

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



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.*  
*Option : construction civile et industrielle.*

**THEME**

*Etude d'un bâtiment (R+8+Entresol) à usage d'habitation*  
*Et garages pour véhicules avec application ETABS*



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

**Etudié par :**  
**M<sup>r</sup> : CHEBLI BRAHIM.**  
**M<sup>r</sup> : BOUAZIZ CHABANE.**

*Année 2015/2016*



# Remerciement

*En premier lieu, nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promoteur Mr BOUHERAOUA ALI pour ces orientations et conseils tout le long de notre travail*



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

*Que toute personne ayant contribué à l'élaboration de ce travail, retrouve ici l'expression de nos plus profonds sentiments.*

*Sans oublier nos chères familles, amis(es) et tous ceux de près ou de loin qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.*

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à*

-  *Mes très chères parents que dieu me les gardes.*
-  *Mes très chers frères, sœurs ,mes ami(e)s.*

**BOUAZIZ CHABANE**

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail à*

✚ *Mes très chères parents que dieu me les gardes.*

✚ *Mes très chers frères, sœurs et ami(e)s.*

**CHEBLI BRAHIM**

## Sommaire

Introduction .....	01
Chapitre I : présentation et description de l'ouvrage .....	03
Chapitre II : pré dimensionnement des éléments .....	11
Chapitre III : Calcul des éléments .....	26
III.1- Introduction. ....	26
III.2- Acrotère. ....	26
III.3- Plancher. ....	35
III.4- Porte a faux. ....	58
III.5- Escalier. ....	64
III.6- poutre palière .....	82
III.- Salle machine. ....	91
Chapitre IV : présentation de l'ETABS .....	100
Chapitre V : Fichier résultats. ....	117
Chapitre VI : Ferrailage des poteaux. ....	130
Chapitre VII : Ferrailage des poutres. ....	144
Chapitre VIII : Ferrailage des voiles. ....	160
Chapitre IX : Etude de l'infrastructure. ....	173
Chapitre X : Ferrailage du voile périphérique .....	198
Conclusion .....	205
Bibliographie.	

*Chapitre I***PRESENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE****I.1- INTRODUCTION**

Notre projet consiste à étudier et calculer un bâtiment (R+8+ Entresol) à usage d'habitations est garages pour véhicule, ce bâtiment sera implanté à TIZI OUZOU ; classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003) comme une zone moyenne sismicité (Zone II a).

**I.2- LES CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE**

L'ingénieur en génie civil est tenu à respecter au mieux la conception de l'architecte, autrement dit, à ne pas modifier les caractéristiques géométriques de l'ouvrage qui sont les suivantes :

- Longueur totale .....	15,55 m
- Largeur totale .....	13,74 m
- Hauteur totale (y compris l'acrotère).....	32,22 m
- Hauteur de l'Entresol .....	4,08 m
- Hauteur du RDC .....	3,06 m
- Hauteur de l'étage .....	3,06
- Hauteur de l'acrotère .....	0,60 m

**I.3- LES ELEMENTS DE L'OUVRAGE****I.3.1- L'OSSATURE**

L'ossature est composée de :

- Portiques (poutres et poteaux).
- Voiles porteurs et de contreventement en béton armé, dans les deux sens.

**I.3.2- PLANCHER**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges. Ils ont deux fonctions importantes : la fonction de résistance mécanique et la fonction d'isolation. On distingue deux types.

**I.3.2.1 - Planchers en corps creux**

Sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

### **I.3.2.2 - Planchers en Dalle pleine**

Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux ainsi qu'au niveau de la salle machine.

### **I.3.2.3- 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.

### **I.3.2.4- La fonction d'isolation**

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Dans notre cas on a un plancher à corps creux.

Le plancher terrasse (inaccessible) ayant un complexe d'étanchéité et le béton en forme de pente (1,5%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

### **I.3.3- LE REMPLISSAGE**

On distingue deux types :

- Les murs de façade seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm séparées par une lame d'air de 10 cm,
- Les murs de séparation intérieurs seront réalisés en simple cloisons de briques de 10cm.

### **I.3.4- LES REVETEMENTS**

On a :

- Carrelage scellé pour les planchers 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 intérieures et les plafonds.

### **I.3.5- CAGE D'ASCENSEUR**

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur coulée en béton armé sur place.

### **I.3.6- LES ESCALIERS**

L'escalier est une succession de gradins permettant le passage à pieds entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il contient également des paliers de repos.

### **I.3.7- VOILE PÉRIPHÉRIQUE**

C'est un ouvrage en béton armé.

### **I.3.8- SYSTEME DE COFFRAGE**

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurité de la main d'œuvre.
- Réduction des opérations manuelles.

### I.3.9- HYPOTHESES DE CALCUL

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règles :

- BAEL91 modifié 99 (béton armé aux états limites)
- RPA99 modifié 2003 (règlement parasismique algérien)
- DTR (document technique réglementaire)

## I.4- CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

### I.4.1- LE BETON

#### I.4.1.1- Resistance du béton

##### a- 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 :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{cj} x f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

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

##### b- Résistance caractéristique à la traction (Art A-2.12 BAEL 91)

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

D'où  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

#### I.4.1.2- 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.

##### 1. 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 perd :

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

## 2. Etat limite de service (ELS)

Ce sont les états où les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la structure sont 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.

### a- Contrainte limites de compression

$$f_{cb} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta_{\gamma b}} \quad [MPa] \quad \gamma_b: \text{Coefficient de sécurité}$$

$$- \gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \quad f_{cb} = 14,20 \text{MPa}$$

$$- \gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \quad f_{cb} = 18,48 \text{MPa}$$

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

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

### b- Contrainte limite de cisaillement (Art A-5.1, 21 BAEL 91)

$$\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5 \text{MPa}] \quad \text{pour la fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4 \text{MPa}] \quad \text{pour la fissuration préjudiciable}$$

#### I.4.1.3- 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.

##### a- Module d'élasticité instantané (Art A-2.1.21 BAEL 91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures elle résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164,2 \text{MPa.}$$

##### b- Module d'élasticité différée (Art A-2.1.22 BAEL 91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :  $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{MPa} \Rightarrow E_v = 10819 \text{MPa.}$$

### c- Module d'élasticité transversale

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

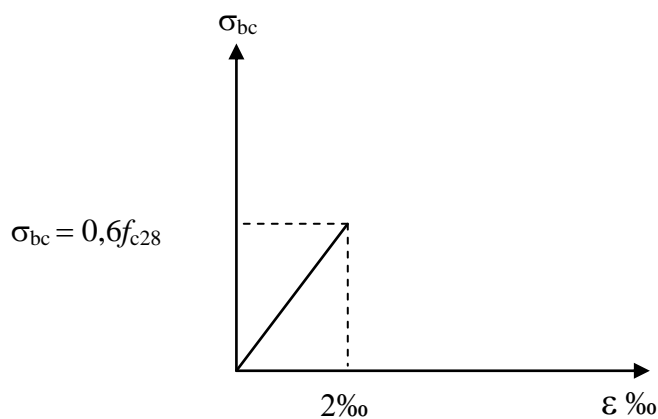
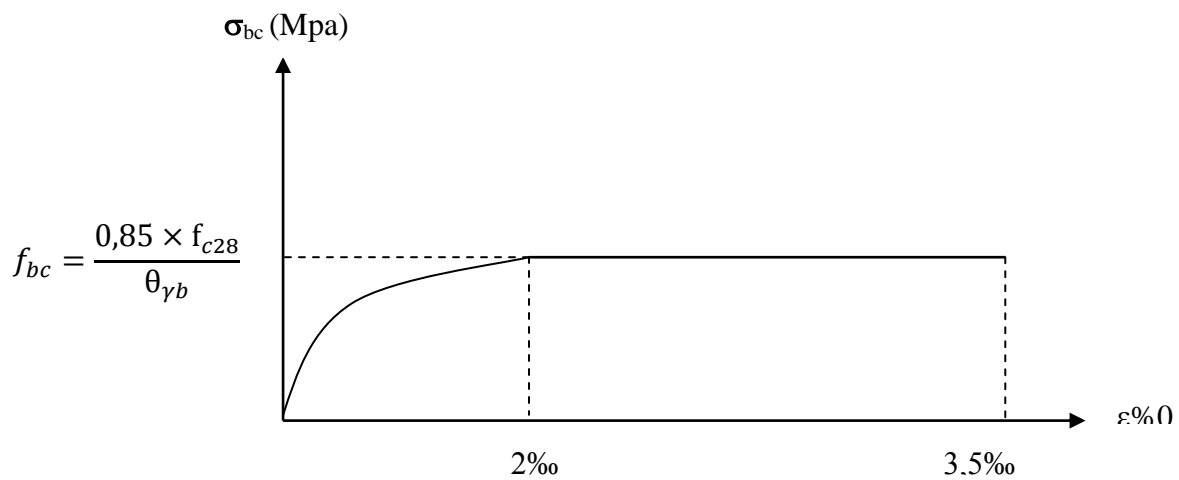
**E** : Module de Young (module d'élasticité).

**ν**: Coefficient de poisson.

#### I.4.1.4- Coefficient de poisson (Art A-213 BAEL)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales

$$\left\{ \nu = \frac{\frac{\Delta_d}{d}}{\frac{\Delta_l}{l}} \right\}, \text{ il sera égal à : } \begin{cases} \nu = 0.2 \text{ à l'état limite ultime de service (ELS)} \\ \nu = 0 \text{ à l'état limite ultime (ELU)} \end{cases}$$



### I.4.2- LES ACIERS

Les aciers sont associés au béton pour reprendre les efforts que le béton ne peut pas supporter. Ils se distinguent par leur nuance et leur état de surface.

**Tableau I.1** Caractéristiques des aciers

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coeff de scell. $\Psi$
Aciers en Barre	rond lisse	RL	235	410	22‰	1
	FE haute	HA	400	490		
Aciers en treillis	adhérence FeE400 E235	HA	400	480	14‰	1,5
	Treillis soudé (T S) TL 520 ( $\phi < 6$ )	TS	520	550	8‰	1

#### I.4.2.1- Module d'élasticité

Le module élasticité longitudinal ( $E_s$ ) de l'acier est pris égal à :  $E_s = 200000$  MPa.

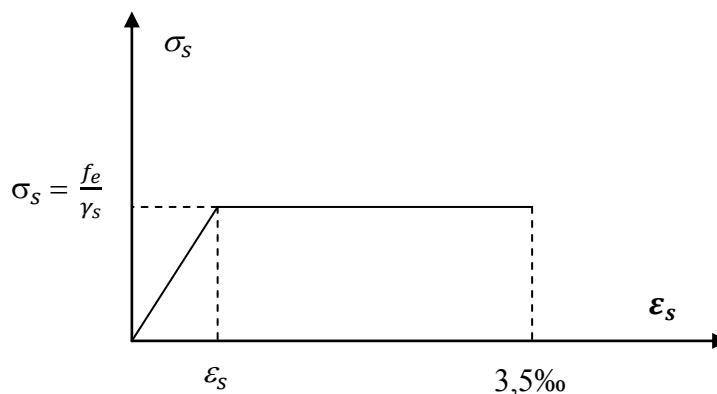
#### I.4.2.2 Limite élasticité de l'acier

##### 1. A L'ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{avec } \gamma_s: \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1,15 & \text{pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 & \text{pour le cas accidentel (Art A.4.3.2/BAEL 91)} \end{array} \right.$$

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



**Figure I.3** Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

## 2. A L'ELS

### ➤ Fissuration peu nuisible

Cas des éléments intérieurs ou aucune vérification n'est nécessaire.

### ➤ Fissuration préjudiciable

C'est le cas des éléments exposés à l'intempérie.

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \quad (\text{Art A.4.5.33/BAEL 91})$$

### ➤ Fissuration très préjudiciable

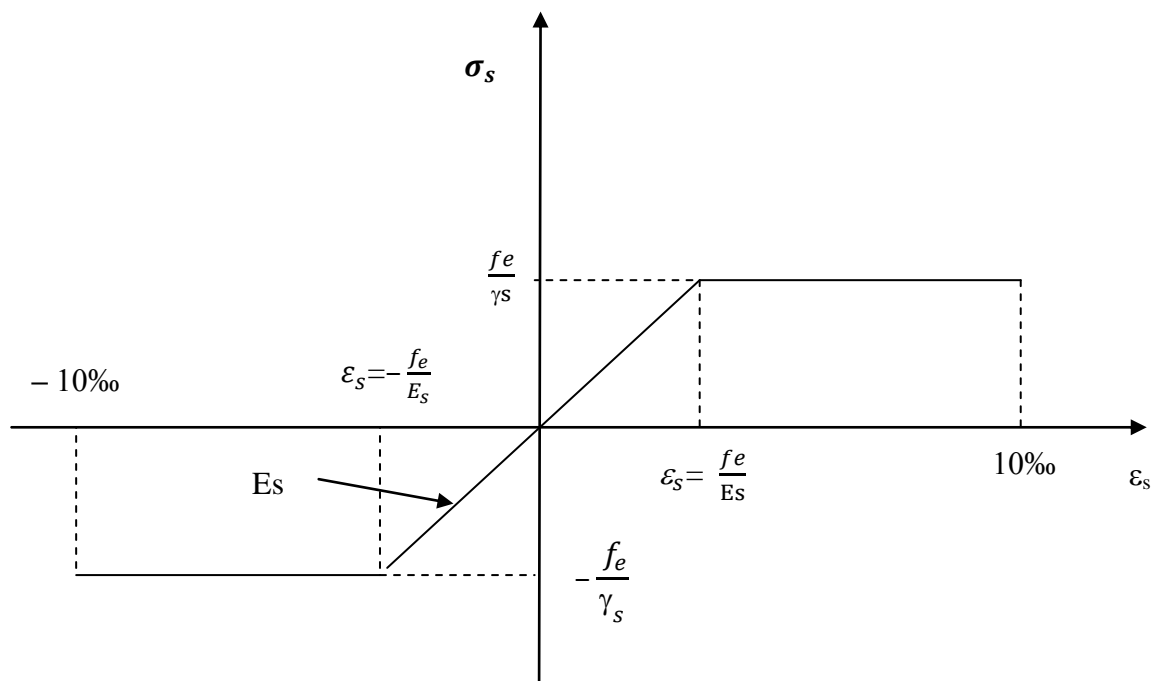
C'est le cas des milieux agressifs.

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 \bar{f}_e \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \quad (\text{MPa}) \quad (\text{Art A.4.5.34/BAEL 91})$$

avec :

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$$\begin{cases} \eta=1 & \text{: pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta=1,6 & \text{: pour les hautes adhérences (HA).} \end{cases}$$



**Figure I.4** Diagramme contrainte-déformation.

### I.4.2.3- Protection des armatures (art A.7-2 4 BAEL91)

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

- $C \geq 5 \text{ cm}$  : 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.

*Chapitre II***PRE DIMENSIONNEMENT****II.1 - INTRODUCTION**

Le pré dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles.

**II.2- LES PLANCHERS**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les charges et surcharges. Ils assurent deux fonctions principales :

➤ **FONCTION DE RESISTANCE MECANIQUE**

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges.

➤ **FONCTION D'ISOLATION**

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

**II.2.1- PLANCHER EN CORPS CREUX**

La hauteur du plancher en corps creux est obtenue par la formule suivante :

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

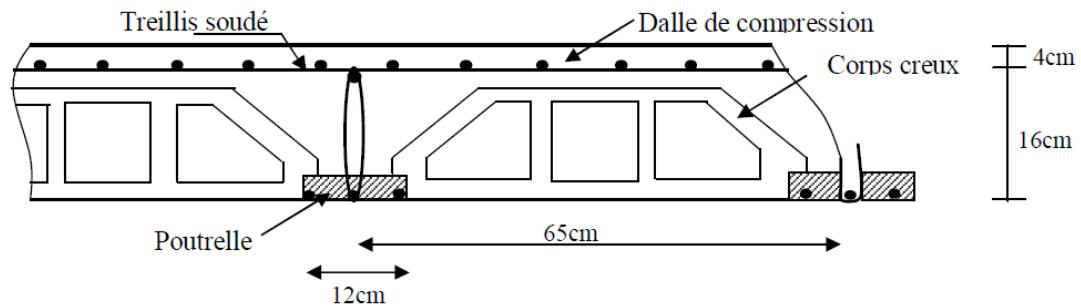
Avec :  $L_{\max}$  portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles courtes.

$$L_{\max} = 350\text{cm.}$$

$$h_t \geq \frac{350}{22,5} = 15,55\text{cm}$$

**CONCLUSION**

On adoptera un plancher de 20cm d'épaisseur composé de corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur (Figure II.1).



**Figure II.1** Schématisation d'un plancher à corps creux

### II.1.2- PLANCHER DALLE PLEINE (BALCONS)

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Leurs épaisseurs est déterminés selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance à la flexion ;
- La résistance au feu.
- L'isolation acoustique

#### II.1.2.1- Condition de résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

$e$  : épaisseur de la dalle.

$L_0$  : portée libre,

Dans notre cas

$$L_0 = 1.30 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{130}{10} = 13\text{cm} \rightarrow \text{On adoptera une épaisseur de } 15 \text{ cm.}$$

#### II.1.2.2- Résistance au feu

Pour deux heures d'exposition au feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à 11cm.

#### II.1.2.3- Isolation acoustique

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \text{ si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \text{ si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350 kg/m<sup>2</sup>, d'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14\text{cm} \rightarrow \text{Nous prenons : } h_0 = 15\text{cm}$$

## II.2- LES PORTIQUES

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

### II.2.1- LES POUTRES

Les poutres (principales, secondaires) sont des éléments en béton armé coulés sur place ; elles supportent les charges verticales des planchers et les transmettent aux poteaux. Elles assurent aussi la fonction de chaînage des poteaux.

Elles doivent respecter les dimensions ci-après exigées par le RPA 99 VS 2003 en zone IIa :

- Largeur :  $b \geq 20\text{cm}$
- Hauteur :  $h \geq 30\text{cm}$  (RPA99. Art 7.5.1)
- Rapport :  $h/b \leq 4.0$
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$

Avec :         $b$  : largeur de la poutre.  
                  $h$  : hauteur de la poutre.

Pour dimensionner la poutre, ses dimensions ( $h$ ,  $b$ ) doivent répondre aux conditions suivantes:

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \end{cases}$$

Avec :

$L$  : la portée libre de la plus grande travée considérée

#### II.2.1.1- Poutre principales

$$L = 400\text{cm}$$

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \rightarrow 26,66 \leq h_t \leq 40 \quad \text{On prend} \quad h_t = 40 \text{ cm}$$

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 16 \leq b \leq 28 \quad \text{On prend} \quad b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des exigences du (RPA99, Art7.5,1) :

$$h \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$b \geq 20\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1,33 \leq 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on opte pour les poutres principales : **30 x40cm<sup>2</sup>**.

### II.2.1.2- Poutres secondaires

$$L = 350 \text{ cm.}$$

$$\frac{350}{15} \leq h_t \leq \frac{350}{10} \rightarrow 23,33 \leq h_t \leq 35$$

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 14 \leq h_t \leq 24,5$$

#### Remarque

Pour la facilité de mise en œuvre du coffrage, on adoptera la valeur de  $b = 30 \text{ cm}$  et  $h_t = 35 \text{ cm}$

#### Vérification des exigences du (RPA99, Art7.5,1)

$h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

$b \geq 25 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

$\frac{h}{b} = 1,66 \leq 4 \rightarrow$  Condition vérifiée.

#### CONCLUSION

Les sections adoptées pour les poutres sont comme suit :

- Les poutres principales : **(30×40) cm<sup>2</sup>**
- Les poutres secondaires : **(30×35) cm<sup>2</sup>**

### II.3- LES VOILES

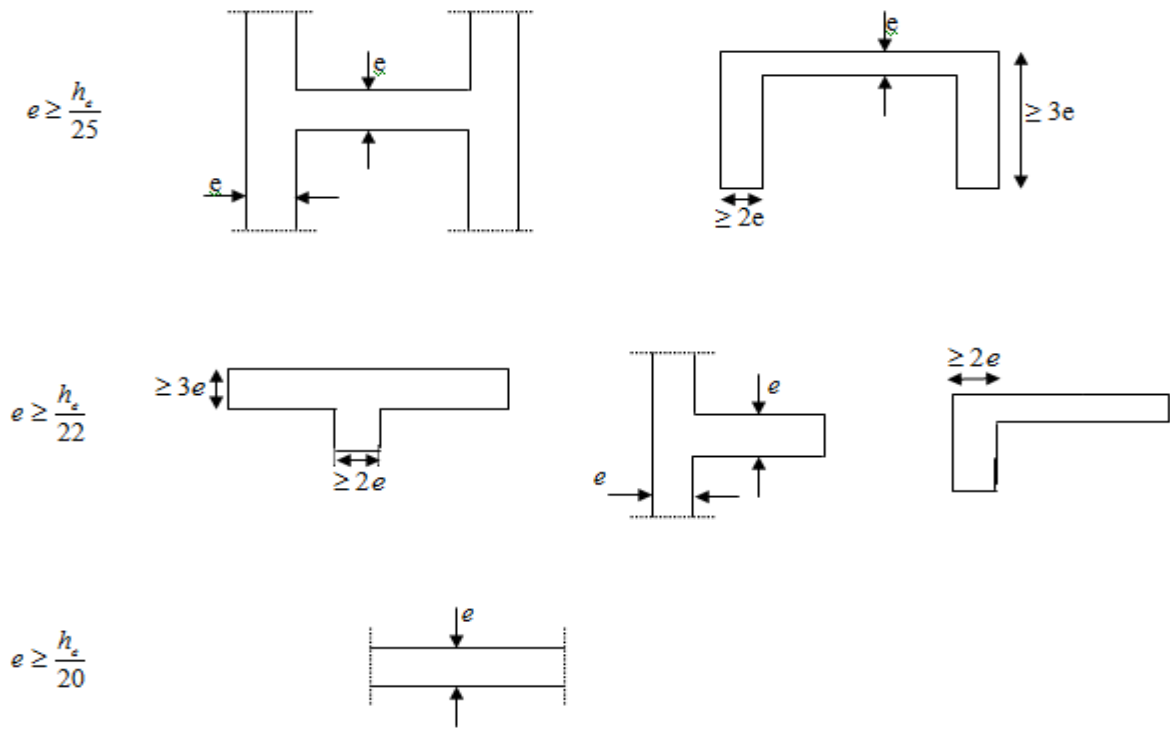
Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place ; ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

D'après l'article **7.7 du RPA 99 version 2003**, le pré dimensionnement des voiles se fera comme suit :

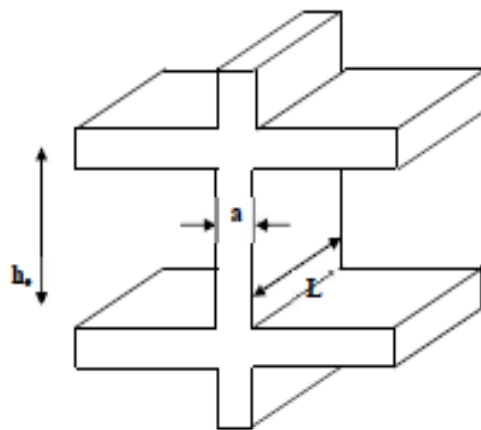
#### II.3.1- L'ÉPAISSEUR

« e » est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et la condition de rigidité aux extrémités.

⊥



**Figure II.2** Coupe de voile en plan



**Figure II.3** Coupe de voile en élévation

Dans notre cas on a :

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

$$\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19,4 \text{ cm} \quad , \text{ on opte pour une épaisseur de } 20 \text{ cm.}$$

### II.3.2- L'ARGEUR

Selon le (RPA99/Version2003), ne sont considérés comme voiles de contreventement, que ceux satisfaisant la condition suivante :  $l_{\min} \geq 4e$  dans notre cas :

$e = 20\text{cm}$  pour le sous-sol et les étages courants.

$$\Rightarrow l_{\min} \geq 4e = 4 \times 20 = 80\text{cm}$$

Dans notre cas  $l_{\min} = 100\text{cm} \geq 80\text{cm}$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

### II.4- POTEAUX

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'état limite de service (ELS) en compression simple en considérant un effort  $N_s$  qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité.

Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$A_p = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} = \frac{G + Q}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

$A_p$ : section transversale du poteau.

$N_s$  : effort de compression repris par les poteaux.

$G$  : charge permanente.

$Q$  : surcharge d'exploitation.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte limite de service du béton en compression :

$$(\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}).$$

L'effort normal  $N_s$  sera déterminé à partir de la descente de charges donnée par le DTR BC.22.

Selon le (RPA 99, Art. 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

Avec :  $(b_1, h_1)$  dimensions de la section transversale des poteaux et  $h_e$  : hauteur libre d'étage.

### II.4.1- DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES (DTR B.C.22)

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux...), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

#### II.4.1.1- Charges permanentes

On calculera les charges correspondant aux planchers terrasse ; étages courants; murs extérieurs; murs intérieurs et l'acrotère.

##### a- Les planchers

- **Plancher terrasse (inaccessible)**

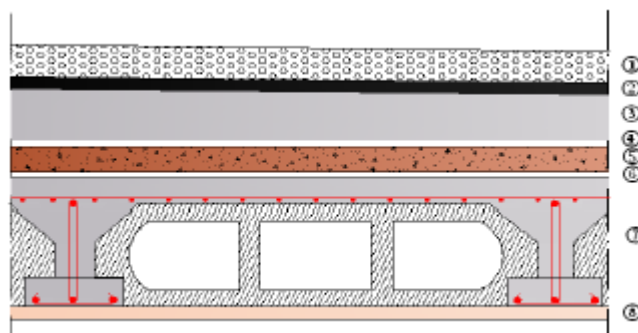
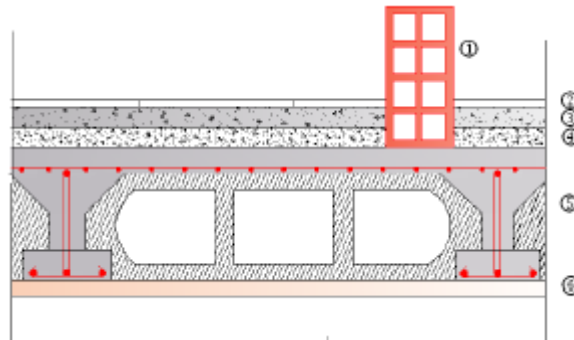


Figure II.4 Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.1 Charge permanentes du plancher terrasse inaccessible

N°	Eléments	Epaisseur(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$G(\text{KN/m}^2)$
1	Couche de gravier roulé(15/25)	0.05	20.00	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	-	0.12
3	Béton en forme de pente	0.07	22.00	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	-	-	0.01
5	Isolation thermique ( liège)	0.04	-	0.16
6	Feuille de polyane (par vapeur)	-	-	0.01
7	Plancher en corps creux	0.20	14.2	2.85
8	Enduit de plâtre	0.02	10.00	0.20
	<b>Charge permanente totale <math>G_t</math></b>			<b>5.89</b>

- **Plancher d'étage courant**

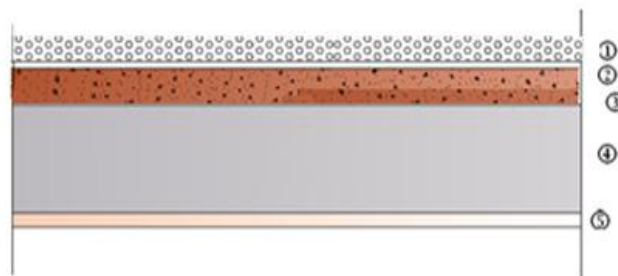


**Figure II.5** Coupe verticale du plancher courant.

**Tableau II.2** Charge permanentes du plancher 'étage courant

N°	Eléments	Epaisseur(m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Cloison en briques creuses	0.10	09.00	0.90
2	Revêtement carreaux Grés-Cérame	0.02	20.00	0.40
3	Mortier de pose	0.03	22.00	0.66
4	Couche de sable	0.03	18.00	0.54
5	Plancher en corps creux	0.20	-	2.85
6	Enduit plâtre	0.2	10.00	0.20
Charge permanente totale $G_t$				<b>5.55</b>

- **Plancher dalle pleine (balcons)**



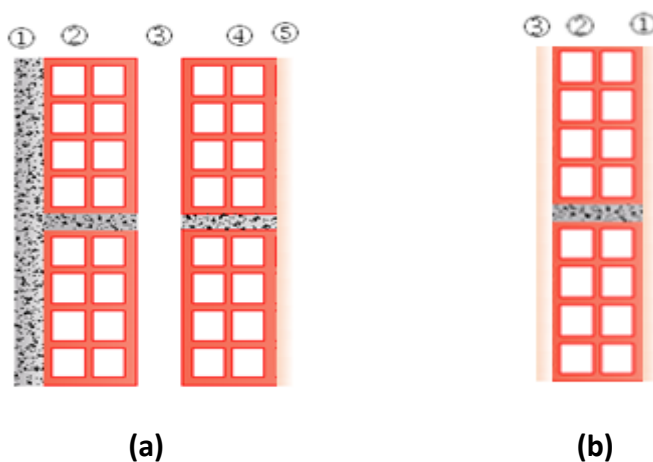
**Figure II.6** Coupe verticale du plancher dalle pleine (balcons).

**Tableau II.3- Charges permanentes de la dalle pleine**

N°	Eléments	Epaisseur(m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carreaux Grés-Cérame	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22.00	0.44
3	Couche de sable	0.03	18	0.90
4	Dalle en béton armé	0.15	25.00	3.75
5	Enduit de ciment	0.015	18.00	0.27
Charge permanente totale $G_t$				<b>5.80</b>

**b- Maçonnerie**

Notre structure comporte deux types de murs en maçonnerie

**Figure II.7** Coupe verticale d'un mur extérieur (a) et d'un mur intérieur (b).**Tableau II.4- Charges permanentes des murs extérieurs**

N°	Eléments	Epaisseur(m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	0.02	18.00	0.36
2	Briques creuses	0.01	09.00	0.90
3	Lame d'air	0.05	--	--
4	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
5	Enduit de plâtre sur la face intérieure	0.02	10.00	0.20
Charge permanente totale $G_t$				<b>2.36</b>

**Tableau II.5- Charges permanentes des murs intérieurs**

N°	Eléments	Epaisseur(m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit plâtre	0.02	10.00	0.20
2	Briques creuses	0.10	09.00	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10.00	0.20
Charge permanente totale $G_t$				<b>1.30</b>

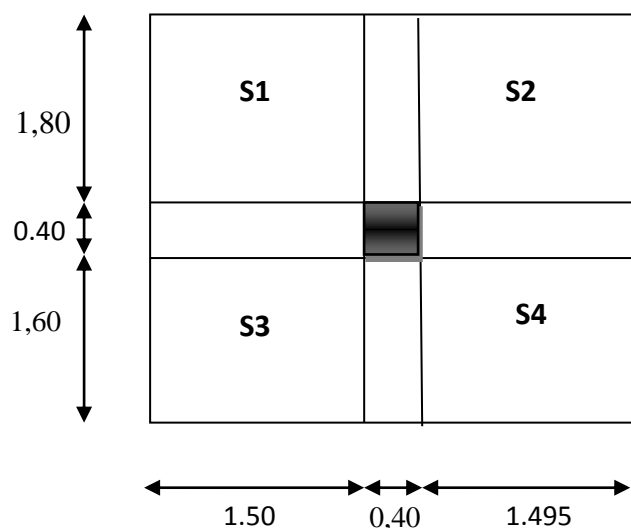
### II.4.1.2- Surcharges d'exploitation

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR** (article 7.2 .2) comme suit :

- Plancher terrasse.....	$Q= 1,00 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation .....	$Q= 1,50 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Plancher RDC à usage d'habitation.....	$Q= 1,50 \text{ KN} / \text{m}^2$
- L'acrotère.....	$Q= 1,00 \text{ KN} / \text{ml}$
- L'escalier.....	$Q= 2,50 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Les balcons.....	$Q= 3,50 \text{ KN} / \text{m}^2$

### II.4.2- DETERMINATION DE L'EFFORT ( $N_s$ ) PAR LA DESCENTE DE CHARGES

#### II.4.2.1- Surface d'influence



**Figure II.8** Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

Dans notre cas, les poteaux les plus sollicités sont: (C 3.I 4)

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

$$S = (1.8+1.6) \times (1.5+1.495) = 10,18\text{m}^2$$

$$S = 10,18\text{m}^2$$

#### II.4.2.2- Les charges permanentes

##### a- Poids des planchers

- **Plancher terrasse**  
 $P = 5.89 \times 10,18 = 59.96\text{KN}.$
- **Plancher étage courant**  
 $P = 5.55 \times 10,18 = 56.50\text{KN}.$

**b- Poids des poutres**➤ **Poutres principales**

$$P_{PP} = (0.40 \times 0.30) \times (3,40) \times 25 = 10,200 \text{ KN.}$$

➤ **Poutres secondaires**

$$P_{PS} = (0.35 \times 0.30) \times (2,995) \times 25 = 7,861 \text{ KN.}$$

**D'où le poids total des poutres**

$$P_t = 10,200 + 7,861 = 18.061 \text{ KN}$$

**c- Poids des poteaux**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leurs poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure:

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 40 \text{ cm} \\ H = 40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$P_{POT} = (a \times b) \times h_{pot} \times \rho_b$$

Etage courant et le RDC :

$$P_{pot1} = (0.40 \times 0.40) \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}$$

Entre -sol :

$$P_{pot2} = (0.40 \times 0.40) \times 4.08 \times 25 = 16,32 \text{ KN}$$

**II.4.2.3- Surcharges d'exploitation****a- Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages**

La dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, bâtiments à usage d'habitation et bureautique, sous réserve de satisfaire certaines conditions notamment pour les locaux industriels et commerciales.

Les règles du BAEL nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte du non simultanément du chargement sur tous les planchers.

La loi de dégression est donnée par la formule suivante:

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

$Q_0$  : 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.

$$Q_0$$

$$Q_0+Q_1$$

$$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$$

$$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$$

$$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$$

$$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5 )$$

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$$

**Figure II. 9** Loi de dégression des surcharges.

**b- Coefficients de dégression des surcharges**

NIV	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
coef	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>0.95</b>	<b>0.90</b>	<b>0.85</b>	<b>0.80</b>	<b>0.75</b>	<b>0.714</b>	<b>0.687</b>

La surface d'influence :  $S = 10.18 \text{ m}^2$

Plancher terrasse  $Q_9 = 1,00 \times 10.18 = 10,18 \text{ KN}$

Plancher d'étage courant + RDC :  $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = 1,50 \times 10,18 = 15,27 \text{ KN}$

**c- Calcul des surcharges**

Niveau 10.....  $Q_0 = 10,18 \text{ KN}$

Niveau 9 .....  $Q_0+Q_1 = 10,18+15,27 \text{ KN} = 25.45 \text{ KN}$

Niveau 8.....  $Q_0+Q_1+Q_2 = 10,18+(15,27 \times 2) = 40.72 \text{ KN}$

Niveau 7 .....  $Q_0+0.95(Q_1+Q_2+Q_3) = 10,18+0.95(15,27 \times 3) = 51.41 \text{ KN}$

Niveau 6 .....  $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 10,18+0.90(15,27 \times 4) = 65.15 \text{ KN}$

Niveau 5 .....  $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 10,18+0.85(15,27 \times 5) = 75.07 \text{ KN}$

Niveau 4 .....  $Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 10,18+0.80(15 ,27 \times 6) = 83.47 \text{ KN}$

Niveau 3 .....  $Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 10,18+0.75(15,27 \times 7) = 90.34 \text{ KN}$

Niveau 2 .....  $Q_0+0.714 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) = 10,18+0.714(15,27 \times 8) = 97.40 \text{ KN}$

Niveau 1...  $Q_0+0.687 (Q_1+Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) = 10,18+0.687(15,27 \times 9) = 104.59 \text{ KN}$

**Tableau II.6** Récapitulatif de la descente de charges sur le poteau C3

niv	charges permanentes (KN)				Gcumulée	charges d'exploitations (KN)		efforts tranchants (KN) $N_i = G_e + Q_e$	section du poteau (cm <sup>2</sup> )	
	poids des planchers	poids des poteaux	poids des poutres	G <sub>totale</sub>		Q <sub>i</sub>	Qcumulée		S <sub>teouée</sub>	S <sub>adoptée</sub>
10	59.96	0.00	18.06	78.02	78.02	10.18	10.18	88.20	58.8	30X35
9	56.50	12.24	18.06	86.80	164.82	25.45	35.63	200.45	133.63	30X35
8	56.50	12.24	18.06	86.80	251.62	40.72	76.35	327.97	218.64	30X35
7	56.50	12.24	18.06	86.80	338.42	51.41	127.76	466.18	310.78	30X35
6	56.50	12.24	18.06	86.80	425.22	65.15	192.91	618.13	412.08	35X40
5	56.50	12.24	18.06	86.80	512.02	75.07	267.98	780	520	35X40
4	56.50	12.24	18.06	86.80	598.82	83.47	351.45	950.27	633.51	35X40
3	56.50	12.24	18.06	86.80	685.62	90.34	441.79	1127.41	751.60	40X45
2	56.50	12.24	18.06	86.80	772.42	97.40	539.19	1311.61	874.40	40X45
1	56.50	16.32	18.06	90.88	863.30	104.59	643.78	1507.08	1004.72	40X45

**Tableau II.7** Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99(Art 7.4.1)

Poteaux (bxh)	Conditions exigées par le RPA	Valeur calculée	observation
30X35	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 0.857$	Condition vérifiée
35X40	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 15.3$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 0.875$	Condition vérifiée
40X45	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 20.4$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 0.88$	Condition vérifiée

### II.4.3- VERIFICATION DE LA RESISTANCE DES POTEAUX AU FLAMBEMENT

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

Pour qu'il n'y ait de flambement il faut que l'élancement : « $\lambda$ » soit  $\leq 50$

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

Avec :

$\lambda$  : Elancement du poteau.

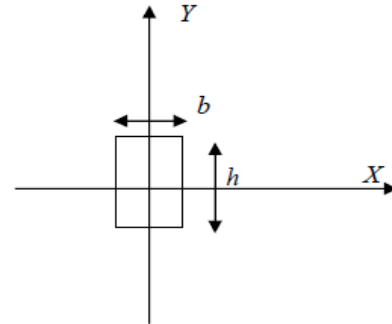
$L_f$  : Longueur de flambement ( $L_f = 0,7 L_0$ ).

$i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ ).

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau par rapport à l'axe  $xx$  (axe faible)

$B$  : Section transversale du poteau ( $B = h \times b$ )

$L_0$  : Longueur d'un poteau entre faces supérieures de deux planchers consécutifs.



$$\lambda = \frac{L_0}{\sqrt{\frac{I_w}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{S}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

- poteaux (30X35) :  $L_0 = 3.06 \implies \lambda = 24.73 < 50$ .
- Poteaux (35X40) :  $L_0 = 3.06 \implies \lambda = 21.20 < 50$ .
- Poteaux (40X45) :  $L_0 = 3.06 \implies \lambda = 18.55 < 50$
- Poteaux (40X45) :  $L_0 = 4.08 \implies \lambda = 24.73 < 50$

Tous les poteaux vérifient la condition de non – flambement

## CONCLUSION

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- ✓ Hauteur du plancher  $ht = 20$  cm soit un plancher de 16+4 cm.
- ✓ Section des poutres principales  $(30 \times 40)$  cm<sup>2</sup>
- ✓ Section des poutres secondaires  $(30 \times 35)$  cm<sup>2</sup>.
- ✓ Sections des poteaux :  $(40 \times 45)$  cm<sup>2</sup> pour le Entresols, RDC, 1<sup>ère</sup>, et 2<sup>ème</sup> étage  
 $(35 \times 40)$  cm<sup>2</sup> pour les niveaux : 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage  
 $(30 \times 35)$  cm<sup>2</sup> pour les niveaux. 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, et 8<sup>ème</sup> étage
  
- ✓ Epaisseur des voiles de l'E-SOL :  $e = 20$ cm.
- ✓ Epaisseur des voiles de R+8:  $e = 20$ cm.
- ✓ Epaisseur dalles pleines (Balcons) :  $ep = 15$ cm.

Ces résultats nous servirons de base dans la suite de nos calculs dans les prochains chapitres

## Chapitre III

## CALCUL DES ELEMENTS

## III.1 - INTRODUCTION

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

## III.2- L'ACROTÈRE

L'acrotère est un élément secondaire de la structure assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. Elle est soumise à un effort  $G$  dû à son poids propre et à un effort horizontal ( $Q= 1\text{KN/ml}$ ) dû à la main courante provoquant un moment de renversement ( $M$ ) dans la section d'encastrement.

Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée du au poids propre de l'acrotère «  $N$  » et d'une poussée latérale «  $Q$  » due à la main courante provoquant un moment de renversement «  $M_r$  ».

L'acrotère est exposée aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

## III.2.1- DIMENSIONS DE L'ACROTÈRE

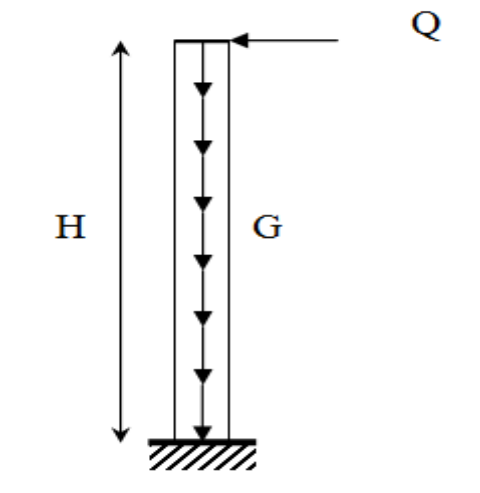


Figure III.1 Schéma statique.

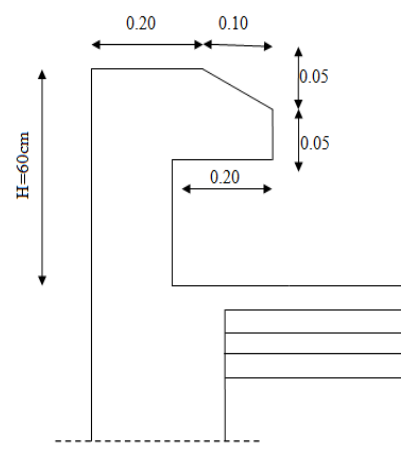


Figure III.2 Coupe verticale de l'acrotère

**III.2.2- DETERMINATION DES SOLLICITATIONS POUR UNE BANDE UNITAIRE****III.2.2.1- Poids propre de l'acrotère**

$$G_{acr} = \rho_{beton} \times S_{acr}$$

$$G_{acr} = 25 \left[ (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + (0.1 \times 0.1) + \left( \frac{0.05 \times 0.1}{2} \right) \right] = 1.9375 \text{ KN/ml}$$

$$G_{acr} = 1.9375 \text{ [KN/ml]}$$

Avec :

$\rho$  : Masse volumique du béton

S : Section transversale.

