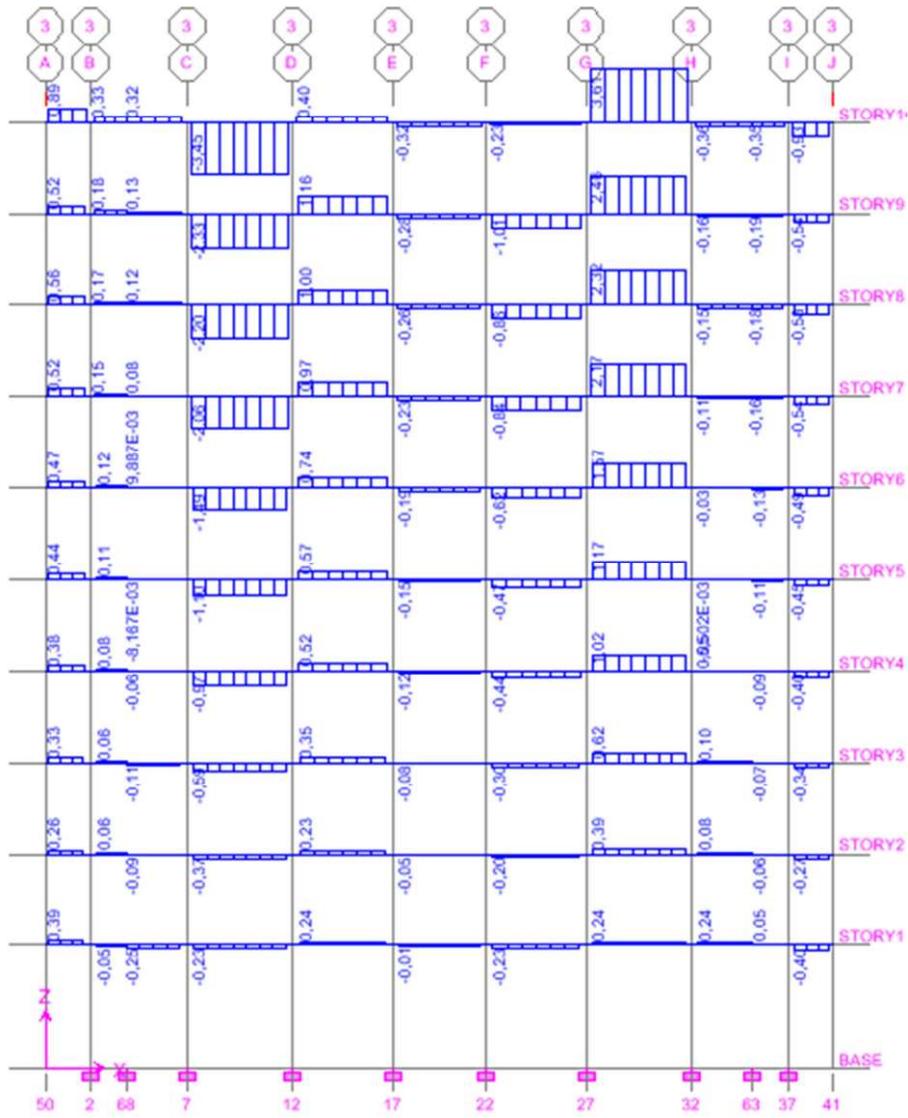


Figure VI.3: Exemple de la torsion aux poutres, axe2

## Ferrailage des voiles :

### VIII.1.Introduction :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous un effort normal résultant des combinaisons efforts dus aux forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Pour cela, nous avons divisé notre structure en quatre zones de calcul :

- **Zone I** → R.D.C, 1er étage, 2<sup>ème</sup> étage
- **Zone II** → 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étage et 5<sup>ème</sup> étage
- **Zone III** → 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup> et 8<sup>ème</sup> étage
- **Zone V** → 9<sup>ème</sup> étage
- **Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon le RPA 99révisé 2003} \quad \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait pour une bande largeur (d).

### 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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier :  $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour par bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_c}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus de 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

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des

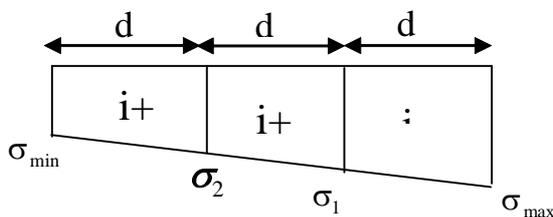
Diagrammes des contraintes obtenues

**VIII.2.Armatures verticales :**

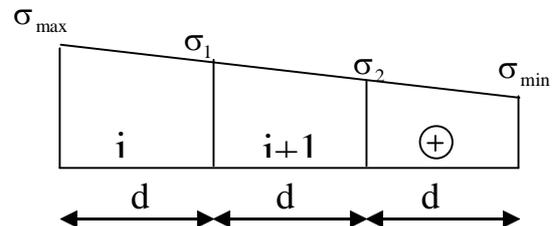
**VIII.2.1.Section entièrement comprimée et entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \quad \text{Avec : } e : \text{ épaisseur du voile}$$



**Figure VIII-1 :** diagramme d'une section entièrement tendue



**Figure VIII-2 :** diagramme d'une section entièrement comprimée

**a) Pour une section entièrement comprimée**

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

$B$  : section du voile et  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  : contrainte de l'acier.

• **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

**b) Pour une Section entièrement tendue**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Armatures minimales :**

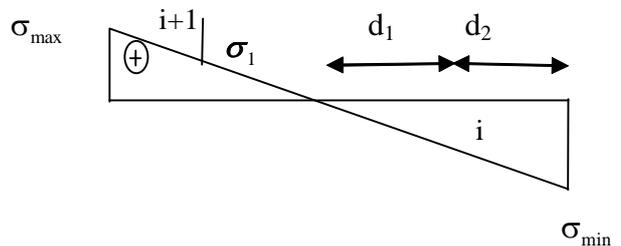
$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0,15\%B \right\}$$

**VIII.2.1.1. Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$



**a) Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \max \left\{ \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0,15\%B \right\}$$

**b) Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

- [BAEL 91] :  $A_h \geq \frac{A_v}{4}$

- [RPA 99/2003] :

$A_h \geq 0,15\% B$  .....Globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0,10\% B$  .....En zone courante

B : Section du béton

$A_v$  : Section d'armature verticale.

**c) Armature de couture :**

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 :

$$A_{vj} = 1 \cdot 1 \frac{\bar{T}}{f_e} \text{ avec } \bar{T} = 1,4 T$$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**d) Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingle 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 RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

**e) Armature pour les potelets :**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un Potelet.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent au moins à 4 HA10 (RPA 99).

Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

- **Dispositions constructives :**

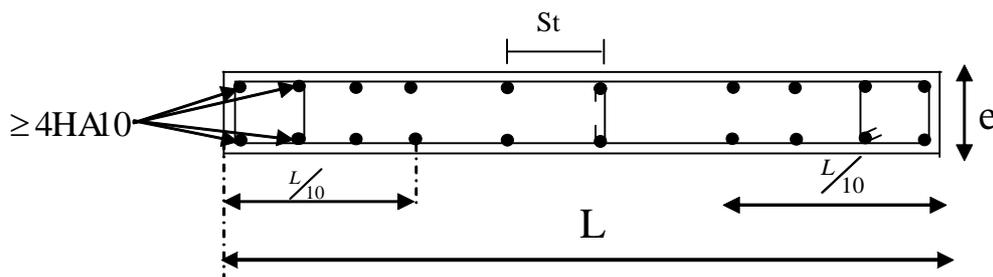
**-Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

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.



**-Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à : ..... Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{mm}$$

**VIII.3.Vérification :****1) Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il est considéré :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_s$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée (verticales).

**a) Vérification de la contrainte de cisaillement :****-Selon le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b = \frac{T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$T = 1.4 \cdot T_{u,\text{calcul}}$$

Avec :

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

$e$  : Epaisseur du linteau ou du voile.

-Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa. Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

- Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile (VT1, VT2, VT5, VT6) dans la zone I:

Caractéristiques géométriques :

$$L = 3,20\text{m}, \quad e = 0,20 \text{ m}, \quad V = V' = L/2 = 1,6\text{m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,2 \times 3,2^3}{12} = 0,546\text{m}^4$$

$$B = e \times L = 0,2 \times 3,2 = 0,64 \text{ m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 3080,35\text{KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -6573,77\text{KN/m}^2 \end{array} \right\} \text{ La section est partiellement comprimée (SPC)}$$

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 1,02\text{m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 3,2 - 1,02 = 2,18 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

a) Calcul de la longueur (d) :

$$\text{Avec } d \leq \min\left(\frac{h_c}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) = 0,68\text{m}$$

Soit un tronçon  $d_1 = 0,68 \text{ m}$  ;  $d_2 = 2,18 - 0,68 = 1,5\text{m}$

**b) Détermination des armatures :****1<sup>ère</sup> bande : d= 0,68 m**

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d_1)\sigma_{max}}{l_t} = \frac{(2,18 - 0,68)3080,35}{2,18} = 2119,50 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 353,58 \text{ KN}$$

**1. Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{563,05 \cdot 10}{348} = 10,16 \text{ cm}^2$$

**2. Section minimale :**

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,015B \right\}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{0,64 \cdot 2,1 \cdot 10^4}{400}; 0,015 \cdot 0,64 \cdot 10^4 \right\} = 33,6 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_{v1}$  donc on doit ferrailer avec  $A_{v1} = 10,16 \text{ cm}^2$

**2<sup>ème</sup> bande : d=1,5 m**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{2119,50 \cdot 1,5 \cdot 0,2}{2} = 317,92 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{317,92 \cdot 10}{348} = 9,13 \text{ cm}^2$$

**1. Section minimale :**

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,015B \right\}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{0,64 \cdot 2,1}{400}; 0,015 \cdot 0,64 \right\} 10^4 = 33,6 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_{v2}$  donc on doit ferrailer avec  $A_{v2} = 9,13 \text{ cm}^2$

## 2. Armatures de coutures :

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

**1<sup>ère</sup> bande** : 22HA14 = 33,86 cm<sup>2</sup> par rapport à d<sub>1</sub> soit: 11HA14 par rapport à une nappe avec un espacement de 9 cm

**2<sup>ème</sup> bande** : 22HA14 = 33,86cm<sup>2</sup> par rapport à d<sub>2</sub> soit: 11HA14 par rapport à une nappe avec un espacement de 9 cm

- **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 :  $A_H \geq \max\left\{\frac{A_v}{4}; 0,15\% B\right\}$

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{33,86}{4} = 8,46 \text{ cm}^2$$

Soit **2×5HA12 = 11,3 cm<sup>2</sup>/ ml** avec : **St = 20 cm**

- **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré. Soit HA8.

### c) Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1,5e, 30\text{cm}\} = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

### d) Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le RPA99

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e d}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot 375,52}{0,2 \cdot 0,9 \cdot 3,2} \cdot 10^{-3} = 0,91 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**D'après le BAEL 91 :**

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

$$\tau_u = \frac{375,52}{0,2 \cdot 0,9 \cdot 3,2} \cdot 10^{-3} = 0,65 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**e) Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1796,53 \cdot 10}{20 \times 320 + 15 \cdot (33,86)} = 7,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,16 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le ferraillage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux.

Ferrailage des voiles longitudinaux VL1 ;VL2 ;VL10 ;VL11 :

Zone		Zone I	ZoneII	ZoneIII	ZoneIV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,60	2,60	2,60	2,60	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	0,52	0,52	0,52	0,52	
solllicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/ m <sup>2</sup> )	1400,31	153,33	1307,44	2104,54	
	$\sigma_{\min}$ (KN/ m <sup>2</sup> )	-5531,06	-2968,08	2862,90	2589,92	
	$\sigma_1$ (KN/ m <sup>2</sup> )	1163 ,54	147,74	903,45	570	
	V <sub>u</sub> (KN)	161,41	124,16	103,97	62,1	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L <sub>t</sub> (m)	2,07	2,47	1,78	1,44	
	L <sub>c</sub> (m)	0,53	0,13	0,82	1,16	
	d <sub>1</sub> (m)	0,35	0,09	0,55	0,77	
	d <sub>2</sub> (m)	1,72	2,38	1,23	0,39	
Ferrillages	N (KN)	N <sub>1</sub>	89,73	2 ,70	121,6	253,43
		N <sub>2</sub>	200,12	35,16	111,12	22,23
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub>	2,57	0,07	3,5	7,28
		A <sub>2</sub>	5,75	1,01	3,2	0,64
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )	6,21	4,78	4,002	2,40	
	A <sub>v1</sub> min(cm <sup>2</sup> )	27,3	27,3	27,3	27,3	
	A <sub>v2</sub> min(cm <sup>2</sup> )	27,3	27,3	27,3	27,3	
	A <sub>1</sub> = A <sub>v1</sub> + A <sub>vi</sub> /4	4,12	1,26	4,50	7,88	
	A <sub>2</sub> = A <sub>v2</sub> + A <sub>vi</sub> /4	7,30	2,21	4,20	1,24	
	A <sub>1</sub> adopté /bande(cm <sup>2</sup> )	2x9HA14 =27,7	2x9HA14 =27,7	2x9HA14=27,7	2x9HA14 =27,7	
	St (cm)	11	11	11	11	
	A <sub>2</sub> adopté /bande (cm <sup>2</sup> )	2x9HA14 =27,7	2x9HA14 =27,7	2x9HA14=27,7	2x9HA14 =27,7	
	St (cm)	11	11	11	11	
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	6,93	6,93	6,93	6,93	
	A <sub>H</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	2x5HA12 =11,3	2x5HA12 =11,3	2x5HA12 =11,3	2x5HA12 =11,3	
	St (cm)	20	20	20	20	
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	4 épingles HA8					
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,48	0,37	0,31	0,18
		$\tau_b$ (MPa)	0,34	0,26	0,22	0,13
	ELS	N <sub>s</sub> (KN)	1688,75	1165,46	666,28	160,48
		$\sigma_b$ (MPa)	3	2,07	1,18	0,28

Ferrailage du voile longitudinal VL5 ;VL6 :

Zone		Zone I	ZoneII	ZoneIII	ZoneIV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,20	3,20	3,20	3,20	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	0,64	0,64	0,64	0,64	
solicitations de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/ m <sup>2</sup> )	1312,73	1131,28	1912,13	3207,78	
	$\sigma_{min}$ (KN/ m <sup>2</sup> )	-6170,13	-3775,79	-3614,45	-3324,44	
	$\sigma_1$ (KN/ m <sup>2</sup> )	1128,75	901,35	1051,72	1180,77	
	V <sub>u</sub> (KN)	327,10	198,28	125,44	110,53	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L <sub>t</sub> (m)	2,64	2,46	2,1	1,63	
	L <sub>c</sub> (m)	0,56	0,74	1,11	1,57	
	d <sub>1</sub> (m)	0,37	0,5	0,73	1,04	
	d <sub>2</sub> (m)	2,27	1,96	1,37	0,6	
Ferrillages	N (KN)	N <sub>1</sub>	90,33	101,63	216,36	456,41
		N <sub>2</sub>	256,23	176,66	144,08	70,85
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub>	2,60	2,92	6,22	13,11
		A <sub>2</sub>	7,36	5,07	4,14	2,04
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,60	7,63	4,83	4,25
	A <sub>v1</sub> min(cm <sup>2</sup> )		33,6	33,6	33,6	33,6
	A <sub>v2</sub> min(cm <sup>2</sup> )		33,6	33,6	33,6	33,6
	A <sub>1</sub> = A <sub>v1</sub> + A <sub>vj</sub> /4		5,75	4,83	7,43	14,17
	A <sub>2</sub> = A <sub>v2</sub> + A <sub>vj</sub> /4		10,51	6,98	5,25	3,10
	A <sub>1</sub> adopté /bande(cm <sup>2</sup> )		2x11HA14 =33,86	2x11HA14 =33,86	2x11HA14 =33,86	2x11HA14=33 ,86
	St (cm)		9	9	9	9
	A <sub>2</sub> adopté /bande (cm <sup>2</sup> )		2x11HA14 =33,86	2x11HA14 =33,86	2x11HA14 =33,86	2x11HA14 =33,86
	St (cm)		9	9	9	9
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		8,46	8,46	8,46	8,46
	A <sub>H</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		2x5HA12 =11,3	2x5HA12 =11,3	2x5HA12 =11,3	2x5HA12 =11,3
	St (cm)		20	20	20	20
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )		4 épingles HA8				
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,79	0,48	0,30	0,27
		$\tau_b$ (MPa)	0,56	0,34	0,22	0,19
	ELS	N <sub>s</sub> (KN)	187 6,39	1365,41	823,31	197,99
		$\sigma_b$ (MPa)	2,72	1,98	1,19	0,28