**III.2.2.2- Surcharge d'exploitation**

$$Q_{acr} = 1 \text{ KN}$$

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m.}$$

**III.2.3- COMBINAISON DE CHARGES**

- **A l'ELU**

La combinaison est : **1.35 G + 1.5 Q**

- Effort normal de compression

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 1.9375 + 0 = 2.62 \text{ kN}$$

- Moment de reversement

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 0 + 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$$

- **A l'ELS**

La combinaison est : **G + Q**

- Effort normal de compression :

$$N_s = G + Q = 1.9375 + 0 = 1.9375 \text{ kN}$$

- Moment de reversement :

$$M_s = M_G + M_Q = 0 + 0.6 = 0.6 \text{ kN.m}$$

- Effort tranchant :

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

### III.2.4- DIAGRAMMES DES EFFORTS INTERNES

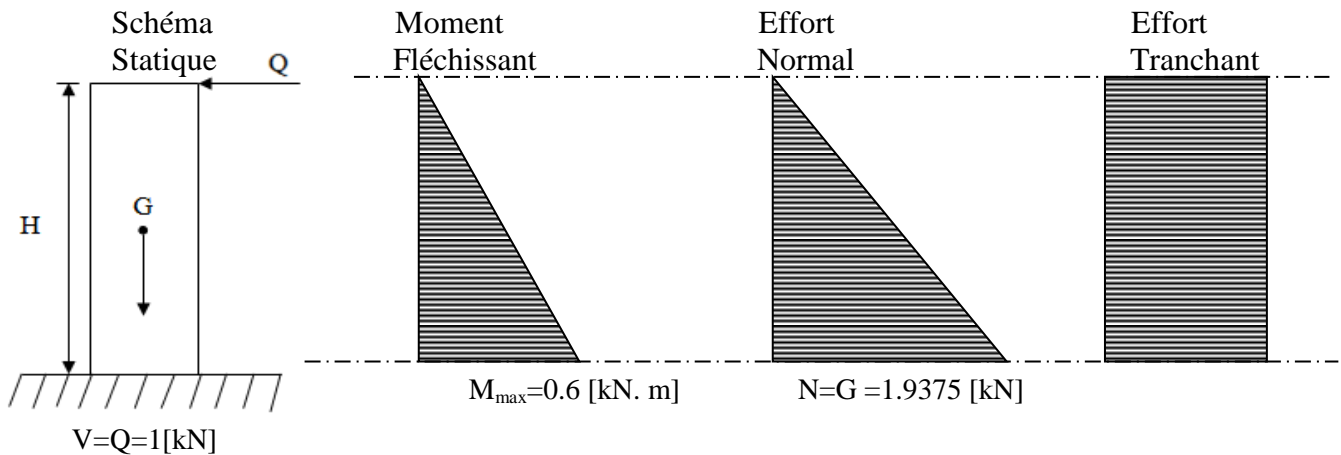


Figure III.3 Diagrammes des efforts internes (M, N, T)

### III.2.5- DETERMINATION DU FERRAILLAGE

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section ( $b \times h$ ) soumise à un effort  $N$  et un moment de renversement  $M$  normal.

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à l'ELS.

$$h = 10 \text{ cm};$$

$$b = 100 \text{ cm};$$

$$c = c' = 3 \text{ cm};$$

$$d = h - c = 10 - 3 = 7 \text{ cm};$$

$c$  et  $c'$  la distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton ;

$d$  : hauteur utile.

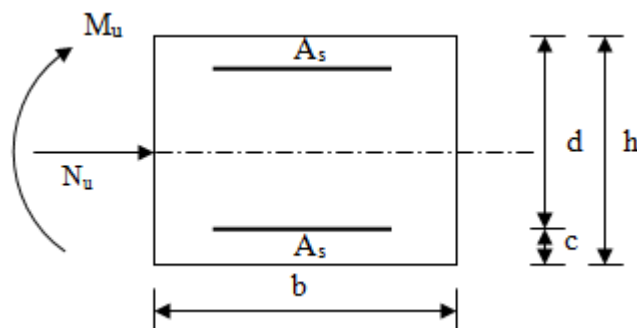


Figure III.4 Section soumise à la flexion Composée

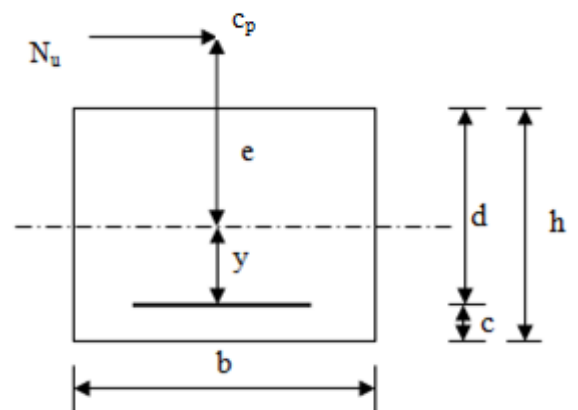


Figure III.5 Section soumise à la flexion Composée

### III.2.6- CALCUL A L'ELU

#### III.2.6.1- Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.62} = 0,344 \text{ m} \Rightarrow e_u = 34,4 [ \text{cm} ]$$

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

Donc :  $e_u = 34,4 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}$

Le centre de pression «  $c_p$  » se trouve à l'extérieur de la section limitée, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

#### III.2.6.2- Calcul de la section d'armatures en flexion simple

##### a- Moment fictif

$$M_f = N_u \times g$$

Avec  $g$  : distance entre «  $c_p$  » et le centre de gravité des armatures inférieures tendues.

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 34,4 + 2 = 36,4 \text{ cm}$$

D'où  $M_f = N_u \times g = 2,62 \times 0,364 = 0,953 \text{ kN.m}$

##### b- Moment réduit

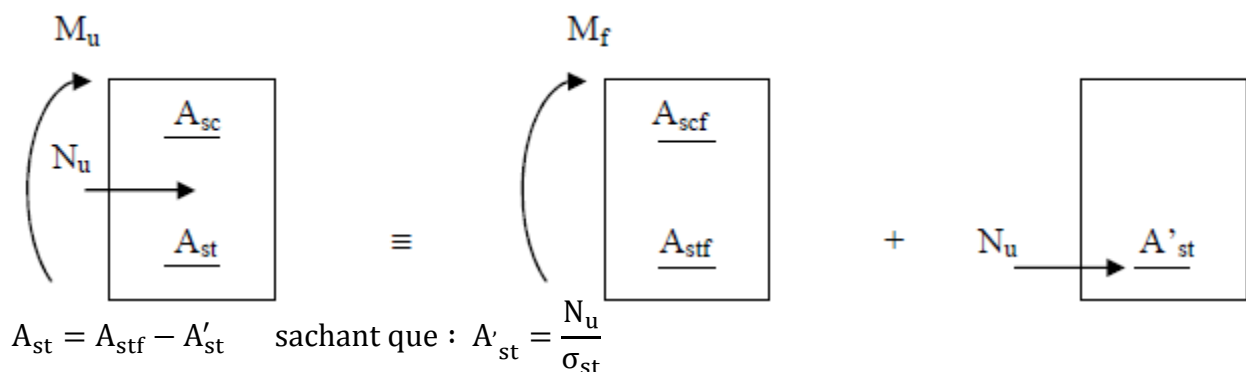
$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{9,53 \cdot 10^5}{100 \times 7^2 \times 14,17 \times 10^2} = 0,137$$

$\mu_b = 0,137 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$  **S.S.A** (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires pour la section).



**c- Calcul des armatures fictives en flexion simple ( $A_{stf}$ )**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$  Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \text{ et } \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,137}) \iff \alpha = 0,184 \text{ d'où } \beta = 0,926$$

$$A_{stf} = \frac{0,953 \times 10^5}{0,926 \times 7 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 0,423 \text{ cm}^2 \iff A_{stf} = 0,423 \text{ cm}^2$$

**III.2.6.3- Calcul des armatures réelles en flexion composée ( $A_{st}$ )**

$$A_{st} = A_{stf} - A'_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,423 - \frac{2,62 \times 10^3}{(400 \times 10^2)/1,15} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0,35 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

**III.2.7- VERIFICATION A L'ELU****III.2.7.1- Condition de non fragilité du béton (BAEL91/ Art A.4.2.1)**

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_u - 0,455 \times d}{e_u - 0,185 \times d} \right]$$

$$A_{t28} 0,6 + 0,06 f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 \iff f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \times \left[ \frac{34,4 - (0,455 \times 7)}{34,4 - (0,185 \times 7)} \right] = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{min} = 0,8 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 0,35 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \iff A_{min} \geq A_{st} \iff A_s = \max(A_{min}; A_{st}) \iff A_s = 0,8 \text{ cm}^2$$

**Conclusion**

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

Donc on adoptera une section :  $A_s \geq A_{min}$

Soit :  $A_s = 2,51 \text{ cm}^2 \longrightarrow$  Le tableau des sections des barres nous donne : **5HA8**.

Avec : espacement de **20 cm**.

**a- Les armatures de répartitions**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = \frac{0,62\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

Soit: **4HA8 = 2.01cm<sup>2</sup>** répartie sur 60 cm de hauteur, avec un espacement de

$$S_t = \frac{60}{4} = 15\text{cm}$$

**b- Espacement des barres**

Fissuration est préjudiciable,  $S_t \leq \min \{2.h ; 25\}$  cm.

Avec : h : épaisseur de la section d'acrotère.

h = 10 cm. Soit : **S<sub>t</sub> = 20 cm.**

L'Espacement adopté est de **20 cm** → Condition vérifiée.

**III.2.7.2- Vérification au cisaillement (BAEL91 art 5.1.1)**

La fissuration est préjudiciable donc :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4\text{MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4\text{MPa}) = 2,5 [\text{MPa}]$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 [\text{MPa}]$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 [\text{MPa}]$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement} \Rightarrow \text{(Condition est vérifiée).}$$

**III.2.7.3- Vérification l'adhérence des barres (BAEL91/ Art 6.1.3)**

$$\bar{\tau}_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  = somme des périmètres utiles des barres.

$\Psi_s$ : Coefficient de scellement (Aciers haute adhérence →  $\Psi_s = 1.5$ )

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres.

D'où :

$$\tau_{sc} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 12,56 \times 10} \rightarrow \tau_{sc} = 0,19 \text{MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{se} = 0,19 \text{MPa} \\ \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_{se} = 0,19 \text{MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres. (Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement) donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### III.2.7.4- Ancrage des armatures

Pour avoir un bon encrage droit, il faut mettre en œuvre un encrage qui est défini par sa longueur de scellement droit ( $L_S$ ).

$$L_S = \frac{\emptyset \times f_e}{4\tau_u} \quad \text{et} \quad \tau_u = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$$L_S = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{m} \quad \text{On adoptera } L_S = 30 \text{cm}$$

### III.2.8- VERIFICATION A L'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

Il faut vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$\sigma_{sc} \leq \overline{\sigma}_{sc}$  il n'y a pas lieu de vérifier car il n'y a pas acier comprimée.(SSA)

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé.

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans les aciers tendus.

$\overline{\sigma}_{st}$  : Contrainte limite dans les aciers tendus.

$\sigma_{sc}$  : Contrainte dans les aciers comprimée.

$\overline{\sigma}_{sc}$  : Contrainte limite dans les aciers comprimée.

#### III.2.8.1- Dans l'acier

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left( 0,5 \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \right\}$$

Avec :  $\eta = 1,6$  : fissuration préjudiciable (acier HA)  $\emptyset \geq 6 \text{mm}$ .

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \max(0,5 \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\} = \min \{266,66 ; 201,63\}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 [MPa]$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \text{Avec } \beta_1 \text{ est fonction de } \rho_1$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 7} = 0,358$$

$$\rho_1 = 0,358 \Rightarrow \beta_1 = 0,907 \Rightarrow K_1 = 38,76$$

$$\text{D'où : } \sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,907 \times 7 \times 2,51} = 37,65 [MPa]$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \leq \quad \rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

### III.2.8.2- Dans le béton

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa \quad \text{et} \quad \sigma_{bc} = k\sigma_{st} = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{38,76} 37,65 = 0,971$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

### III.2.9- VERIFICATION DE L'ACROTÈRE AU SEISME (RPA. Art 6-2-3)

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

$$\mathbf{F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)

$$\Rightarrow \mathbf{A = 0,15} \quad (\text{RPA99/Art 4.2.3 Tableau 4-1})$$

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8

Pour les éléments secondaires :  $C_p = 0,3$

$W_p$  : Poids propre de l'acrotère

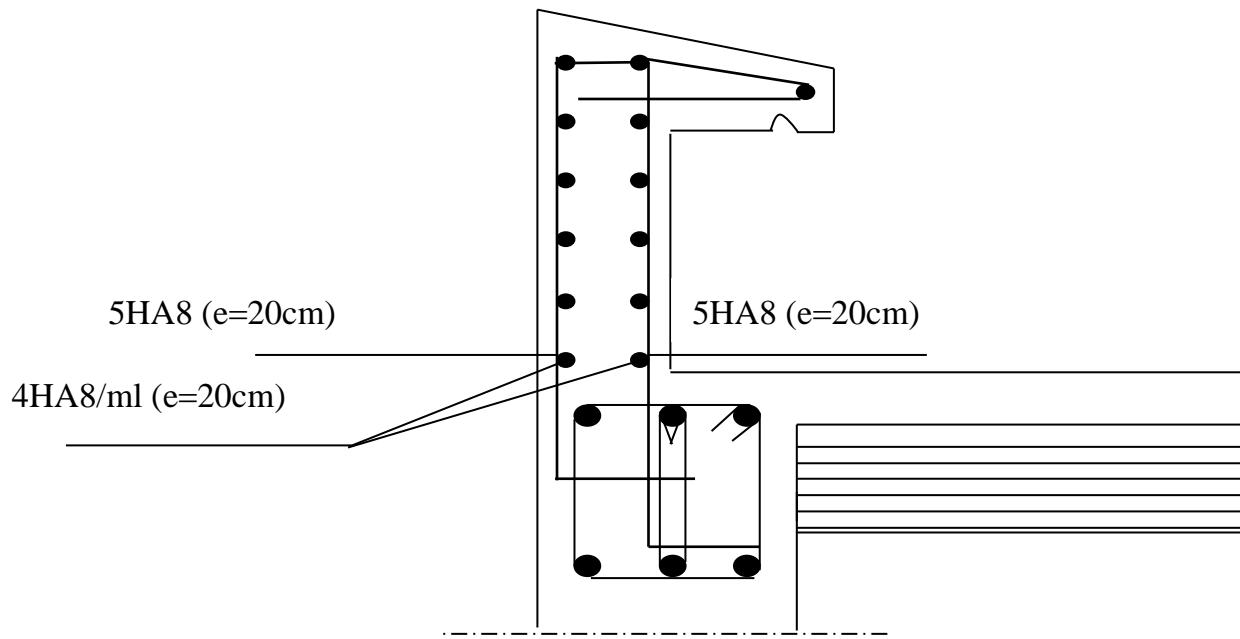
$$W_p = 1,9375 [KN/ml]$$

$$\text{D'où : } \mathbf{F_p = 4 \times 0,3 \times 0,15 \times 1,9375 = 0,34875 kN/ml} < Q = 1kN/ml.$$

$$\Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

### Conclusion

L'acrotère est calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique  $F_p$ , d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable.



**Figure III.6** Ferraillage de l'acrotère.

### III.3- PLANCHERS

#### III.3.1- PLANCHER A CORPS CREUX

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

##### III.3.1.1- Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 04 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés nuance TS 520). L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm (5p/m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm (4p/m) pour les armatures parallèles aux poutrelles (BAEL (Art B.6.8.423)).

##### III 3.1.2- Calcul des armatures

###### III.3.1.2.1- Armatures perpendiculaires aux poutrelles (Nervures)

$$A = \frac{4 \times L}{F_e}, \text{ Avec } L : \text{ la distance entre axes des poutrelles } (50 \leq L \leq 80 \text{ cm})$$

Dans notre cas  $L = 65$  [cm]

**Avec**

$A_{\perp}$ :  $\text{cm}^2$  / par mètre linéaire,

$L$  : Distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 cm ( $L = 65$  cm)

$f_e$ : limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} \geq 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera 5T5/ml  $\rightarrow A_{\perp} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . avec un espacement  $S_t = 15$  cm.

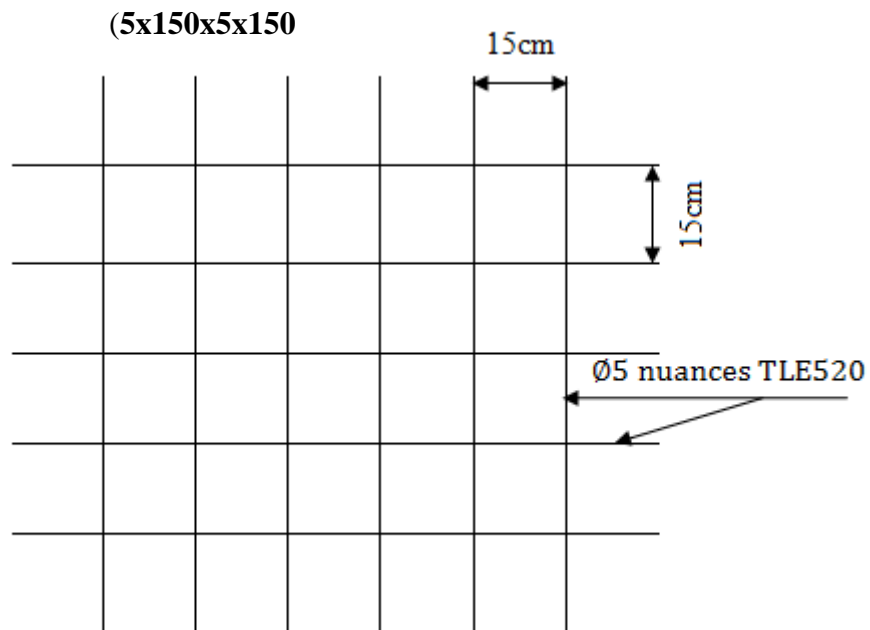
###### III.3.1.2.2- Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

On adoptera 5T5/ml  $\rightarrow A_{\parallel} = 0,49 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement  $S_t = 15$  cm.

#### Conclusion

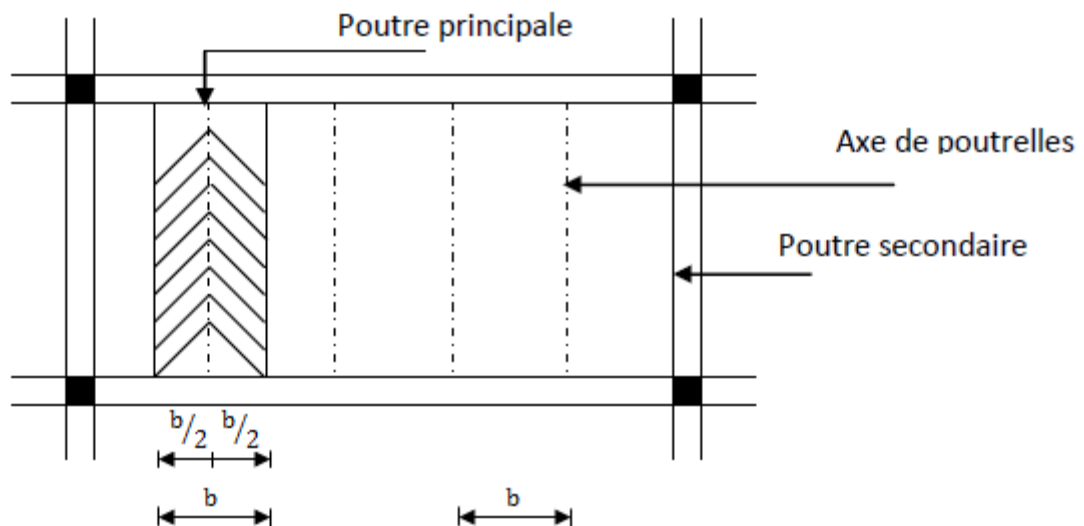
Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles.



**Figure III.7** Treillis soudé de 15x15 cm

### III.3.2- Calcul de la poutrelle

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous



**Figure III.8** disposition des poutrelles

### III.3.2.1- Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères.

#### a- Critère de la petite portée

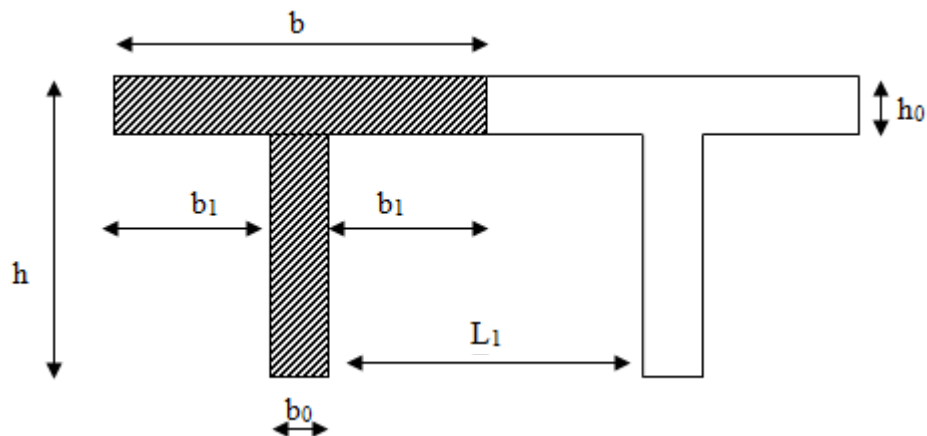
Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

#### b- Critère de la continuité

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles (A.4.1, 3 BAEL91) préconise que la largeur  $b_1$  de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes

### III.3.2.2- Dimensionnement de la poutrelle



**Figure III.9** construction de la section en T.

Avec

$L_1$  : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles. ( $L_1=65-12=53\text{cm}$ )

$L$  : longueur de la plus grande travée. ( $L_1 = 350\text{cm}$ )

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

$h$  : hauteur de la section  $h = (16+4)\text{ cm}$

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

### II.3.3- largeur efficace de la table de compression (article a.4.1,3 / BAEL 91)

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

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

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

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_1 - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{350}{10} = 35 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L}{2} = 117 \text{ cm} \end{array} \right\} \rightarrow b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 = (2 \times 26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

#### III.3.3.1- Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm<sup>2</sup> reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

##### a- Chargement

Poids propre de la poutrelle : 0.12 x 0.04 x 25 ..... 0.12 kN/ml,

Poids du corps creux : 0.65 x 0.95 ..... 0.62 kN/ml,

Surcharge due à l'ouvrier : ..... 1.00 kN/ml.

Charge permanente : **G = 0.74 kN/ML**

Charge d'exploitation : **Q = 1 kN/ML**

##### a- Ferrailage à l'ELU :

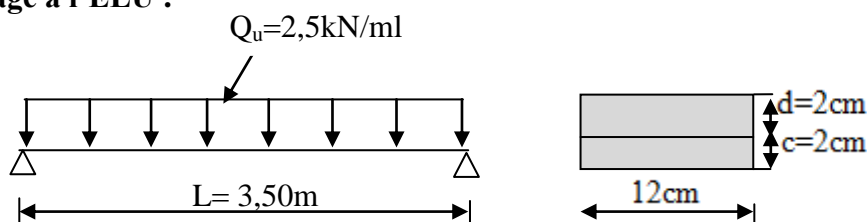


Figure. III.10 Schéma statique

- **Combinaison de charges**

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

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

- **Calcul du moment en travée**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times (3,5)^2}{8} = 3,82 \rightarrow M_u = 3,82 \text{ kN}$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 3,5}{2} = 4 \rightarrow T = 4,37 \text{ kN}$$

- **Calcul de la section d'armature**

L'enrobage  $c = 2\text{cm}$

La hauteur  $d = (h - c) = (4 - 2) = 2\text{cm}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,5 \times 10^5}{12 \times 2^2 \times 14,17 \times 10^2} = 5,15 \gg \mu_1 = 0,392$$

→ Section doublement armée (**SDA**)

### Conclusion

Les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section ( $4 \times 12 \text{ cm}^2$ ) de la poutrelle est très réduite pour placer ces armatures. On prévoit donc des étais intermédiaires pour aider la poutrelle à supporter les charges avant, pendant et après le coulage.

### III.3.3.2- Après coulage de la dalle de compression

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en T ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rive sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge  $q_u$  uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

#### ➤ **Evaluation des charges et surcharges**

- **Plancher terrasse**

– poids propre du plancher :  $G = 5,89 \times 0,65 = 3,83\text{kN/ml}$

– surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65\text{kN/ml}$

- **Plancher étage courant**

– poids propre du plancher :  $G = 5,55 \times 0,65 = 3,61\text{kN/ml}$

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

#### ➤ **Combinaison de charges**

##### 1. **Plancher terrasse**

**ELU** :  $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3,83) + 1,5(0,65) = 6,15 \text{ kN/ml}$

**ELS** :  $q_s = G + Q = (3,83) + (0,65) = 4,48 \text{ kN/ml}$

**Plancher étage courant (à usage habitation)**

$$\text{ELU} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(3,61) + 1,5(0,975) = 6,34 \rightarrow q_u = 6,34 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = (3,61) + (0,975) = 4,59 \text{ kN/ml}$$

**Remarque**

On constate que le chargement pour le plancher d'étage courant est le plus défavorable.

**III.3.3- Choix de la méthode de calcul**

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

- 1- Méthode forfaitaire.
- 2- Méthode de Caquot.
- 3- Méthode des trois moments.

**III.3.3.1- conditions d'application de la méthode forfaitaire (Art B.6.2,210/BAEL 91 modifiée 99)**

Les charges et surcharges reprises par le plancher considéré (étage courant à usage habitation), sont :

$$Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$G = 5,55 \text{ kN/m}^2$$

- a-** La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée  
La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 kN/m<sup>2</sup>.

$$Q = 1,5 < \max\{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\} = 11,10 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- b-** Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. → la condition est vérifiée.

- c-** Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{1+i}} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{l_1}{l_2} = \frac{3,50}{3,40} = 1,02 \leq 1,25 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$0,8 \leq \frac{l_2}{l_3} = \frac{3,40}{3,39} = 1,002 \leq 1,25 \rightarrow \text{vérifié}$$

$$0,8 \leq \frac{l_3}{l_4} = \frac{3,39}{3,15} = 1,076 \leq 1,25 \rightarrow \text{vérifié}$$

Fissurations non préjudiciables à la tenue du béton armé et de ses revêtements.

**Conclusion**

Notre plancher est considéré comme plancher à charge d'exploitation modérée.

Toutes les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées, on va donc opter pour cette méthode.

**III.3.3.2- principe de la méthode forfaitaire**

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

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

$$\mathbf{a} - M_{ti} \geq \max\{1,05M_{0i}, (1 + 0,3\alpha)M_{0i}\} - \frac{M_e + M_w}{2}$$

$$\mathbf{b} - \begin{cases} M_{ti} \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_{0i} & \rightarrow \text{travée intermédiaire.} \\ M_{ti} \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right) M_{0i} & \rightarrow \text{travée de rive.} \end{cases}$$

$M_{ti}$ : moment maximal en travée considérée ;

$M_e$ : moment sur l'appui de droite en valeur absolue ;

$M_w$ : moment sur l'appui de gauche en valeur absolue ;

$M_{0i}$ : valeur maximal du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

**c-** La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :  
**0,6  $M_{0i}$**  Pour une poutre à deux travées.

**0,5  $M_{0i}$**  Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

**0,4  $M_{0i}$**  Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

De part et d'autre de chaque appui intermédiaire, on retient pour la vérification des sections, la plus grande des valeurs absolues à gauche et à droite de l'appui.

Sur les appuis de rive, les valeurs des moments sont prises égales à **0,3 $M_{0i}$** .

**III.3.3.3- Application de la méthode**

Calcul du rapport des charges  $\alpha$

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

$$\alpha = \frac{1,5}{5,55 + 1,5} = 0,213 \quad \rightarrow \quad \left(0 < 0,213 < \frac{2}{3}\right) \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Nous aurons besoin pour nos calculs les valeurs suivantes :

$\alpha$	$1 + 0,3 \alpha$	$\frac{1 + 0,3 \alpha}{2}$	$\frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2}$
0,213	1,064	0,532	0,632

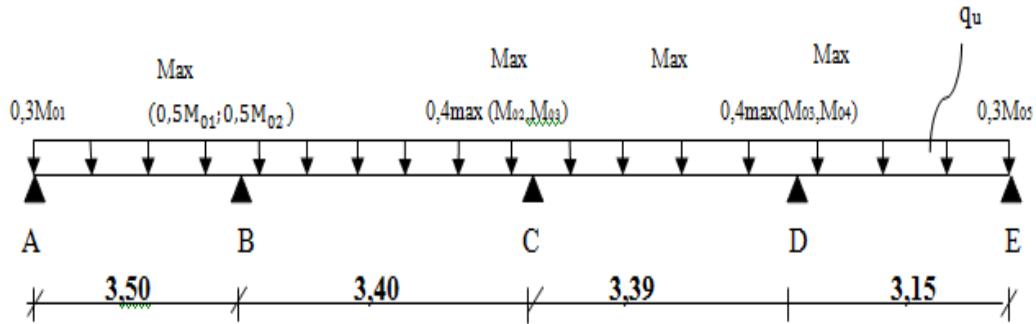


Figure III.11 Schéma statique de la poutrelle à plusieurs travées

### III.3.4- Calcul les efforts internes à l'ELU

#### a- Calcul des moments fléchissant

- Calcul des moments isostatiques

On a  $q_u = 6,34 \text{ kN/ml}$

$$M_{0i} = q_u \times \frac{(L_i)^2}{8}$$

$$M_{01} = 6,34 \times \frac{(3,50)^2}{8} = 9,708 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = 6,34 \times \frac{(3,39)^2}{8} = 9,107 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = 6,34 \times \frac{(3,4)^2}{8} = 9,161 \text{ kN.m}$$

$$M_{04} = 6,34 \times \frac{(3,15)^2}{8} = 7,863 \text{ kN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 9,707 = 2,912 \text{ kN.m}$$

$$M_B = 0,5\max(M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 9,707 = 4,853 \text{ kN.m}$$

$$M_C = 0,4\max(M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 9,161 = 3,664 \text{ kN.m}$$

$$M_D = 0,5\max(M_{03}; M_{04}) = 0,5 \times 9,107 = 4,553 \text{ kN.m}$$

$$M_E = 0,3M_{04} = 0,3 \times 7,863 = 2,358 \text{ kN.m}$$

- Calcul des moments en travées

### 1- Travée de rive A B

$$M_{tAB} = \max(M_{tAB1}, M_{tAB2})$$

$$\begin{cases} M_{tAB1} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} & \text{et } (1 + 0,3\alpha) = 1,064 \geq 1,05 \\ M_{tAB1} \geq 1,064 \times 9,707 - \frac{2,912 + 4,853}{2} = 6,44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tAB2} \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_{01} = 0,632 \times 9,707 = 6,15 \text{ kN.m}$$

On prend :

$$\mathbf{M_{tAB} = 6,44 \text{ kN.m}}$$

### 2- Travée intermédiaire B C

$$M_{tBC} = \max(M_{tBC1}, M_{tBC2})$$

$$\begin{cases} M_{tBC1} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} & \text{et } (1 + 0,3\alpha) = 1,064 \geq 1,05 \\ M_{tBC1} \geq 1,064 \times 9,161 - \frac{4,853 + 3,664}{2} = 5,48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{tBC2} \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_{02} = 0,532 \times 9,161 = 4,87 \text{ kN.m}$$

On prend :

$$\mathbf{M_{tBC} = 5,48 \text{ kN.m}}$$

### 3- Travée intermédiaire C D

$$M_{tCD} = \max(M_{tCD1}, M_{tCD2})$$

$$\begin{cases} M_{tCD1} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} & \text{et } (1 + 0,3\alpha) = 1,064 \geq 1,05 \\ M_{tCD1} \geq 1,064 \times 9,107 - \frac{3,664 + 4,553}{2} = 5,58 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_{tCD2} \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_{03} = 0,532 \times 9,107 = 4,84 \text{ kN.m}$$

On prend :  $\mathbf{M_{tCD} = 5,58 \text{ kN.m}}$

### 4- Travée intermédiaire D.E

$$M_{tDE} = \max(M_{tDE1}, M_{tDE2})$$

$$\begin{cases} M_{tDE1} \geq (1 + 0,3\alpha)M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} & \text{et } (1 + 0,3\alpha) = 1,064 \geq 1,05 \\ M_{tDE1} \geq 1,064 \times 7,863 - \frac{4,553 + 2,358}{2} = 4,91 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$M_{tDE2} \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_{04} = 0,532 \times 7,863 = 4,18 \text{ kN.m}$$

On prend:

$$M_{tDE} = 4,91 \text{ kN.m}$$

• **Calcul des efforts tranchants**

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T_i(X) = \theta(X) + \left[ \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \right] \quad M \text{ avec signe } (-)$$

$$\text{Avec : } \theta(X=0) = \frac{q_u \times L_i}{2} \quad \text{et} \quad \theta(X=L_i) = -\frac{q_u \times L_i}{2}$$

$$T_i(X) = -q_u X + \frac{q_u \times L_i}{2} + \left[ \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \right]$$

$$\begin{cases} T_e(X) = \frac{q_u \times L_i}{2} + \left[ \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \right] \\ T_w(X) = -\frac{q_u \times L_i}{2} + \left[ \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \right] \end{cases}$$

$T_i(x)$  : effort tranchant sur appui ;

$T(x)$  : effort tranchant de la travée isostatique ;

$M_i$  et  $M_{i+1}$  : moments sur appuis ;

$T_w$  : effort tranchant sur appui gauche de la travée ;

$T_e$  : effort tranchant sur appui droit de la travée ;

$L_i$  : longueur de la travée.

**Application**

**On a :  $q_u = 6,34 \text{ kN/ml}$**

Travée A B

$$\begin{aligned} &\rightarrow \begin{cases} T_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \left[ \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \right] \\ T_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} + \left[ \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} \right] \end{cases} \\ &\rightarrow \begin{cases} T_A = \frac{6,34 \times 3,5}{2} + \frac{-4,853 + 2,912}{3,5} = 10,540 \text{ kN} \\ T_B = -\frac{6,34 \times 3,5}{2} + \frac{-4,853 + 2,912}{3,5} = -11,649 \text{ kN} \end{cases} \end{aligned}$$

Travée B C

$$\rightarrow \begin{cases} T_B = \frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \left[ \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \right] \\ T_C = -\frac{q_u \times L_{BC}}{2} + \left[ \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} \right] \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} T_B = \frac{6,34 \times 3,4}{2} + \frac{-3,664 + 4,853}{3,4} = 11,127 \text{ kN} \\ T_C = -\frac{6,34 \times 3,4}{2} + \frac{-3,664 + 4,853}{3,4} = -10,428 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée C D} \rightarrow \begin{cases} T_C = \frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \left[ \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} \right] \\ T_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} + \left[ \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} \right] \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} T_C = \frac{6,34 \times 3,39}{2} + \frac{-4,553 + 3,664}{3,39} = 10,484 \text{ kN} \\ T_D = -\frac{6,34 \times 3,39}{2} + \frac{-4,553 + 3,664}{3,39} = -11,008 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Travée(D E)} \rightarrow \begin{cases} T_D = \frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \left[ \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} \right] \\ T_E = -\frac{q_u \times L_{DE}}{2} + \left[ \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} \right] \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} T_D = \frac{6,34 \times 3,15}{2} + \frac{-2,358 + 4,553}{3,15} = 10,682 \text{ kN} \\ T_E = -\frac{6,34 \times 3,15}{2} + \frac{-2,358 + 4,553}{3,15} = -9,288 \text{ kN} \end{cases}$$

a- Diagrammes d 4,853 internes à l'ELU

• Moments fléchissant

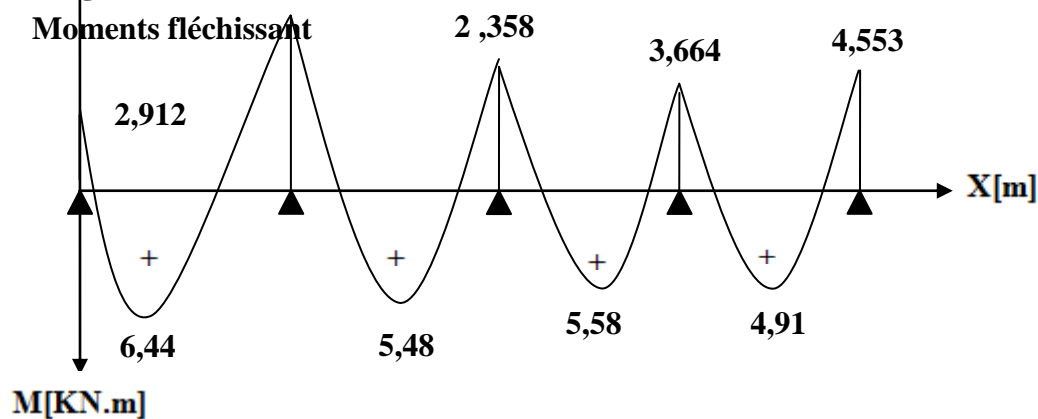


Figure III.12 Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

- Efforts tranchant

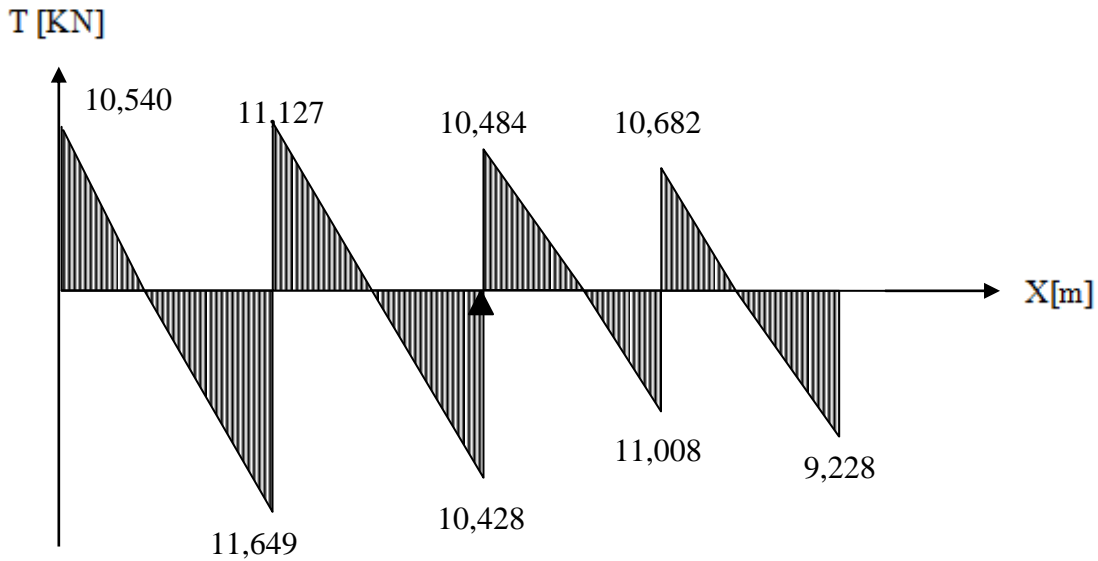


Figure III.13 diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

### III.3.5- CALCUL DES ARMATURES A L'ELU

- Armatures longitudinales

La poutrelle sera calculée comme une section en T.

Le ferrailage se fera avec le moment maximal

$$M_t^{\max} = 6,44 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{app}}^{\max} = 4,853 \text{ kN.m}$$

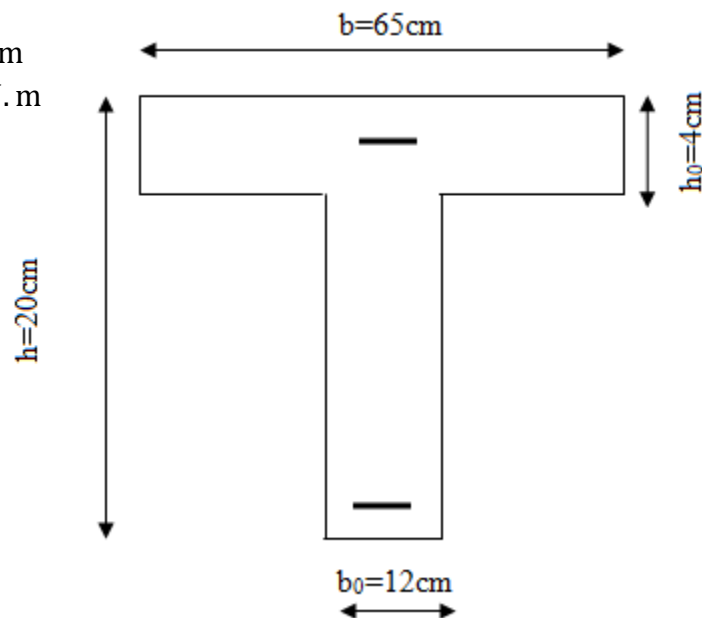


Figure III.14 Schéma d'une poutrelle.

a- En travée  $M_t^{\max} = 6,44 \text{ kN.m}$

$$M_0 = b \times h_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,17 \times 10^3 = 58,95 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = 58,95 \text{ kN.m} > M_t^{\max} = 6,44 \text{ kN.m}$$

L'axe neutre se situe dans la table de compression. La section en T à calculer sera donc considérée comme une section rectangulaire de dimension  $(bxh) = (65 \times 20)$  cm.

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{6,44 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,17 \times 10^2} = 0,022 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{6,44 \times 10^5}{0,989 \times 18 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,04 \text{ cm}^2$$

**Nous adopterons : 3HA10 = 2,35 cm<sup>2</sup>**

**b – Aux appuis :  $M_a^{\max} = 4,853$  kN.m**

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

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{4,853 \times 10^5}{12 \times 18^2 \times 14,17 \times 10^2} = 0,088 < 0,392$$

→ La section est simplement armée.

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{4,853 \times 10^5}{0,954 \times 18 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 0,81 \text{ cm}^2$$

**Nous adopterons 2HA10 = 1,57 cm<sup>2</sup>**

- **Armatures transversales** (BAEL 91 article : A.7.2, 2)

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right] = \min \left[ \frac{20}{35}; \phi_l; \frac{12}{10} \right] \rightarrow \phi_t \leq \min[0,57; 10; 10] = 0,57 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de  $\phi 8$  avec  $A_t = 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$

$\phi_t$ : Diamètre des barres.

$b$  : Largeur de la poutre ;  $b = 12$ cm.

$h$  : Hauteur de la poutre ;  $h = 20$ cm.

$\phi_l$ ; Diamètre maximal des armatures longitudinales

- **Espacement des armatures transversales** (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99).

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2})$$

$$S_{t1} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(0,9 \times 18; 40\text{cm}) = 16,2\text{cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \times f_e}{0,4b_0} = \frac{1 \times 400}{0,4 \times 12} = 83,33\text{cm} \quad \text{soit : } S_t = 15\text{cm}$$

**III.3.5.1- Vérifications à effectuer à l'ELU****a- Condition de non fragilité (A.4.2, 1/BAEL91)**

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

- **En travées :**  $A_t \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times (12 \times 18 \times \frac{2,1}{400}) = 1,41 \text{ cm}^2$   
 $A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

• **Aux appuis**

$$A_t \geq A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b- Vérification de l'effort tranchant (BAEL91 ArtA5.1.1)**

Fissuration non préjudiciable

- **Appuis de rive**  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

$$v_{\max} = 10,540 \rightarrow \tau_u = \frac{v_{\max}}{b_0d} = \frac{10,540 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,487 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

→ condition vérifiée.

• **Appuis intermédiaires**

$$v_{\max} = 11,983 \rightarrow \tau_u = \frac{v_{\max}}{b_0d} = \frac{11,649 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,539 \text{ MPa} \rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

→ condition vérifiée.

On a :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{condition vérifiée.}$ **III.3.5.2- Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis**• **Dans le béton**On a :  $V_{\max} = 11,649 \text{ kN}$ 

$$\bar{V}_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0 = 0,4 \frac{2,5}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ kN} \quad \text{avec } a = 0,9d$$

**1. Appuis de rive :**  $V_{\max} = 10,540 \text{ kN} \leq \bar{V}_u = 129,6 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$ **2. Appuis intermédiaires :**  $V_{\max} = 11,649 \text{ kN} \leq \bar{V}_u = 129,6 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$ • **Les aciers****1. Appuis de rive :**  $A_a = 1,57 \text{ cm}^2$  .  $M_a^{\max} = 2,912 \text{ kN.m}$  .  $V_{\max} = 10,540 \text{ kN}$ 

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left( v_{\max} + \frac{M_a^{\max}}{0,9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \times \left( 10,540 - \frac{2,912}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,021 \text{cm}^2$$

**2. Appuis intermédiaires**  $A_a = 1,57 \text{cm}^2$  .  $M_a^{\max} = 4,853 \text{KN.m}$  .  $V_{\max} = 11,649 \text{KN}$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \times \left( 11,649 - \frac{4,853}{0,9 \times 0,18} \right) = -0,52 \text{cm}^2$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

$V_u$  : effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.:

$M_{\max}^a$ : moment fléchissant au droit de l'appui.

a : la longueur d'appuis égale  $a \leq 0,9d$

### III.3.5.3- Vérification de l'adhérence et d'entraînement (A.6.1, 3/BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  Somme des périmètres utiles des barres

$\Psi_s$ : Coefficient de scellement (Aciers haute adhérence  $\rightarrow \Psi_s = 1.5$ )

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1 = 9,42 \text{cm}$$

n: Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{sc} = \frac{11,649 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 9,42 \times 10} \rightarrow \tau_{sc} = 0,763 \text{MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{se} = 0,763 \text{MPa} \\ \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_{se} = 0,763 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa}$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres. (Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement) donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

- **La longueur de scellement**

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{se}}, \quad \text{avec : } \tau_{se} = 0,6\Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,825 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1,0 \times 400}{4 \times 2,825} = 35,27 \text{cm}$$

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

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,12 \text{ cm}$$

### II.3.5.4- Calcul des efforts interne à L'ELS

#### a- Calcul des moments fléchissant

- Calcul des Moments isostatiques

On a :  $q_s = 4,59 \text{ KN/ml}$

$$M_{0i} = q_u \times \frac{(L_i)^2}{8}$$

$$M_{01} = 4,59 \times \frac{(3,50)^2}{8} = 7,02 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = 4,59 \times \frac{(3,4)^2}{8} = 6,63 \text{ kN.m}$$

$$M_{03} = 4,59 \times \frac{(3,39)^2}{8} = 6,59 \text{ kN.m}$$

$$M_{04} = 4,59 \times \frac{(3,15)^2}{8} = 5,69 \text{ kN.m}$$

- Calcul des moments sur appuis

$$M_A = 0,3M_{01} = 0,3 \times 7,02 = 2,106 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5\max(M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 7,02 = 3,510 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4\max(M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 6,63 = 2,652 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5\max(M_{03}; M_{04}) = 0,5 \times 6,59 = 3,295 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,3M_{04} = 0,3 \times 5,69 = 1,707 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments en travées

#### 1- Travée de rive

$$M_{ti} \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{0i} \rightarrow M_{ti} \geq 0,632 M_{0i}$$

$$M_{ti} + \left( \frac{0,3M_{0i} + 0,5M_{0i}}{2} \right) \geq \max(1,064M_{0i}; 1,05M_{0i}) \rightarrow M_t \geq 0,664 M_{0i}$$

$$M_{tAB} = 0,664M_{01} = 4,66 \text{ KN}$$

$$M_{tDE} = 0,664M_{04} = 3,77 \text{ KN}$$

**2- Travée intermédiaire**

$$M_{ti} \geq \left( \frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_{0i} \rightarrow M_{ti} \geq 0,532M_{0i}$$

$$M_t + \left( \frac{0,5M_{0i} + 0,4M_{0i}}{2} \right) \geq \max(1,064M_{0i}; 1,05M_{0i}) \rightarrow M_{ti} \geq 0,614M_{0i}$$

$$M_{tBC} = 0,614M_{02} = 4,07 \text{KN.m}$$

$$M_{tCD} = 0,614M_{03} = 4,04 \text{KN.m}$$

**3- Calcul de l'effort tranchant**

$$T_w = \left[ \frac{M_w - M_e}{L_i} \right] + \frac{q_s \times L_i}{2}$$

$$T_e = T_w - q_s \times L_i$$

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

**Les résultats sont donnés ci-dessous sous forme de tableau**

Travée	AB	BC	CD	DE
$M_{0i}$ (kN.m)	7,02	6,63	6,59	5,69
$M_w$ (kN.m)	2,106	3,510	2,652	3,295
$M_e$ (kN.m)	3,510	2,652	3,295	1,707
$T_w$ (kN)	7,631	8,055	7,590	7,733
$T_e$ (kN)	- 8,433	- 7,550	- 7,969	- 6,725
$M_t$ (kN.m)	4,66	4,07	4,04	3,77

## ➤ Diagrammes des efforts internes à l'ELS

## a- Moments fléchissant

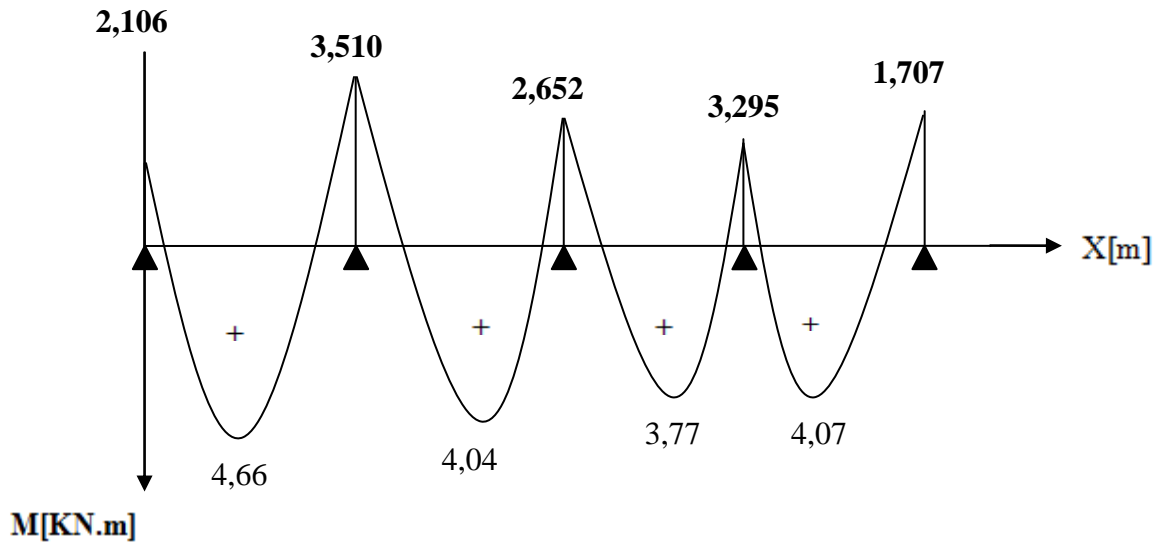


Figure III.15 Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

## b- Efforts tranchant

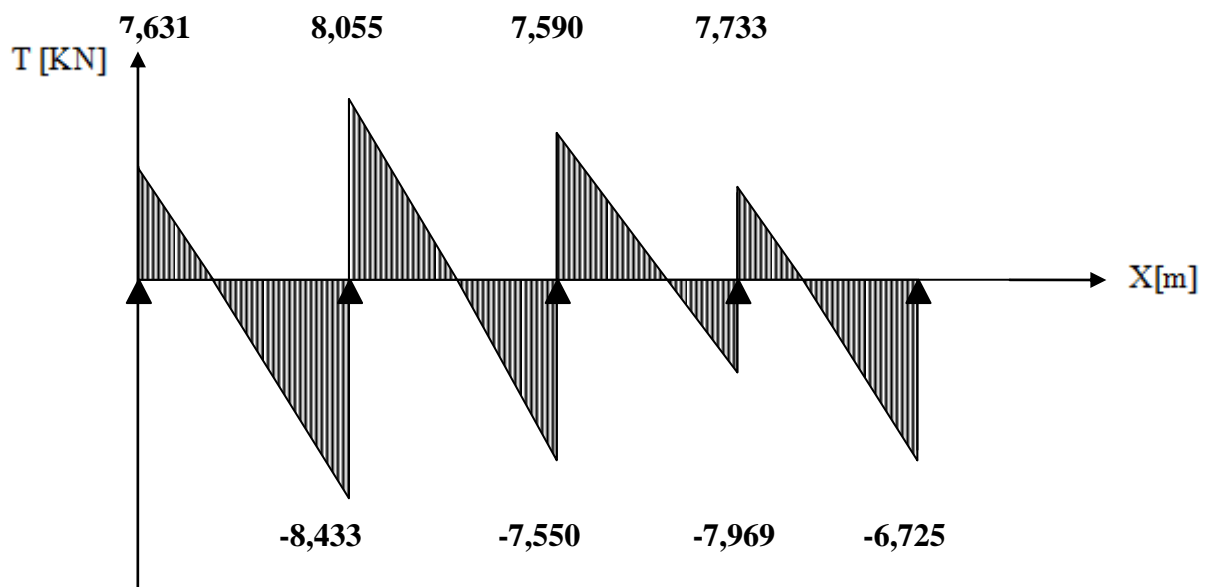


Figure III.16 diagramme des efforts tranchant à l'ELS

**III.3.5.5- vérification à L'ELS**

Les Etats limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leurs sont associées sont :

- a- état limite de résistance de béton à la compression ;
- b- état limite de déformation ;
- c- état limite de l'ouverture des fissures.

**a- vérification de la résistance du béton à la compression ( BAEL91/Art A.4.5, 2)**

Il ya lieu de vérifier si :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\text{et } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \quad (\text{contrainte de traction des aciers})$$

Avec  $\beta_1$  et  $k_1$  est fonction de  $\rho_1$

- **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 18} = 0,73 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,876 \\ K_1 = 25,32 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{3,510 \times 10^6}{0,876 \times 180 \times 1,57 \times 10^2} = 141,78\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{141,78}{25,32} = 5,60\text{MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 5,60\text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,35}{65 \times 18} = 0,20 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,927 \\ K_1 = 53,49 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{4,66 \times 10^6}{0,927 \times 180 \times 2,35 \times 10^2} = 118,84\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{118,84}{53,49} = 2,22\text{MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2,22\text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

**b- Etat limite d'ouverture des fissures** (BAEL91/Art A.4.5, 3)

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

**c- Etat limite de déformation** (BAEL91/Art B.6.5, 1)

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

Les règles de BAEL (art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \end{cases}$$

$h$  : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle de compression)

$M_0$  : Moment fléchissant max dans la travée ; supposée indépendante et reposant sur deux appuis libres.

$M_t$  : Moment fléchissant max en travée.

$b_0$  : La largeur de la nervure.

$L$  : portée libre maximale.

$d$  : hauteur utile.

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{360} = 0,0555 < \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{4,66}{10 \times 7,02} = 0,0664 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} = 0,009 \rightarrow \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,010 > 0,009$$

→ condition vérifier

Donc le calcul de la flèche est indispensable.

➤ **Calcul de la flèche** (Art. B6.5.2/ BAEL91)

On doit vérifier que :

$$f_V = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_V \times I_{fv}} \leq \bar{f} \rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3600}{500} = 7,2\text{mm}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_V$  : Module de déformation différé

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

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

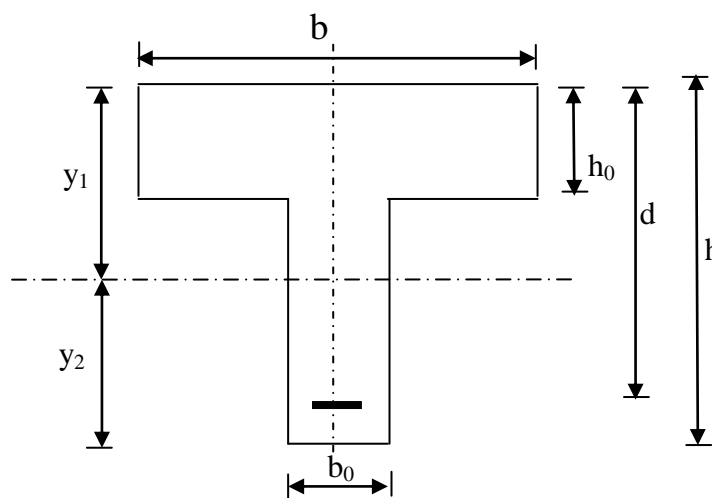


Figure III.17

• **Module de déformation différé**

$$E_V = 3700^3 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818,865\text{MPa}$$

• **Moment d'inertie de la section homogénéisée**

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

avec :  $y_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0}$

$B_0$  Aire de la section homogénéisée

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

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

S/xx Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx

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

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

$$y_1 = \frac{3458,5}{487,25} = 7,1 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,1 = 12,9 \text{ cm}$$

Donc :

$$I_0 = \frac{12 \times (7,1^3 + 12,9^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \times \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7,1 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,35 \times (12,9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003,24 \text{ cm}^4$$

- **Inertie fictive**

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

- **Calcul des coefficients**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0,011} = 1,495$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 \rightarrow \beta_1 = 0,982$$

La Contrainte dans les aciers :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_t} = \frac{4,66 \times 10^3}{0,982 \times 18 \times 2,35} = 112,184 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times f_{t18}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\} = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,01 \times 112,184 + 2,1} ; 0 \right\} = \max \{ 0,442 ; 0 \} = 0,442$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + 1,495 \times 0,442} = 13491,75 \text{ cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f_v = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{4,66 \times 10^6 \times (3600)^2}{10 \times 10818,865 \times 13491,75 \times 10^4} = 4,13\text{mm} \leq \bar{f}_v = 7,2\text{mm}$$

$f_v < \bar{f}_v \rightarrow$  La condition est vérifiée

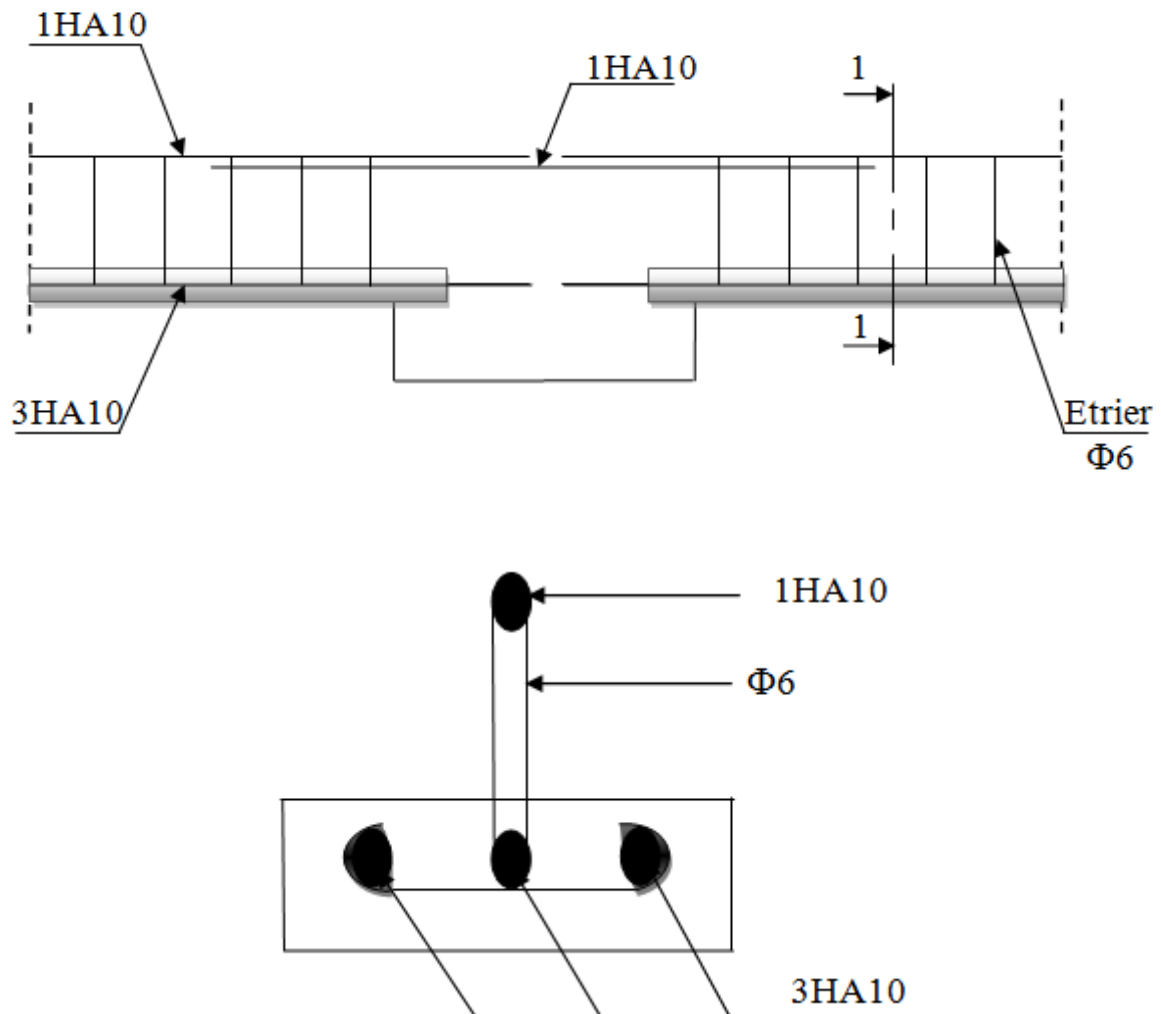


Figure III.18 Schémas de ferrailage du plancher.

### III.4- ETUDE DU PORTE A FAUX ET LES BALCONS

La porte à faux et les balcons sont des consoles encastree au niveau de la poutre réalisée en dalle pleine.

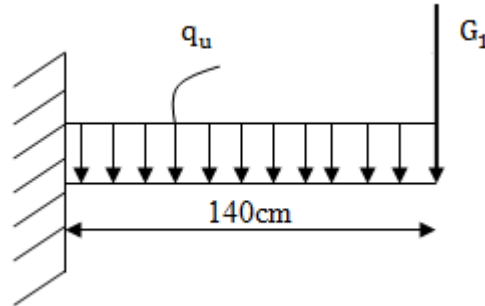


Figure III.19 Schéma statique de la porte à faux.

#### III.4.1- PRE DIMENSIONNEMENT DE LA DALLE PLEINE

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

$$e \geq \frac{L}{10} = e \geq \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$$

« e » doit être au moins égale à 12 cm (RPA99vesion2003)

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

#### III.4.2- DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES

##### III.4.2.1- Charges permanentes

- **La dalle**  
 $G = 5.35 \text{ kN/m}^2$ .
- **Mur extérieur**  
 $G_1 = 2.36 \text{ kN/m}^2$

##### III.4.2.2- Surcharge d'exploitation

$$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

Donc La charge concentrée :  $G_1 = 2,36 \times 2,91 \text{ m} = 6,87 \text{ kN/ml}$ .

##### III.4.2.3- Combinaisons de charges

- **A l'ELU**

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

$$\begin{cases} \text{La dalle: } q_u = 1,35(5,35) + 1,5(1,5) = 9,473 \text{ kN/ml} \\ \text{Mur extérieure: } q_{u1} = 1,35(6,87) = 9,275 \text{ kN} \end{cases}$$

- **A L'ELS**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} \quad \begin{cases} \text{La dalle: } q_s = (5,35) + (1,5) = 6,85 \text{ kN/ml} \\ \text{Mur extérieure : } q_{s1} = (6,87) = 6,87 \text{ kN} \end{cases}$$

### III.4.2.4 - Calcul à l'ELU

#### a- Calcul des efforts internes

Le moment provoqué par la charge  $q_u$  est

$$M_{qu} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{9,473 \times (1,40)^2}{2} = 9,28 \text{ kN.m}$$

Le moment provoqué par la charge  $q_{u1}$  est

$$M_{qu1} = q_{u1} \times L = 9,275 \times 1,40 = 12,99 \text{ kN.m}$$

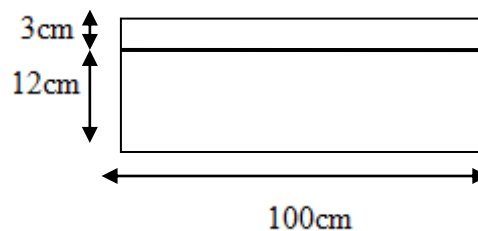
→ Le moment total est  $M_u = M_{qu} + M_{qu1} = 9,28 + 12,99 = 22,27 \text{ kN.m}$

→ L'effort tranchant  $V_u = (q_u \times L) + q_{u1} = (9,473 \times 1,40) + 9,275 = 22,54 \text{ kN}$

#### b- Ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.



- **Armatures principales**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{22,27 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,108 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,108 \rightarrow \beta = 0,943$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{22,27 \times 10^5}{0,943 \times 12 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 5,65 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons **7HA12 = 7,9 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 15 cm**

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,14 \text{ cm}^2$$

Soit **7HA10 = 5,49 cm<sup>2</sup>/ml**, **S<sub>t</sub> = 15 cm**.

**III 4.3- VERIFICATIONS A EFFECTUER A L'ELU****III.4.3.1- Condition de non fragilité [B.A.E.L91/Art A-4-2-1]**

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

$$A_{\text{calculée}} \geq A_{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III.4.3.2 Vérification de l'effort tranchant**

Il faut que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4\text{MPa}\right) = 2,5\text{MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{22,54 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,187\text{MPa}$$

On a :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow$  condition vérifiée.

**III.4.3.3- Influence de l'effort tranchant aux appuis**

- **Armatures principales**

$$A_s = \frac{v_u}{f_e / \gamma_s} \quad \text{avec : } v_u = 22,54 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{22,54 \times 10^3 \times 1,15}{400} = 64,80 \text{ mm}^2 = 0,648 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,65 \text{ cm}^2 > 0,648 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III.3.3.4- Vérification des contraintes de béton au niveau des appuis**

$$v_u \leq \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times b \times d \times \frac{f_e}{\gamma_b}$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times 100 \times 12 \times \frac{2500}{1,5} = 800 \text{ kN}$$

$$V_u = 22,54 \text{ kN} < 800 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III.4.3.5- Vérification de l'adhérence et d'entraînement (BAEL91/ A.6.1, 3)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  Somme des périmètres utiles des barres

$\Psi_s$ : Coefficient de scellement (Aciers haute adhérence  $\rightarrow \Psi_s = 1.5$ )

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

n: Nombre de barres

D'où

$$\tau_{sc} = \frac{22,54 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 18,84 \times 10} \rightarrow \tau_{sc} = 1,10 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{se} = 1,10 \text{ MPa} \\ \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_{se} = 1,10 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

#### III.4.3.6- Longueur de scellement

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{se}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,825 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,825} = 42,47 \text{ cm}$$

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

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,47 = 16,988 \text{ cm} \quad \text{On adoptera } L_c = 17 \text{ cm}$$

#### III.4.3.7- Vérification de l'espacement des barres (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)

- **Armatures principales**

$$S_t \leq (2h, 25 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartition**

$$S_t \leq \min (2h, 25 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### III.3.4- Vérification à l'ELS

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

#### III.4.4.1- calcul des moments

Le moment provoqué par la charge  $q_s$  est :

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{6,85 \times (1,4)^2}{2} = 6,713 \text{ kN.m}$$

Le moment provoqué par la charge  $q_{u1}$  est :

$$M_{qs1} = q_{s1} \times L = 6,87 \times 1,4 = 9,62 \text{ kN.m}$$

Le moment total est :

$$\rightarrow M_s = M_{qs} + M_{qs1} = 6,713 + 9,62 = 16,33 \text{ KN.m}$$

**a- Vérification des contraintes**

Il faut vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers  $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

**➤ Dans l'acier**

Etat limite d'ouverture des fissurations

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

avec :  $\eta = 1,6$  : coefficient de fissuration

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,47 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,896 \\ K_1 = 33,08 \end{cases}$$

D'où

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{16,33 \times 10^6}{0,896 \times 120 \times 5,65 \times 10^2} = 268,81 \text{MPa}$$

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$  La section est vérifiée vis – à – vis de l'ouverture des fissures.

**➤ Dans le béton**

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

Avec

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\beta_1 = 0,896 \rightarrow K_1 = 33,08$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{268,81}{33,93} = 7,92 \text{MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 7,92 \text{MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow$$

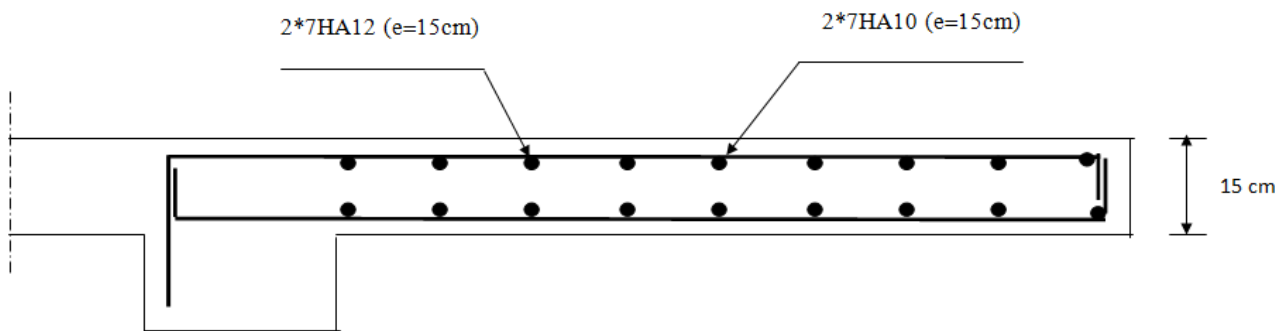
La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimée

**b-Vérification de la flèche**

Pour se dispenser du calcul de la flèche, il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{15}{140} = 0,107 > 0,0625 & \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} = 0,107 \geq \frac{M_s}{10M_s} = \frac{16,33}{10 \times 16,33} = 0,1 & \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,004 < 0,0105 & \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.



**Figure III.20** Coffrage et ferrailage de porte à faux et les balcons.

### III.5 - CALCUL DES ESCALIERS

#### III.5.1 - DEFINITION

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction. L'escalier est constitué d'une succession régulière de plans horizontaux. Consistant en des marches et des paliers.

L'escalier de notre immeuble est conçu en béton armé coulé sur place, L'escalier des étages courant sont à deux volées et un palier intermédiaire, quand aux escaliers du RDC, il est à trois volées et deux paliers intermédiaires. Nous calculerons l'escalier à deux volées et nous adapterons le même ferrailage pour les escaliers à trois volées.

#### III.5.2 - TERMINOLOGIES

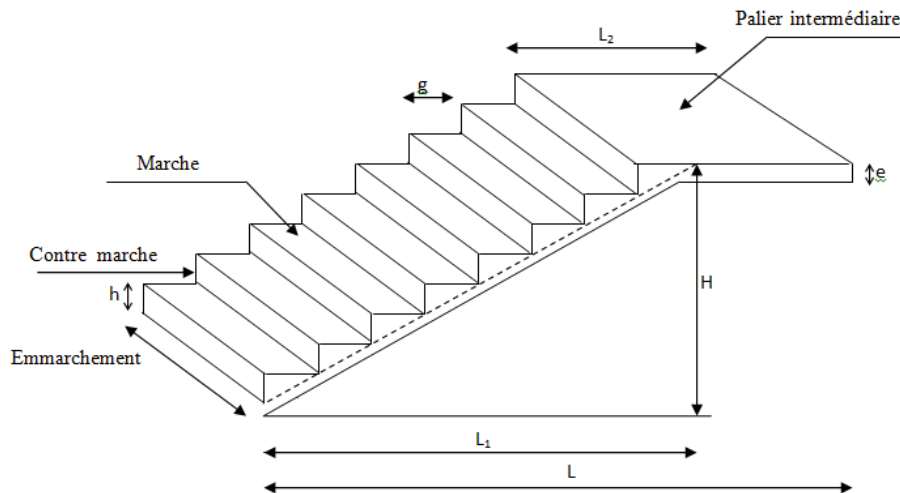


Figure III.21 Constituants d'un escalier.

- **La marche** est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.
- **La contre marche** est la partie verticale entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **La hauteur de la contre marche (h)** est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron (g)** est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.
- **Une volée** est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'emmarchement (E)** représente la largeur de la marche.
- **La paillasse** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **La ligne de foulée** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

### III.5.3- PRE-DIMENSIONNEMENT DE L'ESCALIER

Les escaliers seront pré dimensionné à l'aide de la formule de BLONDEL en tenant compte des dimensions données sur le plan.

#### ▪ Calcul du nombre de marches et contre marches

Il comporte 02 volées identiques et 01 palier intermédiaire

Pour que l'escalier soit confortable, il faut que  $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$ .

On prend  $h = 17\text{ cm}$ .

Calcul de la hauteur de la contre marche et du giron,  $n = 9$  contres marche

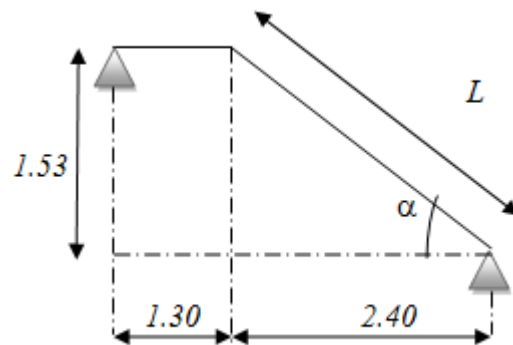


Figure III.22 Schéma statique

$$h = \frac{H}{9} = \frac{1,53}{9} = 17\text{ cm} ; \quad g = \frac{L}{n-1} = \frac{2,40}{8} = 30\text{ cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL

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

$$59\text{ cm} \leq 30 + 2 \times (17) = 64 \leq 65\text{ cm} \rightarrow \text{La relation est vérifiée.}$$

### III.5.4- PRE DIMENSIONNEMENT DE LA PAILLASSE ET DU PALIER

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

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec } L : \text{Longueur du palier et de la paillasse.}$$

$$\tan \alpha = \frac{h}{L} = \frac{153}{240} = 0,566 \rightarrow \alpha = 29,53^\circ \quad L' = \frac{240}{\cos 29,53} = 2,758\text{ m}$$

$$L = 275,8 + 130 = 4,05\text{ m}$$

$$\text{Donc } \frac{405}{30} \leq e_p \leq \frac{405}{20} \rightarrow 13,5 \text{ cm} \leq e_p \leq 20,25 \text{ cm}$$

Nous prenons:  $e_p = 17 \text{ cm}$

### Conclusion

Nous prenons une épaisseur de 20 cm pour tous les escaliers de notre bâtiment.

### III.5.5- DETERMINATION DES SOLLICITATIONS DE CALCUL

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 ml de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

#### III.5.5.1- Les Charges permanente

##### a- Palier

**Tableau III.1** Charge totale du palier

Désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,03	20	0,60
Lit de sable	0,03	18	0,54
Enduit plâtre	0,02	10	0,20
Dalle en béton	0,15	25	3,75
<b>G<sub>total</sub></b>			<b>5,49</b>

**b- La volée****Tableau III.2** Charge totale de la volée.

Désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	G (kN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,03	20	0,60
Lit de sable	0,03	18	0,54
Enduit plâtre	0,02	10	0,20
Marches	/	25	$25 \times \frac{0,17}{2} = 2,125$
Paillasse	0,15	25	$25 \times \frac{0,15}{\cos \alpha} = 4,31$
Garde corps	/	/	0,20
$G_{\text{total}}$			<b>8,375</b>

**▪ La charge concentrée**

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

$$P = (1,53 - 0,40) \times 2,99 \times 1 = \mathbf{3,38 \text{ KN/ml}}$$

**III.5.5.2- Les surcharge d'exploitation**

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

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

**a- Combinaison des charges****➤ Palier**

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(5,49) + 1,5(2,5) = 11,17 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = (5,49) + (2,5) = 7,99 \text{ kN/ml}$$

**➤ La volée**

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(8,375) + 1,5(2,5) = 15,06 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = (8,375) + (2,5) = 10,88 \text{ kN/ml}$$

**b- Charge concentrée**

$$\text{ELU: } q_{U\text{mur}} = 1,35G = 1,35(3.38) = 4,56 \text{ kN}$$

$$\text{ELS: } q_{S\text{mur}} = G = (4,56) = 4,56 \text{ kN}$$

**III.5.6- CALCUL A L'ELU**

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastree aux appuis.

## III.5.6.1- Calcul des efforts internes

## ➤ Réactions d'appui

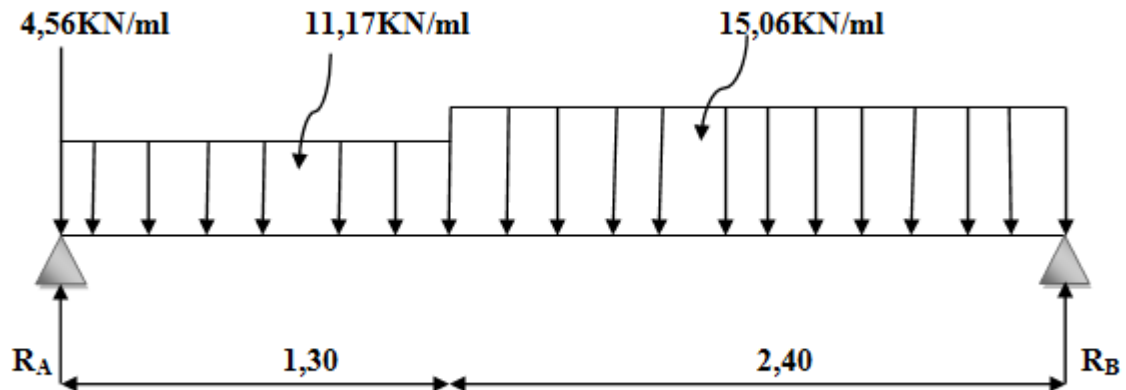
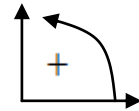


Figure III.23 Schéma statique des volées à l'ELU.



D'après les formules de RDM

$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = 4,56 + 11,17 \times (1,30) + 15,06 \times (2,40) = 55,19 \text{ kN}$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 55,19 \text{ kN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow -14,52 \times \left(\frac{1,30}{2}\right) - 36,15 \times \left(\frac{2,40}{2} + 1,30\right) + R_B(3,70) = 0$$

$$\rightarrow -9,43 - 90,36 = R_B(3,7)$$

$$\rightarrow R_B = \frac{99,79}{3,70} = 26,97 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 55,19 \rightarrow R_A = 55,19 - 26,97 = 28,23 \text{ kN}$$

Vérification :

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 4,56 \times (3,70) + 14,521 \times \left(2,40 + \frac{1,30}{2}\right) + 36,15 \times \left(\frac{2,40}{2}\right) - R_A(3,70) = 0$$

$$\rightarrow 16,87 + 44,28 + 43,38 = R_A(2,75)$$

$$R_A = \frac{104,53}{2,40} = 28,23 \text{ kN}$$

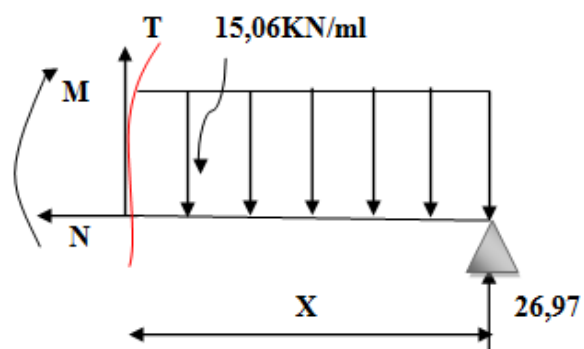
$$R_A = 28,23 \text{ kN}$$

$$R_B = 26,97 \text{ kN}$$

## ➤ Efforts tranchants et moments fléchissant

$Q_u = 15,06 \text{ kN/ml}$

1<sup>er</sup> tronçon  $0 \leq X \leq 2,40$



$$\sum F/Y = 0$$

$$T_Y = +15,06X - 26,97 \rightarrow \begin{cases} X = 0 \rightarrow T_Y = -26,97 \text{ kN} \\ X = 2,40 \rightarrow T_Y = 9,16 \text{ kN} \end{cases}$$

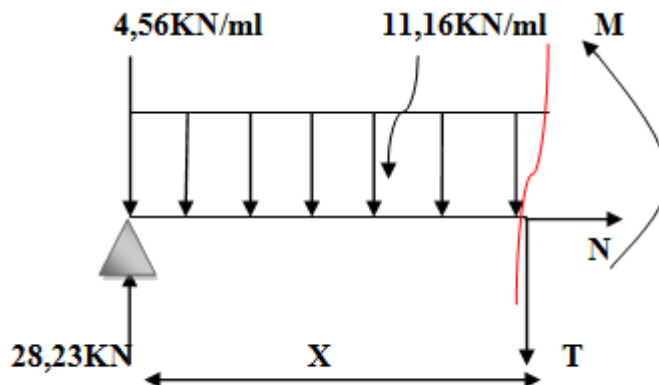
$$\sum M/i = 0$$

$$M_Z = -7,53X^2 + 26,97X \rightarrow \begin{cases} X = 0 \rightarrow M_Z = 0 \\ X = 2,4 \rightarrow M_Z = -21,34 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{Calcul de } M_{S_{\max}} : a \ T = 0 \implies T = 15,06x - 26,97 \implies X = 1,80 \text{ m}$$

$$\text{On a: } M(x) = -7,53x^2 + 26,97x \implies M(1,80) = 24,13 \text{ kN.m}$$

**2<sup>eme</sup> tronçon**  $0 \leq X \leq 1,30\text{m}$



$$\sum F/Y = 0 \quad T_Y = -11,17X + 23,67 \rightarrow \begin{cases} X = 0 \rightarrow T_Y = 23,67 \text{ kN} \\ X = 1,30 \rightarrow T_Y = 9,16 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\sum M/i = 0$$

$$M_Z = -5,58X^2 + 23,67X \rightarrow \begin{cases} X = 0 \rightarrow M_Z = 0 \\ X = 1,30 \rightarrow M_Z = 21,34 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\text{Calcul de } M_{S_{\max}} : a \ T = 0 \implies T = 11,17x - 23,67 \implies X = 2,12\text{m}$$

$$\text{On a: } M(x) = 5,585x^2 + 23,67x$$

$$M(2,12) = 25,10 \text{ kN.m}$$

### Remarque

Compte tenu du semi encastrement aux appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M max au niveau des appuis et en travée.

#### a- Moment aux appuis

$$M_a = (-0,3)M_{U_{\max}} = (-0,3) \times 21,34 = -6,40 \text{ KN.m}$$

#### b- Le moment en travée

$$M_t = (0,85)M_{U_{\max}} = (0,85) \times 21,34 = 18,13 \text{ KN.m}$$

III.5.6.2- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à ELU

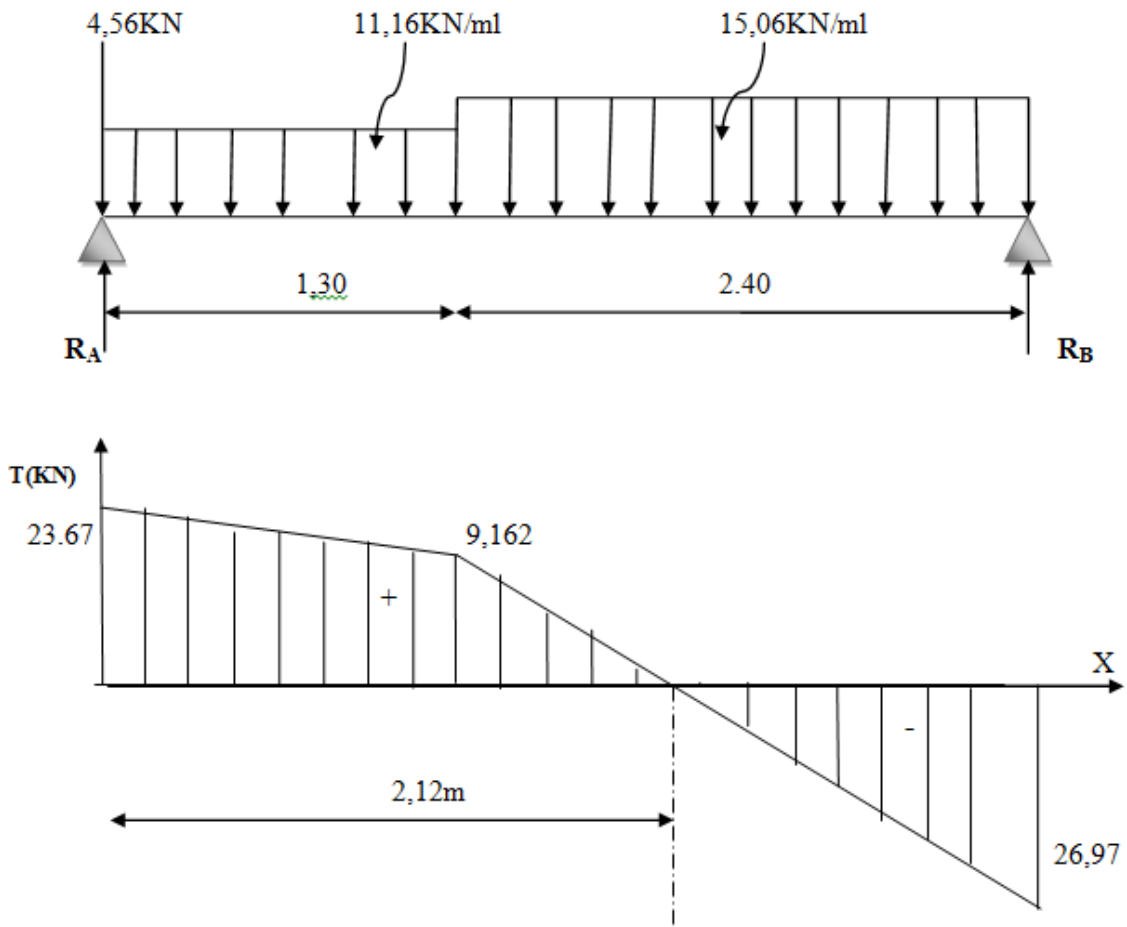


Figure III.24 Diagramme des efforts tranchants à ELU

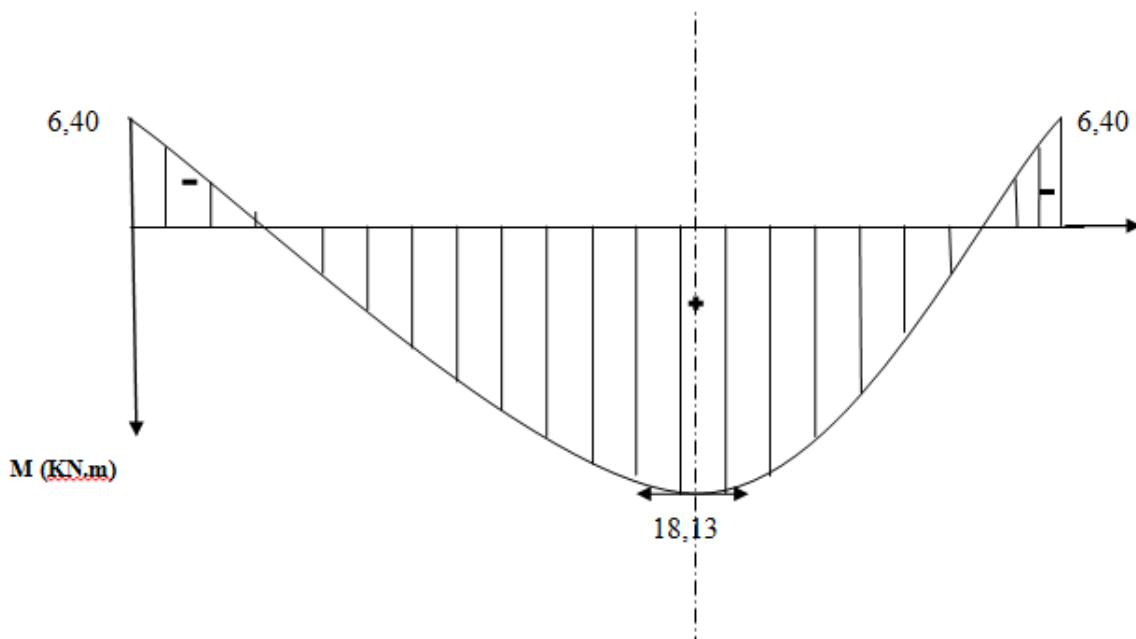
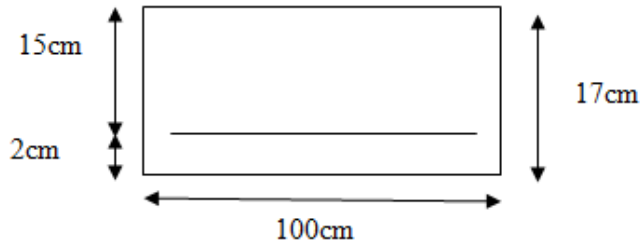


Figure III.25 Diagramme des moments fléchissant à ELU.