Ferrailage du voile longitudinal VL3 ,VL4 , VL7 ,VL9 :

Zone		Zone I	ZoneII	ZoneIII	ZoneIV	
Caractéristiques Géométriques	L (m)	1,2	1,2	1,2	1,2	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	0,24	0,24	0,24	0,24	
solllicitations de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/ m <sup>2</sup> )	1545,57	87	353,94	548,16	
	$\sigma_{min}$ (KN/ m <sup>2</sup> )	-5091,8	-2627,96	-1557,16	-2538,49	
	$\sigma_1$ (KN/ m <sup>2</sup> )	1243,17	85,05	299,20	470,64	
	V <sub>u</sub> (KN)	174,33	128,5	82,07	45,76	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L <sub>t</sub> (m)	0,92	1,16	0,97	0,99	
	L <sub>c</sub> (m)	0,28	0,04	0,23	0,21	
	d <sub>1</sub> (m)	0,18	0,026	0,15	0,14	
	d <sub>2</sub> (m)	0,74	1,134	0,82	0,85	
Ferrailages	N (KN)	N <sub>1</sub>	50,19	7,05	9,80	14,26
		N <sub>2</sub>	92	9,64	24,53	40
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub>	1,44	0,20	0,28	0,41
		A <sub>2</sub>	2,64	0,28	0,70	1,15
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	6,71	4,95	3,16	1,76	
	A <sub>v1 min</sub> (cm <sup>2</sup> )	12,6	12,6	12,6	12,6	
	A <sub>v2 min</sub> (cm <sup>2</sup> )	12,6	12,6	12,6	12,6	
	A <sub>1</sub> = A <sub>v1</sub> + A <sub>vj</sub> /4	3,12	1,44	1,07	0,85	
	A <sub>2</sub> = A <sub>v2</sub> + A <sub>vj</sub> /4	4,32	1,52	1,49	1,59	
	A <sub>1</sub> adopté /bande(cm <sup>2</sup> )	2x5HA14 =15,40	2x5HA14 =15,40	2x5HA14 =15,40	2x5HA14 =15,40	
	St (cm)	20	20	20	20	
	A <sub>2</sub> adopté /bande (cm <sup>2</sup> )	2x5HA14 =15,40	2x5HA14 =15,40	2x5HA14 =15,40	2x5HA14 =15,40	
	St (cm)	20	20	20	20	
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	3,85	3,85	3,85	3,85	
	A <sub>H</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	2x4HA12 =9,04	2x4HA12 =9,04	2x4HA12 =9,04	2x4HA12 =9,04	
St (cm)	25	25	25	25		
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	4 épingles HA8					
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	1,13	0,83	0,53	0,29
		$\tau_b$ (MPa)	0,81	0,59	0,38	0,21
	ELS	N <sub>s</sub> (KN)	1867,57	1214,21	643,85	138,32
		$\sigma_b$ (MPa)	7,09	4,62	2,45	0,53

Ferrailage du voile longitudinal VL8

Zone		Zone I	ZoneII	ZoneIII	ZoneIV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,60	1,60	1,60	1,60	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	0,32	0,32	0,32	0,32	
solllicitations de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/ m <sup>2</sup> )	1449,12	26,81	353,94	542,7	
	$\sigma_{min}$ (KN/ m <sup>2</sup> )	-5091,8	-2627,96	-1557,16	-937,24	
	$\sigma_1$ (KN/ m <sup>2</sup> )	1203,70	26,64	300,31	337,21	
	V <sub>u</sub> (KN)	174,33	128,5	82,07	44,78	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L <sub>t</sub> (m)	1,24	1,604	1,32	1,03	
	L <sub>c</sub> (m)	0,36	0,016	0,3	0,59	
	d <sub>1</sub> (m)	0,21	0,01	0,2	0,39	
	d <sub>2</sub> (m)	1,03	1,59	1,12	0,64	
Ferrailages	N (KN)	N <sub>1</sub>	55,71	0,05	13,08	34,32
		N <sub>2</sub>	123,98	4,26	33,63	21,58
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub>	1,60	0,001	0,38	0,98
		A <sub>2</sub>	3,56	0,12	0,96	0,62
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	6,71	4,95	3,16	1,72	
	A <sub>v1 min</sub> (cm <sup>2</sup> )	16,8	16,8	16,8	16,8	
	A <sub>v2 min</sub> (cm <sup>2</sup> )	16,8	16,8	16,8	16,8	
	A <sub>1</sub> = A <sub>v1+</sub> A <sub>vj</sub> /4	3,28	1,24	1,17	1,41	
	A <sub>2</sub> = A <sub>v2+</sub> A <sub>vj</sub> /4	5,24	1,36	1,75	1,05	
	A <sub>1 adopté</sub> /bande(cm <sup>2</sup> )	2x6HA14 =18,46	2x6HA14=18, 46	2x6HA14 =18,46	2x6HA14=18, 46	
	St (cm)	17	17	17	17	
	A <sub>2 adopté</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	2x6HA14 =18,46	2x6HA14=18, 46	2x6HA14=1 8,46	2x6HA14=18, 46	
	St (cm)	17	17	17	17	
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	4,62	4,62	4,62	4,62	
	A <sub>H adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	2x4HA12 =9,04	2x4HA12 =9,04	2x4HA12 =9,04	2x4HA12 =9,04	
St (cm)	25	25	25	25		
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	4 épingles HA8					
Vérifications des contraintes à l'ELS	contra inte	$\tau_u$ (MPa)	0,84	0,62	0,39	0,21
		$\tau_b$ (MPa)	0,60	0,44	0,28	0,15
	ELS	N <sub>s</sub> (KN)	1867,5 9	1214,21	643,85	138,32
		$\sigma_b$ (MPa)	5,37	3,49	1,85	0,40

Ferrailage du voile transversales VT1 ;VT2 ;VT5 ;VT6 :