**III.5.6.3- Le ferrailage**

Le calcul se fera en flexion simple pour section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $c = 3 \text{ cm}$  ;  $d = 12 \text{ cm}$ . et d'épaisseur ( $e_p=17\text{cm}$ ).

➤ **Aux appuis****a- Armature principale**

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

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,40 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,020 < \mu_1 = 0,392 \text{ la section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,020 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad \text{avec:} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{6,40 \times 10^5}{0,990 \times 15 \times 348} = 1,23 \text{ cm}^2$$

**Nous adopterons : 6HA12 = 6,78 cm<sup>2</sup>, avec un espacement St = 20cm**

**b- Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_r = \mathbf{6HA10} = 4,71 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

➤ **En travée****a- Armature principale**

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{18,13 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,058 < \mu_1 = 0,392 .$$

la section est simplement armée

$$\mu_b = 0,058 \rightarrow \beta = 0,970$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{18,13 \times 10^5}{0,970 \times 15 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 3,58 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **6HA12 = 6,78 cm<sup>2</sup>**, avec un espacement **St = 20cm**

### b- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

Soit

$$A_r = \mathbf{6HA10 = 4,71 \text{ cm}^2} \quad \text{avec } S_t = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

## III.5.7- VERIFICATIONS A EFFECTUER A L'ELU

### III.5.7.1- Condition de non fragilité [B.A.E.L91/Art A.4.2 .1]

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

$$A_{calculée} \geq A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 15 \times 2,1}{400} = 1,81 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{min} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{min} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.5.7.2- Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5.1.2)

$$V_u^{\max} = 26,97 \text{ KN}$$

Pour une fissuration non préjudiciable:

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{26,97 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,179 \text{ MPa}$$

On a :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow$  condition vérifiée.

**a- Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis**

➤ **Dans le béton** (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

$$V_u^{\max} = 26,97 \text{ KN}$$

$$\bar{V}_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b = 0,4 \frac{2,5}{1,5} \times 0,9 \times 15 \times 100 = 900 \text{ KN} \quad \text{avec } a = 0,9d$$

$$V_u^{\max} = 26,97 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = 900 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Les aciers** (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_a = 6,78 \text{ cm}^2 \quad ; \quad M_u^a = 6,40 \text{ KN.m}$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_u^a}{0,9d} \right)$$

$$A_a = 6,78 \geq \frac{1,5}{400} \left( 26,97 + \frac{6,40}{0,9 \times 15} \right) = 0,102 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant ( $V_u$ ) n'a pas d'influence sur les armatures.

**III.5.7.3- Vérification de l'adhérence et d'entraînement** (BAEL91/ A.6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  Somme des périmètres utiles des barres

$\Psi_s$ : Coefficient de scellement (Aciers haute adhérence  $\rightarrow \Psi_s = 1.5$ )

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 6 \times 3,14 \times 12 = 226,08 \text{ mm}$$

n: Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{sc} = \frac{26,97 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 226,08} \rightarrow \tau_{sc} = 0,88 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{se} = 0,88 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_{se} = 0,88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée

**III.5.7.4- Espacement des barres** [Art : A.8.2.4,2/BAEL91]

L'écartement des barres ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

**a- Armatures principales**

$$S_{\text{tmax}} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Appuis : } S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \\ \text{Travée : } S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

**b- Armature de répartition**

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

$$\left. \begin{array}{l} \text{Appuis : } S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \\ \text{Travée : } S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

**III.5.7.5- Calcul de la longueur d'ancrage**

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{se}}$$

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

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32\text{cm}$$

Etant donnée la longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL 91 (Art.6.1.253 modifiée 99) admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$\text{pour les aciers H.A } L_c = 0,4 \times L_s$$

$$L_c = 0,4 \times 42,32 = 16,928\text{cm} \quad \text{soit } L_c = 17\text{ cm}$$

**III.5.8- VERIFICATION A L'ELS****III.5.8.1- Combinaison de charge à l'ELS****a- Palier**

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = (5,49) + (2,5) = 7,99\text{ KN/ml}$$

**b- La volée**

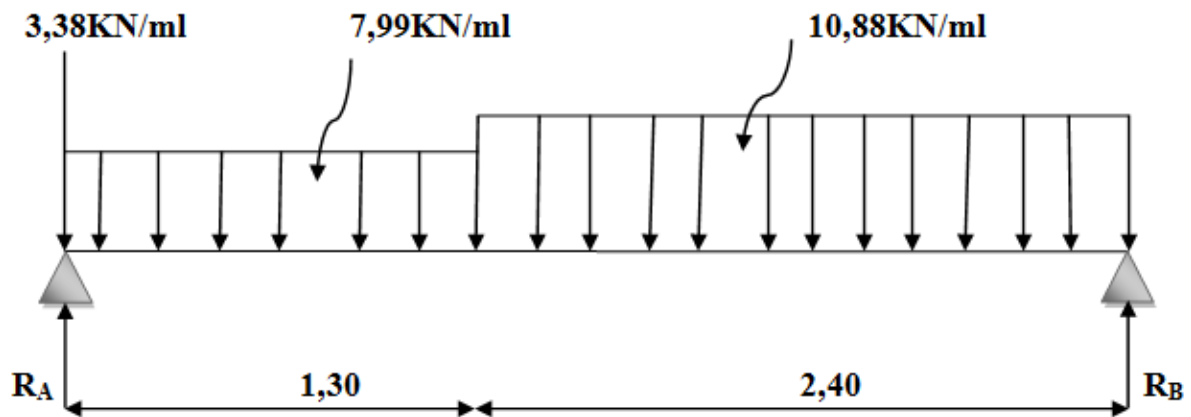
$$\text{ELS: } q_s = G + Q = (8,375) + (2,5) = 10,88\text{ KN/ml}$$

**c- Charge concentrée**

$$\text{ELS: } q_{\text{Smur}} = G = (3,38) = 3,38\text{ KN}$$

## III.5.8.2- Calcul des efforts internes

## a- Réactions d'appui



D'après les formules de RDM

$$\sum F_{/y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = 3,38 + 7,99 \times (1,30) + 10,88 \times (2,40) = 39,86 \text{ kN}$$

$$\rightarrow R_A + R_B = 41,72 \text{ kN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \rightarrow -10,38 \times \left(\frac{1,30}{2}\right) - 26,112 \times (2,5) + R_B(3,7) = 0$$

$$\rightarrow 6,74 + 65,3 = R_B(3,7)$$

$$\rightarrow R_B = \frac{72,04}{3,7} = 19,47 \text{ kN}$$

$$R_A + R_B = 39,86 \rightarrow R_A = 39,86 - 19,47 = 20,40 \text{ kN}$$

Vérification :

$$\sum M_{/B} = 0 \rightarrow 3,38 \times (3,7) + 10,38 \times \left(2,40 + \frac{1,30}{2}\right) + 26,112 \times \left(\frac{2,40}{2}\right) - R_A(3,7) = 0$$

$$\rightarrow 12,50 + 31,65 + 31,33 = R_A(3,7)$$

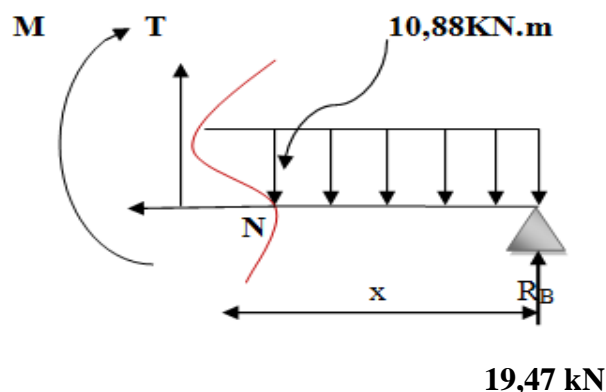
$$R_A = \frac{75,50}{3,7} = 20,40 \text{ kN}$$

$$R_A = 20,40 \text{ kN}$$

$$R_B = 19,47 \text{ kN}$$

## b- Efforts tranchants et moments fléchissant

1<sup>ère</sup> tronçon :  $0 \leq X \leq 2,40 \text{ m}$



$$\sum F/Y = 0$$

$$T_Y = 10,88X - 19,47 \rightarrow \begin{cases} X = 0 \rightarrow T_Y = -19,47 \text{ KN} \\ X = 2,40 \rightarrow T_Y = 6,64 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/i = 0$$

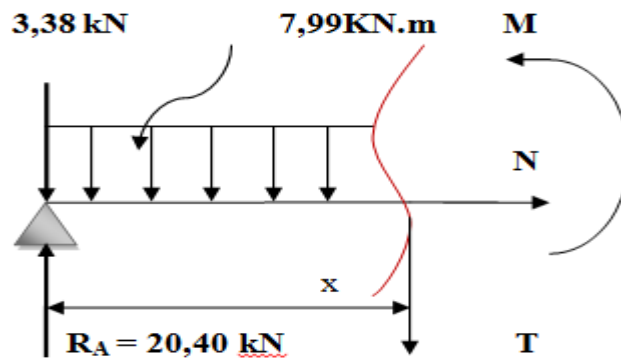
$$M_Z = -5,44X^2 + 19,47X \rightarrow \begin{cases} X = 0 \rightarrow M_Z = 0 \\ X = 2,40 \rightarrow M_Z = 15,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Calcul de } M_{S_{\max}} : a \ T = 0 \implies T = 10,88x - 19,47 \implies X = 1,78 \text{ m}$$

$$\text{On a } M(x) = -5,44x^2 + 19,47x$$

$$M(1,78) = 17,41 \text{ KN.m}$$

**2<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \leq X \leq 1,30\text{m}$**



$$\sum F/Y = 0 \quad T_Y = -7,99X + 17,02 \rightarrow \begin{cases} X = 0 \rightarrow T_Y = 17,02 \text{ KN} \\ X = 1,30 \rightarrow T_Y = 6,64 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\sum M/i = 0$$

$$M_Z = -3,99X^2 - 17,02X \rightarrow \begin{cases} X = 0 \rightarrow M_Z = 0 \\ X = 1,30 \rightarrow M_Z = 15,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Calcul de } M_{S_{\max}} : a \ T = 0 \implies T = -7,99x + 17,02 \implies X = 2,13 \text{ m}$$

$$\text{On a } M(x) = -3,99x^2 + 17,02x$$

$$M(2,13) = 18,15 \text{ KN.m}$$

### Remarque

Compte tenu du semi encastrement aux appuis, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M$  max au niveau des appuis et en travée.

### Moment en appuis B

$$M_a = (-0,3)M_{U_{\max}} = (-0,3) \times 15,38 = -4,61 \text{ KN.m}$$

### Le moment en travée

$$M_t = (0,85)M_{U_{\max}} = (0,85) \times 15,38 = 13,07 \text{ KN.m}$$

III.5.8.3- Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à ELS

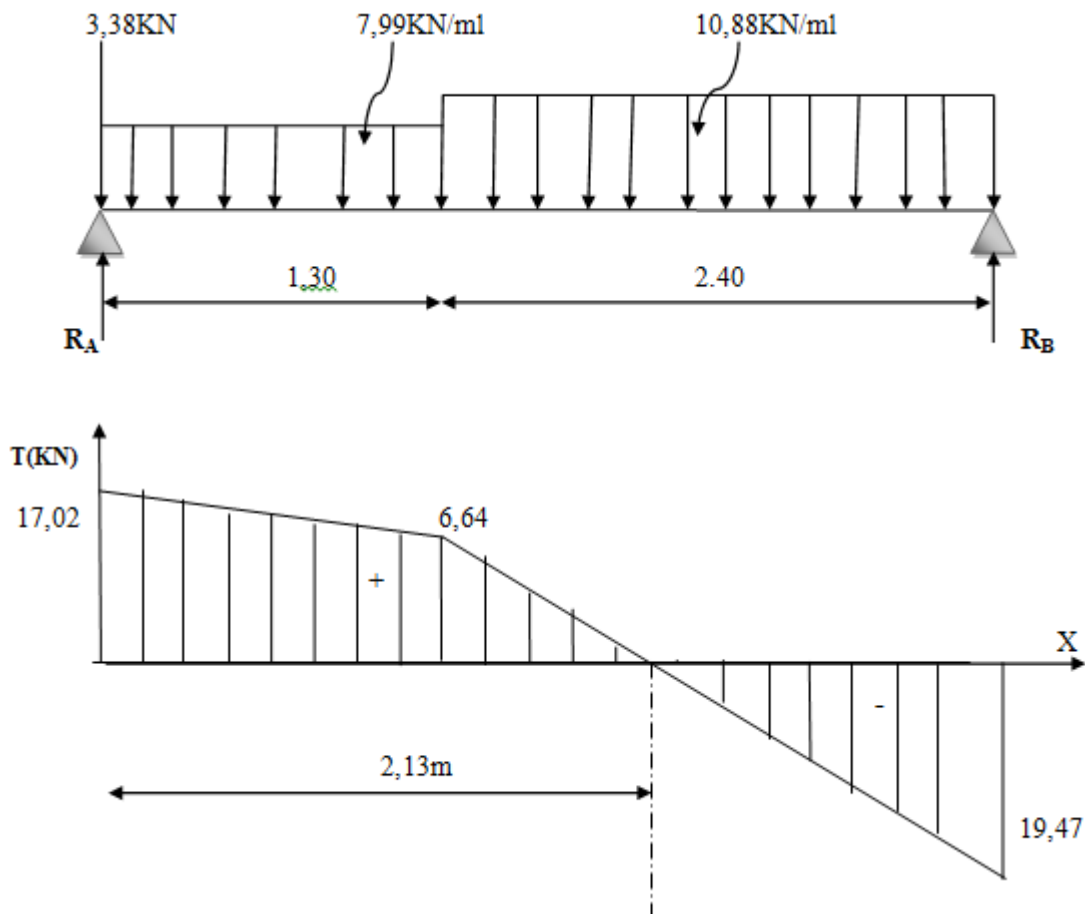


Figure III.27 Diagramme des efforts tranchants à ELS.

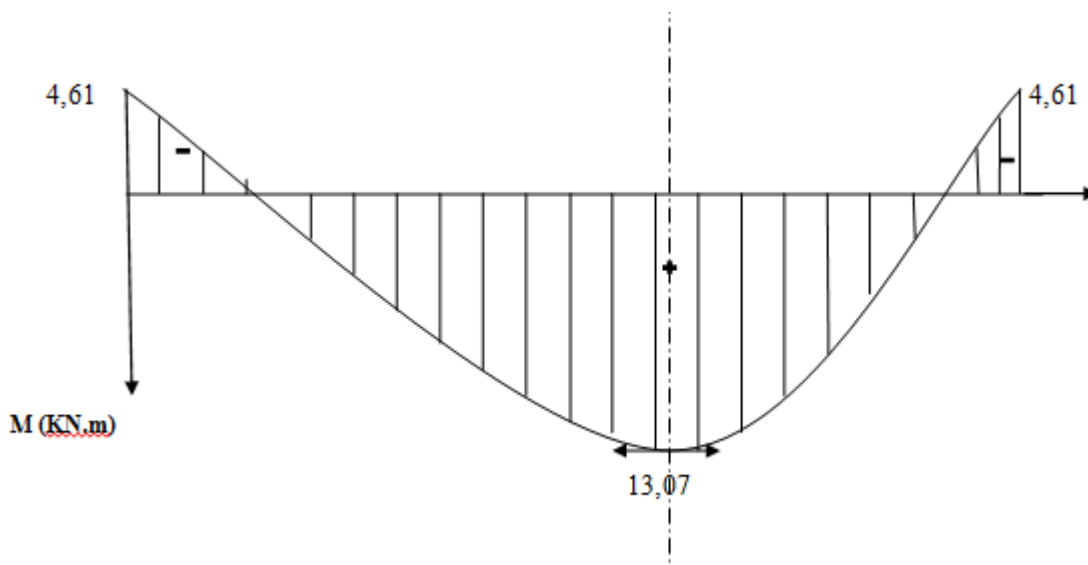


Figure III.28 Diagramme des moments fléchissant à ELS.

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

- état limite de résistance de béton à la compression ;
- état limite de déformation ;
- état limite de l'ouverture des fissures.

### III.5.9- vérification de la résistance du béton a la compression (BAEL91 /art a.4.5, 2)

Il ya lieu de vérifier si :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\text{et } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \text{ (contrainte de traction des aciers)}$$

Avec  $\beta_1$  et  $k_1$  est fonction de  $\rho_1$

#### • Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 15} = 0,45 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,898 \\ K_1 = 34,02 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{13,07 \times 10^3}{0,898 \times 15 \times 6,78} = 146,16\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{146,16}{34,02} = 4,30\text{MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 4,30 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

#### • En travée

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 15} = 0,45 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,898 \\ K_1 = 34,02 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{4,61 \times 10^3}{0,898 \times 15 \times 6,78} = 51,58\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{51,58}{34,02} = 1,51 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 1,51\text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La vérification étant satisfaite alors les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

D'après l'article (B.6.3 du BAEL91), On admet de ne pas faire de vérification de l'état limite d'ouverture des fissures puisqu'on est dans le cas de fissuration peu préjudiciable, et que notre élément est couvert contre les intempéries.

- **Vérification de la flèche**

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

**a- Paillasse**

$$\frac{h}{L} = \frac{17}{370} = 0,045 \geq \frac{1}{16} > 0,0625 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,070 \leq \frac{M_{ts}}{10M_{ts\max}} = \frac{13,07}{10 \times 7,99} = 0,163 \rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{bd} = \frac{6,78}{100 \times 15} = 0,0045 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vu que la 1<sup>ère</sup> condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

**Calcul de la flèche** (Art. B .6.5.2/ BAEL91)

On doit vérifier que

$$f = \frac{5q_{\max} \times l^4}{384 \times E_V \times I_0} \leq \bar{f} \rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0,74\text{mm}$$

Avec

$\bar{f}$ : La flèche admissible

$E_V$ : Module de déformation différé

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

- Module de déformation différé

$$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,65\text{MPa}$$

• **Moment d'inertie de la section homogénéisée**

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

avec :  $y_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0}$

$B_0$  Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + n \cdot A_t = b \times h + 15A_t$$

$$B_0 = (100 \times 15) + (15 \times 6,78) = 1601,7 \text{cm}^2$$

$S_{/xx}$  Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx

$$S_{/xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15A_t \times d$$

$$S_{/xx} = \frac{100 \times (17)^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 15 = 15975,5 \text{cm}^2$$

$$y_1 = \frac{15975,5}{1601,7} = 8,86 \text{cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 17 - 8,86 = 8,14 \text{cm}$$

Donc

$$I_0 = \frac{100 \times [(8,86)^3 + (8,14)^3]}{3} + 15 \times 6,78 \times (8,14 - 2)^2$$

$$I_0 = 44996,03 \text{cm}^4$$

D'ou la flèche

$$f = \frac{5 q_{\max} \times l^4}{384 \times E_v \times I_0} = \frac{5 \times 10,88 \times (3,70)^4 \times 10^7}{384 \times 10818,865 \times 44996,03} = 0,055 \text{cm} \leq \bar{f} = 0,48 \text{cm}$$

$f < \bar{f} \rightarrow$  La condition est vérifiée

L'escalier sera ferrailé comme suit :

**Aux appuis :** -Armature principale :  $A_p = 6\text{HA}12 \implies e = 20\text{cm}$

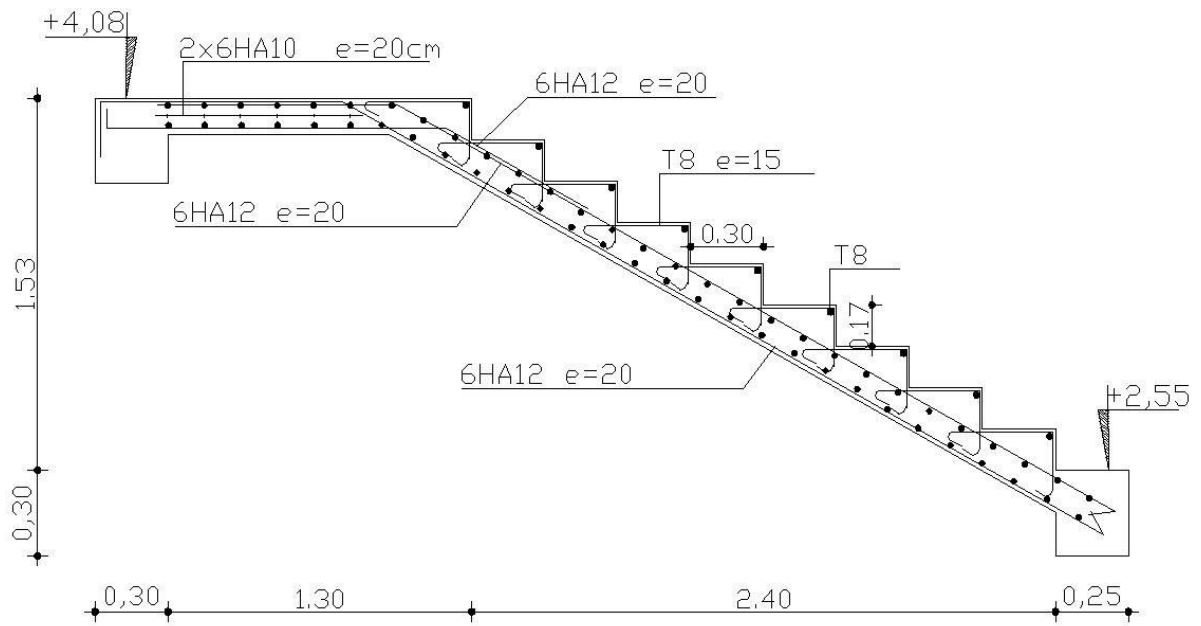
-Armature secondaire :  $A_r = 6\text{HA}10 \implies e = 20\text{cm}$

**En travées :** -Armature principale :  $A_p = 6\text{HA}12 \implies e = 20\text{cm}$

-Armature secondaire :  $A_r = 6\text{HA}10 \implies e = 20\text{cm}$

**Remarque**

On adopte le même ferrailage d'escaliers pour les différents niveaux.



**III.29** Schéma de ferrailage des escaliers

### III.6- ETUDE DE LA POUTRE PALIERE

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 3,00m

#### III.6.1- PRE DIMENSIONNEMENT

L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sens considéré :

L= 300cm

- La hauteur de la poutre est donnée par :

$$\frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10} \rightarrow 20 \leq h_t \leq 30 \text{ On prend } \mathbf{h = 30cm}$$

- La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \rightarrow 16 \leq b \leq 28 \text{ On prend } \mathbf{b = 25cm}$$

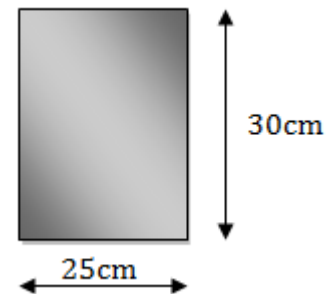
#### ❖ Vérification des exigences du (RPA99, Art7.5,1)

$$h \geq 30cm \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b \geq 20cm \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h/b = 1,67 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc on opte pour les poutres de chaînage : **25 x30cm<sup>2</sup>**.



#### III.6.2- Charge revenant à la poutre

– poids propre de la poutre:  $0,30 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{ kN/ml}$

L'effort tranchant a l'appui A

$$\text{ELU : } T_u = 26,97 \text{ kN}$$

$$\text{ELS : } T_s = 19,47 \text{ kN}$$

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + \frac{T_u}{l} = 1,35(1,875) + \frac{26,97}{1\text{ml}} = 29,50\text{KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + \frac{T_s}{l} = (1,875) + \frac{19,47}{1\text{ml}} = 21,34\text{KN/ml}$$

### III.6.3- Calcul à l'état limite ultime (ELU)

#### a- Calcul du moment et de l'effort tranchant

- **Effort tranchant**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{29,50 \times 3,00}{2} = 44,25 \text{ kN}$$

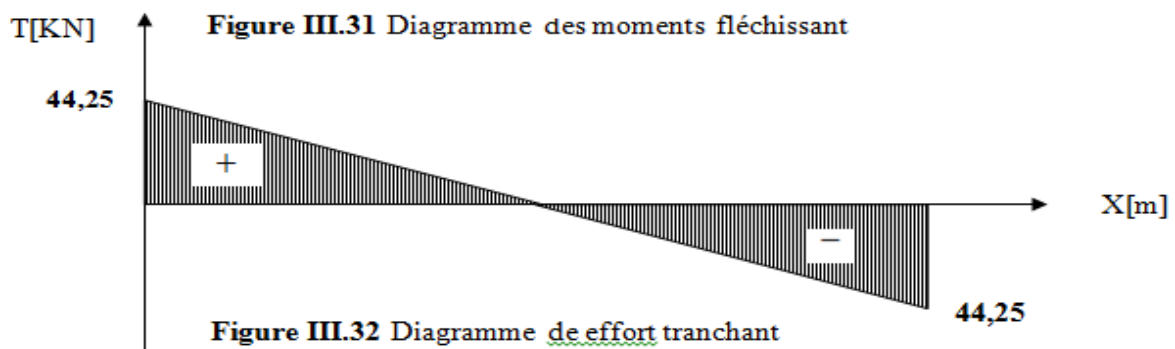
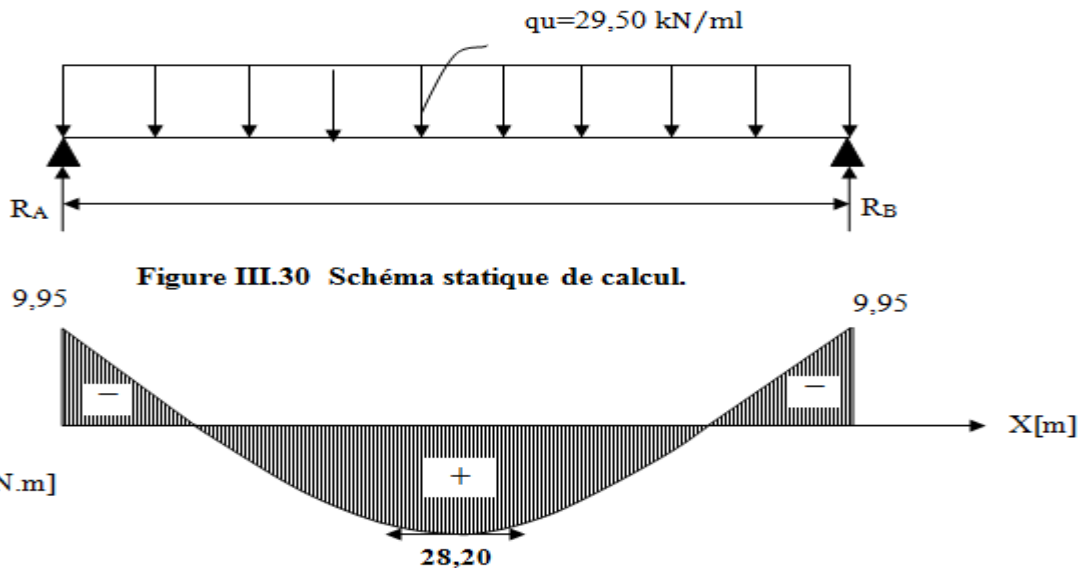
- **Le moment isostatique**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{29,50 \times (3,00)^2}{8} = 33,18 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients correcteurs : d'après la méthode forfaitaire :

$$\text{En travée : } M_t = 0,85M_0 = 28,20 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_A = M_B = -0,3M_0 = -9,95 \text{ kN.m}$$



**b- Le ferrailage** soit un enrobage  $c = 3\text{cm}$  d'où  $d = 27\text{cm}$

• **En travée et aux appuis**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bu}} < \mu_l = 0,392 \text{ la section est simplement armée. (SSA)}$$

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

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad \text{avec:} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_b} = 348\text{MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Zone	Mu (KN.m)	$\mu_b$	$\beta$	As (cm <sup>2</sup> )	adoptée (cm <sup>2</sup> )
Appuis	9,95	0,038	0,981	1,078	<b>3 T 12 = 3,39</b>
Travée	28,20	0,108	0,943	3,180	<b>3 T 12 = 3,39</b>

**c- Armatures transversales BAEL 91**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi \leq \min \left[ \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{15} \right] = \min[8.57; 12; 16.66]$$

On prend :  $\phi_t = 8\text{mm}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier.

$$A_t = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$$

• **Espacement**

D'après le **RPA 99** ; l'espacement est donné par :

➤ **Zone nodale**

$$s_t \leq \min \left( \frac{h_t}{4}; 12\phi; 30\text{cm} \right) = (7,5; 9,6,30\text{cm})$$

$$s_t = 7,5\text{cm} \rightarrow s_t = 7\text{cm}$$

➤ **Zone courante**

$$s_t \leq \frac{h_t}{2} = \frac{30}{2} = 15\text{cm}$$

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

### III.6.4- VERIFICATIONS A EFFECTUER A L'ELU

#### III.6.4.1- Condition de non fragilité [B.A.E.L91/Art A-4-2-1]

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

$$A_{\text{calculée}} \geq A_{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 25 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,82 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### III.6.4.2- Vérification de l'effort tranchant

Il faut que

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{44,25 \times 10^3}{250 \times 270} = 0,65 \text{ MPa}$$

On a :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow$  condition vérifiée.

#### III.6.4.3- Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis

##### a- Dans le béton (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 313)

On a :  $v_u = 44,25 \text{ kN}$

$$\bar{V}_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b = 0,4 \frac{2,5}{1,5} \times 0,9 \times 27 \times 25 = 405 \text{ kN} \quad \text{avec } a = 0,9d$$

$$V_{\text{max}} = 44,25 \text{ kN} \leq \bar{V}_u = 405 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

##### b- Les aciers (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \quad . \quad M_u^a = -9,95 \text{ KN.m}$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left( v_u + \frac{M_u^a}{0,9d} \right)$$

$$\frac{1,15}{400} \left( 44,25 - \frac{9,95}{0,9 \times 27} \right) = 0,126 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On constate que l'effort tranchant ( $V_u$ ) n'a pas d'influence sur les armatures.

**III.6.4.4- Vérification de l'adhérence et d'entraînement** (BAEL91/ A.6.1, 3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  Somme des périmètres utiles des barres .

$\Psi_s$ : Coefficient de scellement (Aciers haute adhérence  $\rightarrow \Psi_s = 1.5$ )

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{cm}$$

n: Nombre de barres

D'où :

$$\tau_{sc} = \frac{44,25 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 11,304 \times 10} \rightarrow \tau_{sc} = 1,61 \text{MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_{se} = 1,61 \text{MPa} \\ \tau_{se} = 3,15 \text{MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \tau_{se} = 1,61 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**c- La longueur de scellement**

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{se}}$$

Avec :  $\tau_{se} = 0,6\Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,825 \text{MPa}$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,825} = 42,47 \text{cm}$$

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

$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 42,47 = 16,988 \text{cm}$$

On adoptera  $L_c = 17 \text{cm}$

### III.6.5- Vérifications à effectuer à l'ELS

Il faut rappeler que :  $q_s = 21,34 \text{ kN/ml}$

**a- Les réactions d'appuis**

$$R_A = R_B = \frac{21,34 \times 3,00}{2} = 32,01 \text{ kN}$$

**b- Le moment isostatique**

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = 24 \text{ kN.m}$$

**c- les moments après correction :**

$$\begin{cases} \text{En travée : } M_t = 0,85M_0 = 20,40 \text{ kN.m} \\ \text{Aux appuis : } M_a = -0,3M_0 = -6,12 \text{ kN.m} \end{cases}$$

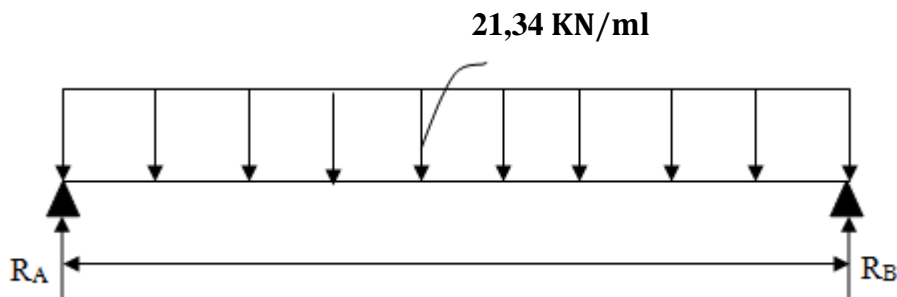


Figure III.33 Schéma statique de calcul.

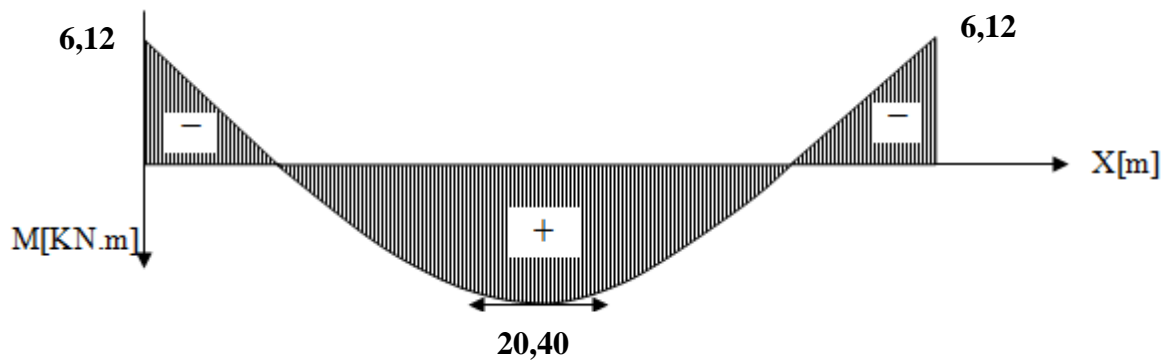


Figure III.34 Diagramme des moments fléchissant

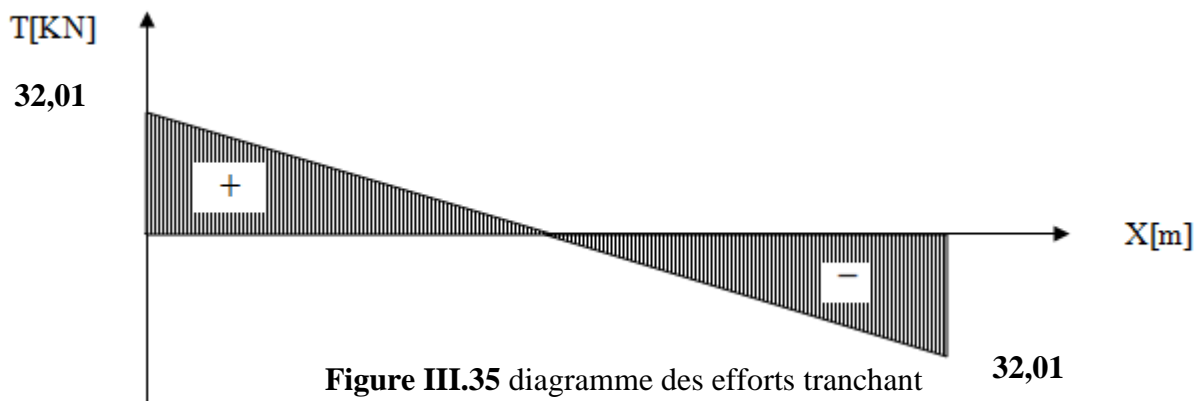


Figure III.35 diagramme des efforts tranchant

**d- Vérification des contraintes**

-Les aciers la fissuration est peu nuisible, aucune vérification à faire pour les aciers.

-Le béton à l'état limite ultime de compression du béton, il faut vérifier que :

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

$$\text{Avec} \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

- **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,50 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,893 \\ K_1 = 31,73 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{6,12 \times 10^6}{0,893 \times 270 \times 3,39 \times 10^2} = 74,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{74,87}{31,73} = 2,35 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2,35 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 27} = 0,50 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,893 \\ K_1 = 31,73 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{20,40 \times 10^6}{0,893 \times 270 \times 3,39 \times 10^2} = 249,58\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{249,58}{31,73} = 7,86\text{MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 7,86 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e- Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} =$$

$$\min\{266,66; 201,63\}$$

$$\sigma_{st} = 74,87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**f- Vérification de la flèche**

Pour se dispenser du calcul de la flèche, il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = \frac{30}{300} = 0,100 > 0,0625 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} = 0,100 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{20,40}{10 \times 23,53} = 0,086 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{3,39}{25 \times 27} = 0,005 < 0,0105 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion**

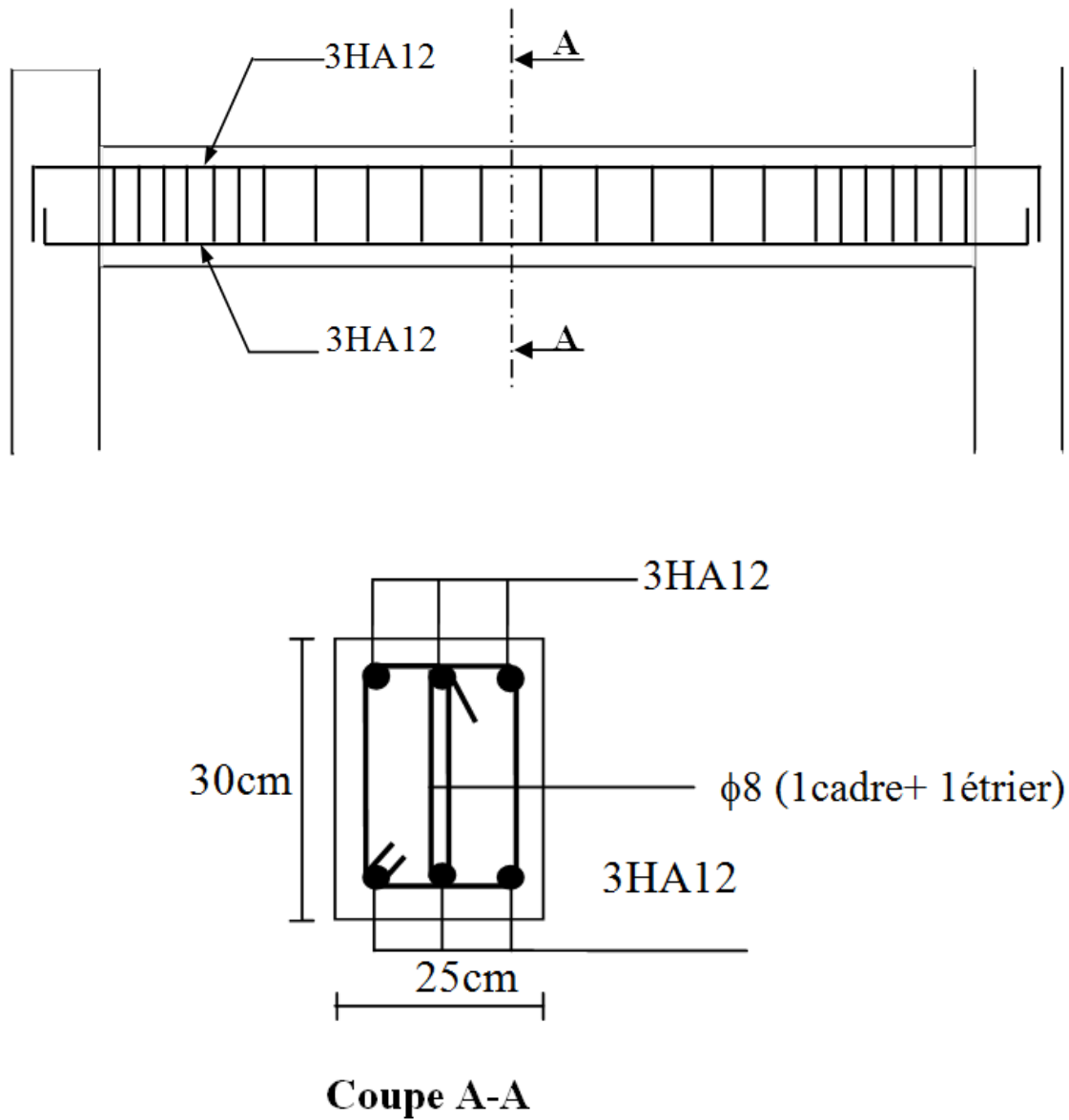
Le ferrailage de porte palière sera comme suit :

- **Armatures longitudinales**

**3HA12** en travée  
**3HA12** aux appuis

- **Armatures transversales**

1 cadre et 1 étrier en **HA8**.