Zone		Zone I	ZoneII	ZoneIII	ZoneIV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,20	3,20	3,20	3,20	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	0,64	0,64	0,64	0,64	
solllicitations de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/ m <sup>2</sup> )	3080,35	1122,09	708,81	1826,19	
	$\sigma_{min}$ (KN/ m <sup>2</sup> )	-6573,77	-3290,17	-2194,74	-2209,73	
	$\sigma_1$ (KN/ m <sup>2</sup> )	2119,50	868,56	556,50	824,39	
	V <sub>u</sub> (KN)	375,52	285,3	186,6	81,27	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L <sub>t</sub> (m)	2,18	2,39	2,42	1,75	
	L <sub>c</sub> (m)	1,02	0,81	0,78	1,44	
	d <sub>1</sub> (m)	0,68	0,54	0,52	0,96	
	d <sub>2</sub> (m)	1,5	1,85	1,9	0,79	
	Ferrailages	N (KN)	N <sub>1</sub>	353,58	107,49	102,65
N <sub>2</sub>			317,92	160,68	105,73	65,13
A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )		AV <sub>1</sub>	10,16	3,08	2,95	7,31
		AV <sub>2</sub>	9,13	4,62	3,04	1,87
A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		14,45	10,98	7,18	3,13	
A <sub>v1</sub> min(cm <sup>2</sup> )		33,6	33,6	33,6	33,6	
A <sub>v2</sub> min(cm <sup>2</sup> )		33,6	33,6	33,6	33,6	
A <sub>1</sub> = A <sub>v1</sub> + A <sub>vj</sub> /4		13,77	5,82	4,74	8,09	
A <sub>2</sub> = A <sub>v2</sub> + A <sub>vj</sub> /4		12,74	7,36	4,83	2,65	
A <sub>1</sub> adopté /bande(cm <sup>2</sup> )		2x11HA14 =33,86	2x11HA14 =33,86	2x11HA14 =33,86	2x11HA14 =33,86	
St (cm)		9	9	9	9	
A <sub>2</sub> adopté /bande (cm <sup>2</sup> )		2x11HA14 =33,86	2x11HA14 =33,86	2x11HA14 =33,86	2x11HA14 =33,86	
St (cm)		9	9	9	9	
A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		8,46	8,46	8,46	8,46	
A <sub>H</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		2x5HA12 =11,3	2x5HA12 =11,3	2x5HA12 =11,3	2x5HA12 =11,3	
St (cm)		20	20	20	20	
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	4 épingles HA8					
Vérifications des contraintes à l'ELS	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,65	0,49	0,32	0,14
		$\tau_b$ (MPa)	0,91	0,69	0,45	0,20
	ELS	N <sub>s</sub> (KN)	1796,53	1227,42	695,46	154,21
		$\sigma_b$ (MPa)	7,16	4,89	2,77	0,61

Ferrailage du voile Transversal VT3,VT4

Zone		Zone I	ZoneII	ZoneIII	ZoneIV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,7	1,7	1,7	1,7	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	0,34	0,34	0,34	0,34	
solicitations de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/ m <sup>2</sup> )	1054,99	1113,7	1817,21	2318,04	
	$\sigma_{min}$ (KN/ m <sup>2</sup> )	-5117,56	-4195,47	-3887,85	-3306,25	
	$\sigma_1$ (KN/ m <sup>2</sup> )	914,77	913,23	1239,65	1241,81	
	V <sub>u</sub> (KN)	99,07	79,18	74,06	64,24	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	L <sub>t</sub> (m)	1,58	1,5	1,29	1,12	
	L <sub>c</sub> (m)	0,32	0,4	0,61	0,78	
	d <sub>1</sub> (m)	0,21	0,27	0,41	0,52	
	d <sub>2</sub> (m)	1,37	1,23	0,88	0,6	
Ferrillages	N (KN)	N <sub>1</sub>	41,36	54,73	125,33	185,11
		N <sub>2</sub>	125,32	112,33	109,09	74,51
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub>	1,19	1,57	3,60	5,32
		A <sub>2</sub>	3,60	3,22	3,13	2,14
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	3,81	3,05	2,85	2,47	
	A <sub>v1 min</sub> (cm <sup>2</sup> )	19,95	19,95	19,95	19,95	
	A <sub>v2 min</sub> (cm <sup>2</sup> )	19,95	19,95	19,95	19,95	
	A <sub>1</sub> = A <sub>v1</sub> + A <sub>vj</sub> /4	2,14	2,33	4,31	5,94	
	A <sub>2</sub> = A <sub>v2</sub> + A <sub>vj</sub> /4	4,55	3,98	3,84	2,76	
	A <sub>1 adopté /bande</sub> (cm <sup>2</sup> )	2x7HA14 =21,54	2x7HA14= 21,54	2x7HA14=2 1,54	2x7HA14=21, 54	
	St (cm)	14	14	14	14	
	A <sub>2 adopté /bande</sub> (cm <sup>2</sup> )	2x7HA14 =21,54	2x7HA14= 21,54	2x7HA14=2 1,54	2x7HA14=21, 54	
	St (cm)	14	14	14	14	
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )	5,39	5,39	5,39	5,39	
	A <sub>H adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	2x4HA12 =9,04	2x4HA12= 9,04	2x5HA12=9, 04	2x4HA12=9,0 4	
St (cm)	25	25	25	25		
A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	4 épingles HA8					
Vérifications des contraintes à l'ELS	contra inte	$\tau_u$ (MPa)	0,41	0,32	0,30	0,26
		$\tau_b$ (MPa)	0,29	0,23	0,22	0,19
	ELS	N <sub>s</sub> (KN)	866,53	651,89	395,99	95,46
		$\sigma_b$ (MPa)	2,10	1,58	0,96	0,23

**IX.I. Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

**Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux ;
- Les semelles isolées ;
- Les radiers.

**Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits ;

**IX.2. Etude du sol de fondation :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **2 bars** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de **1m**.

**IX.4. Choix du type de fondation :**

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder ;
- La nature du terrain et sa résistance ;
- Profondeur du bon sol ;
- Le tassement du sol.

**4.1. Semelle isolé :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

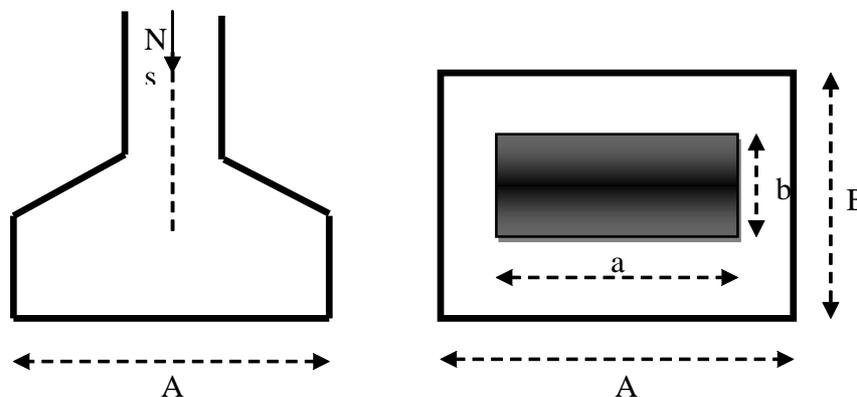
Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1,125 \Rightarrow A \neq B \quad (\text{Poteau rectangulaire}).$$

D'où :  $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$

Exemple :  $N_{ser} = 1300,05 \text{ KN}$  ,  $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow B = 2,54 \text{ m}^2$

**Remarque :** Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.



**4.2. Semelles filantes :** ( En tenant compte que de l'effort  $N_s$ )

**4.2.1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B L}$$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,20 \text{ MPa}$ )

B : Largeur de la semelle ;

G et Q : charge et surcharge à la base du voile ;

L : longueur de la semelle sous voile ;

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur les tableaux ci – dessous :

VOILE	ELS	L(m)	B(m)	S=B.L
VT <sub>1</sub>	1294.5	3.2	2.02265625	6.4725
VT <sub>2</sub>	1332.77	3.2	2.08245313	6.66385
VT <sub>3</sub>	1284.95	1.7	3.77926471	6.42475
VT <sub>4</sub>	1100.23	3.2	1.71910938	5.50115
VT <sub>5</sub>	1339.07	3.2	1.71910938	5.50115
VT <sub>6</sub>	843.27	1.7	2.48020588	4.21635
				34.77975

**Tableau.IX.1 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux**

:

VOILE	ELS	L(m)	B(m)	S=B.L
VL <sub>10</sub>	843.27	1.6	2.63521875	4.21635
VL <sub>6</sub>	258.23	1.2	1.07595833	1.29115
VL <sub>11</sub>	272.12	1.2	1.13383333	1.3606
VL <sub>9</sub>	272.49	1.2	1.135375	1.36245
VL <sub>5</sub>	258.96	1.2	1.079	1.2948
VL <sub>4</sub>	314.39	1.3	1.20919231	1.57195
VL <sub>3</sub>	314.76	1.3	1.21061538	1.5738
VL <sub>2</sub>	317.22	1.3	1.22007692	1.5861
VL <sub>1</sub>	311.86	1.3	1.19946154	1.5593
VL <sub>15</sub>	321.98	1.3	1.23838462	1.6099
VL <sub>14</sub>	321.54	1.3	1.23669231	1.6077
VL <sub>13</sub>	319.4	1.3	1.22846154	1.597
VL <sub>12</sub>	314.64	1.3	1.21015385	1.5732
VL <sub>7</sub>	1468.14	3.2	2.29396875	7.3407
VL <sub>8</sub>	1472.35	3.2	2.30054688	7.36175
				36.90675

**Tableau. IX.2 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux**

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **S<sub>v</sub> = 71,6865 m<sup>2</sup>.**

**4.2.2. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

**a) Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

**b) Etape de calcul :**

– Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$

– Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

– Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdal

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

**Semelles filantes sous poteaux :**(fils, entre les poteaux 3B ; 3I )

poteaux	ELS(G+Q) KN	Ni total KN	Mi KN.M	Mi total KN.M	ei M	Nixei KN.M
P2	1294.5		-1.814		11,55	14951,475
P7	747.36		1.831		8,35	6240,456
P12	943.04		-0.261		4,85	4573,744
P17	708.65	7397.79	-0.454	-0.361	1,55	1098,4075
P22	713.48		0.375		-1,55	-1105,894
P27	946.52		0.141		-4,85	-4590,622
P32	744.19		-1.953		-8,35	-6213,9855
P37	1300.05		1.774		-11,55	-15015,577

**Tableau.IX.3 : Détermination de la résultante des charges**

La charge totale transmise par les poteaux :  $N_t = 7397,79$  KN.

On a :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = -2,029m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = -2,029\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{23,55}{6} = 3,925\text{m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{N_t}{L} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{7397,79}{23,55} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot -2,029}{23,55}\right) = 476,51 \text{KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{N_t}{L} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{7397,79}{23,55} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot -2,029}{23,55}\right) = 151,74 \text{KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_t}{L} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{7397,79}{23,55} \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot -2,029}{23,55}\right) = 232,93 \text{KN/ml}$$

### Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{232,93}{200} = 1,164\text{m} \text{ on prend } B = 1,20\text{m}$$

On aura donc,  $S = 1,20 \cdot 23,55 = 28,26\text{m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_t = S \cdot n + S_v$

$$S_t = 28,26 \cdot 5 + 71,6865 = 212,98\text{m}^2$$

Avec :

$n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale du bâtiment :  $S_{\text{bat}} = (23,55 \cdot 13,9) = 327,34\text{m}^2$

La surface totale des semelles filantes :  $S_t = 212,98 \text{ m}$

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{212,98}{327,34} = 0,65 = 65\%$$

### **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

### **4.3. Calcul du radier général :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation ;
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Coût élevé de l'opération.

#### 4.3.1. Pré dimensionnement du radier :

##### a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25$  cm)

##### b) Selon la condition forfaitaire :

- **Sous voiles :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,437 \leq h \leq 0,700$$

On prend :  $h=70$ cm.

$h$  : épaisseur du radier

$L_{\max}$  : distance entre deux voiles successifs ;  $L_{\max}=3,50$ m

- **Sous poteaux :**

##### La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{350}{20} = 17,5\text{cm}$$

Soit :  $h_d = 30$ cm

##### La nervure :

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{350}{10} = 35\text{cm}$$

Soit :  $h_n = 80$ cm

La base de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \longrightarrow 0,4 \times 80 \leq b_n \leq 0,7 \times 80 = 32 \text{ cm} \leq b_n \leq 56 \text{ cm}$$

On prend :  $b_n = 50$  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.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 3,50\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot 40}{10818,86}} = 0,64 \text{ m}$$

**Conclusion :**

On optera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$$h_{\text{ner}} = 80 \text{ cm}$$

$$h_{\text{dalle}} = 30 \text{ cm}$$

$$b_{\text{ner}} = 50 \text{ cm}$$

**4.3.2. 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.

- Charge permanente :  $G_{\text{bat}} = 37881,39 \text{ KN. (ETABS)}$
- Surcharge d'exploitation :  $Q_{\text{bat}} = 5631,84 \text{ KN. (ETABS)}$

**Combinaisons d'actions :**

$$\text{L'ELU : } N_{u1} = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 59587,636 \text{ KN}$$

$$\text{L'ELS : } N_{s1} = G + Q = 43513,23 \text{ KN}$$

**4.3.3. Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\mathbf{L'ELU : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{59587,636}{1,33 \cdot 200} = 224,01 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{L'ELS : } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{43513,23}{200} = 217,56 \text{ m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = \max (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 224,01 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 327,34 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 224,01 \text{ m}^2$$

**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 propose les règles du BAEL, qui sera calculé comme suite :

$$h_{\text{déb}} \geq \max \left( \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{80}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 40 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de :  $h_{\text{déb}} = 40 \text{ cm}$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$

Avec :

$$S_{\text{deb}} = (23,55 + 13,9) \times 2 \times 0,4 + 0,4 \times 0,4 \times 4 = 30,6 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = 327,34 + 30,6 = 357,94 \text{ m}^2$$

**4.3.4. Calcul des sollicitations à la base du radier :****Charges permanentes :**

Poids de bâtiment :  $G = 37881,39 \text{ KN}$

**Poids de radier :**

$G =$  Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

**Poids de la dalle:**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = (357,94 \times 0,3) \times 25 = 2684,55 \text{ KN}$$

**Poids des nervures:**

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_n = [(0,5 \times (0,8 - 0,3) \times 23,55 \times 5) + (0,5 \times (0,8 - 0,3) \times 13,9 \times 8)] \times 25$$

$$P_n = 1430,93 \text{ KN}$$

**Poids de TVO :**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{ner} = (0,5 \times 23,55 \times 5) + (0,5 \times 13,9 \times 8) = 114,47 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = [(357,94 - 114,47) \times (0,8 - 0,3)] \times 17 = 2069,49 \text{ KN.}$$

**Poids de la dalle flottante :**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = 357,94 \times 0,1 \times 25 = 894,85 \text{ KN. (} e_p = 10 \text{ cm).}$$

$$G_{rad} = 2684,55 + 1430,93 + 2069,49 + 894,85 = 7079,82 \text{ KN}$$

**4.3.5. Combinaisons d'actions :**

$$\text{L'ELU : } N_u = N_{u1} + 1,35 G_{rad} = 59587,636 + 1,35 \cdot 7079,82 = 69145,39 \text{ KN}$$

$$\text{L'ELS : } N_s = N_{s1} + G_{rad} = 43513,23 + 7079,82 = 50593,05 \text{ KN}$$

**4.4. Vérification :**

**4.4.1. Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \cdot 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{69145,39 \cdot 1}{357,94} \cdot \frac{3,50}{2} = 338,05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{338,05}{1 \cdot 0,27} = 999,469 \text{ KN/m}^2 = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

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

**4.4.2. Vérification de la stabilité du radier :**

**-Calcul du centre de gravite du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 11,775 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6,95 \text{ m}$$

Avec :

- $S_i$  : Aire du panneau considéré ;
- $X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

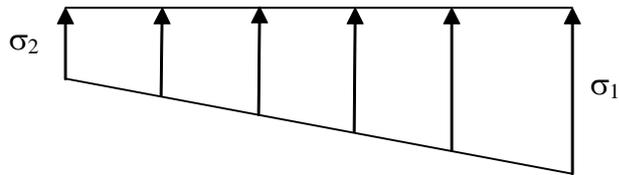
$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

- $M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure ;
- $T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure ;
- $h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

**L'ELU :**  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$

**Figure IX.1. Diagramme des contraintes**

**L'ELS :**  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = 5270,52m^4$$

$$I_{yy} = 15128,86m^4$$

Calcul des moments :

$$M_{xx} = 36824,656 + 1688,7 \cdot 0,8 = 38175,616 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = 34453,429 + 1590,24 \cdot 0,8 = 35725,621 \text{ KN.m}$$

	ELU				ELS				Obser
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$1,33\sigma_{sol}$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_m$	$\sigma_{sol}$	
X - X	278,46	107,88	253,81	266	226,63	56,05	183,98	200	OK
Y- Y	209,58	176,76	201,37	266	157,75	124,93	149,54	200	OK

**4.4.3. Vérification au poinçonnement : ( Art A.5.2.4 BAEL91).**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\alpha_c$  : 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).