**Figure III.36** Schéma de ferrailage de la poutre palière

### III.7- CALCUL DE LA SALLE MACHINE

#### III.7.1- INTRODUCTION

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis, il comporte une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès des personnes, se déplaçant le long de guides verticaux.

L'ascenseur est composé de ces trois composantes essentielles :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur en béton armé avec une dalle pleine de dimensions  $(1.45 \times 1.45)$  m<sup>2</sup> appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à 9 tonnes, répartie sur une surface de  $(0,8 \times 0,8)$  m<sup>2</sup> transmise par le système de levage de l'ascenseur.

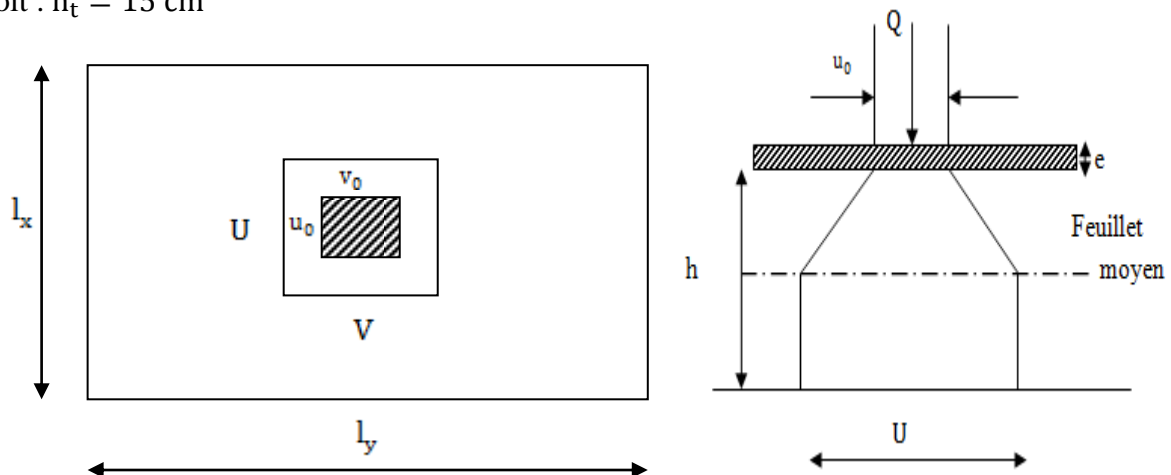
L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

#### III.7.2- DIMENSIONNEMENT

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{145}{30} = 4,83 \text{ cm}$$

$h_t$  doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003)

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



**Figure III.37** Diffusion des charges dans le feuillet moyen.

$$U = U_0 + 2 \left( \frac{h_0}{2} + \xi e \right) = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2 \left( \frac{h_0}{2} + \xi e \right) = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

Avec :

$h_0$ : épaisseur de la dalle (15 cm)

$e$  : épaisseur du revêtement (5 cm)

$\xi$  : coefficient dépend de la nature du revêtement, dans notre cas la dalle est composée de béton armé, et d'une chape en béton :  $\rightarrow \xi = 1.0$

$(U \times V)$ : surface d'impact au niveau du feuillet moyen

$(u_0 \times v_0)$ : coté du rectangle dans le quel la charge est centrée ( $u_0 = v_0 = 80$  cm)

### III.7.3- DETERMINATION DES SOLLICITATIONS

- **A L'ELU**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \quad P_u = 1,35 \times P$$

Avec :

$$G = (25 \times 0,15) + (22 \times 0,05) = 4,85 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{poids propre de la dalle})$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{surcharge d'exploitation})$$

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 = 8,05 \text{ kN/ml} \quad (\text{charge uniformément répartie sur une bande de 1m})$$

$$P_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ kN} \quad (\text{charge concentrée dus au système de levage})$$

- **A L'ELS**

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ kN/ml}$$

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

### III.7.4- CALCUL DES MOMENTS

#### a- Moment dû au système de levage

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_x^1 = p_u(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y^1 = p_u(M_2 + \nu M_1)$$

$M_1$  et  $M_2$  : coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de  $\left(\frac{U}{l_x}\right)$ ,  $\left(\frac{V}{l_y}\right)$  et  $\rho$ .

$$\nu : \text{Coefficient de Poisson} \begin{cases} \nu = 0 & \text{à L'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{à L'ELS} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{145}{145} = 1 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{145} = 0,72 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{145} = 0,72 \end{cases} \rightarrow \text{après interpolation} \begin{cases} M_1 = 0.0616 \\ M_2 = 0.0616 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^1 = 121,5(0.0616 + 0) = 7,48 \text{ kN.m} \\ M_y^1 = 121,5(0.0616 + 0) = 7,48 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**b- Moment du poids propre de la dalle pleine**

$$\text{Dans le sens } L_x : M_x^2 = \mu_x \times q_u \times (l_x)^2$$

$$\text{Dans le sens } L_y : M_y^2 = \mu_y \times M_x^2$$

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

$$\text{ELU } \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases} \quad \nu = 0$$

$$\text{Donc : } \rho = 0,83$$

$$\text{ELS } \begin{cases} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1,000 \end{cases} \quad \nu = 0,2$$

$$\begin{cases} M_x^2 = 0,0368 \times 8,05 \times (1,45)^2 = 0,62 \text{ kN.m} \\ M_y^2 = 1,00 \times 0,62 = 0,62 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**c- Superposition des moments**

$$\begin{cases} M_x^u = M_x^1 + M_x^2 = 7,48 + 0,62 = 8,10 \text{ kN.m} \\ M_y^u = M_y^1 + M_y^2 = 7,48 + 0,62 = 8,10 \text{ kN.m} \end{cases}$$

**d- Correction des moments**

$$\text{En travée } \begin{cases} M_x^t = 0,85 M_x^u = 0,85 \times 8,10 = 6,88 \text{ kN/m} \\ M_y^t = 0,85 M_y^u = 0,85 \times 8,10 = 6,88 \text{ kN/m} \end{cases}$$

$$\text{Aux appuis } \begin{cases} M_x^a = 0,3 M_x^u = 0,3 \times 8,10 = 2,43 \text{ kN/m} \\ M_y^a = 0,3 M_y^u = 0,3 \times 8,10 = 2,43 \text{ kN/m} \end{cases}$$

**III.7.5- Ferrailage****a- En travée**

- Sens de la petite portée (Sens XX)

$$d_x = h_t - 2 \text{ cm} = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot (d_x)^2 f_{bc}} = \frac{6,88 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,030 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$A_x = \frac{M_x^t}{\beta \cdot (d_x) \sigma_{st}} = \frac{M_x^t}{\beta \cdot (d_x) (f_e / \gamma_s)} = \frac{6,88 \times 10^5}{0,985 \times 13 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,55 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **5HA12** = 5,65 cm<sup>2</sup> Avec **S<sub>t</sub> = 20 [cm]**.

▪ **Sens de la grande portée (Sens YY)**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot (d_y)^2 f_{bc}} = \frac{6,88 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,3 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

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

$$A_y = \frac{M_y^t}{\beta (d_y) \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_y^t}{\beta \cdot (d_y) \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{6,88 \times 10^5}{0,983 \times 12 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,67 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons : **5HA12** = 5,65 cm<sup>2</sup> Avec **S<sub>t</sub> = 20 [cm]**.

$$\text{avec : } d_y = d_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2}$$

**b- Aux appuis**

▪ **Sens de la petite portée (Sens XX)**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot (d_x)^2 f_{bc}} = \frac{2,43 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,010 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,010 \rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_x = \frac{M_x^a}{\beta \cdot (d_x) \cdot \sigma_{st}} = \frac{M_x^a}{\beta \cdot (d_x) \cdot (f_e / \gamma_s)} = \frac{2,43 \times 10^5}{0,995 \times 13 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 0,54 \text{ cm}^2$$

**Nous adopterons : 5HA12** = 5,65 cm<sup>2</sup> Avec **S<sub>t</sub> = 20 [cm]**.

▪ **Sens de la grande portée (Sens YY)**

On adopte le même ferrailage que celui du sens (x-x) soit 5HA12 avec S<sub>t</sub> = 20[cm].

### III.7.6- VERIFICATION A L'ELU

#### III.7.6.1- Condition de non fragilité [B.A.E.L91/Art B.7, 4]

**a- Armatures parallèles à l<sub>x</sub>**

$$w_x = w_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$w_x = \frac{A_{\min}}{S}$$

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

S : section totale du béton

w<sub>0</sub>: Taux d'armatures dans chaque direction (acier HA FeE400) → w<sub>0</sub> = 0,8‰

$$w_x = 0,0008 \times \left[ \frac{(3-1)}{2} \right] = 0,0008$$

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

$$A_{\text{adp}} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} \rightarrow \text{Condition verifier.}$$

### b- Armatures parallèles à $l_y$

$$A_{\min} \geq b \times h \times w_0 = 100 \times 15 \times 0,8 \times 10^{-3} = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adp}} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} \rightarrow \text{Condition verifier}$$

### III.7.6.2- VERIFICATION DE NON POINÇONNEMENT (5.2.4.2/BAEL 91 modifié 99)

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée :

$$p_u \leq 0,045 \mu_c \times h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

$\mu_c$  : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen.

$h$  : épaisseur totale de la dalle.

$$p_u = 121,5 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$p_u = 121,5 \text{ KN} \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472,5 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III.7.6.3- VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a  $U = V$

Donc :

Au milieu de U on a :

$$T_u = \frac{P}{(2U + V)} = \frac{121,5}{2 \times 1,05 + 1,05} = 38,57 \text{ kN}$$

Au milieu de V on a :

$$T_u = \frac{P}{(3U)} = \frac{121,5}{3 \times 1,05} = 38,57 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{38,57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,296 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

On a :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

### III.7.6.4- LA LONGUEUR DE SCHELLEMENT

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}}$$

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

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

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

$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm}$  On adoptera  $L_c = 17 \text{ cm}$

### III.7.6.5- DIAMETRE MINIMAL DES BARRES (BAEL91modifié 99/ Art A.7.21)

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### III.7.6.6-vérification de l'espacement des barres (art a.8.2,42/BAEL91 modifié99)

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs Suivantes :

- Direction la plus sollicitée :  $S_t \leq \min (3h, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$
- Direction perpendiculaire :  $S_t \leq \min (4h, 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

**Sens xx:**

Armatures supérieures :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$

Armatures inférieures :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$

**Sens yy:**

Armatures supérieures :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$

Armatures inférieures :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$

### III.7.7-VERIFICATION A L'ELS

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ kN/ml}$$

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

#### III.7.7.1- CALCUL DES MOMENTS

##### • Moment dû au système de levage

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_x^1 = p_s(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y^1 = p_s(M_2 + \nu M_1)$$

$M_1$  et  $M_2$  : coefficients données par les tables de PIGEAUD en fonction de  $\left(\frac{U}{l_x}\right)$ ,  $\left(\frac{V}{l_y}\right)$  et  $\rho$ .

$\nu$  : Coefficient de Poisson à L'ELS  $\rightarrow \nu = 0,2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{145}{145} = 1 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{145} = 0,72 \rightarrow \text{après interpolation} \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0,0616 \\ M_2 = 0,0616 \end{array} \right. \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{145} = 0,72 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^1 = 90 \times (0,0616 + 0,2 \times 0,0616) = 6,65 \text{ kN.m} \\ M_y^1 = 90 \times (0,616 + 0,2 \times 0,0616) = 6,65 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- **Moment du poids propre de la dalle pleine**

Dans le sens Lx :  $M_x^2 = \mu_x \times q_s \times (l_x)^2$

Dans le sens Ly :  $M_y^2 = \mu_y \times M_x^2$

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

$$\text{Donc : } \rho = 1 \rightarrow \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0442 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right. \quad \nu = 0,2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^2 = 0,0442 \times 5,85 \times (1,45)^2 = 0,54 \text{ kN.m} \\ M_y^2 = 1 \times 0,54 = 0,54 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- **Superposition des moments**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x^s = M_x^1 + M_x^2 = 6,65 + 0,54 = 7,19 \text{ kN.m} \\ M_y^s = M_y^1 + M_y^2 = 6,65 + 0,54 = 7,19 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- **Correction des moments**

$$\text{En travée} \left\{ \begin{array}{l} M_x^t = 0,85 M_x^s = 0,85 \times 7,19 = 6,11 \text{ kN/m} \\ M_y^t = 0,85 M_y^s = 0,85 \times 7,19 = 6,11 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

$$\text{Aux appuis} \left\{ \begin{array}{l} M_x^a = 0,3 M_x^s = 0,3 \times 7,19 = 2,15 \text{ kN/m} \\ M_y^a = 0,3 M_y^s = 0,3 \times 7,19 = 2,15 \text{ kN/m} \end{array} \right.$$

**a- État limite de résistance à la compression du béton**

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

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} ; \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d_x}$$

$$\text{sens } x - x : \quad A_a = A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d_x} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,43 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,900 \\ K_1 = 35,00 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 \times d_x \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{6,11 \times 10^6}{0,900 \times 130 \times 5,65 \times 10^2} = 92,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{92,43}{35,00} = 2,64 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 2,64 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{sens } y - y : \quad A_a = A_t = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d_y} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,47 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,896 \\ K_1 = 33,08 \end{cases}$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s^{\max}}{\beta_1 \times d_y \times A_s}$$

$$\sigma_s = \frac{6,11 \times 10^6}{0,896 \times 120 \times 5,65 \times 10^2} = 100,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{100,57}{33,08} = 3,04 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3,04 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispense donc de faire de vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.

**c- Etat limite de déformation**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calculer la flèche, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} \\ \frac{A_x}{bd_x} \leq \frac{2}{f_c} \end{cases}$$

Avec :

$h$  : hauteur de dalle.

$M_{tx}$  : Moment entravé de la dalle (sens xx).

$M_x$  : Moment isostatique dans la direction de (x x) pour une bande de largeur égale à 1[m].

$A_x$ : Section d'armature par bande.

$b$  : La largeur de bande égale à 1[m]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l_x} = \frac{15}{145} = 0,10 \geq \frac{M_{tx}}{20M_x} = \frac{6,11}{20 \times 7,19} = 0,042 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_x}{bd_x} = \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

### CONCLUSION

Le ferrailage de la dalle pleine est comme suit :

- **En travées**

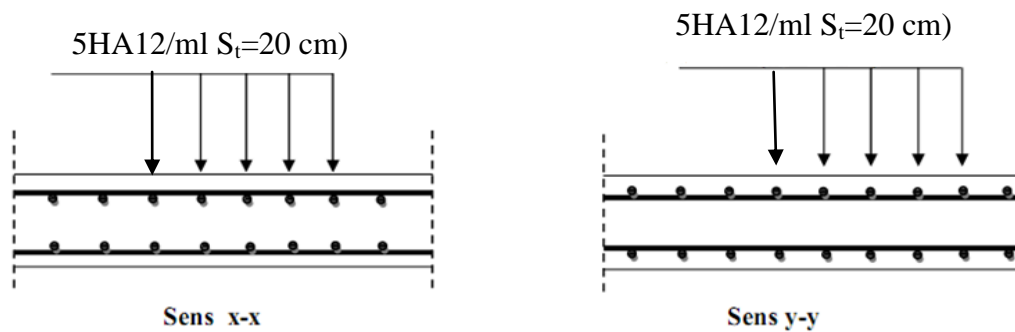
-5HA12 (sens x-x),  $S_t=20\text{cm}$

-5HA12 (sens y-y),  $S_t=20\text{cm}$

- **En appuis**

-5HA12 (sens x-x),  $S_t=20\text{cm}$

-5HA12 (sens y-y),  $S_t=20\text{cm}$



**Figure III.37** Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

*Chapitre IV***MODELISATION DE LA STRUCTURE****IV- MODELISATION****IV.1- INTRODUCTION**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

**IV.2- DESCRIPTION DU LOGICIEL ETABS**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux autres programmes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

**IV.3- RAPPEL (TERMINOLOGIE)**

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformedloads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel :acier

Frame section : coffrage

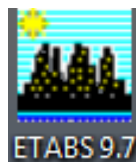
Column : poteau

Beam : poutre

#### IV.4- MANUEL D'UTILISATION DE L'ETABS

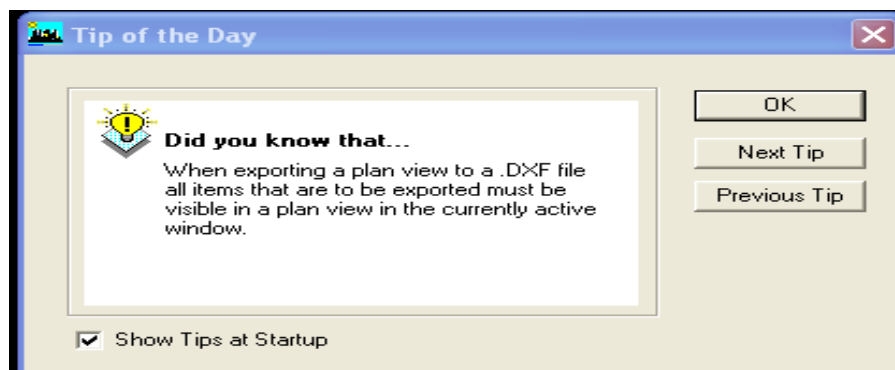
Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V 9.7**

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS (**fig. IV.1**)



**Figure. IV.1** Icône d'ETABS

La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK



**Figure IV.2** fenêtre de dialogue

## IV.5- ETAPES DE MODELISATION

### IV.5.1- PREMIERE ETAPE

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

#### IV.5.1.1- Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas à droite de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :

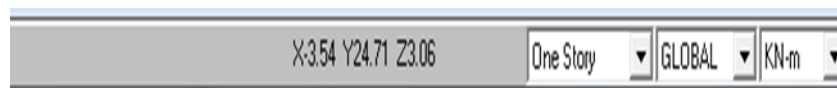


Figure IV.3 Choix des unités

#### IV.5.1.2- Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis New model, Une page de dialogue s'affiche puis en clique sur **default.edb** :

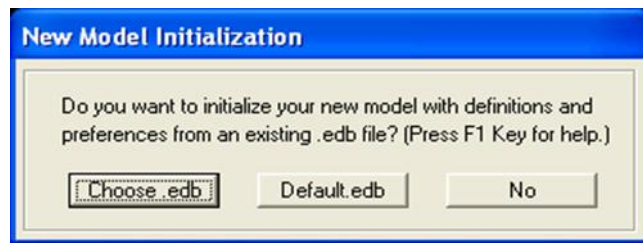


Figure IV.4 choix de géométrie de base

Cette option permet d'introduire les lignes de grille qui représente :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

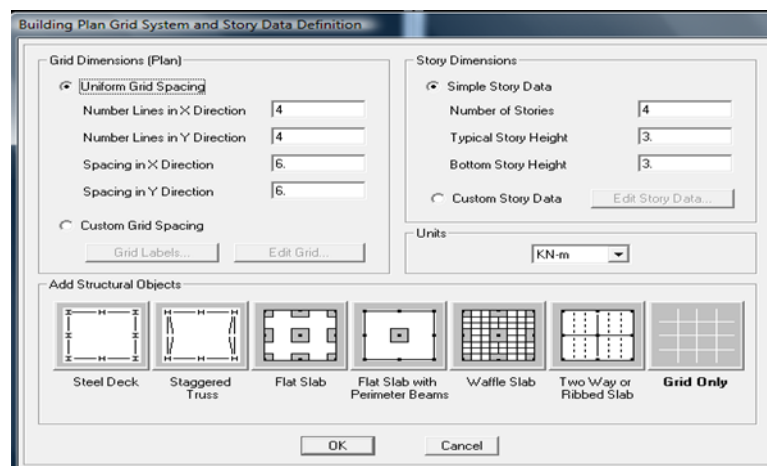
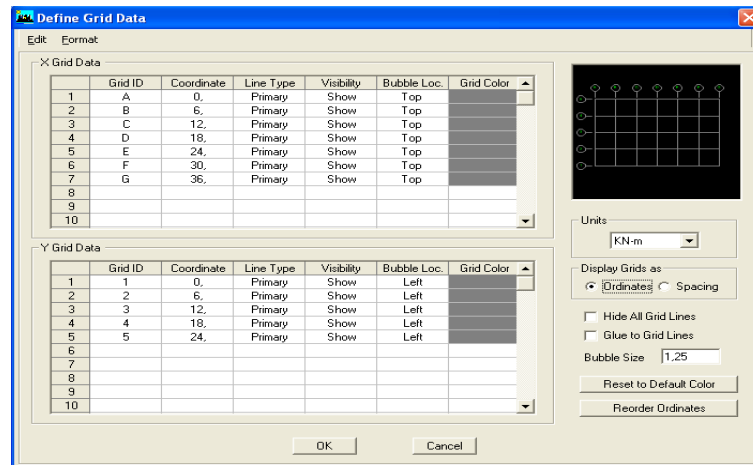


Figure IV.5 introduction des lignes de grille

a- On introduise le nombre de portiques suivant x-x, suivant y-y .

On clique sur **Custom Grid Spacing**

La fenêtre suivante s'affiche



**Figure IV.6** Introduction des distances selon x-x et y-y

Pour introduire les distances par rapport à l'origine on coche sur **ordinate**.

Pour introduire les distances de chaque portée seule on coche sur **Spacing**.

Puis **ok**

b- On introduise le nombre des niveaux. on clique sur **simple story data** et on remplit la case **Number of Story** puis on coche **Custom Story Data** après **Edit Story Data**.

La fenêtre suivante s'affiche

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	STORY9-3	1.5	31.48	No	STORY9	No	0.
11	STORY9-2	1.	29.98	No	STORY9	No	0.
10	STORY9	3.06	28.98	Yes		No	0.
9	STORY8	3.06	25.92	No	STORY9	No	0.
8	STORY7	3.06	22.86	No	STORY9	No	0.
7	STORY6	3.06	19.8	No	STORY9	No	0.
6	STORY5	3.06	16.74	No	STORY9	No	0.
5	STORY4	3.06	13.68	No	STORY9	No	0.
4	STORY3	3.06	10.62	No	STORY9	No	0.
3	STORY2	3.06	7.56	No	STORY9	No	0.
2	STORY1	4.5	4.5	No	NONE	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows		Units
Height	1.5	Change Units <span>KN-m</span>
Master Story	No	
Similar To	NONE	
Splice Point	No	
Splice Height	0	

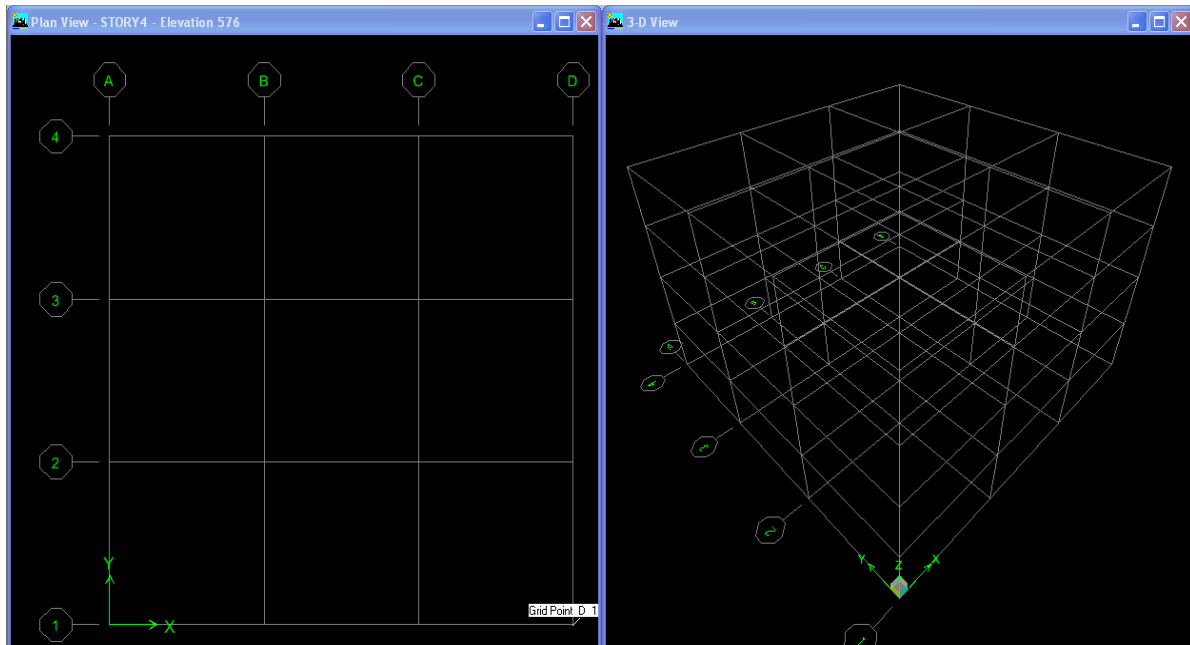
**Figure IV.7** Introduction des hauteurs selon les différents étages

Et on complétant la colonne **Height** selon les différents étages qu'on a.

Puis **ok**.

A la fin on clique sur ok pour confirmer les données.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **Xr-Y, X-Z, Y-Z**.



**Figure IV.8** les lignes de grille de la structure

#### IV.5.1.3- Modification de la géométrie de base

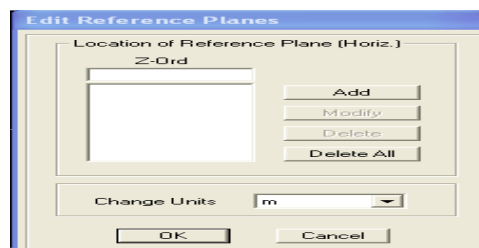
Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

Pour modifier les distances on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Grid Data** puis introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.

Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

pour ajouter des hauteurs on clique sur le bouton droit de la souris puis sur **Edit Reference planes**.

La fenêtre suivante s'affiche :



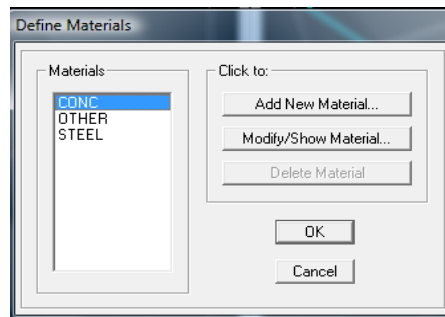
**Figure IV.9** introduction des hauteurs qu'on veut ajouter

On remplit la case **Z-Ord** puis Add puis **ok**.

#### IV.5.2- DEUXIEME ETAPE

La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** ou bien nous sélectionnons le matériau **CONC**



**Figure IV.10** définition du matériau CONC (béton).

On clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :


Material Name		Display Color	
CONC		Color	
Type of Material		Type of Design	
<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic		Design: Concrete	
Analysis Property Data		Design Property Data (EUROCODE 2-1992)	
Mass per unit Volume	2.5	Charact. Conc Cyl Strength, fck	25000.
Weight per unit Volume	25.	Bending Reinf. Yield Stress, fyk	400000.
Modulus of Elasticity	32164200.	Shear Reinf. Yield Stress, fywk	400000.
Poisson's Ratio	0.2	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06	Shear Strength Reduc. Factor	
Shear Modulus	13401750.		

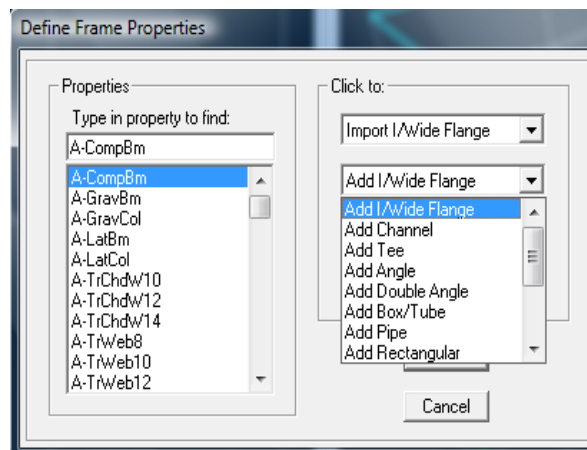
**Figure IV.11** définition des propriétés du matériau CONC (béton).

#### IV.5.3- TROISIEME ETAPE

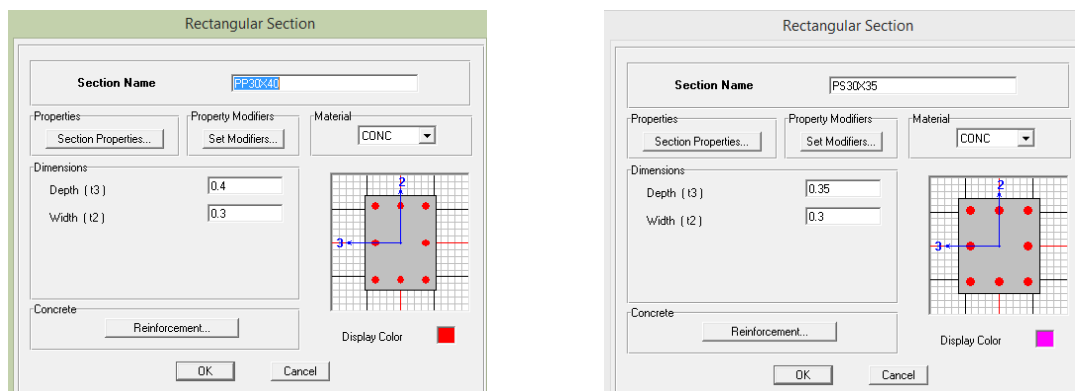
La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux, dalle pleine, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**), les poutres secondaires (**ps**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou bien . On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire ou bien une section en Té.



Et on choisit **Material** BETON :



**Figure IV.12** définition des sections rectangulaires

Nous procéderont de la même manière pour les sections des poteaux.

Pour définir les poutrelles on suit les étapes suivantes :

On introduit les caractéristiques des poutrelles :

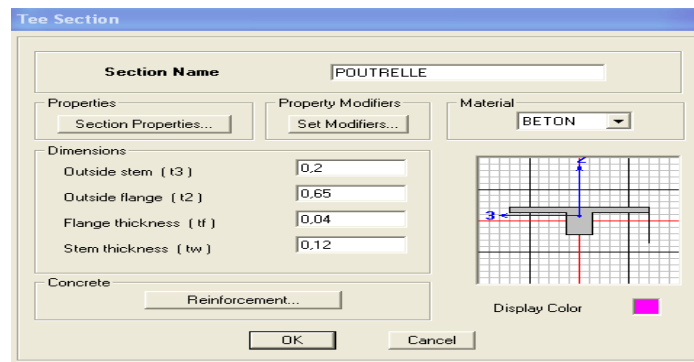


Figure IV.13 Propriétés de la section en Té

- ❖ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux et poutrelle), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile et dalle pleine).

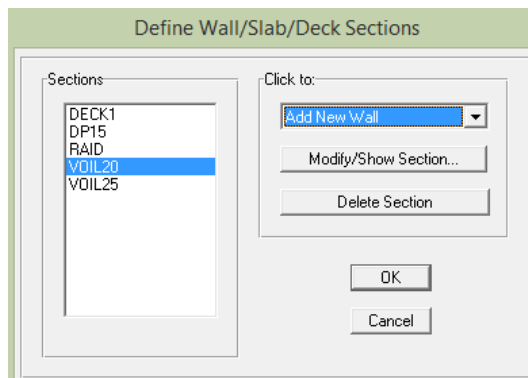


Figure IV.14 création de nouveau voile

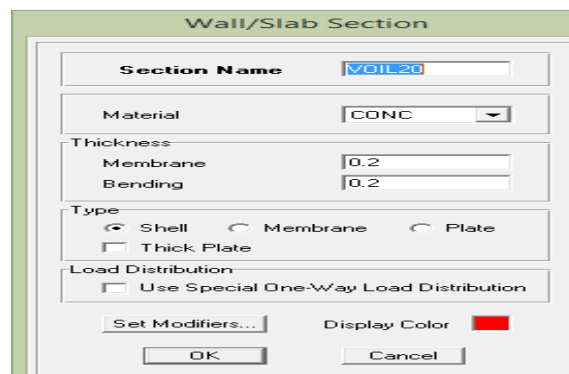



Figure IV.15 propriétés du voile

Définir **Material** : BETON

On coche **Shell** et **Thick Plate** si l'épaisseur de voile dépasse 18cm.

On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** ou bien  pour créer les dalles, on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

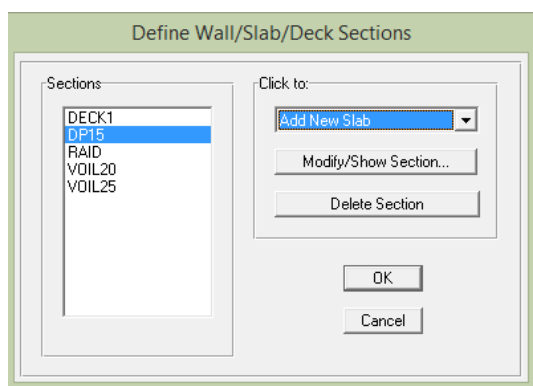


Figure IV.16 création de nouvelle dalle dalle.

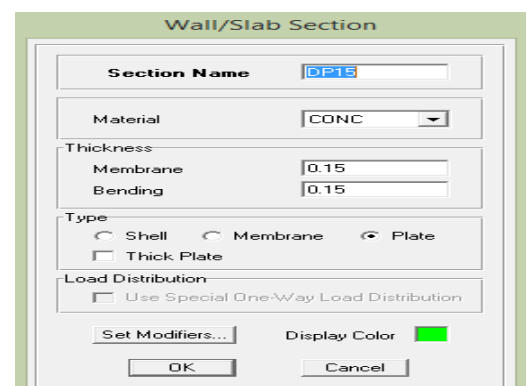



Figure IV.17 propriétés de la

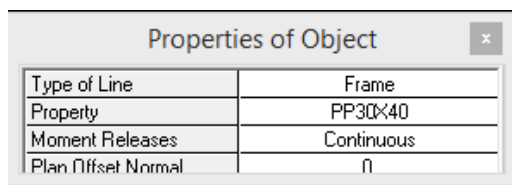
Definer **Material** : BETON

On coche **Plate**.

Après qu'on a affecté les caractéristiques de chaque élément on passe à la disposition de ces éléments.


#### a- Poutres principales et secondaires

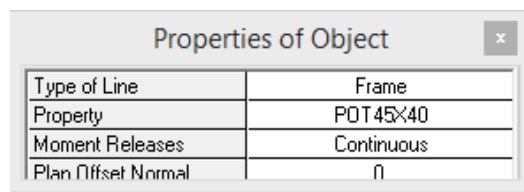
On clique sur  puis on choisit PP30x40 ou PS30x35 et on sélectionne les Grid Ligne que porte nos élément.



**Figure IV.18** création des poutres


#### b- Les poteaux

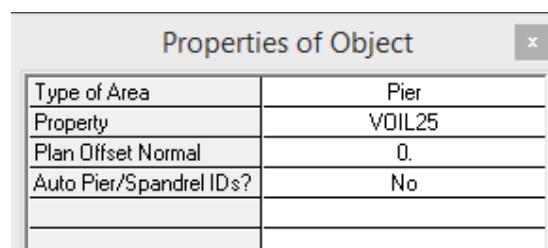
On clique sur  puis choisit Pot (45x40) ou (40x35) , (35x30). on sélectionne les nœuds qui porte les poteaux



**Figure IV.19** création des poteaux


#### c- Les voiles

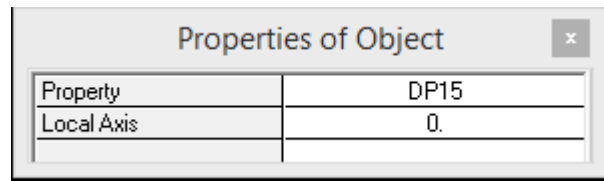
On clique sur  puis choisit exemple VL1 et on sélectionne les Grid Ligne qui porte le voile.



**Figure IV.20** création des voiles

#### d- La dalle pleine

On clique sur  puis on choisit DP et on sélectionne les Grid Ligne qui porte la dalle pleine.




**Figure IV.21** création des dalles pleines

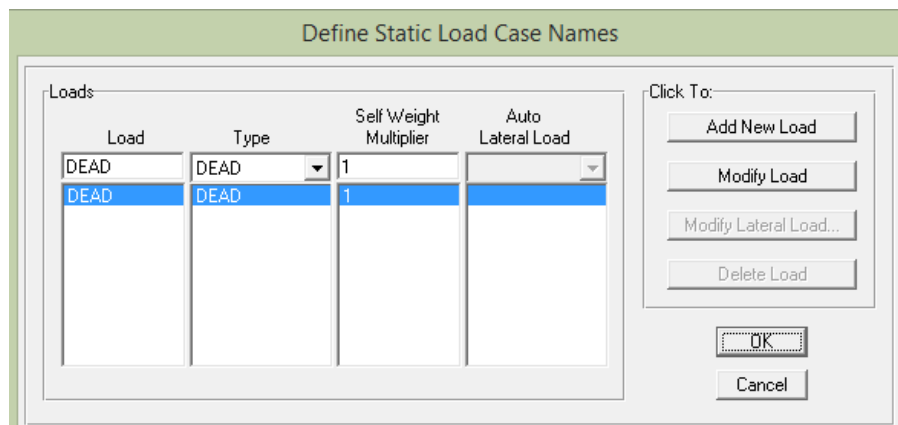
#### IV.5.4- QUATRIEME ETAPE

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

##### IV.5.4.1- Charges statiques (G et Q)

La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur :Define puis sur static Load Cases , ou bien .

Multiplier (Coéfficient interne poids propre) :



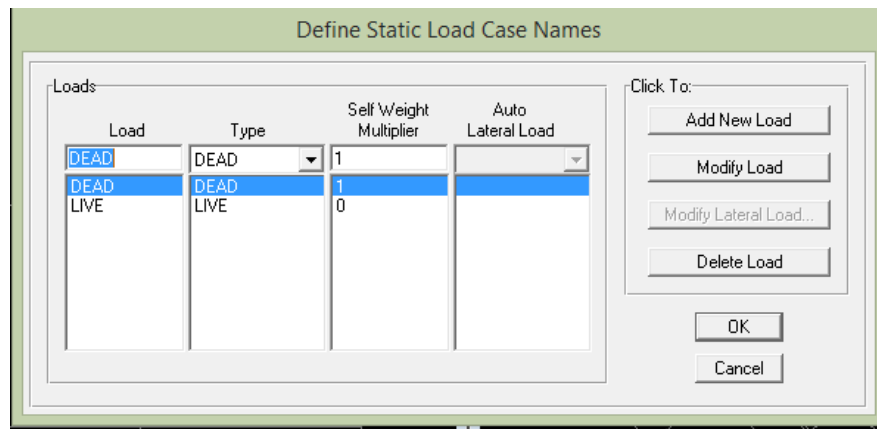
**Figure V.22** nom des charges permanentes

#### ➤ Surcharges d'exploitation

**Load Name** (Nom de la charge): **Q**

**Type** : **LIVE** (exploitation)

**Self weight multiplier** (Coéfficient interne poids propre) : **0**




**Figure IV.23** nom des charges d'exploitations

#### IV.5.4.2- Charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

#### Données à introduire dans le logiciel :

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône  SRPA99V2003.exe .

- **Coeff d'accélération de zone A =0.15**  
selon la zone de sismicité (de notre cas IIa)  
et le groupe d'usages(de notre cas groupe 2)

- **Coeff comportement : 10**

$$Q=1+\sum P_q$$

- **Coeff d'amortissement  $\xi$  :7%**
- **Site : S2.**
- **Facteur de qualité (Q):Q=1.2**

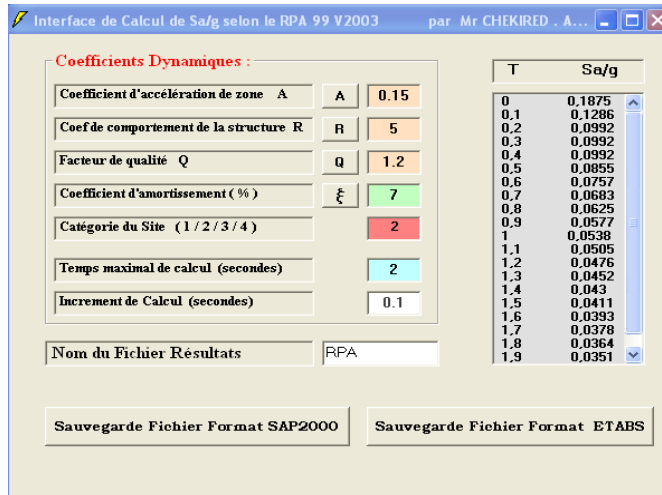


Figure IV.24 le spectre

Après on clique sur **Savgarde Fichier Format ETABS**.

➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

**Define** → **Response Spectrum Functions** ou bien → **Spectrum from file**

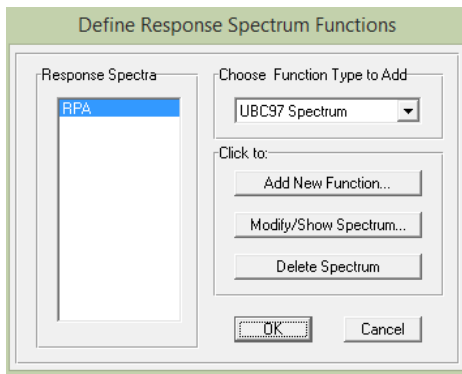


Figure IV.25 définition de spectre

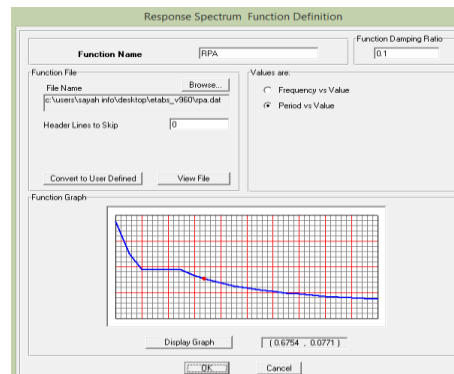


Figure IV.26 la réponse de spectre

**Function Name** (nom du spectre) **RPA**.

➤ Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E (séisme), pour cela on clique sur :

➤ **Define** → **Reponses spectrum cases** ou bien → **Add New Spectrum**

The dialog box 'Response Spectrum Case Data' includes the following sections:

- Spectrum Case Name:** A text input field.
- Structural and Function Damping:** A field for 'Damping' set to 0.1.
- Modal Combination:** Radio buttons for CQC (selected), SRSS, ABS, and GMC. Below are fields for f1 and f2.
- Directional Combination:** Radio buttons for SRSS (selected) and ABS. A field for 'Orthogonal SF' is also present.
- Input Response Spectra:** A table with columns 'Direction', 'Function', and 'Scale Factor'.
 

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPA	9.81
U2	RPA	9.81
UZ		

 An 'Excitation angle' field is set to 0.
- Eccentricity:** A field for 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' set to 0.05, and an 'Override Diaph. Eccen.' button.