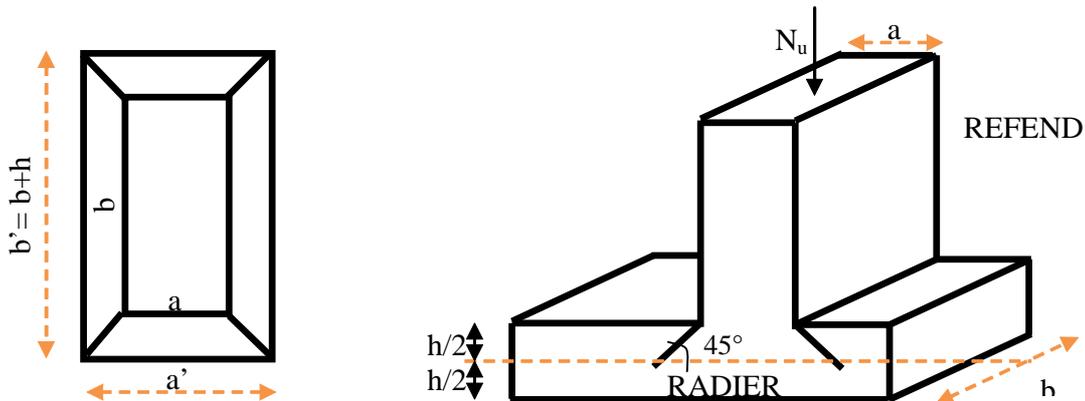


Figure IX.2. Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile  $\alpha_c$  :

- Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \cdot (0,40 + 0,45 + 2 \cdot 0,8) = 4,9 \approx 5m$$

$$N_u = 2021,54KN$$

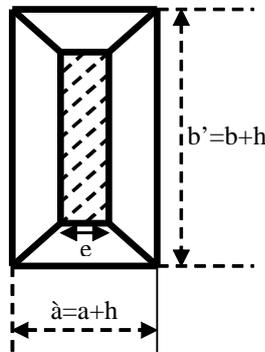
$$N_u < (0,07 \cdot 5 \cdot 0,8 \cdot 25000) / 1 \cdot 5 = 4666,66 KN$$

- Voiles :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \cdot (0,2 + 3,2 + 2 \cdot 0,8) = 10 \text{ m}$$

$$N_u = 1155,79$$

$$N_u < 0,07 \cdot 0,8 \cdot 10 \cdot 25000 = 14000 \text{ KN}$$



#### 4.5. Ferrailage du radier :

##### -Ferrailage de la dalle :

Le radier se ferraille comme une dalle pleine renversé s'appuyant sur les nervures qui sont à sa partie supérieure et soumis à la réaction du sol.

On distingue deux cas :

##### a) 1<sup>er</sup> Cas :

Si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.(panneau a un seul sens porteur)

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{Et} \quad M_{oy} = 0$$

##### b) 2<sup>eme</sup> Cas :

Si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  ; les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \alpha_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \alpha_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\alpha_x$ ,  $\alpha_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec : } (L_x < L_y)$$

**Remarque :**

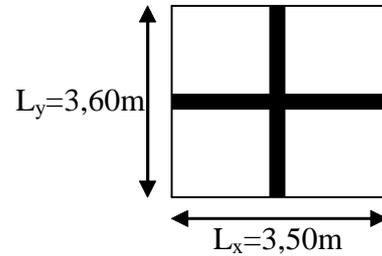
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**Identification du panneau :**

$L_x = 3,50 \text{ m} ; L_y = 3,60 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_u}{L_y} = \frac{3,50}{3,60} = 0,97$$

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



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**L'E.L.U :**

$$q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 253,81 - \frac{7079,82}{357,94} = 234,03 \text{ KN/m}^2$$

**L'E.L.S :**

$$q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = 183,54 - \frac{7079,82}{357,94} = 163,76 \text{ KN/m}^2$$

**4.5.1. Calcul a' L ELU :  $\nu=0$**

$q_u = 234,03 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = 0,97 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0393 \\ U_y = 0,934 \end{cases}$$

**5.1. Calcul des moments  $M_{0X}$  et  $M_{0Y}$  :**

$M_{0X} = u_x \cdot q_x l_x^2 = 0,0393 \cdot 234,03 \cdot (3,50)^2 = 112,66 \text{ KN}$

$M_{0Y} = u_y \cdot M_{0X} = 0,934 \cdot 112,66 = 105,23 \text{ KN}$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets 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 intermédiaires.

-0,3 : pour les moments sur appuis rive.

**4.5.2. Ferrailage dans le sens x – x(longitudinal) :**

Aux appuis :

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,50 \cdot 112,33 = -56,33 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{56,33 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,054 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,054 \rightarrow \beta = 0,972 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B d \sigma_{st}} = \frac{56,33 \cdot 10^3}{0,972 \cdot 27 \cdot 348} = 6,16 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7,69 cm<sup>2</sup>/ml ;

Avec : S<sub>t</sub> = 20cm < min (3h, 33 cm)

En travée :

$$M_t = 0,75 \cdot 112,66 = 84,49 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{84,49 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,081 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,081 \rightarrow \beta = 0,9575 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{84,49 \cdot 10^3}{0,9575 \cdot 27 \cdot 348} = 9,39 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA16 = 12,06 cm<sup>2</sup>/ml

Avec : S<sub>t</sub> = 17 cm < min (3h, 33 cm).

**4.5.4. Ferrailage dans le sens y - y (transversal):**

Aux appuis :

$$M_{app} = (-0,5) \cdot 105,23 = -52,615 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{52,615 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,050 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,050 \rightarrow \beta = 0,974 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{52,615 \cdot 10^3}{0,974 \cdot 27 \cdot 348} = 5,74 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5HA14 = 7,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Avec :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$ .

En travée :

$$M_t = 0,75 \cdot 105,23 = 78,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{78,92 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,076 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,076 \rightarrow \beta = 0,960 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{78,92 \cdot 10^3}{0,960 \cdot 27 \cdot 348} = 8,74 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5HA16 = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$ .

Avec :  $S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm})$ .

**4.5.5. Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \omega_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

Sens x – x :

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 30 \cdot \frac{3 - 0,97}{2} = 2,436 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens y – y :

$$A_{\min} = 0,0008 \cdot 100 \cdot 30 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Aux appuis :  $\begin{cases} A_{ua}^x = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,436 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 7,69 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

En travée :  $\begin{cases} A_{ut}^x = 12,06 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,436 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

**4.5.6. Calcul a LELS :**

$$q_s = 163,76 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,97 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0393 \\ \mu_y = 0,934 \end{cases}$$

Calcul des moments  $M_u$ ,  $M_y$ .

$$M_{0x} = \mu_u \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0,0393 \cdot 163,76 \cdot (3,5)^2 = 78,83 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_u = 0,934 \cdot 78,83 = 73,63 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments  $M_a$ ,  $M_t$  dans les sens.

Sens xx :

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,5 \cdot 78,83 = -39,41 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_x = 0,75 \cdot 78,83 = 59,12 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$M_{app} = -0,5M_y = -0,5 \cdot 73,63 = -36,81 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_y = 0,75 \cdot 73,63 = 55,22 \text{ KN.m}$$

**a) Vérification de la contrainte de compression dans le béton**

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 12,06}{100 \cdot 27} = 0,45 \Rightarrow \beta_1 = 0,898 \quad \alpha_1 = 0,306 \quad K_1 = 34,02$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{34,02} = 0,029$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{59,12 \cdot 10^6}{0,898 \cdot 270 \cdot 1206} = 202,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} = 0,029 \cdot 202,18 = 5,86 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,86 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) 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

**4.6. Ferrailage de la nervure :**

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastées

$h = 80 \text{ cm}$  ;  $b = 50 \text{ cm}$  ;  $c = 5 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

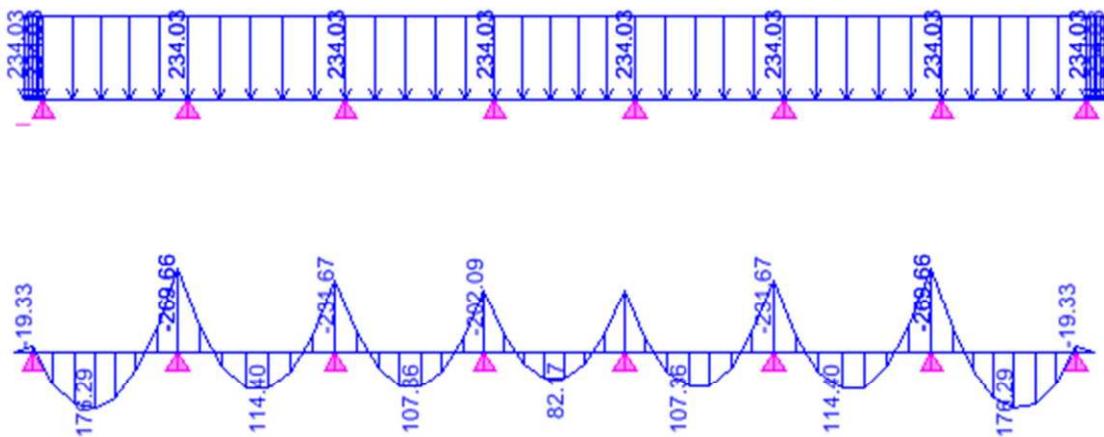
**4.6.1. Détermination des efforts :**

**a) Sens longitudinal :**

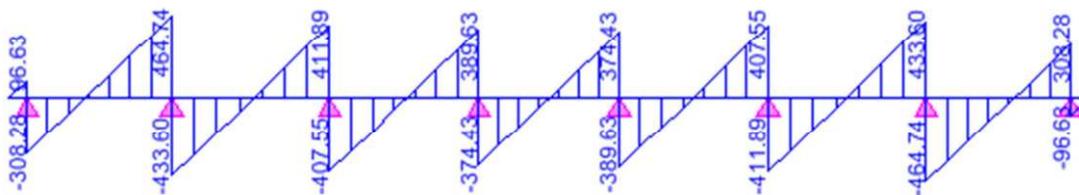
ELU :  $q_u = 234,03 \text{ KN/m}$

ELS :  $q_s = 163,76 \text{ KN/m}$

**1) E.L.U**



**Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U**



**Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U**

Le ferrailage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées dans le sens longitudinal

**Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 176,29 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -269,66 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}, h = 80 \text{ cm}, d = 75 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$M_{app} = -269,66 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{269,66 \cdot 10^3}{50 \cdot 75^2 \cdot 14,2} = 0,067 \langle u_1 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,067 \rightarrow \beta = 0,9655$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{269,66 \cdot 10^3}{0,9655 \cdot 75 \cdot 348} = 10,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}20 = 12,56 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

En travée :

$$M_t = 176,29 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{176,29 \cdot 10^3}{50 \cdot 75^2 \cdot 14,2} = 0,044 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{176,29 \cdot 10^3}{0,978 \cdot 75 \cdot 348} = 6,90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}16 = 8,04 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm.}$$

2)E. L.S

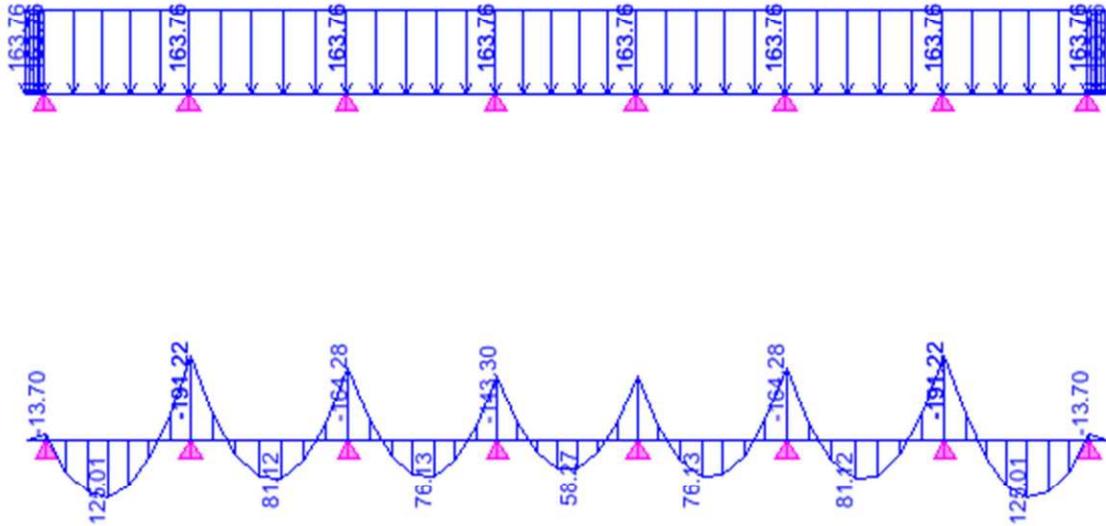


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

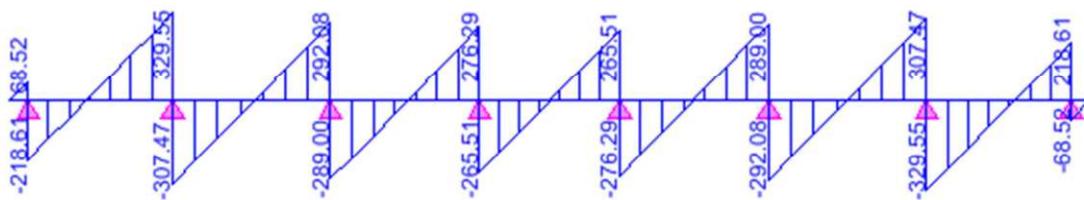


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

**Vérification à l'E.L.S :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

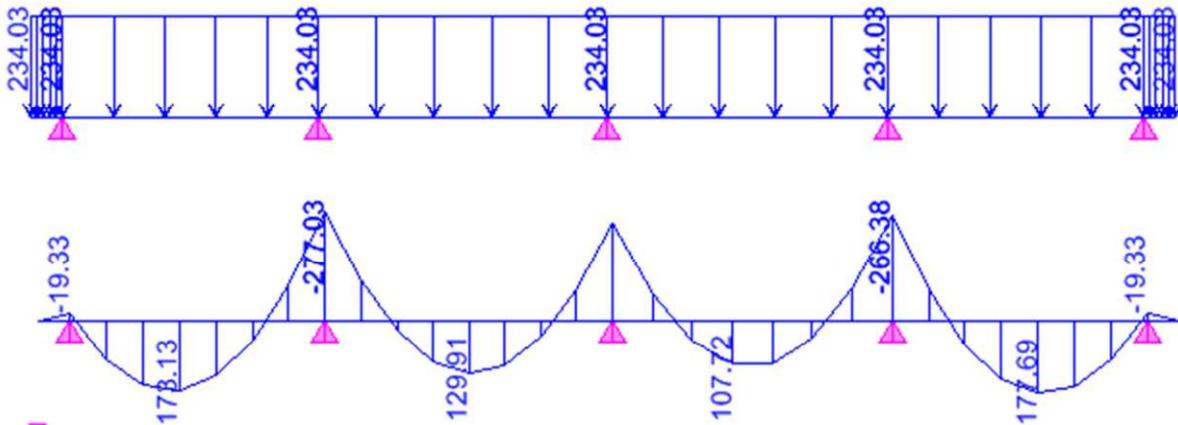
Sens	Zone	Mu	Ms	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	269,66	191,22	1,41	0,067	0,0867	0,45	Condition vérifiée
	Travée	176,29	125,01	1,41	0,044	0,0562	0,45	Condition vérifiée