Figure IV.27 ajout de spectre selon X et Y

### On introduit

$x$  (%) le pourcentage d'amortissement critique qui est égale 0,1 dans la case **Damping**.  
Et l'excentricité qui égale a  $0,05xL$  dans la case **Ecc.Ratio (All Diaph)**.

Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

### IV.5.5 - 5<sup>ème</sup> ETAPE CHARGEMENT DES POUTRES

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur :

Assign → Frame/line loads → Distributed ou bien

The dialog box 'Frame Distributed Loads' includes the following sections:

- Load Case Name:** A dropdown menu set to 'G'.
- Units:** A dropdown menu set to 'KN-m'.
- Load Type and Direction:** Radio buttons for 'Forces' (selected) and 'Moments'. A 'Direction' dropdown menu is set to 'Gravity'.
- Options:** Radio buttons for 'Add to Existing Loads', 'Replace Existing Loads' (selected), and 'Delete Existing Loads'.
- Trapezoidal Loads:** A table with 4 columns.
 

	1	2	3	4
Distance	0.	0.25	0.75	1.
Load	0.	0.	0.	0.

 Radio buttons for 'Relative Distance from End-I' (selected) and 'Absolute Distance from End-I'.
- Uniform Load:** A field for 'Load' set to 0.

Figure IV.28 la méthode de chargement

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

#### IV.5.6- 6<sup>ème</sup> ETAPE INTRODUCTION DES COMBINAISONS D' ACTIONS

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons aux états limites**

**ELU** :  $1.35G+1.5Q$


**ELS** :  $G+Q$

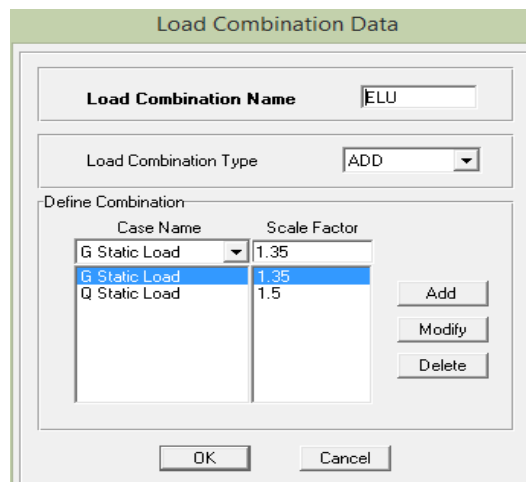
➤ **Combinaisons accidentelles du RPA**

**GQE** :  $G+Q+E$

**08GE** :  $0.8G+E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define** → **load Combinations** ou bien  → **Add New Combo**



**Figure IV.29** création des combinaisons

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

#### IV.5.7- 7<sup>ème</sup> ETAPE SPECIFICATION DES CONDITIONS AUX LIMITES (APPUIS, DIAPHRAGMES)

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

➤ **APPUIS**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds d'appuis de base puis on clique sur :


**Assign** → **Joint/point** ou bien  → **Restraints**



Figure IV.30 encastrement des appuis

➤ **Mass- Source**

**Define** → **Mass source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**.

On donne la valeur 1 pour la charge permanente.

On donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure.

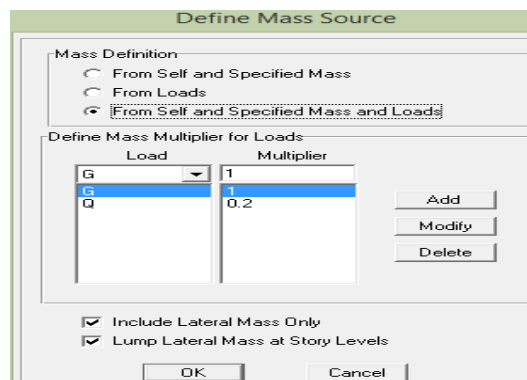



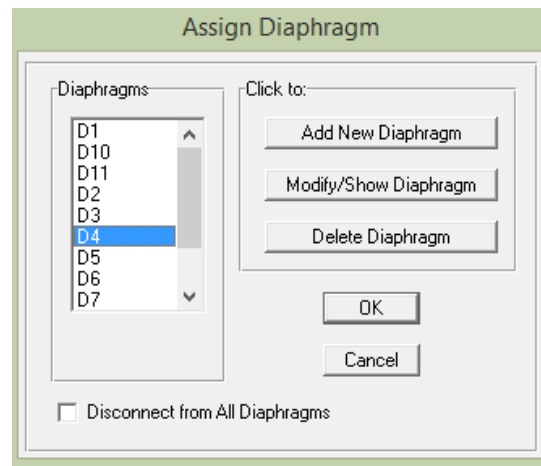
Figure IV.31 le pourcentage de participation des charges

➤ **Diaphragme**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tout le premier plancher puis on clique sur : spécifier

**Assign** → **Joint/point** → **Diaphragm**, ou bien  → **Add New Diaphragm**.



**Figure IV.32** spécification de diaphragme de chaque plancher

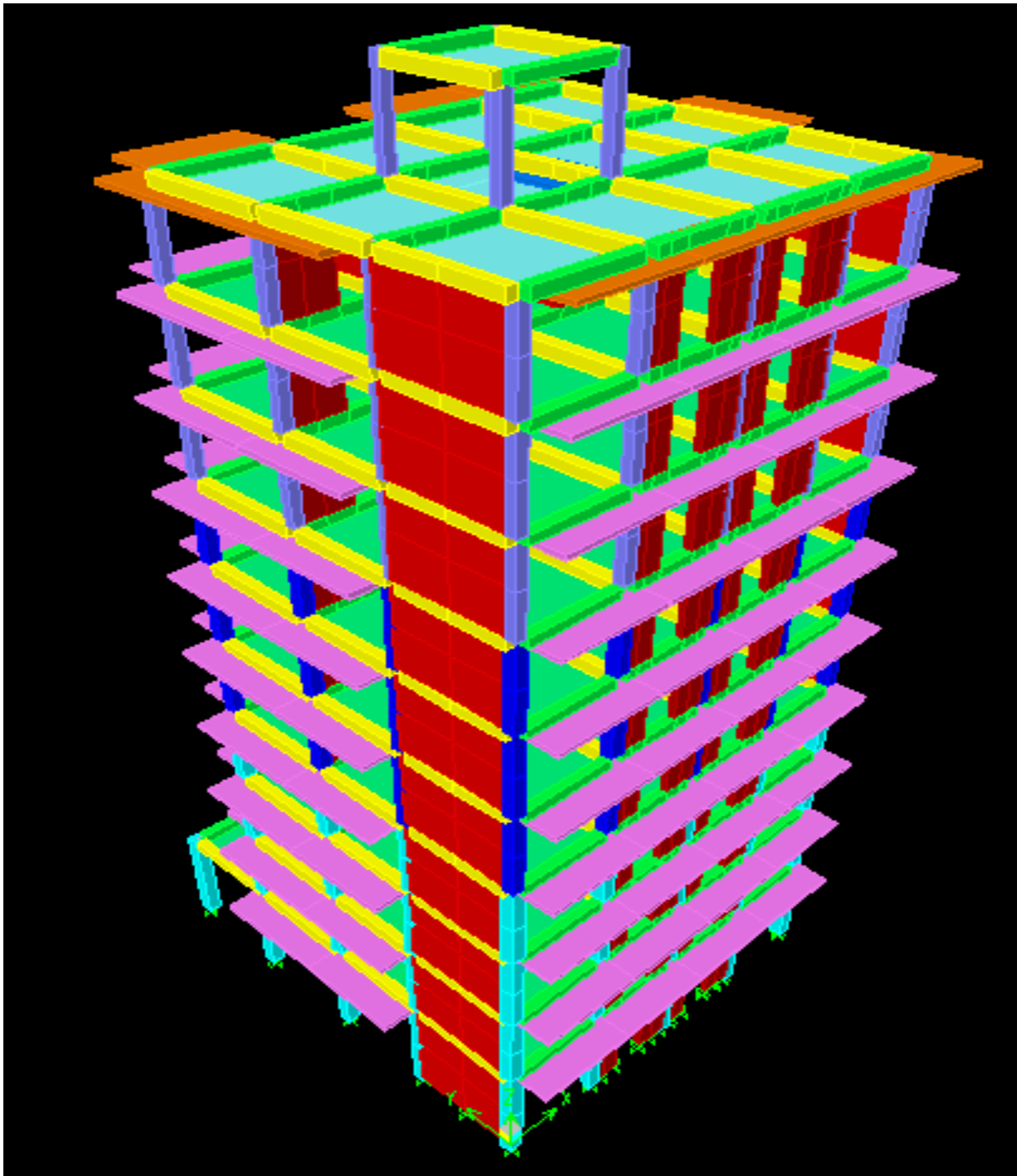
Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

#### **IV.5.8- 8<sup>eme</sup> ETAPE ANALYSE ET VISUALISATION DES RESULTATS**

##### **Lancement de l'analyse**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**



**Figure IV.33** schéma final de notre structure en 3D

*Chapitre V***VERIFICATION RPA****V- VERIFICATION DES EXIGENCES DU RPA****V.1- INTRODUCTION**

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre. Il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions et par conséquent des vies humaines. Notre but est d'en remédier, par la conception adéquate des ouvrages, de façon à ce qu'ils résistent et qu'ils présentent un degré de protection acceptable pour les vies humaines et les biens matériels.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien (**RPA**) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

**V.2- CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL (ART 4.1.1 RPA99/MOD2003)**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**V.3- METHODE STATIQUE EQUIVALENTE****V.3.1- PRINCIPE DE LA METHODE**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

**V.3.2- CONDITIONS D'APPLICATION DE LA MSE**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :
  - H ≤ 65 m en zones I, IIa ,IIb.
  - H ≤ 30 m en zone III.
- Le bâtiment ou le bloc étudié, présente une configuration irrégulière, toute en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (**Art 4.1.2**) en plus de la hauteur énoncée en(a).

## V.4- METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE

### V.4.1- PRINCIPE DE LA METHODE

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### V.4.2- LES HYPOTHESES

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

## V.5- METHODE D'ANALYSE DYNAMIQUE PAR ACCELEROGRAMMES

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calculs et les lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

## V.6- VERIFICATION DES CONDITIONS DE LA MSE

### V.6.1- CONDITION SUR LA HAUTEUR

La structure en étude est implanté à Tizi-Ouzou qui est classée selon le RPA99/VERSION 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

$h=31,62 \text{ m} < 65 \text{ m} \longrightarrow$  condition vérifiée

### V.6.2- REGULARITE EN PLAN

#### a- Forme du bâtiment

La forme du bâtiment est symétrique en géométrie et la distribution des masses et des rigidités est symétrique par rapport aux deux directions orthogonales, avec le rapport

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{13,45}{11,5} = 1,17 < 4 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### b- Les excentricités (RPA2003-Art4.2.7)

$$\begin{cases} e_x \leq 5\%L_x \\ e_y \leq 5\%L_y \end{cases}$$

$$e_x = |X_{CR} - X_{CM}| < 5\%L_x = 0,6725$$

$$e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}| < 5\%L_y = 0,575 (\text{Etage courant et RDC})$$

$$e_y = |Y_{CR} - Y_{CM}| < 5\%L_y = 0,7625 (\text{sous-sol})$$

Avec : **CM** : centre de masse.

**CR** : centre de torsion.

**Tableau V.1** Résultats des vérifications

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	XCR-XCM	YCR-YCM	5%LX	5%LY	CONDITION
<b>STORY1</b>	6,694	6,574	6,758	6,704	0,064	0,13	0,6725	0,7625	vérifiée
<b>STORY2</b>	6,697	5,428	6,807	5,836	0,11	0,412	0,6725	0,575	vérifiée
<b>STORY3</b>	6,697	5,428	6,833	5,829	0,136	0,401	0,6725	0,575	vérifiée
<b>STORY4</b>	6,695	5,424	6,854	5,779	0,159	0,355	0,6725	0,575	vérifié
<b>STORY5</b>	6,693	5,421	6,871	5,721	0,178	0,3	0,6725	0,575	vérifiée
<b>STORY6</b>	6,693	5,421	6,885	5,668	0,192	0,247	0,6725	0,575	vérifiée
<b>STORY7</b>	6,692	5,417	6,897	5,622	0,205	0,205	0,6725	0,575	vérifiée
<b>STORY8</b>	6,690	5,414	6,907	5,579	0,217	0,165	0,6725	0,575	vérifiée
<b>STORY9</b>	6,690	5,414	6,916	5,539	0,226	0,125	0,6725	0,575	vérifiée
<b>STORY10</b>	6,621	5,640	6,922	5,508	0,301	0,132	0,6725	0,575	vérifiée
<b>STORY11</b>	5,200	5,700	5,339	5,600	0,139	0,1	0,6725	0,575	vérifiée

▪ **Conclusion**

La condition d'excentricité est vérifiée pour tous les planchers.

**c- Décrochements du bâtiment**

Le bâtiment ne comporte pas de décrochements en plan.

**d- Ouvertures dans les planchers**

La surface totale des ouvertures doit être inférieure à 15 % de celle du plancher considéré

$S_0 < 15\% S_T$  Avec :

$S_0$  : Surface totale des ouvertures.  $S_0 = 16,32 \text{ m}^2$ .

$S_T$  : Surface total du plancher.  $S_t = 138,35 \text{ m}^2$ .

$S_0 = 16,32 \text{ m}^2 < 15\% S_t = 20,75 \text{ m}^2 \longrightarrow$  Condition vérifiée

▪ **Conclusion**

toutes les conditions sont vérifiées, donc le batiment est régulier en plan.

### V.6.3- REGULARITE EN ELEVATION

Dans le cas des décrochements en élévation, la variation des dimensions en élévation du bâtiment entre deux niveaux successifs, ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul, par ailleurs, la plus grande dimension latérale, ne dépasse pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

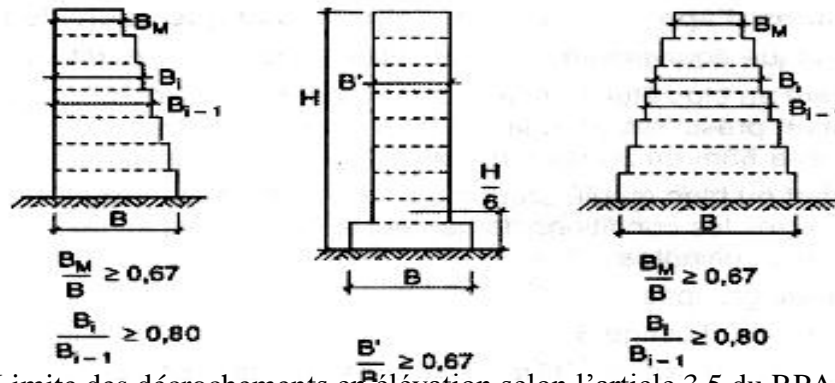


Figure V.1 Limite des décrochements en élévation selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003

$$\frac{B'}{B} \geq 0,67$$

$$\frac{11,5}{15,25} = 0,75 > 0,67 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Notre système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs discontinus.
- Les masses et les rigidités des différents niveaux diminuent progressivement de la base vers le sommet du bâtiment.
- La Limite des décrochements en élévation selon l'article 3.5 du RPA 99/ version 2003 est respectée.

#### ▪ Conclusion

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le bâtiment est régulier en élévation.

#### Remarque

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont toutes réunies, la MSE est donc applicable. Cependant, nous avons appliqué la méthode d'analyse modale spectrale avec utilisation du logiciel ETABS.

### V.7- CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE TOTALE ( RPA 99. ART 4.2.3)

La force sismique totale « V » appliquée à la base de la structure est calculée dans les deux

sens avec la formule suivante :  $V = \frac{D.A.Q}{R} W$

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone.

**D** : facteur d'amplification dynamique de la structure

**Q** : facteur de qualité.

**R** : coefficient de comportement de la structure

**W** : poids total de la structure.

### V.7.1- COEFFICIENT D'ACCELERATION DE ZONE « A »

Le coefficient « A » est donné par le tableau **4.1.Art 4.2.3 RPA 99/ version 2003** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

ZONE IIa	Groupe2	<b>A=0.15</b>
----------	---------	---------------

### V.7.2- COEFFICIENT DE COMPORTEMENT GLOBAL DE LA STRUCTURE « R »

Le coefficient « R » est donné par le **tableau 4.3.Art 4.2.3 RPA 99/ version 2003** en fonction du système de contreventement.

### V.7.3- Répartition des forces sismiques dans les voiles et les portiques

Les forces sismiques sont réparties sur les voiles et les portiques proportionnellement à leurs inerties calculée et donnée en pourcentage dans l'étude du contreventement.

Les efforts sismiques revenants aux portiques et aux voiles sont tirés du logiciel.

#### a- Charges sismiques reprise par les portiques

Sens xx : T = 557,04 → 48,40 (%)

Sens yy : T = 982 ,58 → 81,03(%)

#### b- Charges sismiques reprise par les voiles

Sens xx : T = 594,06 → 51,60 (%)

Sens yy: T = 229,92 → 18,96(%)

Les portiques reprennent plus de 25% de l'effort tranchant d'étage.

La valeur de R est donnée en fonction du système de contreventement.

Dans notre cas on a un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques – voiles

Mixte portiques /voiles avec interaction	<b>R = 5</b>
--	--------------

### V. 7.4- FACTEUR DE QUALITE « Q »

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La régularité en plan et en élévation
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

#### Remarque

Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "satisfait ou non" donné par le tableau 4.4/RPA99

#### V.7.4.1- Les conditions minimales sur les files de contreventement

##### a- Sens longitudinal

- A tous les niveaux, chaque file de portique comporte au moins trois travées.  
 —→ **Condition vérifiée.**
- Les rapports entre deux travées successives :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_1}{L_2} = \frac{4}{3,6} = 1,11 \\ 1,11 < 1,5 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_3}{L_2} = \frac{3,9}{3,6} = 1,08 \\ 1,08 < 1,5 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Voiles sans ouvertures} \\ \text{Le rapport: } \frac{h}{L} = \frac{3,06}{4} = 0,76 \\ 0,76 > 0,67 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

##### b- Sens transversal

- A tous les niveaux, chaque file de portique comporte au moins trois travées.  
 —→ **Condition vérifiée**
- Les rapports entre deux travées successives :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{l_1}{l_2} = \frac{3,5}{3,4} = 1,02 \\ 1,02 < 1,5 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{l_2}{l_3} = \frac{3,4}{3,4} = 1 \\ 1 < 1,5 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{l_3}{l_4} = \frac{3,4}{3,15} = 1,08 \\ 1,08 < 1,5 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Voiles sans ouvertures} \\ \text{Le rapport: } \frac{h}{l} = \frac{3,06}{1,8} = 1,7 \\ 1,7 > 0,67 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

#### V.7.4.2- La redondance en plan

##### a- Sens longitudinal

Chaque étage comporte 4 files de voiles  $\longrightarrow$  **condition vérifiée**

##### b- Sens transversal

Chaque étage comporte 3 files de voiles  $< 4 \longrightarrow$  **condition non vérifiée**

<i>Critère</i>	Sens longitudinal		Sens transversal	
	observé	Non observé	observé	Non observé
<i>Régularité en plan</i>	oui	0	oui	0
<i>Régularité en élévation</i>	oui	0	oui	0
<i>Conditions minimales sur les fils de contreventement</i>	non	0.05	non	0.05
<i>Redondance en plan</i>	oui	0	non	0,05
<i>Contrôle de la qualité des matériaux suivi de chantier</i>	oui	0	oui	0
<b>Q (Somme)</b>		<b>1,05</b>		<b>1,10</b>

**Tableau V.2** Facteur de qualité de la structure

**Sens x-x :**  $Q_x = 1,10$  ; **Sens y-y :**  $Q_y = 1,05$

#### V.7.5- FACTEUR D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE « D »

Il est en fonction :

- De la catégorie du site
- Du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ).
- De la période fondamentale de la structure T.

## V.7.6- Vérification de la période et de la participation massique

### a- La période

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Tableau

**Tableau V.3** Période et participation massique

Mode	Périod	UX	UY	SumUX	SumUY
1	<b>0,726828</b>	67,5886	0,0388	67,5886	0,0388
2	0,620221	0,9461	60,155	68,5347	60,1938
3	0,578121	4,9351	7,5256	73,4698	67,7194
4	0,20664	14,8026	0,0015	88,2724	67,721
5	0,148533	0,1532	2,0202	88,4256	69,7412
6	0,140174	0,0048	16,0037	88,4303	85,7449
7	0,115999	0	1,7658	88,4303	87,5107
8	0,112112	1,1381	0,0015	89,5684	87,5122
9	0,104702	0	0,0004	89,5684	87,5126
10	0,096422	4,8236	0,0018	94,3921	87,5143
11	0,066778	0,0084	0,0664	94,4004	87,5807
12	0,059616	2,7173	0,6463	97,1177	88,227
13	0,059384	0,2387	6,5005	<b>97,3564</b>	<b>94,7275</b>
14	0,041983	0,649	0,0098	98,0054	94,7373
15	0,040045	0,8088	0,0097	98,8142	94,747

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{emp} = C_T \times h_N^{\left(\frac{3}{4}\right)} = 0,05 \times (31,62)^{3/4} = 0,66 \text{ s} \\ T = 1,3 \times T_{emp} = 1,3 \times 0,66 = 0,86 \text{ s} \\ T_{ETABS} = 0,72 \text{ s} \end{array} \right.$$

$h_N$ : Hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 31,62 \text{ m}$$

$C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 ———> du RPA2003.... [1]

$$C_T = 0,05$$

$$T_{ETABS} = 0,72 \text{ s} < T_{calculée} = 0,86 \text{ s} \implies \text{condition vérifiée}$$

### b - La participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doivent être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

➤ Pour notre structure nous avons au 13<sup>ème</sup> mode :

$$\left. \begin{array}{l} U_x = 97,35\% \\ U_y = 94,72\% \end{array} \right\} \implies \text{condition vérifiée}$$

Le facteur d'amplification dynamique est défini comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta \left[ \frac{T_2}{T} \right]^{2/3} \left[ \frac{3,0}{T} \right]^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

**T**: Période fondamentale de la structure.

**T<sub>2</sub>**: Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le **tableau 4.7**. Art 4.3.3 RPA99/version 2003).

La nature du sol : meuble (site S3)  $\longrightarrow$  **T<sub>2</sub>=0,50s**

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

Avec :

$\xi$ (%) : Pourcentage de l'amortissement critique, il est en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importation des remplissages, il est donné par le **tableau** (4.2.RPA 99/version 2003)

$$\xi = 10\% \quad \eta = 0,763$$

$$T_2 = 0,5 \text{ s} < T = 0,72 < 3 \text{ s}$$

$$D = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,763 \left( \frac{0,50}{0,72} \right)^{2/3} \longrightarrow \mathbf{D = 1,5}$$

### V.7.7- LE POIDS TOTAL DE LA STRUCTURE WT

Du logiciel ETABS on tire le poids total de la structure :

$$W_t = W_G + 0.2 W_Q = 24280,83 \text{ kN}$$

### V.8- VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES A LA BASE (ART 4.3.6. RPA 99/VERSION 2003)

La résultante des forces sismiques à la base  $V_D$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_s$  pour une valeur de la période donnée par la formule empirique suivante :  $V_{ETABS} > 80\% V_{calculé}$

Les valeurs de A, D, Q, R, T et  $W_t$  sont résumées dans le tableau suivant :

**TABLEAU V.4 RECAPITULATIF DES VALEURS DE A, D, R, T ET WT**

Paramètre :	Valeur :	Article du RPA :
Coefficient de zone A	0,15	Tableau 4.1
Facteur de qualité Q	$Q_x=1,1$   $Q_y=1,05$	Tableau 4.4
Période caractéristique T	0,5 sec	Tableau 4.7
Poids total de la structure $W_t$	24280,83 kN	/
Coefficient de comportement R	5	Tableau 4.3
Facteur d'amplification D	1,50	formule 4.2

$$V_{RPAx} = V_{sx} = \frac{0,15 \times 1,5 \times 1,10}{5} \times 24280,83 = 1201,90 \text{ kN}$$

$$V_{RPAy} = V_{sy} = \frac{0,15 \times 1,5 \times 1,05}{5} \times 24280,83 = 1147,26 \text{ kN}$$

$$V_{ETABS /x-x} = 1154,87 \text{ KN} > 0,8 V_{RPA} = 961,52 \text{ kN}$$

$$V_{ETABS /y-y} = 1241,81 \text{ KN} > 0,8 V_{RPA} = 917,80 \text{ kN}$$

#### Conclusion

l'effort tranchant à la base est vérifié dans les deux sens.

### V.9- DEPLACEMENTS RELATIFS

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4.4.3) :  $\delta_k = R \delta_{ek}$

Avec :

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

**R** : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

**Tableau V.5** Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey

Niveau	$\delta_{ek} X$ (cm)	$\delta_{ek} Y$ (cm)	$\delta_k X$ (cm)	$\delta_k Y$ (cm)	$\Delta_k X$ (cm)	$\Delta_k Y$ (cm)	1% H (cm)	vérification
8	1,174	0,996	5,870	4,980	0,550	0,600	3,06	✓
7	1,064	0,876	5,320	4,380	0,545	0,605	3,06	✓
6	0,955	0,755	4,775	3,775	0,605	0,610	3,06	✓
5	0,834	0,633	4,170	3,165	0,645	0,610	3,06	✓
4	0,705	0,511	3,525	2,555	0,675	0,590	3,06	✓
3	0,570	0,393	2,850	1,965	0,690	0,550	3,06	✓
2	0,432	0,283	2,160	1,415	0,670	0,493	3,06	✓
1	0,298	0,184	1,490	0,920	0,625	0,415	3,06	✓
RDC	0,173	0,101	0,865	0,505	0,500	0,310	3,06	✓
S/Sol	0,073	0,039	0,365	0,195	0,365	0,195	4,08	✓

### Conclusion

Tous les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas le 1% de la hauteur de ces derniers pour les deux modèles.

### V.10- DEPLACEMENT MAXIMAL

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifié à la formule

suyvante :  $\delta_{\max} < f = \frac{H}{500}$

$f$  : la flèche admissible

H : hauteur de bâtiment

$$0,058 < f = \frac{31,62}{500} = 0,063 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

### V.11- JUSTIFICATION VIS-A-VIS DE L'EFFET P-Δ (ART 5.9. RPA 99/ VERSION 2003)

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement liée à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ). La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.

- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de la structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée « négligeable » et donc ignorée dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

- Le grand effet P-U : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- Le petit effet P- $\delta$  : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure :

$$\theta_k = P_k \Delta_k / V_k h_k < 0.1 \text{ tel que :}$$

Si  $\theta_k < 0.10$  : les effets de 2<sup>eme</sup> ordre sont négligés.

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à  $1/(1-\theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 ».

$h_k$  : hauteur de l'étage « K »

L'évaluation de cet effet du 2<sup>eme</sup> ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après :

**Tableau V.6** Vérification de l'effet P-Delta

<b>NIV:</b>	<b><math>P_k</math>(KN)</b>	<b><math>\Delta_k X</math> (cm)</b>	<b><math>\Delta_k Y</math> (cm)</b>	<b><math>V_k X</math> (KN)</b>	<b><math>V_k Y</math> (KN)</b>	<b><math>H_k</math> (cm)</b>	<b><math>\theta_{kX}</math></b>	<b><math>\theta_{kY}</math></b>	<b>vérif</b>
<b>8</b>	2609,78	0,550	0,600	228,02	265,36	306	0,020	0,019	✓
<b>7</b>	2260,62	0,545	0,605	180,45	206,78	306	0,022	0,021	✓
<b>6</b>	2260,62	0,605	0,610	150,58	154,43	306	0,029	0,029	✓
<b>5</b>	2314,18	0,645	0,610	131,47	135,24	306	0,037	0,034	✓
<b>4</b>	2314,18	0,675	0,590	114,52	121,98	306	0,044	0,036	✓
<b>3</b>	2314,18	0,690	0,550	96,74	97,41	306	0,053	0,042	✓
<b>2</b>	2375,37	0,670	0,493	80,92	74,86	306	0,064	0,051	✓
<b>1</b>	2375,37	0,625	0,415	64,24	64,57	306	0,075	0,049	✓
<b>RDC</b>	2375,37	0,500	0,310	47,53	55,56	306	0,081	0,043	✓
<b>S/Sol</b>	3081,13	0,365	0,195	42,22	41,68	408	0,065	0,035	✓

**Conclusion**

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période fondamentale est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant a la base est vérifié
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'excentricité est vérifiée.
- L'effet P-Delta est vérifié.

Ce model présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.

## Chapitre VI

**FERRAILLAGE DES POTEAUX****VI.1- INTRODUCTION**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans le sens le plus défavorable, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\begin{array}{l}
 1.35G + 1.5Q \longrightarrow ELU \\
 G + Q \longrightarrow ELS \\
 \left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{array} \right\} \longrightarrow RPA99 \text{ révisé } 2003
 \end{array}$$

**VI.2- CARACTERISTIQUES DE CALCUL EN SITUATION DURABLE ET ACCIDENTELLE**

Tableau VI. 1

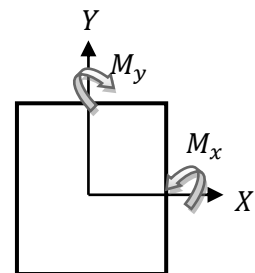
<i>Situation :</i>	<i>Fe (MPa)</i>	<i>fc28 (Mpa)</i>	<i>γ<sub>b</sub></i>	<i>γ<sub>s</sub></i>	<i>f<sub>bu</sub> (MPa)</i>	<i>σ<sub>s</sub> (MPa)</i>
<i>Durable</i>	<b>400</b>	<b>25</b>	<b>1.5</b>	<b>1.15</b>	<b>14.2</b>	<b>348</b>
<i>Accidentelle</i>	<b>400</b>	<b>25</b>	<b>1.15</b>	<b>1</b>	<b>18.48</b>	<b>400</b>

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

$M_x$  : moment du poteau dans le sens longitudinal

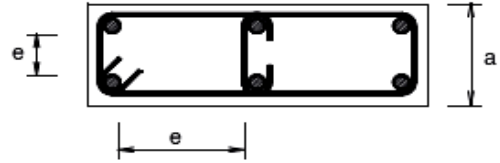
$M_y$  : moment du poteau dans le sens transversal



### VI.3- RECOMMANDATION DU RPA 2003

#### VI.3.1- ARMATURES LONGITUDINALES

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.



- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferraillés symétriquement.
- Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

##### VI.3.1.1- pourcentage minimal

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8%** de la section du béton (zone IIa) :

$$\text{poteaux (40 x 45): } A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 40 \times 45 = 14,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{poteaux (35 x 40): } A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 35 \times 40 = 11,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{poteaux (30 x 35): } A_{\min} = 0,8\%b \times h = 0,008 \times 30 \times 35 = 8,4 \text{ cm}^2$$

##### VI.3.1.2- pourcentage maximal

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement (zone IIa) :

###### a- zone courante

$$\text{poteaux (40 x 45): } A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 40 \times 45 = 72 \text{ cm}^2$$

$$\text{poteaux (35 x 40): } A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2$$

$$\text{poteaux (30 x 35): } A_{\min} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

###### b- Zone de recouvrement

$$\text{poteaux (40 x 45): } A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 40 \times 45 = 108 \text{ cm}^2$$

$$\text{poteaux (35 x 40): } A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2$$

$$\text{poteaux (30 x 35): } A_{\min} = 6\%b \times h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

### VI.3.2-ARMATURES TRANSVERSALES

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante (RPA 99 révisé 2003 / Art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur total de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des armatures transversales ;  $f_e = 400$  [MPa].

$A_t$  : Armatures transversales.

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.50 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$S_t$  : Espacement des armatures transversales :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(10\phi, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodal.} \\ S_t \leq 15 \phi ; \text{ On zone courante.} \end{array} \right.$$

Avec  $\phi$ : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

#### VI.3.2.1- la quantité d'armatures transversales minimale

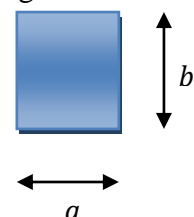
$\frac{A_t}{b \cdot S_t}$  en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Par interpolation entre les valeurs précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

#### VI.3.2.2- Calcul d'élanement géométrique

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \phi$  minimum.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$



**Avec :** « *a* » et « *b* » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

*L<sub>f</sub>* : longueur de flambement du poteau.

**VI.3.3- CALCUL DU FERRAILLAGE A L'ELU**

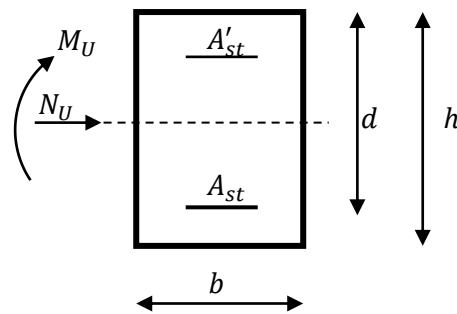
**VI.3.3.1- Les armatures longitudinales**

**a- Exposé de la méthode de calcul à l'ELU**

Chaque poteau est soumis à un effort normal *N* (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant *M*, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- ↗ Section partiellement comprimée (SPC).
- ↗ Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression :  $e = \frac{M_u}{N_u}$



➤ **Section partiellement comprimée (SPC)**

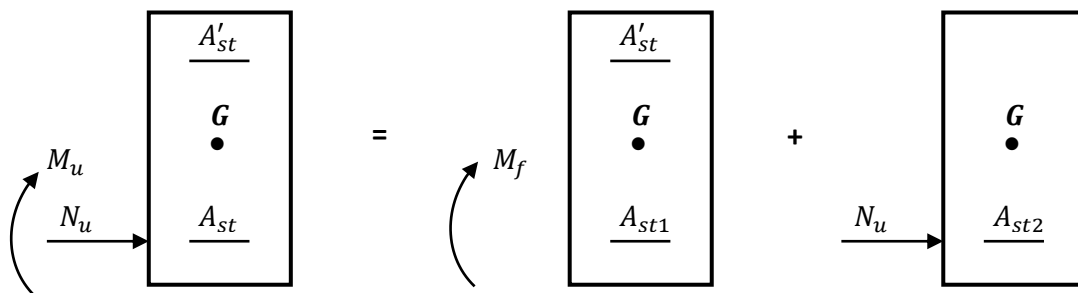
La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{cases}$$

**Avec**

*M<sub>f</sub>* : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$\mu \leq \mu_l = 0.392 \iff$  La section est simplement armée (SSA)  $\iff \beta$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A' = 0$$

D’où la section réelle est :  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$  si l’effort est négatif.

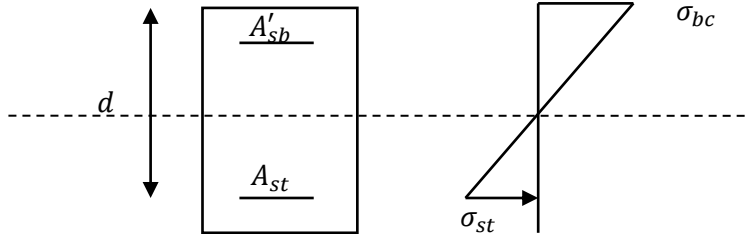
Si  $A_{st}$  est négative  $A_{st} \geq \max(\frac{bh}{1000}, 0, 23bh \frac{f_{t28}}{f_e})$

- Si :  $\mu > \mu_l = 0.392 \implies$  la section est doublement armée (SDA).

**On calcul**

$$M_r = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



**Avec**

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \text{ avec } : \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d’armature est  $A'_{st} = A'$  ,  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

➤ **Section entièrement comprimée (SEC)**

La section est entièrement comprimée si l’une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \leq (\frac{h}{2} - c) \\ N_u(d - c') - M_f > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc} \end{cases}$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

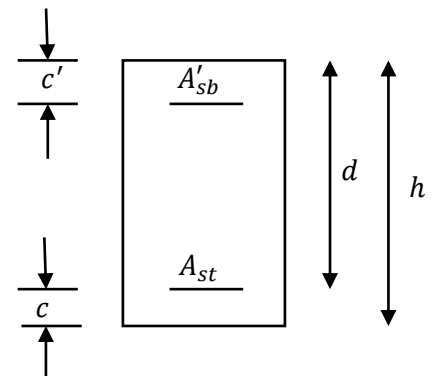
**1<sup>er</sup> Cas - S.S.A (Section Simplement Armée)**

- **Si** :  $N_u(d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc} \implies A'_{st} \neq 0$  ;  $A_{st} = 0$

Les sections d’armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; A_{st} = 0$$

**Avec** 
$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 M_u}{100 b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$



**2<sup>eme</sup> Cas \_S.D.A (Section Doublement Armée)**

- **Si** :  $N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h)bh f_{bu}}{(d - c')\sigma_{st}} \quad ; \quad A_{st} = \frac{N - bh f_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

- **Si** :  $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera a l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_{st}}$

**Avec**  $B$  : Aire de la section du béton seul

$\sigma_{st}$  : Contrainte de l'acier

### Calcul du ferraillage des poteaux

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique a l'aide du logiciel « *SOCOTEC* ». Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2** Ferraillage des poteaux à l'ELU

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	Situation	Section b×h (Cm <sup>2</sup> )	Obs.	A <sub>s</sub> ' (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
E/sol, RDC, Etage 1 et 2	N <sub>max</sub> =1225	M <sub>cor</sub> =2,07	ELU	40x45	SEC	0,00	0,00	0,56	14,4	15,14	6HA16 + 2HA14
	N <sub>min</sub> =0,07	M <sub>cor</sub> =9,41	ACC		SPC	0,00	0,56				
	N <sub>cor</sub> =377,02	M <sub>max</sub> =56,98	ACC		SEC	0,00	0,00				
Etages 3, 4 et 5	N <sub>max</sub> =679,46	M <sub>cor</sub> =11,65	ELU	35x40	SEC	0,00	0,00	0,32	11,2	12,31	8HA14
	N <sub>min</sub> =0,50	M <sub>cor</sub> =2,32	ACC		SPC	0,00	0,15				
	N <sub>cor</sub> =239,34	M <sub>max</sub> =47,55	ACC		SPC	0,00	0,32				
Etages 6, 7 et 8	N <sub>max</sub> =326,35	M <sub>cor</sub> =13,17	ELU	30x35	SEC	0,00	0,00	1,16	8,4	10,67	4HA14+ 4HA12
	N <sub>min</sub> =0,04	M <sub>cor</sub> =0,47	ACC		SPC	0,00	0,04				
	N <sub>cor</sub> =98,87	M <sub>max</sub> =30,23	ACC		SPC	0,00	1,16				

### VI.3.3.2- Détermination des armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel est de :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

#### a- Diamètre des armatures transversales (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{max} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$\phi_L^{max}$  : Le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Elles sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

#### b- Espacements des armatures transversales (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

Selon le RPA, la valeur maximale de l'espacement  $S_t$  des armatures transversales est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale :  $S_t \leq \min(10\phi_l; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante :  $S_t \leq 15\phi_l = 18 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Avec :  $\phi_L = 12 \text{ mm}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

#### c- La quantité d'armatures transversales minimale

##### ➤ Calcul de $\lambda_g$ et de $A_{t \min}$

##### - Poteaux (40x45)

RDC ,1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étage :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7L_0}{b} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.4} = 5,355 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t \min} = 0.003 \times 45 \times 10 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{t \min} = 0.003 \times 45 \times 15 = 2,02 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Sous-sol :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{0.7 \times 4,08}{0.4} = 7,14 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{t \min} = 0.003 \times 45 \times 10 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{t \min} = 0.003 \times 45 \times 15 = 2,02 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- **Poteaux (35x40)**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.35} = 6.12 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{tmin} = 0.003 \times 40 \times 10 = 1,20 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{tmin} = 0.003 \times 40 \times 15 = 1,80 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- **Poteaux (30x 35)**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7L_0}{a} = \frac{0.7 \times 3.06}{0.30} = 7.14 \longrightarrow \lambda_g > 5 \longrightarrow \frac{A_t}{b \times S_t} = 0.3\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone nodale : } A_{tmin} = 0.003 \times 35 \times 10 = 1,05 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_{tmin} = 0.003 \times 35 \times 15 = 1,57 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

**Conclusion**

Les armatures transversales de tous les poteaux seront composées de :

2 cadres  $\Phi 8$

❖ **Longueur d'ancrage** (B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$\Psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{-Pour les HA12 : } \longrightarrow l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.32 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour les HA14 : } \longrightarrow l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{-Pour les HA16 : } \longrightarrow l_s = \frac{\varphi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.44 \text{ cm}$$

❖ **Longueur de recouvrement**

Selon le RPA la longueur minimale de recouvrement est :  $L = 40 \times \varphi$

$$\text{Pour les HA12 : } \longrightarrow L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } \longrightarrow L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } \longrightarrow L = 40 \times \varphi = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

### ❖ Délimitation de la zone nodale

Selon le RPA 2003, la zone nodale est délimitée comme suit :

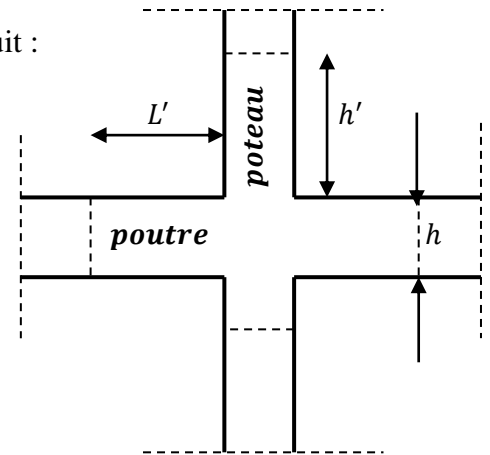
$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right\} = \max\{51, 40, 45, 60\} \text{ cm}$$

$b_1$  et  $h_1$  : Dimension du poteau

$h_e$  : Hauteur d'étage

On prend :  $h' = 60 \text{ cm}$



### VI.3.3.3- Vérification des contraintes tangentielles (Art 7.4.2.2 RPA 2003)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \\ \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ Mpa}$$

#### a- Poteaux (40x45)

$$\tau_b = \frac{38,26 \times 10^3}{400 \times 420} = 0,22 \text{ Mpa} < 1.875 \text{ Mpa}$$

#### b- Poteaux (35x40)

$$\tau_b = \frac{31,34 \times 10^3}{350 \times 370} = 0,24 \text{ Mpa} < 1.875 \text{ Mpa}$$

#### c- Poteaux (30x35)

$$\tau_b = \frac{20 \times 10^3}{300 \times 320} = 0,20 \text{ Mpa} < 1.875 \text{ Mpa}$$

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

### VI.3.4- VERIFICATIONS A L'ELS

#### VI.3.4.1- Vérification des contraintes

Dans le cas des poteaux, il y a lieu de vérifier :

↪ **L'état limite d'ouverture des fissures**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

↪ **La contrainte dans le béton**

$$\bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

On a deux cas à vérifier, en flexion composée et à l'ELS.

Si :  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \implies$  section entièrement comprimée.

↪ **Vérification d'une section entièrement comprimée**

- On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \times h + 15(A_s + A'_s)$$

- On détermine la position de centre de gravité qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5 \times h - c') - A_s(d - 0.5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15[A'_s \times (0.5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s \times (d - 0.5 \times h - X_G)^2]$$

D'où les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \quad \text{Sur la fibre inférieure.}$$

**Remarque**

- Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.
- on vérifie que :  $\max(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Si :  $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \implies$  section partiellement comprimée.

↪ **Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

**Avec**

$y_1$ : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$ : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_P$ .

$l_c$ : La distance entre le centre de pression  $C_P$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + P \cdot y_2 + q = 0$

**Avec**

- $l_c = \frac{h}{2} - e_s$  et  $e_s = \frac{M_s}{N_s}$
- $p = -3 \times l_c^2 - 6.n.A_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6.n.A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$
- $q = -2 \times l_c^3 - 6.n.A_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6.n.A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$

• Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$  :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

- Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) = \sqrt[3]{t}$ ,  $y_2 = u - \frac{p}{3u}$
- Si  $\Delta \leq 0$  : l'équation admet trois racines

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3}\right), \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right), \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

**Avec**

$$a = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{2}}\right), \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l < h \quad \text{Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s \cdot (d - y_1)^2 + A'_s \cdot (y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1 \leq \sigma_{bc}$$

Le tableau qui suit résume tous les résultats de calcul à l'aide de logiciel « SOCOTEC ».

**Tableau VI.3** Vérification de l'état limite de compression du béton à l'ELS.

Niveaux	Effort normal [KN]	Moment [KN.m]	$e_s$ [m]	$\frac{h}{6}$ [m]	Obs	$\sigma_{st\ sup}$ [Mpa]	$\sigma_{st\ inf}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc\ sup}$ [Mpa]	$\sigma_{bc\ inf}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]	Obs
S/sol, RDC, etages1 et 2	Nmax=887,17	Mcor =1,44	0,001	0,075	SEC	68,3	66	348	4,57	4,39	15	<i>Vérifiée</i>
	Nmin=36,76	Mcor=13,41	0,360	0,075	SPC	16,9	31,5		1,37	0,00		<i>Vérifiée</i>
	Ncor=69,17	Mmax=21,27	0,300	0,075	SPC	27,3	43,2		2,18	0,00		<i>Vérifiée</i>
Etages 3, 4 et 5	Nmax=491,06	Mcor=8,25	0,016	0,066	SEC	57,2	38,6	348	3,92	2,46	15	<i>Vérifiée</i>
	Nmin=89,7	Mcor=0,76	0,008	0,066	SEC	9,6	7,89		0,65	0,52		<i>Vérifiée</i>
	Ncor=190,8	Mmax=12,10	0,063	0,066	SEC	32,9	5,69		2,35	0,22		<i>Vérifiée</i>
Etages 6, 7 et 8	Nmax=236,35	Mcor=9,36	0,040	0,058	SEC	45,4	14,9	348	3,23	0,78	15	<i>Vérifiée</i>
	Nmin=13,88	Mcor=0,80	0,057	0,058	SEC	3,07	0,47		0,22	0,01		<i>Vérifiée</i>
	Ncor=76,68	Mmax=12,53	0,163	0,058	SPC	34,5	28,7		2,74	0,00		<i>Vérifiée</i>

## VI.3.4.2- Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} . b.d$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant (VI.4)

<i>Niveaux</i>	<i>N(KN)</i>	<i>M(KN.m)</i>	<i>e<sub>s</sub>(m)</i>	<i>d(cm)</i>	<i>b(cm)</i>	<i>A<sub>min</sub></i> <i>(cm<sup>2</sup>)</i>	<i>A<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>)</i>	<i>Obs</i>
<b>E/sol RDC</b>	<b>Nmax=887,17</b>	<b>Mcor =1,44</b>	<b>0,001</b>	<b>42</b>	<b>40</b>	<b>4,95</b>	<b>15,14</b>	<i>Vérifiée</i>
	<b>Nmin=36,76</b>	<b>Mcor=13,41</b>	<b>0,360</b>	<b>42</b>	<b>40</b>	<b>5,10</b>	<b>15,14</b>	<i>Vérifiée</i>
	<b>Ncor=69,17</b>	<b>Mmax=21,27</b>	<b>0,300</b>	<b>42</b>	<b>40</b>	<b>5,07</b>	<b>15,14</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>3 4 5</b>	<b>Nmax=491,06</b>	<b>Mcor=8,25</b>	<b>0,016</b>	<b>37</b>	<b>35</b>	<b>3,82</b>	<b>12,31</b>	<i>Vérifiée</i>
	<b>Nmin=89,7</b>	<b>Mcor=0,76</b>	<b>0,008</b>	<b>37</b>	<b>35</b>	<b>3,82</b>	<b>12,31</b>	<i>Vérifiée</i>
	<b>Ncor=190,8</b>	<b>Mmax=12,10</b>	<b>0,063</b>	<b>37</b>	<b>35</b>	<b>3,84</b>	<b>12,31</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>6 7 8</b>	<b>Nmax=236,35</b>	<b>Mcor=9,36</b>	<b>0,040</b>	<b>32</b>	<b>30</b>	<b>2,84</b>	<b>10,67</b>	<i>Vérifiée</i>
	<b>Nmin=13,88</b>	<b>Mcor=0,80</b>	<b>0,057</b>	<b>32</b>	<b>30</b>	<b>2,85</b>	<b>10,67</b>	<i>Vérifiée</i>
	<b>Ncor=76,68</b>	<b>Mmax=12,53</b>	<b>0,163</b>	<b>32</b>	<b>30</b>	<b>2,88</b>	<b>10,67</b>	<i>Vérifiée</i>

## Chapitre VII

**FERRAILLAGE DES POUTRES****VII.1- INTRODUCTION**

Les poutres seront ferraillées en flexion simple aux sollicitations données par les combinaisons d'actions les plus défavorables :

- À l'état limite ultime :  $1,35G + 1,5Q$
- Situations accidentelles :  $G + Q \pm E$  et  $0,8G \pm E$

Puis on procède aux vérifications à l'ELU, à l'ELS et au RPA.

**VII.2- ETAPES DE CALCUL DES ARMATURES****VII.2.1- ARMATURES LONGITUDINALES**

Calcul des moments réduit ultime :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \quad ; \quad f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$  : Dans le cas d'une situation durable.

$\gamma_b = 1,15$  : Dans le cas de la situation accidentelle.

Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

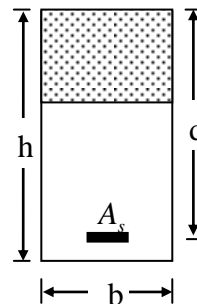
- **1<sup>er</sup> cas** :  $\mu \leq \mu_l = 0,392$  La section est simplement armée (S.S.A), et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section d'armatures tendues est donnée par la formule suivante :

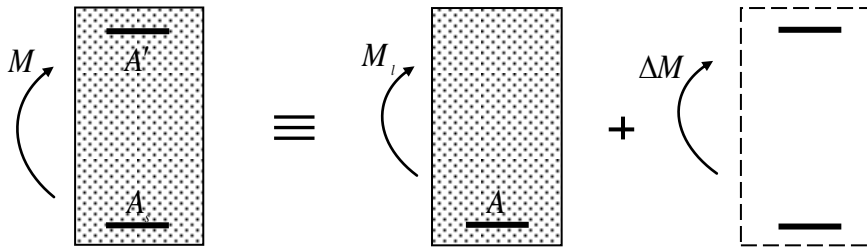
$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\gamma_s = 1,15$$



- 2<sup>em</sup> cas :  $\mu > \mu_l = 0,392$  La section est doublement armée (S.D.A)



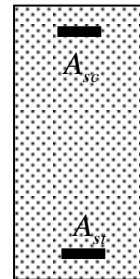
La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.

$$\Delta M = M_u - M_l$$

$$M_{f1} = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{c28}$$

$$A_{st1} = \frac{M_{f1}}{\beta_l \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{st2} = \frac{\Delta M}{\sigma_s \cdot (d - c')}$$



Finalement, les sections théoriques sont :

$$\text{Armatures tendues : } A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$$

$$\text{Armatures comprimées : } A_{sc} = A_{st2}$$

## VII.2.2- RECOMMANDATION DU RPA99-MODIFIE2003

### VII.2.2.1- Armatures longitudinales (Art 7.5.21)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est 0,5% en toute section.

- Poutres secondaires :  $0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2$
- Poutres principales :  $0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux le long de la poutre est :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur de recouvrement pour la zone sismique IIa est de  $40\phi$ .

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et d'angles doit être effectué avec des crochets de  $90^\circ$ .

**A.N**

- **Poutre secondaire**

$$0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courante.}$$

$$0,06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

- **Poutres principales**

$$0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone courant.}$$

$$0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

**VII.2.2.2- Armatures transversales**

La quantité d'armatures transversale minimale est donnée par la condition :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \cdot \phi \right) : \text{En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} : \text{En dehors de la zone nodale.}$$

$\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée doublement armée, c'est le diamètre le plus faible des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales sont disposés à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VII.2.3- VERIFICATION A L'ELU****VII.2.3.1- Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 Art A64)**

La section minimale des armatures longitudinale à l'état limite ultime pour chaque

cas de poutre est donnée par la formule suivante :  $A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$

Si la section d'armatures choisie dépasse les 20% de la section théorique de calcul, la condition de non fragilité est inutile (BAEL 91).

**VII.2.3.2- Vérification de la contrainte de cisaillement** (BAEL 91 Art 521)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \min \left( 0,20 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right) = 3,33 MPa \text{ (Fissuration peu nuisible).}$$

**VII.2.3.3- Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis** (BAEL 91 Art 521)**a- Influence sur le béton**

On doit vérifier la relation suivant :

$$T_u^{\max} \leq 0,4 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot a.b \quad ; \quad a = 0,9d$$

**b- Influence sur les aciers**

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$ , on doit prolonger au-delà de l'appareil d'appui,

une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à  $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$\text{D'ou } A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

Si  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0$  les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**VII.2.3.4- Vérification de la contrainte d'adhérence** (Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9.d \cdot \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad ; \quad \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{c28}$$

$\psi_s = 1,50$  Pour les aciers hauts adhérence.

**VII.2.3.5- Ancrage des barres** (Art. A.6.1,23/BAEL91)

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_S^2 f_{t28}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} \\ L_S = 40 \Phi \end{array} \right.$$

$$L_{cr} = 0,4 L_S$$

## VII.2.4- VERIFICATION A L'ELS

### VII.2.4.1- Etat limite de compression du béton

On doit vérifier les conditions suivantes :

La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier : 
$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \beta_1 d}$$

### VII.2.4.2- Etat limite d'ouverture des fissures

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire

### VII.2.4.3- Etat limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5, 2)

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si toutes les conditions suivantes sont

Vérifiées :  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$  ;  $\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0}$  ;  $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$M_0$  : Moment de travée de référence.

$M_t$  : Moment en travée.

$A_s$  : Section d'acier tendue en travée.

$L$  : Portée libre de la poutre.

Si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

$$F_v = \frac{M.L^2}{10.E_v.I.F_v} \leq \frac{1}{500} ; \quad \lambda = \frac{0,02.f_{t28}}{\rho \cdot \left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right)} ; \quad E_v = 1100 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$IF_v = \frac{I_0}{1 + 0,4\mu \cdot \lambda} ; \quad \rho = \frac{A_s}{b.d} ; \quad \mu = 1 - \frac{1,75 f_{c28}}{4\rho \cdot \sigma_s + f_{t28}}$$

$A_s$  : La section d'armatures tendues.

$E_v$  : Module de déformation longitudinal différée ( $E_v=10818,86 \text{ MPa}$ )

## VII.3- APPLICATION

Le ferrailage des poutres s'effectuera à partir de logiciel « SOCOTEC » et à partir de « ETABS » on extrait les efforts internes.

### VII.3.1- FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES

Les tableaux ci-après nous donnent les résultats de calculs :  $h = 40\text{cm}$  ;  $b = 30\text{cm}$  ;  $d = 37\text{cm}$

**Tableau VII-1** Calcul du ferraillage des poutres principales.

Niveau		POUTRES PRINCIPALES (30X40)					
		M (KN.m)	Combo	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	AS <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
E/SOL	appuis	37,82	G+Q+Ey	2,62	6,00	<b>3T14(fil)</b>	4,62
	travée	30,90	ELU	2,47		<b>3T14(fil)</b>	4,62
RDC	appuis	50,00	G+Q+Ey	3,50	6,00	<b>3T14(fil)</b>	4,62
	travée	27,80	0,8G+Ey	1,92		<b>3T14(fil)</b>	4,62
Etage1	appuis	60,44	G+Q+Ey	4,27	6,00	<b>3T14(fil)</b>	4,62
	travée	35,16	0,8G+Ey	2,44		<b>3T14(fil)</b>	4,62
Etage2	appuis	65,57	G+Q+Ey	4,65	6,00	<b>3T14(fil) + 2T12(chap)</b>	6,88
	travée	39,68	08G+Ey	2,76		<b>3T14(fil)</b>	4,62
Etage3	appuis	70,48	G+Q+Ey	5,01	6,00	<b>3T14(fil) + 2T12(chap)</b>	6,88
	travée	40,36	0,8G+Ey	2,81		<b>3T14(fil)</b>	4,62
Etage4	appuis	74,76	G+Q+Ey	5,34	6,00	<b>3T14(fil) + 2T12(chap)</b>	6,88
	travée	41,08	0,8G+Ey	2,86		<b>3T14(fil)</b>	4,62
Etage5	appuis	74,57	G+Q+Ey	5,32	6,00	<b>3T14(fil) + 2T12(chap)</b>	6,88
	travée	39,41	0,8G+Ey	2,38		<b>3T14(fil)</b>	4,62
Etage6	appuis	74,60	G+Q+Ey	5,32	6,00	<b>3T14(fil) + 2T12(chap)</b>	6,88
	travée	35,60	0,8G+Ey	2,47		<b>3T14(fil)</b>	4,62
Etage7	appuis	76,70	G+Q+Ey	5,48	6,00	<b>3T14(fil) + 2T12(chap)</b>	6,88
	travée	35,56	08G+Ey	2,46		<b>3T14(fil)</b>	4,62
Etage8	appuis	66,07	G+Q+Ey	4,68	6,00	<b>3T14(fil) + 2T12(chap)</b>	6,88
	travée	34,07	ELU	2,73		<b>3T14(fil)</b>	4,62

### II-3.1.1- Vérification à l'ELU

#### a- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 37 \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 4,62 > A_{\min} = 1,34 \text{ cm}^2$$

#### b- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$T_u^{\max} = 86,23 \text{ kN}$$

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

$$\tau_u = \frac{86,23 \times 10^3}{300 \times 370} = 0,77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

#### c-Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis

##### ➤ Influence sur le béton

On doit vérifier la relation suivante :

$$0,4 \cdot 0,9 d \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \left( 0,4 \times 0,9 \times 370 \times 300 \times \frac{25}{1,5} \right) \times \frac{1}{10^3} = 666 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 86,23 \text{ kN} < 666 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

##### ➤ Influence sur les aciers

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \cdot \left( T_u + \frac{M_U}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left( 86,23 - \frac{74,76}{0,9 \times 37} \right) = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,24 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### d-Vérification de la contrainte d'adhérence des barres

En doit vérifier que :

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum_{ui}}$$

$$\sum_{ui} = n \cdot \pi \cdot \phi = (3 \times 14 + 2 \times 12) \times 3,14 = 207,24 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{86,23 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 207,24} = 1,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**e- Ancrage des barres**

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6\Psi_S^2 f_{t28} \text{ (Art. A.6.1,23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_{su}} = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 49,38 \text{ m} \\ L_S = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$L_S = 56 \text{ cm} \Rightarrow L_{cr} = 0.4L_S = 0.4 \times 56 = 22,4 \text{ cm}$$

Soit  $L_{cr} = 30 \text{ cm}$

**➤ Calcul des armatures transversales****❖ Calcul des espacements**

Selon le RPA 99 (addenda 2003) :

$$\text{- Zone nodale : } St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min(10; 16,8) = 10 \text{ cm.}$$

On prend :  $St = 10 \text{ cm.}$

$$\text{- Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm.}$$

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

**❖ Armatures transversales minimales**

$$A_t \geq 0,003 . St . b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

**❖ Diamètre des armatures transversales (BAEL 91. Art.7.2.2)**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \leq \min\left(14; \frac{400}{35}; \frac{300}{10}\right) \leq \min(14; 11,43; 30)$$

Donc :  $\phi_t \leq 11,43 \text{ mm}$

On adopte un cadre et un étrier de  $\phi 8$  Soit :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

**❖ Espacement minimal**

$$St \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}; 15\phi_t\} \Rightarrow St \leq \{33,30 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 21 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 21 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

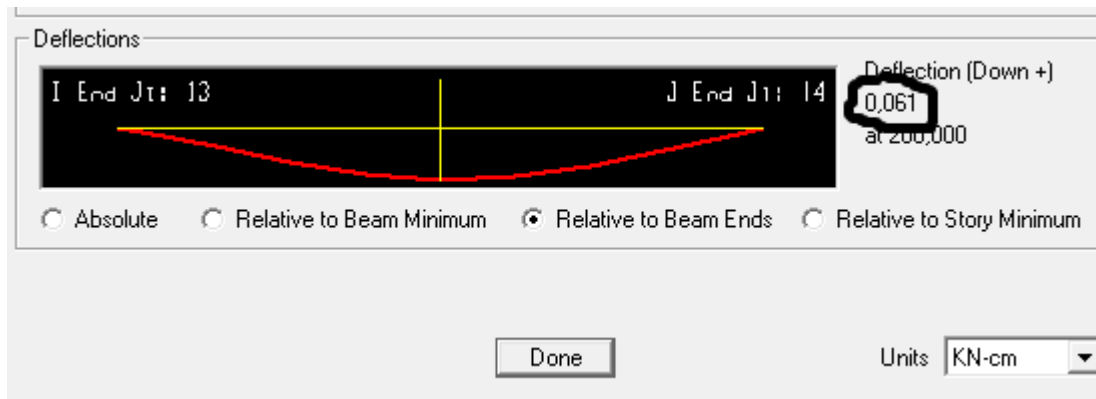
## VII-3.1.2- Vérification à l'ELS

## a- Etat limite de compression du béton

Tableau VII-2 Vérification à l'état limite de compression du béton.

Niveau		POUTRES PRINCIPALES (30X40)						
		M (KN.m)	$\sigma_b$ [MPa]	$\overline{\sigma_b}$ [MPa]	Obs	$\sigma_s$ [MPa]	$\overline{\sigma_s}$ [MPa]	Obs
E/SOL	appuis	25,68	4,68	<b>15</b>	✓	166,7	<b>348</b>	✓
	travée	22,34	4,07		✓	145		✓
RDC	appuis	26,69	4,87		✓	173,3		✓
	travée	17,20	3,14		✓	111,7		✓
Etage1	appuis	27,77	5,06		✓	180,3		✓
	travée	17,22	3,14		✓	111,8		✓
Etage2	appuis	28,84	4,61		✓	131,8		✓
	travée	17,41	3,17		✓	113		✓
Etage3	appuis	30,74	4,86		✓	136,6		✓
	travée	18,54	3,4		✓	121		✓
Etage4	appuis	31,68	5,01		✓	140,8		✓
	travée	18,54	3,36		✓	119,8		✓
Etage5	appuis	32,33	5,12		✓	143,7		✓
	travée	18,82	3,43		✓	122,2		✓
Etage6	appuis	34,16	5,41		✓	151,8		✓
	travée	19,25	3,51		✓	125		✓
Etage7	appuis	35,05	5,55	✓	155,8	✓		
	travée	18,95	3,45	✓	123	✓		
Etage8	appuis	32,91	5,21	✓	146,3	✓		
	travée	24,88	4,54	✓	161,5	✓		

## b- Vérification de la flèche



$$f_{adm} = \frac{L}{500} > f_{ETABS}$$

$$f_{adm} = \frac{400}{500} = 0,8 > f_{ETABS} = 0,061 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### VII-3.2- FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES

Les tableaux ci-après nous donnent les résultats de calculs :

$$h = 35 \text{ cm} \quad ; \quad b = 30 \text{ cm} \quad ; \quad d = 32 \text{ cm}$$

**Tableau VII-3** Calcul du ferrailage des poutres secondaires

Niveau		POUTRES SECONDAIRES (30X35)					
		M (KN.m)	Combo	As (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	AS <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )
E/SOL	appuis(sup+inf)	62,69	G+Q+Ex	5,21	5,25	<b>3T14(fil) + 3T12(chap)</b>	8,01
	travée	49,20	G+Q-Ex	4,03		<b>3T14(fil)</b>	4,62
RDC	appuis(sup+inf)	76,83	G+Q+Ex	6,49	5,25	<b>3T14(fil) + 3T12(chap)</b>	8,01
	travée	52,11	G+Q+Ex	4,28		<b>3T14(fil)</b>	4,62
Etage1	appuis(sup+inf)	88,61	G+Q+Ex	7,59	5,25	<b>3T14(fil) + 3T12(chap)</b>	8,01
	travée	55,09	G+Q+Ex	4,54		<b>3T14(fil)</b>	4,62
Etage2	appuis(sup+inf)	90,23	G+Q+Ex	7,74	5,25	<b>3T14(fil) + 3T12(chap)</b>	8,01
	travée	54,75	G+Q+Ex	4,51		<b>3T14(fil)</b>	4,62
Etage3	appuis(sup+inf)	91,56	G+Q+Ex	7,87	5,25	<b>3T14(fil) + 3T12(chap)</b>	8,01
	travée	51,78	G+Q+Ex	4,26		<b>3T14(fil)</b>	4,62
Etage4	appuis(sup+inf)	92,78	G+Q+Ex	7,99	5,25	<b>3T14(fil) + 3T12(chap)</b>	8,01
	travée	48,05	G+Q+Ex	3,93		<b>3T14(fil)</b>	4,62
Etage5	appuis(sup+inf)	91,30	G+Q+Ex	7,85	5,25	<b>3T14(fil) + 3T12(chap)</b>	8,01
	travée	44,66	G+Q+Ex	3,64		<b>3T14(fil)</b>	4,62
Etage6	appuis(sup+inf)	87,01	G+Q+Ex	7,44	5,25	<b>3T14(fil) + 3T12(chap)</b>	8,01
	travée	41,85	G+Q+Ex	3,40		<b>3T14(fil)</b>	4,62
Etage7	appuis(sup+inf)	84,18	G+Q+Ex	7,17	5,25	<b>3T14(fil) + 3T12(chap)</b>	8,01
	travée	39,57	G+Q+Ex	3,21		<b>3T14(fil)</b>	4,62
Etage8	appuis(sup+inf)	74,90	G+Q+Ex	6,31	5,25	<b>3T14(fil) + 3T12(chap)</b>	8,01
	travée	37,29	G+Q+Ex	3,02		<b>3T14(fil)</b>	4,62

**VII-3.2.1- Vérification à l'ELU****a- Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min} = 1,15 \text{ cm}^2$$

**b- Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$T_u^{\max} = 131,95 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{131,95 \times 10^3}{300 \times 320} = 1,37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

**c- Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis****➤ Influence sur le béton**

On a doit vérifier la relation suivante :

$$0,4 \cdot 0,9 d \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \left( 0,4 \times 0,9 \times 320 \times 300 \times \frac{25}{1,5} \right) \times \frac{1}{10^3} = 576 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 131,95 \text{ kN} < 576 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**➤ Influence sur les aciers**

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = \left( 131,95 - \frac{92,78}{0,9 \times 0,320} \right) = -190,20 < 0$$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

**d- Vérification de la contrainte d'adhérence des barres**

$$\tau_{se} = \frac{131,95 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 190,20} = 2,40 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**e- Ancrage des barres**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} \quad (\text{Art. A.6.1,23/BAEL91})$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \begin{cases} L_S = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ m} \\ L_S = 40\emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$L_S = 56 \text{ cm} \Rightarrow L_{cr} = 0,4L_S = 0,4 \times 56 = 22,4 \text{ cm}$$

Soit  $L_{cr} = 25 \text{ cm}$

### ➤ Calcul des armatures transversales

#### ❖ Calcul des espacements

- Zone nodale :  $St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi\right) = \min(8,75 ; 16,8) = 8,75 \text{ cm.}$

On prend :  $St = 10 \text{ cm}$

- Zone courante :  $St \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm.}$

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

#### ❖ Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \leq \min\left(14 ; \frac{350}{35} ; \frac{300}{10}\right) \leq \min(14 ; 10 ; 30)$$

Donc :  $\phi_t \leq 10 \text{ mm}$

On adopte un cadre et un étrier de  $\emptyset 8$ .

Soit :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

#### ❖ Espacement

$$St \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm} ; 15\phi_t\} \Rightarrow St \leq \{28,8 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 21 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 21 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

#### ❖ Le diamètre des armatures transversales doit vérifier

$$A_t \geq 0,003 . St . b$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

## VII-3.2.2- Vérification à l'ELS

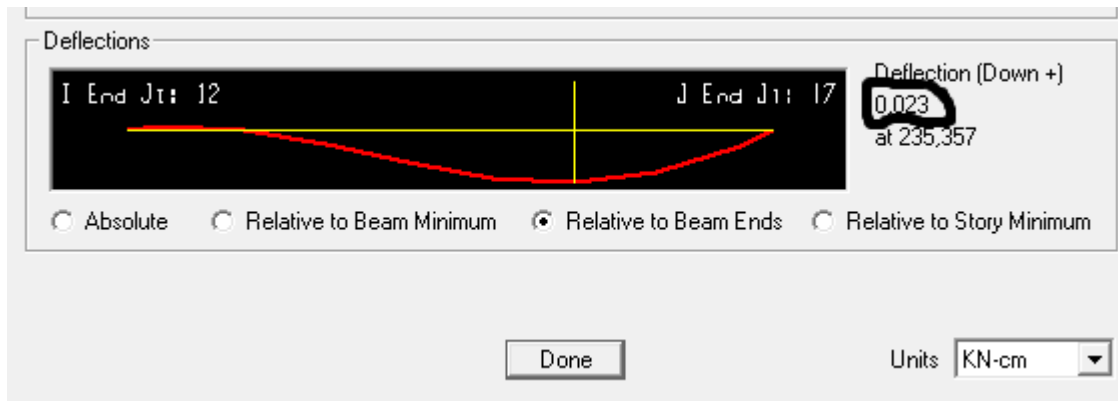
## a- Etat limite de compression du béton

Tableau VII-4 Vérification à l'état limite de compression du béton.

(Poutres secondaires).

Niveau		POUTRES SECONDAIRES (30X35)						
		M (KN.m)	$\sigma_b$ [MPa]	$\bar{\sigma}_b$ [MPa]	Obs	$\sigma_s$ [MPa]	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Obs
E/SOL	appuis	14,14	2,71	<b>15</b>	✓	63,4	<b>348</b>	✓
	travée	7,78	1,8		✓	58,8		✓
RDC	appuis	21,27	4,08		✓	95,4		✓
	travée	12,45	2,88		✓	94,1		✓
Etage1	appuis	26,43	5,07		✓	118,5		✓
	travée	15,96	3,69		✓	120,6		✓
Etage2	appuis	29,30	5,62		✓	131,4		✓
	travée	17,98	4,16		✓	135,9		✓
Etage3	appuis	34,34	6,58		✓	154		✓
	travée	21,74	5,03		✓	164,3		✓
Etage4	appuis	38,15	7,31		✓	171,1		✓
	travée	24,25	5,61		✓	183,2		✓
Etage5	appuis	39,98	7,66		✓	179,3		✓
	travée	25,37	5,87		✓	171,7		✓
Etage6	appuis	43,04	8,25		✓	193		✓
	travée	28,15	6,51		✓	212,7		✓
Etage7	appuis	45,03	8,63		✓	202		✓
	travée	35,09	8,11		✓	265,2		✓
Etage8	appuis	40,93	7,84	✓	183,6	✓		
	travée	29,02	6,71	✓	219,3	✓		

## b- Vérification de la flèche



$$f_{adm} = \frac{L}{500} > f_{ETABS}$$

$$f_{adm} = \frac{340}{500} = 0,68 > f_{ETABS} = 0,023 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ longueur des chapeaux et de deuxièmes lits des armatures (BAEL 91)

❖ La longueur des chapeaux dans les appuis

- Appuis de rive

$$L_{chap} = \frac{L_{\text{entre âme}}}{4}$$

- Appuis intermédiaire

$$L_{chap} = \frac{L_{\text{entre âme}}}{5} \text{ a gauche} + \frac{L_{\text{entre âme}}}{5} \text{ a droite} + l_{pot}$$

- Poutres secondaires

Appui 1 et 5 :  $L_{ch} = 3,6/4 = 0,9 \text{ m}$

Appui 2 et 4 :  $L_{ch} = 3,6/5 + 3,10/5 + 0,4 = 1,74 \text{ m}$

Appui 3 :  $L_{ch} = 3,10/5 + 3,10/5 + 0,4 = 1,64 \text{ m}$

- Poutres principales

Appui B et G :  $L_{ch} = 4,10/4 = 1,02 \text{ m}$

Appui C et F :  $L_{ch} = 4,10/5 + 4,10/5 + 0,4 = 2,04 \text{ m}$

Appui D et E :  $L_{ch} = 4,10/5 + 4,6/5 + 0,4 = 2,14 \text{ m}$

**❖ La longueur du deuxième lit dans les travées****• Poutres principales**

$$L_{\text{lit}} = L_{\text{entre âme}} - \frac{2 \times L_{\text{entre axe}}}{10}$$

**Travée : B-C , C-D , EF et FG**      $L_{\text{lit}} = 4,10 - (2 \times 4,5) / 10 = 3,20 \text{ m.}$

**Travée : D-E :**  $L_{\text{lit}} = 4,60 - (2 \times 5) / 10 = 3,60 \text{ m.}$

## Chapitre VIII

**FERRAILLAGE DES VOILES****VIII.1- INTRODUCTION**

Le voile est un élément structural de contreventement, soumis à des forces verticales dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation, et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul du ferraillage des voiles se fera en flexion composée, en utilisant la méthode des tronçons de la RDM. Pour faire face à l'ensemble de ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures pour les voiles :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Au cours des calculs du ferraillage, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter une même section d'armatures pour un certain nombre de niveau d'un voile.

Pour cela, les zones de ferraillage sont comme suit :

Zone 1 : S/sol, RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>em</sup> étage.

Zone 2 : 3<sup>em</sup>, 4<sup>em</sup> et 5<sup>em</sup> étage.

Zone 3 : 6<sup>em</sup>, 7<sup>em</sup> et 8<sup>em</sup> étage.

**VIII.2- SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS DANS LES REFENDS**

Les combinaisons d'actions à considérer sont :

- Selon le RPA99-modifié2003 : 
$$\begin{cases} 0,8.G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$
- Selon le BAEL 91 : 
$$\begin{cases} 1,35.G + 1,5.Q \\ G + Q \end{cases}$$

**VIII.3- RAPPEL DES ETAPES DE CALCUL DU FERRAILLAGE**

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, se comportant de différentes manières :

- Voile élancé :  $\frac{h}{l} \geq 1,5$
- Voile court :  $\frac{h}{l} < 1,5$

### VIII.3.1- DETERMINATION DES DIAGRAMMES DES CONTRAINTES

Les diagrammes des contraintes sont déterminés à partir des sollicitations les plus défavorables (M, N) et cela, en utilisant les formules classiques de la RDM :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

$B$  : La section horizontale du voile ( $B = e.L$ ).

$I$  : Moment d'inertie du voile.

$V, V'$  : Bras de levier (la distance entre l'axe neutre et la fibre la plus tendue ou la plus comprimée)  $\left( V = V' = \frac{L}{2} \right)$

$L$  : la longueur du voile.

### VIII.3.2- DECOUPAGE DU DIAGRAMME DES CONTRAINTES

Conformément à l'article 7.7.4 du RPA99, le diagramme des contraintes obtenu, doit être décomposé en bandes de largeurs ( $d$ ) dont les valeurs vérifient la condition :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2.L_C}{3}\right)$$

$L_C$  : Longueur de la zone comprimée calculé par :  $L_C = \frac{\sigma_{\max}}{(\sigma_{\max} + \sigma_{\min})} . L$

$L_T$  : Longueur de la zone tendue :  $L_T = (L - L_C)$

$h_e$  : Hauteur entre nus des planchers.

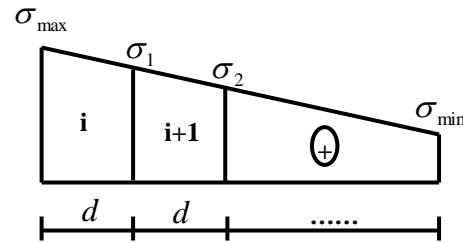
### VIII.3.3- DETERMINATION DES EFFORTS NORMAUX ET DES SECTIONS D'ACIER

Les efforts normaux sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes.

**VIII.3.3.1- Section entièrement comprimée**

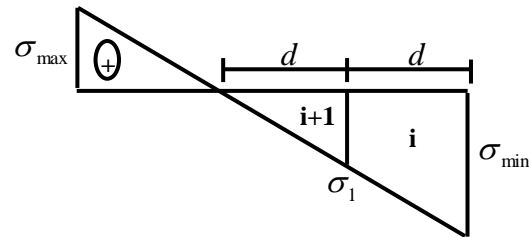
$$\left[ N_i = \left( \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[ A_i = \frac{N_i - B . f_{bc}}{\sigma_s} \right]$$

$$\left[ N_{i+1} = \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[ A_{i+1} = \frac{N_{i+1} - B . f_{bc}}{\sigma_s} \right]$$

**VIII.3.3.2- Section partiellement comprimée**

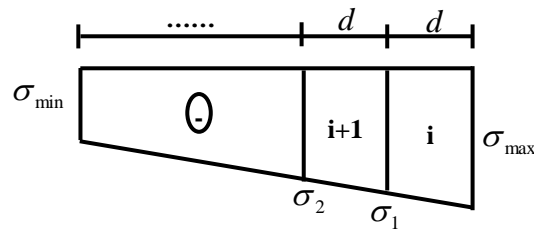
$$\left[ N_i = \left( \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[ A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \right]$$

$$\left[ N_{i+1} = \left( \frac{\sigma_1}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[ A_{i+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_s} \right]$$

**VIII.3.3.3- Section entièrement tendue**

$$\left[ N_i = \left( \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[ A_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \right]$$

$$\left[ N_{i+1} = \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) . d . e \right] \Rightarrow \left[ A_{i+1} = \frac{N_{i+1}}{\sigma_s} \right]$$



$A_{i+1}$  ,  $A_i$  : Sections d'armatures verticales.

$\sigma_1$  : Contrainte de traction agissant à une distance «d» de la contrainte de traction maximale.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} (L_t - d)}{L_t}$$

$e$  : Épaisseur du voile.

$\sigma_s$  : Contrainte admissible des aciers (fissuration peu nuisible).

**VIII.3.4- SECTION MINIMALE D'ARMATURES****VIII.3.4.1- compression simple (BAEL 91/Art 8.2.1)**

La section d'armatures longitudinales doit être au moins égale à  $4\text{cm}^2$  par mètre de longueur du parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

Ainsi que :  $0,20\% \leq \frac{A_{\min}}{B_c} \leq 0,5\%$  ;  $B_c$  : La section du béton comprimé.

**VIII.3.4.2- traction simple (BAEL 91/Art 4.2.1)**

$$A_{\min} \geq \frac{B_t \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$B_t$  : La section horizontale du béton tendu.

**VIII.3.4.3- Exigence du RPA99-modifié2003/Art 7.7.41**

Le pourcentage minimal des armatures verticales dans la zone tendue doit rester au moins égal à 0,20% de la section horizontale du béton tendu :

$$A_{\min} \geq 0,20\% B_t$$

**VIII.3.5- ARMATURES HORIZONTALES**

Les barres horizontales sont disposée en lit extérieur, et elles doivent être munies de crochets à 135°, ayant une longueur de  $10\phi$ .

- D'après le BAEL91 :  $A_H = \frac{A_V}{4}$
- D'après le RPA99 :  $A_H = 0,15\% \cdot B$

Donc :  $A_H = \max \left\{ \frac{A_V}{4} ; 0,15\% \cdot B \right\}$

$A_v$  : La section d'armatures verticales.

$B$  : étant la section totale du béton.

**VIII.3.5- ARMATURES TRANSVERSALES (RPA99-MODIFIE2003/ARTICLE 7.7.4  
(RPA99-MODIFIE2003/ARTICLE 7.7.4.3))**

Les Armatures transversales qui sont généralement des épingles, sont disposées suivant le sens perpendiculaires aux formes des murs de refends et ont pour rôle de :

- Relier les deux nappes d'armatures verticales.
- D'empêcher le flambement des armatures horizontales sous l'action des aciers verticaux due à l'effet de la compression.
- De renforcer les parties extérieures du mur de refends. D'après le RPA99, le nombre d'épingles qui relie les deux nappes d'armatures verticales, doit être au moins égale à 04 par mètre carré.

### VIII.3.6- ARMATURES DE COUTURE

Le long des joints de reprise du bétonnage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de couture dont la section est calculée par la formule suivante :  $A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{T}}{f_e}$

$\bar{T}$  : L'effort tranchant majoré à la base du voile.

$$\bar{T} = 1,4.T$$

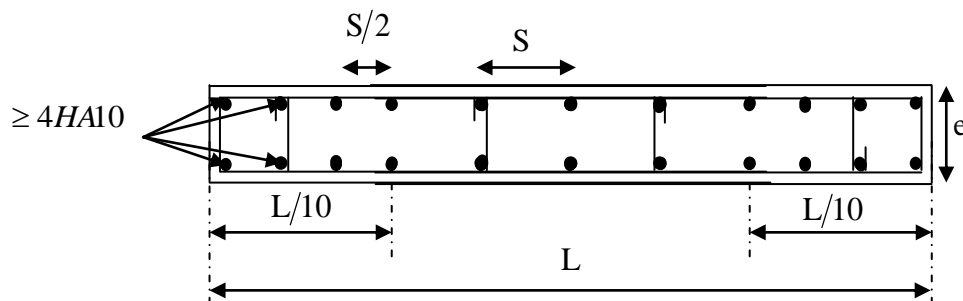
$T$  : L'effort tranchant au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### VIII.3.7- LES POTELETS

On doit prévoir à chaque extrémité d'un voile ou d'un trumeau, un potelet armé par des barres verticales dont le nombre doit être supérieure ou égale à 4HA10. Les armatures transversales dans les potelets sont des cadres dont l'espacement est inférieur ou égale à l'épaisseur du voile.

### VIII.3.8- DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES



**Figure VIII-1** Disposition des armatures verticales dans les voiles.

(RPA99-modifié2003/Article 7.7.4.1)

#### VIII.3.8.1- Espacements (RPA 99-modifie2003/art 7.7.4.3)

L'espacement des barres verticales et horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min(15.e ; 30\text{ cm})$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres est réduit de moitié sur une distance de 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement doit être au plus égale à 15cm.

**VIII.3.8.2- longueur de recouvrement** (RPA99-modifié2003/Art 7.7.4.3)

La longueur de recouvrement est égale à :

$40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

$20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**VIII.3.8.3-Diamètre maximal**

A l'exception des zones d'about, le diamètre des armatures verticales ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

**VIII.3.9- VERIFICATION DES CONTRAINTES****VIII.3.9.1- Vérification à l'ELS**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{B + 15.A}$$

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

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sous la combinaison à l'ELS.

$B$  : Section du béton.

$A$  : Section d'armatures verticales adoptée.

**VIII.3.9.2- Vérification de la contrainte de cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée par les

conditions suivantes :  $\tau_b = \frac{T_u}{b.d} = \frac{1,4.T}{b.d}$

- **RPA 99-modifié2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b ; \quad \bar{\tau}_b = 0,20.f_{c28}$$

- **(BAEL 91)**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b ; \quad \bar{\tau}_b = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} . f_{c28} ; 4MPa \right\}$$

$b$  : Épaisseur du linteau ou du voile.

$d = 0,9.h$  : Hauteur utile.

$h$  : Hauteur total de la section brute.

#### VIII.4- EXEMPLE DE CALCUL

A titre d'exemple, soit à ferrailler le voile transversale VL1 au niveau de la zone I.

##### VIII.4.1- CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

$$L = 3,60m$$

$$I_x = 0,777 cm^4$$

$$B = 0,72m^2$$

$$e = 0,20m$$

$$V = V' = 1,80m$$

##### VIII.4.2- LES CONTRAINTES

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 1743,75 KN / m^2 \\ \sigma_{\min} = -6516,22 KN / m^2 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

$$L_c = \left( \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \right) \cdot L = \left( \frac{1743,75}{1743,75 + 6516,22} \right) \times 3,60 = 0,75m$$

$$L_t = L - L_c = 3,60 - 0,75 = 2,85m$$

$$D'ou : d \leq \min \left( \frac{3,06}{2}, \frac{2 \times 0,75}{3} \right) = 0,5 m$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} d_1 = 0,5m \\ d_2 = L_t - d_1 = 2,35m \end{cases}$$

##### • 1<sup>ère</sup> bande

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} \cdot (L_t - d_1)}{L_t} = \frac{-6516,22 \times (2,85 - 0,5)}{2,85} = -5373,02 KN / m^2$$

$$N_1 = \frac{6516,22 + 5373,02}{2} \times 0,5 \times 0,20 = 594,46 KN$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{594,46}{34,8} = 17,08 cm^2$$

$$A_{1 \min} \geq \max \left( \frac{50 \times 20 \times 2,1}{400} ; 0,002 \times 50 \times 20 \right) = 5,25 cm^2$$

$$\text{On prend : } A_{v1} = 17,08 cm^2$$

- 2<sup>ème</sup> bande

$$N_2 = \frac{5373,02}{2} \times 2,35 \times 0,20 = 1262,65 \text{ KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{1262,65}{34,8} = 36,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{2 \text{ min}} \geq \max \left( \frac{235 \times 20 \times 2,1}{400} ; 0,002 \times 235 \times 20 \right) = 24,67 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{v2} = 36,28 \text{ cm}^2$

### VIII.4.3- Calcul des armatures de couture

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot T}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 322,23}{400 \times 10^{-1}} = 12,40 \text{ cm}^2$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'armature tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversements.

### VIII.4.4- SECTIONS D'ARMATURES TOTALES

$$\begin{cases} A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 17,08 + \frac{12,4}{4} = 20,18 \text{ cm}^2 \\ A_1 = 8HA14 / \text{nappe} = 12,32 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \end{cases} \quad \text{Avec St}=8\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 36,28 + \frac{12,4}{4} = 39,38 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 13HA14 / \text{nappe} = 20,01 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \end{cases} \quad \text{Avec St}=20\text{cm}$$

### VIII.4.5- CALCUL DES ARMATURES HORIZONTALES

- Selon le RPA :  $A_H = 0,15\% \cdot B = 0,0015 \times 20 \times 360 = 10,80 \text{ cm}^2$

- Selon le BAEL :  $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{+40,02}{4} = 10,01 \text{ cm}^2$

On prend :  $6HA12 / \text{ml} / \text{nappe} \xrightarrow{\text{soit}} A_H = 6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{nappe}$  Avec un espacement de 20cm.