**b) Sens transversale :**

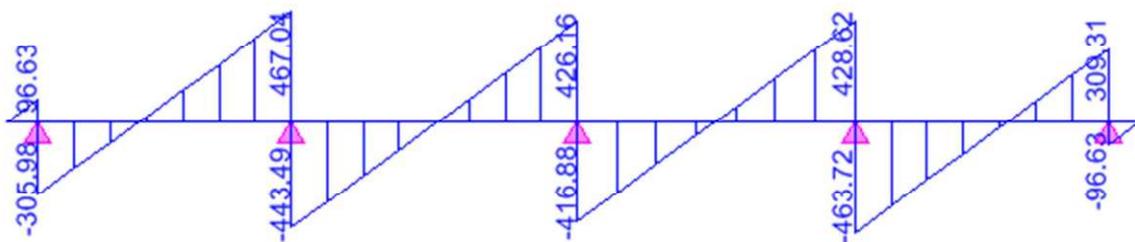
ELU :  $q_u = 234,03 \text{KN/m}$

ELS :  $q_s = 163,76 \text{KN/m}$

**1) E.L.U**



**Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U**



**Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U**

**Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 177,69 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = -277,03 \text{ KN.m}$$

$$b = 50 \text{ cm}, h = 80 \text{ cm}, d = 75 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

**Aux appuis :**

$$M_{\text{app}} = -277,03 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{\text{app}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{277,03 \cdot 10^3}{50 \cdot 75^2 \cdot 14,2} = 0,069 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,069 \rightarrow \beta = 0,9645$$

$$A_{sa} = \frac{M_{\text{app}}}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{277,03 \cdot 10^3}{0,9645 \cdot 75 \cdot 348} = 11,00 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA20 = 12,56 cm<sup>2</sup>/ml.

Avec : S<sub>t</sub> = 25 cm

**En travée :**

$$M_t = 177,69 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{177,69 \cdot 10^3}{50 \cdot 75^2 \cdot 14,2} = 0,044 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{177,69 \cdot 10^3}{0,978 \cdot 75 \cdot 348} = 6,96 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA16 = 8,04 cm<sup>2</sup>/ml.

Avec : S<sub>t</sub> = 25 cm.

2)E. L.S

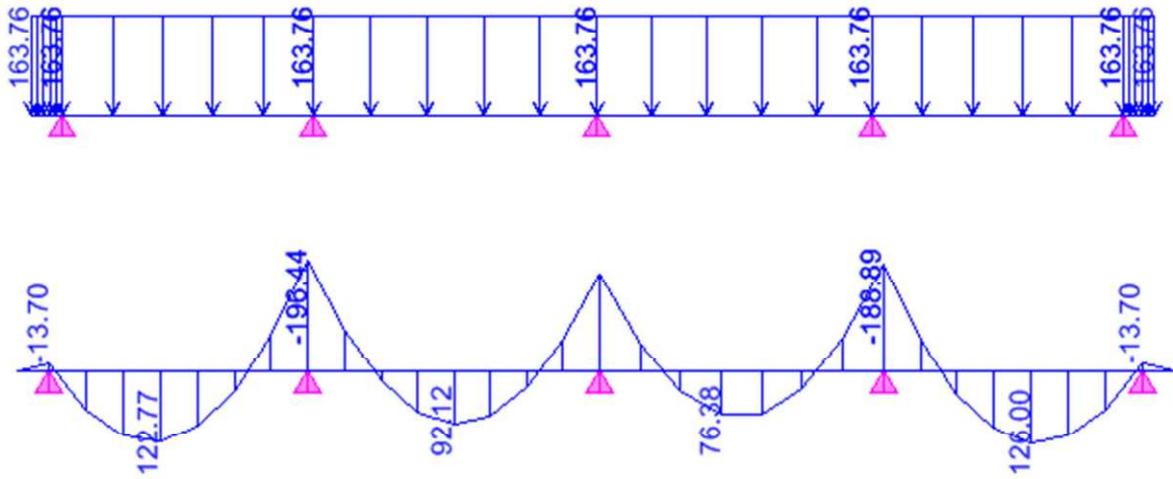


Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

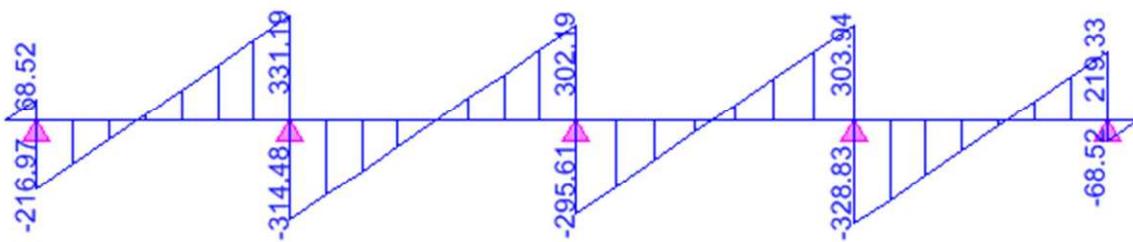


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

**Vérification à l'E.L.S :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	$\gamma$	$\mu$	$\alpha$	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	277,03	196,44	1,41	0,069	0,0894	0,45	Condition vérifiée
	Travée	177,29	126,00	1,41	0,044	0,0526	0,45	Condition vérifiée

**4.6.2. Vérification à l'ELU :**

**1) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23b d f_{t28}}{f_c} = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

**2) Armatures transversales :**

- **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_1}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

soit :  $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

- **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\varphi_1 \right\} = \min \{20 ; 19,2\}$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

-En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 40 \text{ cm}.$$

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

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 3,00 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  (2 cadres).

### 3) 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 :  $T_{u \max} = 467,04 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{467,04 \cdot 10^3}{500 \cdot 750} = 1,24 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2,5 \text{ MPa}$  La condition est vérifiée.

### IX.5. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console courte encadrée dans le radier de longueur  $L = 40 \text{ cm}$ , soumise à une charge uniformément répartie.

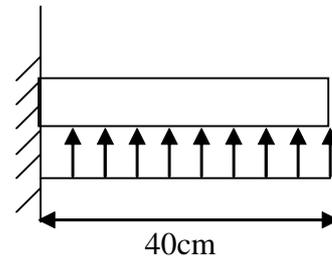


Figure IX.3 : Schéma statique du débord

#### 5.1. Sollicitation de calcul :

A l'ELU :  $q_u = 234,03 \text{ kN/ml}$ .

$$M_u = \frac{-q_u \cdot L^2}{2} = \frac{-234,03 \cdot 0,4^2}{2} = -18,72 \text{ kN.m}$$

A l'ELS :  $q_s = 163,76 \text{ kN/ml}$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot L^2}{2} = \frac{-163,76 \cdot 0,4^2}{2} = -13,10 \text{ kN.m}$$

#### 5.2. Calcul des armatures a l'ELU :

-Armatures principales :

$b = 1 \text{ m}$  ;  $d = 27 \text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{18,72 \cdot 10^3}{100 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,018 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \beta_u = 0,991$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18,72 \cdot 10^3}{0,991 \cdot 27 \cdot 348} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit :  $A_u = 5\text{HA}12/\text{ml} = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec :  $St = 20 \text{ cm}$

**-Armatures de répartition :**

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

Soit  $A_r = 2 \text{ HA12} / \text{ml} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec :  $St = 20 \text{ cm}$

**5.3. Vérification à l'ELU :**

**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 27 \cdot 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$A_u = 7,7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,26 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

**5.4. Vérification à l'ELS :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 56}{100 \cdot 27} = 0,205 \Rightarrow \beta_1 = 0,927 \quad \alpha_1 = 0,219 \quad K_1 = 53,49$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{13,10 \times 10^2}{0,927 \times 27 \times 5,56} = 9,41 \text{ KN/cm}^2 < \overline{\sigma_s} = 20,163 \text{ KN/cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

# Conclusion

*Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.*

*Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.*

*Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons ETABS 9.7 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet*

*Ce travail est une petite contribution avec la quelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.*

# Bibliographie

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Formulaire de Béton armé (Tomes 1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- Aide mémoire RDM Dunod (Abaques de GALERKIN et HAHN).
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.