### VIII.4.6- CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

On prend : 4épingle de  $\phi 8 / m^2$

### VIII.4.7- VERIFICATION DES CONTRAINTES DE CISAILLEMENTS

- RPA99-modifié2003 :

$$\bar{\tau}_b = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 322,23 \times 10}{0,9 \times 360 \times 20} = 0,7 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,7 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- BAEI91 :

$$b_o = e = 20 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times 3,60 = 3,24 \text{ m}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{1,15} \times 25 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{322,23 \times 10}{20 \times 0,9 \times 360} = 0,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### VIII.4.8- VERIFICATION A L'ELS

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

$$\sigma_{bc} = \frac{2168,35 \times 10^3}{200 \times 3600 + 15 \times 64,66 \times 10^2} = 2,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

#### VIII.4.9- ANCRAGE DES BARRES

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} \text{ (Art. A.6.1,23/BAEL91)}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \\ L_S = 40\emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \text{ donc on prend } L_S = 56 \text{ cm} \end{array} \right.$$

#### **N.B :**

La même procédure de calcul à suivre pour le ferraillage du restes des voiles que ce soit dans le sens longitudinal ou bien transversal. Les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

Voiles longitudinaux VL1, VL2					
Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,6	3,7	3,8	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,720	0,740	0,760	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	1743,75	740,63	1181,52	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6516,22	-3403,66	-2296,66	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)		322,23	247,65	158,98
	Lc(m)		0,760	0,661	1,291
	Lt(m)		2,840	3,039	2,509
	d1(m)		0,507	0,441	0,861
	d2 (m)		2,333	2,598	1,649
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-5353,720	-2909,907	-1508,980
	N (kN)	N <sub>1</sub>	601,403	278,315	327,498
		N <sub>2</sub>	1249,210	755,979	248,770
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	17,28	8,00	9,41
		A <sub>v2</sub>	35,90	21,72	7,15
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min1</sub>	5,32	4,63	9,04
		A <sub>min2</sub>	24,50	27,28	17,31
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		12,41	9,53	6,12
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>20,38</b>	<b>10,38</b>	<b>10,94</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>39,00</b>	<b>29,66</b>	<b>18,84</b>
	A <sub>v</sub> adopté/nappe (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	<b>12,32</b>	<b>6,79</b>	<b>11,31</b>
		Bande 2	<b>23,09</b>	<b>18,1</b>	<b>10,18</b>
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande 1	<b>2x8HA14</b>	<b>2x6HA12</b>	<b>2x10HA12</b>
		Bande 2	<b>2x15HA14</b>	<b>2x16HA12</b>	<b>2x9HA12</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande 1	8cm	10cm	10cm
		Bande 2	15m	15cm	20cm
	L <sub>s</sub> (cm)		56	48	48
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		11,55	11,10	11,40
	A <sub>H</sub> adopté/nappe/ml (cm <sup>2</sup> )		<b>6,79</b>	<b>6,79</b>	<b>6,79</b>
	Choix des barres/nappe/ml (cm <sup>2</sup> )		<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>
	S <sub>t</sub> (cm)		<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
	Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>
contrainte		$\tau_{u \max} = 3,25$ (MPa)	0,497	0,372	0,232
		$\tau_{b \max} = 5$ (MPa)	0,696	0,521	0,325
ELS		N <sub>s</sub> (kN)	2168,35	1377,22	737,78
		$\sigma_{b \max} = 15$ (MPa)	<b>2,62</b>	<b>1,69</b>	<b>0,89</b>

Voiles longitudinaux VL3, VL4					
Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,5	3,6	3,7	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,700	0,720	0,740	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2500,68	1044,78	1746,59	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-5935,92	-2678,89	-2282,92	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	348,71	260,03	152,97	
	Lc(m)	1,037	1,010	1,604	
	Lt(m)	2,463	2,590	2,096	
	d1(m)	0,692	0,673	1,069	
	d2 (m)	1,771	1,917	1,027	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-4268,800	-1982,370	-1118,527	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	705,779	313,883	363,675
		N <sub>2</sub>	755,983	379,928	114,879
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	20,28	9,02	10,45
		A <sub>v2</sub>	21,72	10,92	3,30
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min1</sub>	7,26	7,07	11,23
		A <sub>min2</sub>	18,59	20,12	10,78
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		13,43	10,01	5,89
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>23,64</b>	<b>11,52</b>	<b>12,70</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>25,08</b>	<b>22,63</b>	<b>12,26</b>
	A <sub>v</sub> adopté/nappe (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	<b>12,32</b>	<b>9,05</b>	<b>12,44</b>
		Bande 2	<b>13,85</b>	<b>11,31</b>	<b>7,92</b>
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	<b>2x8HA14</b>	<b>2x8HA12</b>	<b>2x11HA12</b>
		Bande 2	<b>2x9HA14</b>	<b>2x10HA12</b>	<b>2x7HA12</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande 1	10cm	10cm	10cm
		Bande 2	20cm	20cm	20cm
	Ls(cm)		56	48	48
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		10,50	10,80	11,10
	A <sub>H</sub> adopté/nappe/ml (cm <sup>2</sup> )		<b>6,79</b>	<b>6,79</b>	<b>6,79</b>
	Choix des barres/nappe/ml (cm <sup>2</sup> )		<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>	<b>6HA12</b>
	S <sub>t</sub> (cm)		<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
	Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>
contrainte		$\tau_{u \max} = 3,25$ (MPa)	0,554	0,401	0,230
		$\tau_{b \max} = 5$ (MPa)	0,775	0,562	0,322
ELS		N <sub>s</sub> (kN)	1639,78	1047,42	559,67
		$\sigma_{b \max} = 15$ (MPa)	<b>2,11</b>	<b>1,34</b>	<b>0,70</b>

Voiles longitudinaux VT1,VT2,VT3,VT4					
Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,575	1,6	1,625	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,315	0,320	0,325	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2655,63	1226,46	3050,57	
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-6313,83	-4198,44	-4283,19	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (kN)	143,23	113,2	88,77	
	Lc(m)	0,466	0,362	0,676	
	Lt(m)	1,109	1,238	0,949	
	d1(m)	0,311	0,241	0,451	
	d2 (m)	0,798	0,997	0,498	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-4543,410	-3380,800	-2249,477
	N (kN)	N <sub>1</sub>	337,528	182,775	294,379
		N <sub>2</sub>	362,475	337,107	112,122
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	9,70	5,25	8,46
		A <sub>v2</sub>	10,42	9,69	3,22
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min1</sub>	3,26	2,53	4,73
		A <sub>min2</sub>	8,38	10,47	5,23
	A <sub>vi</sub> (cm <sup>2</sup> )		5,51	4,36	3,42
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>11,08</b>	<b>6,34</b>	<b>9,31</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	<b>11,79</b>	<b>11,56</b>	<b>6,09</b>
	A <sub>v</sub> adopté/nappe (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	<b>6,16</b>	<b>6,16</b>	<b>5,65</b>
		Bande 2	<b>6,16</b>	<b>6,16</b>	<b>3,39</b>
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	<b>2x4HA14</b>	<b>2x4HA14</b>	<b>2x5HA12</b>
		Bande 2	<b>2x4HA14</b>	<b>2x4HA14</b>	<b>2x3HA12</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande 1	10cm	10cm	10cm
		Bande 2	20cm	20cm	20cm
	Ls(cm)		56	56	48
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,73	4,80	4,88
	A <sub>H</sub> adopté/nappe/ml (cm <sup>2</sup> )		<b>6,79</b>	<b>4,71</b>	<b>4,71</b>
	Choix des barres/nappe/ml (cm <sup>2</sup> )		<b>6HA12</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>
	St (cm)		<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
	Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>
contrainte		$\tau_{u \max}$ =3,25 (MPa)	0,505	0,393	0,303
		$\tau_{b \max}$ =5 (MPa)	0,707	0,550	0,425
ELS		N <sub>s</sub> (kN)	1057,19	672,75	366,26
		$\sigma_{b \max}$ =15 (MPa)	<b>3,00</b>	<b>1,88</b>	<b>1,04</b>

Voiles longitudinaux VT5,VT6,VT7,VT8,VT9,VT10					
Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3	
Caractéristiques géométriques	L (m)		0,875	0,9	0,925
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,175	0,180	0,185
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		1543,67	936,68	1548,15
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-6149,4	-3526,01	-2133,51
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC
	Vu (kN)		105,28	247,65	56,48
	Lc(m)		0,176	0,189	0,389
	Lt(m)		0,699	0,711	0,536
	d1(m)		0,117	0,126	0,259
	d2 (m)		0,582	0,585	0,277
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-5120,287	-2901,557	-1101,410
	N (kN)	N <sub>1</sub>	131,912	80,945	83,885
		N <sub>2</sub>	298,193	169,788	30,479
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	3,79	2,33	2,41
		A <sub>v2</sub>	8,57	4,88	0,88
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min1</sub>	1,23	1,32	2,72
		A <sub>min2</sub>	6,11	6,14	2,91
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		4,05	9,53	2,17
	A (cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>4,80</b>	<b>4,71</b>	<b>3,27</b>
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>9,58</b>	<b>8,53</b>	<b>3,45</b>
	A <sub>v</sub> adopté/nappe (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	<b>4,62</b>	<b>3,39</b>	<b>4,52</b>
		Bande 2	<b>6,16</b>	<b>4,52</b>	<b>2,26</b>
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande 1	<b>2x3HA14</b>	<b>2x3HA12</b>	<b>2x4HA12</b>
		Bande 2	<b>2x4HA14</b>	<b>2x4HA12</b>	<b>2x2HA12</b>
	S <sub>t</sub> (cm)	Bande 1	8cm	8cm	8cm
		Bande 2	10cm	10cm	15cm
	Ls(cm)		56	48	48
	A <sub>H</sub> (cm <sup>2</sup> )		3,08	2,70	2,78
	A <sub>H</sub> adopté/nappe/ml (cm <sup>2</sup> )		<b>6,79</b>	<b>4,71</b>	<b>4,71</b>
	Choix des barres/nappe/ml (cm <sup>2</sup> )		<b>6HA12</b>	<b>6HA10</b>	<b>6HA10</b>
	St (cm)		<b>20</b>	<b>20</b>	<b>20</b>
	Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>	4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>
contrainte		$\tau_{u,max}$ =3,25 (MPa)	0,668	1,529	0,339
		$\tau_{d,max}$ =5 (MPa)	0,936	2,140	0,475
ELS		N <sub>s</sub> (kN)	705,01	1250,42	244,55
		$\sigma_{b,max}$ =15 (MPa)	<b>3,40</b>	<b>6,14</b>	<b>1,19</b>

*Chapitre IV***ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE****IX.1- INTRODUCTION**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas le plus général 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 résultante de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

**➤ FONDATIONS SUPERFICIELLES**

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

**➤ FONDATIONS PROFONDES**

Elles sont utilisées dans le cas de sol 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.

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

**IX.2- ETUDE DU SOL DE FONDATION**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du 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.

### IX.2.1- 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 ;

On optera pour des fondations superficielles

### IX.2.2- DIMENSIONNEMENT DES SEMELLES CONTINUES

#### IX.2.2.1- semelle isole

Vue que notre structure comporte des voiles disposés dans les deux sens, l'option des semelles isolés est écartée.

#### IX.2.2.2- semelles filantes

##### a- Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B L}$$

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2 = 0,20\text{MPa}$ )

B : Largeur de la semelle.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

L : longueur de la semelle sous voile.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal) :

**Tableau IX-1** la surface des voiles transversaux

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VT1,VT2,VT3,VT4	1030,55	2,025	2,55	20,65
VT5,VT6,VT7,VT8,VT9,VT10	1112,98	1,325	4,20	33,40
				$\Sigma=54,05$

Surface des semelles filantes sous les voiles (sens longitudinal) :

**Tableau IX-2** la surface des voiles longitudinaux

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VL1,VL2	1112,98	4,40	1,26	11,08
VL3,VL4	1030,55	4,30	1,20	10,32
				$\Sigma=21,40$

La surface des semelles filantes sous les voiles est :  $S_v = 75,45 \text{ m}^2$ .

### b- Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

#### ➤ Hypothèse de calcul

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

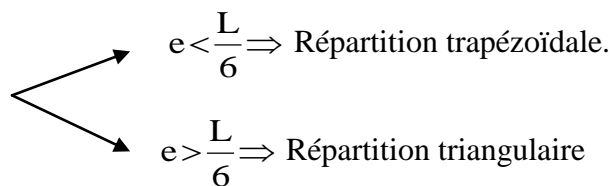
Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

#### ➤ Etape de calcul

– Détermination de la résultante des charges  $R = \sum N_i$

– Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

– Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :



$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

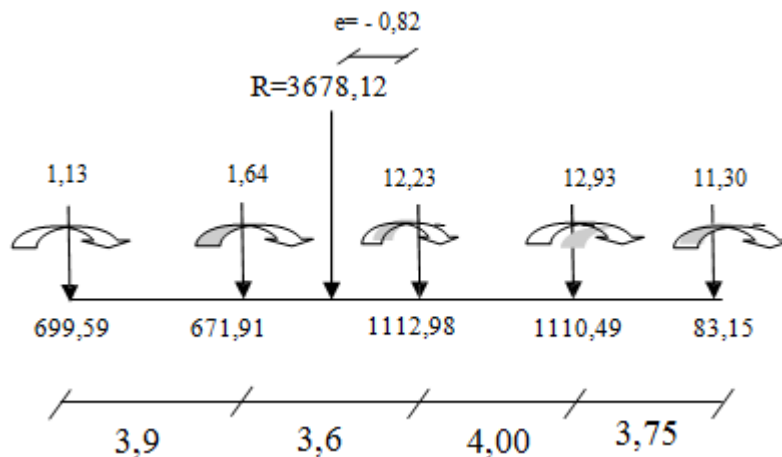
$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$

**Tableau IX-3** résumé de calcul

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (Portique D).

Poteaux	$N_s$	$e_i$	$N_s \times e_i$	$M_i$
1	699,59	-7,625	-5334,37	-1,13
2	671,91	-3,725	-2502,86	-1,64
3	1112,98	-0,125	-139,12	-12,23
4	1110,49	3,875	4303,15	12,93
5	83,15	7,625	634,02	11,30
	<b>R=3678,12</b>		<b><math>\Sigma = -3039,18</math></b>	<b><math>\Sigma = 9,23</math></b>

**Figure IX.1** Répartition des efforts dans la semelle

$$e = \frac{-3039,18 + 9,23}{3678,12} = -0,82 \text{ m}$$

On a :

$$e = 0,82 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{15,25}{6} = 2,54 \text{ m}$$

⇒ Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3678,12}{15,25} \times \left(1 + \frac{6 \times 0,82}{15,25}\right) = 319 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{3678,12}{15,25} \times \left(1 - \frac{6 \times 0,82}{15,25}\right) = 163,37 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{3678,12}{15,25} \times \left(1 + \frac{3 \times 0,82}{15,25}\right) = 280,09 \text{ kN/ml}$$

➤ **Détermination de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{280,09}{200} = 1,40m \text{ on prend } B = 1,50m$$

On aura donc,  $S = 1,50 \times 15,25 = 22,87 m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 22,87 \times 5 = 114,37 m^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 114,37 + 75,45 = 189,82 m^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{bat} = 15,25 \times 13,45 = 205,11 m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_r}{S_{bat}} = \frac{189,82}{205,11} = 0,7481 \implies 92,54 \% \text{ de la surface du bâtiment.}$$

- La surface des semelles représente 92,54% de la surface totale, ce qui est inadmissible.

### Conclusion

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une surface supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un **radier général**.

### IX-3- ETUDE DU RADIER

Ce radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

- Rigide dans son plan horizontal,
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol,
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels,
- Facilité de coffrage et de ferrailage ;
- Rapidité d'exécution.

### IX-3-1 PRE DIMENSIONNEMENT DU RADIER

#### IX-3-1.1- Epaisseur du tablier

##### a- Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm (  $h_{\min} = 25\text{cm}$  )

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{\max} / 20 \quad , \quad \text{Avec : } L_{\max} = 4,00 \text{ m}$$

$L_{\max}$  : portée maximale

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20\text{cm} \rightarrow \text{Soit : } h_d = 30 \text{ cm.}$$

#### IX-3-1.2- Hauteur des nervures

##### a- Selon la condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$L_{\max} = 4,00 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad 400/8 = 50 \text{ cm} \leq h \leq 400/5 = 80\text{cm}$$

##### b- Selon la condition de vérification de la longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

**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 1m).

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,00\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,87}} = 0,77 \text{ m}$$

On prend :  $h = 80 \text{ cm}$

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{400}{10} = 40\text{cm} \rightarrow \text{Soit : } h_n = 80\text{cm} \text{ et } 0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$$

$$\Rightarrow 32\text{cm} \leq b_n \leq 56\text{cm} \quad \Rightarrow \quad b_n = 50\text{cm.}$$

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 80 \text{ cm}$  .....Hauteur de la nervure.

$h_d = 30 \text{ cm}$  .....Hauteur de la dalle.

$b_n = 50 \text{ cm}$  .....Largeur de la nervure.

### IX-3-1.3- Le débord

#### a- Détermination des efforts

➤ **Charges revenant à la superstructure**

Charge permanente :  $G = 23478,04 \text{ KN}$

Charge d'exploitation :  $Q = 4013,78 \text{ KN}$

➤ **Combinaison d'actions**

**A L'ELU**

$N_u = 1.35G + 1.5Q = 37716,02 \text{ KN.}$

**A L'ELS**

$N_s = G + Q = 27491,82 \text{ KN.}$

➤ **Détermination de la surface nécessaire du radier**

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{37716,02}{1,33 \times 200} = 141,78 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{27491,82}{200} = 137,45 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 141,78 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 205,11 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 141,78 \text{ m}^2$$

#### Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max \left( \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{80}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 40 \text{ cm}$$

Soit un débord de  $L_{deb} = 50 \text{ cm}$ .

$$S_{deb} = (15,25 \times 0,5 \times 2) + (13,45 \times 0,5 \times 2) + (0,5 \times 0,5 \times 4) = 28,7 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc on aura une surface totale du radier : } S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 205,11 + 28,7 = 233,81 \text{ m}^2$$

### IX.3.2- CALCUL DES SOLLICITATIONS A LA BASE DU RADIER

#### IX.3.2.1- Charges permanentes

##### a- Poids de bâtiment

$$G = 24280,83 \text{ KN}$$

##### b- 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

$$P_{\text{de la dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{de la dalle}} = 233,81 \times 0,30 \times 25 = 1753,57 \text{ KN}$$

##### ➤ Poids des nervures

$$P_{\text{nerv}} = b_n \cdot (h - h_d) \cdot L \cdot n \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{nerv}} = 0,5 \times (0,8 - 0,3) \times (13,45 \times 5 + 15,25 \times 5) \times 25 = 876,87 \text{ KN}$$

##### ➤ Poids de TVO

$$S_{\text{nerv}} = (0,5 \times 13,45 \times 5) + (0,5 \times 15,25 \times 5) = 71,75 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h - h_d) \cdot \rho$$

$$P_{\text{TVO}} = (233,81 - 71,75) \times (0,8 - 0,3) \times 17 = 1377,51 \text{ KN}$$

##### ➤ poids de la dalle flottante

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_p \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (233,81 - 71,75) \times 0,1 \times 25 = 405,15 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 1753,57 + 876,87 + 1377,51 + 405,15 = 4413,10 \text{ KN}$$

#### IX.3.2.2- Surcharges d'exploitations

Surcharge de bâtiment :  $Q = 4013,78 \text{ KN}$

Surcharge du radier :  $Q = 2,5 \times 233,81 = 584,52 \text{ KN}$

**IX.3.2.3- Poids total de la structure**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{radier}} + G_{\text{sup}} = 4413,10 + 23478,04 = 27891,14 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{radier}} + Q_{\text{sup}} = 584,52 + 4013,78 = 4598,30 \text{ KN}$$

**IX.3.3- COMBINAISON D' ACTIONS****IX.3.3.1- Etat Limite Ultime**

$$u_{\text{total}} = 1.35G_{\text{tot}} + 1.5Q_{\text{tot}} = 44550,48 \text{ KN}$$

**IX.3.3.2- Etat Limite de Service**

$$N_{\text{Stotal}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 32489,44 \text{ KN}$$

**IX.3.4- VERIFICATIONS****IX.3.4.1- Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_{u \text{ tot}} \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{44550,48 \times 1}{233,81} \times \frac{4}{2} = 381,08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{381,08 \times 1000}{1000 \times 270} = 1,41 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \left( \frac{0,15 \times 25}{1,5} \right); 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**IX.3.4.2- Vérification de la contrainte en situation accidentelle**

Les efforts des combinaisons accidentelles tirées d'ETABS sont :

$$M_E^x = 24804,82 \text{ KN.m}$$

$$M_E^y = 26963,44 \text{ KN.m}$$

### IX.3.4.3- Vérification de la stabilité du radier

#### a- Calcul du centre de gravité du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 6,72\text{m} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 7,62\text{m}$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

#### b- Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{13,45 \times 15,25^3}{12} = 3975,12 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{15,25 \times 13,45^3}{12} = 3092,11 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) du aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment.

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.

$I_{xi}, I_{yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Ainsi on doit vérifier que :

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

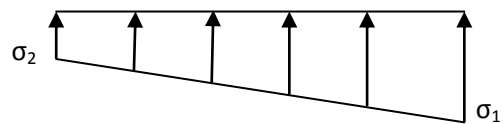
$$\text{A l'ELU} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

#### ➤ Sens transversal

$$M_x = 24804,82 + (1154,87 \times 0,8) = 25728,71 \text{ KN.m}$$



**Figure IX.2** Diagramme des contraintes

**A L'ELU**

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{44550,48}{233,81} + \frac{25728,71}{3092,11} \times 6,72 = 246,45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{44550,48}{233,81} - \frac{25728,71}{3092,11} \times 6,72 = 134,62 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 246,45 + 134,62}{4} = 218,50 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 218,50 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

**A l'ELS**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_X}{I_{YY}} \cdot X_G = \frac{32489,44}{233,81} \pm \frac{25728,71}{3092,11} \times 6,72$$

$$\sigma_1 = 194,87 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 83,04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 166,91 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

**➤ Sens longitudinal**

$$M_y = 26963,44 + (1241,81 \times 0,8) = 27956,88 \text{ KN.m}$$

**A L'ELU**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{44550,48}{233,81} \pm \frac{27956,88}{3975,12} \times 7,62$$

$$\sigma_1 = 244,13 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 136,95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 217,33 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

**A l'ELS**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_Y}{I_{XX}} \cdot Y_G = \frac{32489,44}{233,81} \pm \frac{27956,88}{3975,12} \times 7,62$$

$$\sigma_1 = 192,96 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 85,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 166,06 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée.}$$

Les contraintes sont vérifiées.

### IX.3.5- FERRAILLAGE DU RADIER

#### IX.3.5.1- ferrailage de la dalle

La dalle du radier sera étudiée comme une plaque rectangulaire soumise à un chargement uniforme et encadrée sur quatre côtés.

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$0,4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

#### Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

#### -Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{(3,5 - 0,5)}{(4 - 0,5)} = \frac{3}{3,5} = 0,85$$

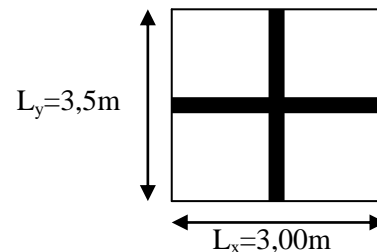


Figure IX.3 Entre axes du panneau le plus sollicité

$0,4 < \alpha \leq 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, nous soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

#### a- La contrainte moyenne max à l'ELU

$$\sigma_m = \frac{3}{4} (\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}) = 218,50 \text{ KN/m}^2$$

#### b- La contrainte moyenne max à l'ELS

$$\sigma_m = \frac{3}{4} (\sigma_{\text{sup}} + \sigma_{\text{inf}}) = 166,91 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{c- ELU} \quad q_{\text{um}} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (218,50 - \frac{4413,10}{233,81}) = 199,62 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{d- ELS} \quad q_{\text{sm}} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = (166,91 - \frac{4413,10}{233,81}) = 148,03 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul a l'état limite ultime**

Les tables de Pigeaud donnent la valeur des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,685 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{0-x} = \mu_x \times qu \times L_x^2$$

$$M_{0-y} = \mu_y \times M_{0-x} \quad \text{On aura donc :} \quad \begin{aligned} M_{0x} &= 0,0509 \times 199,62 \times 3,00^2 = 91,44 \text{KN.m} \\ M_{0y} &= 0,685 \times 91,44 = 62,63 \text{KN.m} \end{aligned}$$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

0,85: pour les moments en travées de rives.

0,50: pour les moments sur appuis intermédiaires.

0,30: pour les moments sur appuis de rives.

- **Moments aux appuis intermédiaires**

$$\begin{aligned} M_{ax} &= (0,5) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,5) \times 91,44 \Rightarrow M_{ax} = 45,72 \text{KNm} \\ M_{ay} &= (0,5) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,5) \times 62,63 \Rightarrow M_{ay} = 31,31 \text{KNm} \end{aligned}$$

- **Moments aux appuis de rives**

$$\begin{aligned} M_{ax} &= (0,3) M_{0x} \Rightarrow M_{ax} = (0,3) \times 91,44 \Rightarrow M_{ax} = 27,43 \text{KNm} \\ M_{ay} &= (0,3) M_{0y} \Rightarrow M_{ay} = (0,3) \times 62,63 \Rightarrow M_{ay} = 18,78 \text{KNm} \end{aligned}$$

- **Moments en travée**

$$\begin{aligned} M_{tx} &= (-0,85) M_{0x} \Rightarrow M_{tx} = (-0,85) \times 91,44 \Rightarrow M_{tx} = -77,72 \text{KN.m} \\ M_{ty} &= (-0,85) M_{0y} \Rightarrow M_{ty} = (-0,85) \times 62,63 \Rightarrow M_{ty} = -53,23 \text{KN.m} \end{aligned}$$

**Ferraillage suivant x-x**

- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{45,72 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,052 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{45,72 \times 10^2}{0,973 \times 25 \times 34,8} = 5,40 \text{cm}^2$$

Soit : **6 HA14 = 9,24 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de **20cm**.

- **En travée**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{77,72 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,088 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,954$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{77,72 \times 10^2}{0,954 \times 25 \times 34,8} = 9,36 \text{ cm}^2$$

Soit : **8 HA14 = 12,32 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de **15 cm**.

### Ferraillage suivant y-y

- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{31,31 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,036 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{31,31 \times 10^2}{0,982 \times 25 \times 34,8} = 3,66 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 = 6,79 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de **20cm**.

- **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{53,23 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,060 < 0,392 \Rightarrow SSA \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_{ty} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{53,23 \times 10^2}{0,969 \times 25 \times 34,8} = 6,31 \text{ cm}^2$$

Soit : **6HA12 = 6,79 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de **20 cm**.

### Récapitulatif du ferraillage de la dalle du radier

**Tableau IX.4** ferraillage des portées

	Sens de la grande portée	Sens de la petite portée
Armatures aux appuis	6HA12/ml	6HA14/ml
Armatures en travée	6HA12/ml	8HA14/ml

➤ **Vérification à l'état limite ultime**

❖ **Condition de non fragilité (BEAL 91, Art 4.2.1)**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} / f_c$$

$$A_{\min} = 3,01 \text{ cm}^2$$

Les sections choisies que ce soit en travée ou en appui dans les deux sens sont nettement supérieur à la condition minimale.

❖ **Vérification des espacements (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

Sens de la petite portée :

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

$$S_t = 20\text{cm} < 33\text{cm}$$

Sens de la grande portée:

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

$$S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$$

➤ **Vérfications l'état limite de service**

On peut se dispenser de cette vérification si la condition suivante est satisfaite:

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0579 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$M_{Sx} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

$$M_{Sy} = \mu_y \times M_{Sx}$$

$$\text{On aura donc : } M_{Sx} = 0,0579 \times 148,03 \times 3^2 = 77,13 \text{ KN.m}$$

$$M_{Sy} = 0,778 \times 77,13 = 60 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments aux appuis intermédiaires**

$$M_{sa} = (0,5) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (0,5) \times 77,13 = 38,56 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments aux appuis de rives**

$$M_{sa} = (0,3) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = (0,3) \times 77,13$$

$$M_{sa} = 23,13 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en travée**

$$M_{st} = (-0,85) \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = (-0,85) \times 77,13$$

$$M_{st} = -55,56 \text{ KN.m}$$

**-Aux appuis intermédiaires**

$$\mu = 0,044 \rightarrow \alpha = 0,056$$

$$\alpha = 0,056 < \frac{1,18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$$

**-Aux appuis de rives**

$$\mu = 0,026 \rightarrow \alpha = 0,033$$

$$\alpha = 0,033 < \frac{1,18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$$

**-En travée**

$$\mu = 0,064 \rightarrow \alpha = 0,082$$

$$\alpha = 0,082 < \frac{1,18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,34$$

La condition est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

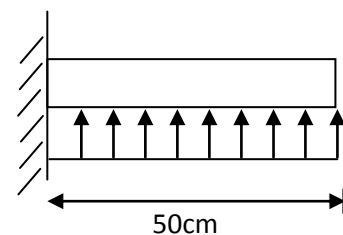
**IX.3.5.2- Ferrailage du débord**

Le débord est assimilé à une console courte encastree dans le radier de longueur  $L = 50\text{cm}$ , soumise à une charge uniformément répartie.

**a- Sollicitations de calculs**

A L'ELU

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{199,62 \times 0,50^2}{2} = 24,95 \text{ KN.m}$$



**Figure IX.4** Schéma statique du débord

**A L'ELS**

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{2} = \frac{148,03 \times 0,50^2}{2} = 18,5 \text{ KN.m}$$

**b- Calcul des armatures****➤ Armatures principales**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 25 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{24,95 \times 10^3}{100 \times 25^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,028 \rightarrow \beta_u = 0,986$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{24,95 \times 10^2}{0,986 \times 25 \times 34,8} = 2,90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } A_U = \mathbf{5HA12/ml = 5,65 \text{ cm}^2} \quad \text{Avec } S_t = \mathbf{25cm}.$$

**➤ Armatures de répartition**

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

$$\text{Soit } A_r = \mathbf{5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}} \quad \text{Avec } S_t = \mathbf{25cm}.$$

**c- Vérification à l'ELU****➤ Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 25 \times 2,1}{400} = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**d- Vérification à l'ELS**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{24,95}{18,5} = 1,34$$

$$\mu = 0,020 \rightarrow \alpha = 0,025$$

$$\alpha = 0,025 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,34 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,42 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \Rightarrow \text{Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.}$$

### Remarque

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

### IX.3.5.2- Etude de la nervure

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges vers celle-ci.

#### a- Chargement simplifié admis

Cela consiste à trouver la largeur du panneau correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le digramme trapézoïdal. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément repartit le calcul devient classique

##### ➤ Charge trapézoïdale

$$l_m = l_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right)$$

##### ➤ Charge triangulaire

$$l_m = 0,333l_x$$

$$l_t = 0,25l_x$$

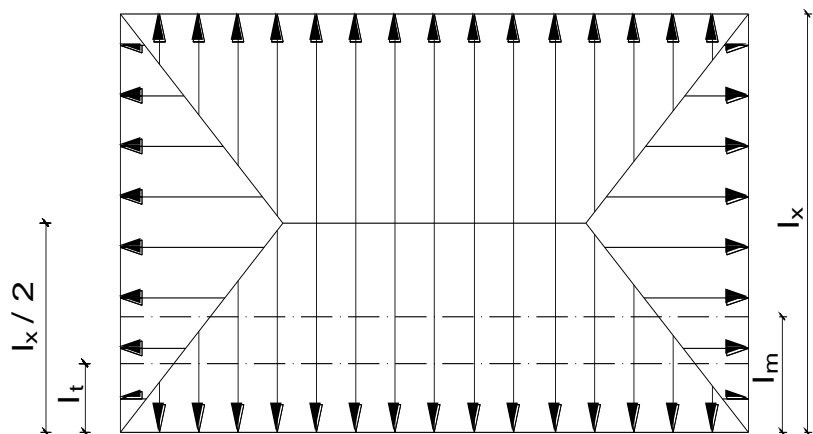


Figure IX.5 Présentation des chargements simplifiés.

#### b- Charges à considérer

##### ➤ Sens transversal (X-X)

$$q_{Mu} = 2 \times q_u \times L_m = 2 \times 199,62 \times 1,00 = 399,24 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Ms} = 2 \times q_s \times L_m = 2 \times 148,03 \times 1,00 = 296,06 \text{ KN / ml.}$$

$$q_{Tu} = 2 \times q_u \times L_t = 2 \times 199,62 \times 0,75 = 299,43 \text{ KN / ml.}$$

➤ **Sens longitudinal (Y-Y)**

$$q_{Mu} = 2 \times q_u \times L_m = 2 \times 199,62 \times 1,138 = 454,33 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Ms} = 2 \times q_s \times L_m = 2 \times 148,03 \times 1,138 = 336,91 \text{ KN/ml}$$

$$q_{Tu} = 2 \times q_u \times L_t = 2 \times 199,62 \times 0,862 = 344,15 \text{ KN/ml}$$

❖ **Sens longitudinal (y-y)**

KN/ml

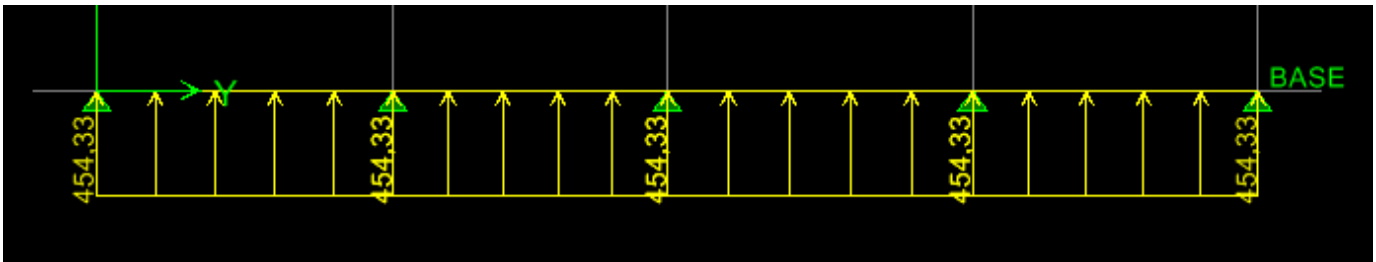


Figure IX.6 Le chargement à ELU

KN.m

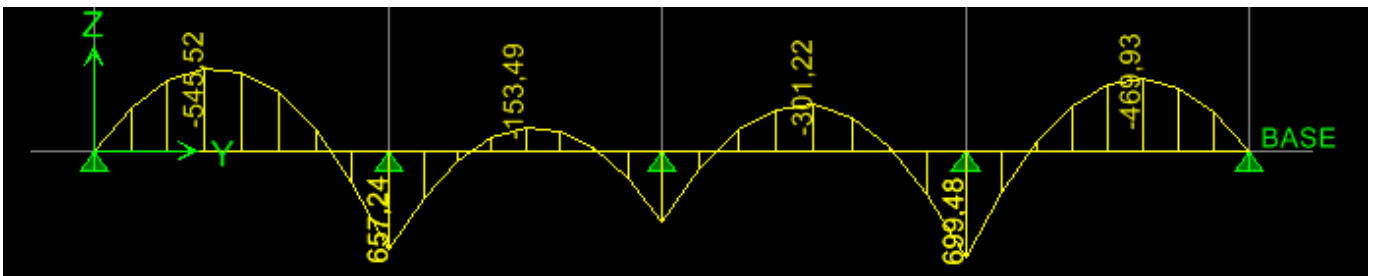


Figure IX.7 Diagramme des moments fléchissant (ELU)

KN

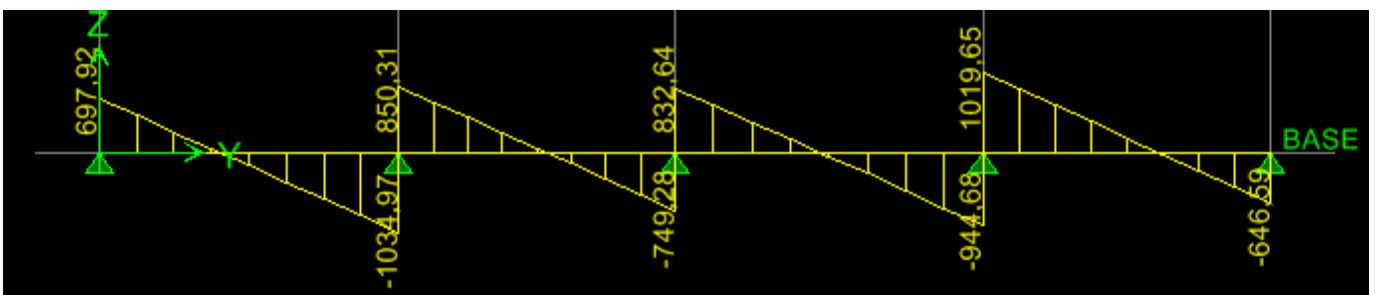
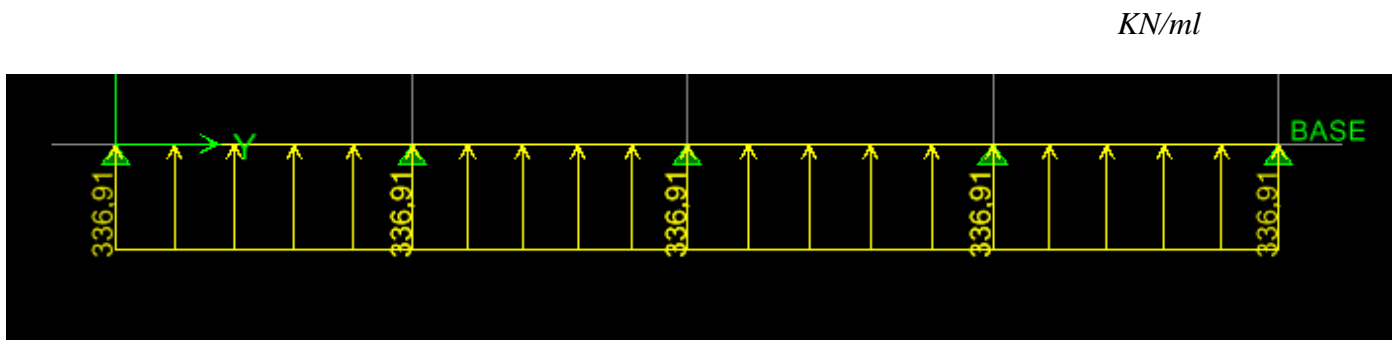
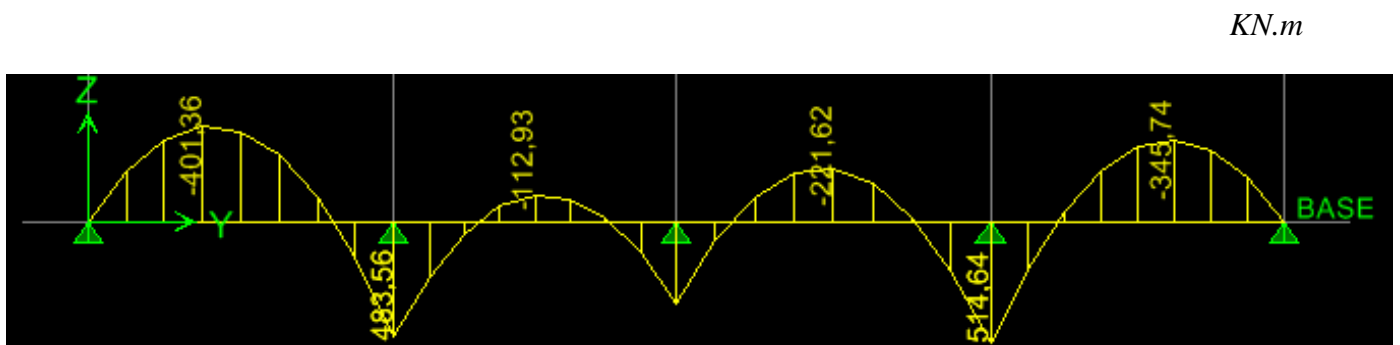


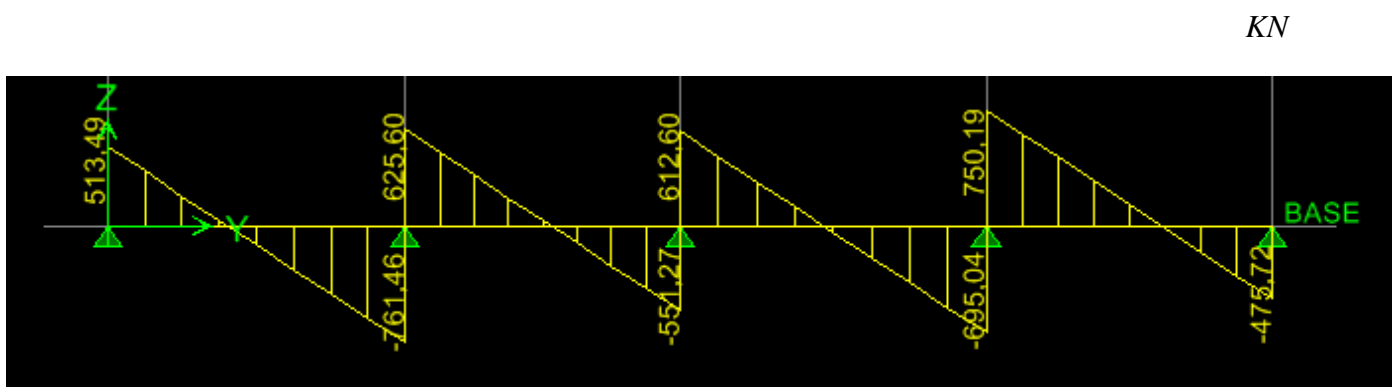
Figure IX.8 Diagramme des efforts tranchants (ELU)



**Figure IX.9** Le chargement à ELS



**Figure IX.10** Diagramme des moments fléchissant (ELS)



**Figure IX.11** Diagramme des efforts tranchants (ELS)

❖ Sens transversal (x-x)

KN/ml

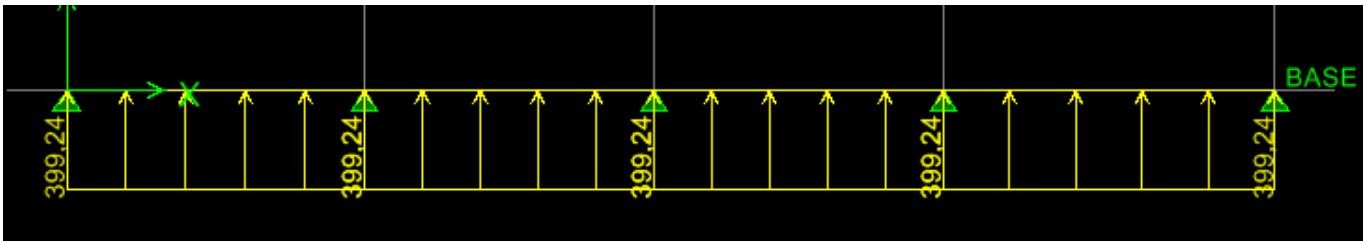


Figure IX.12 Le chargement à ELU

KN.m

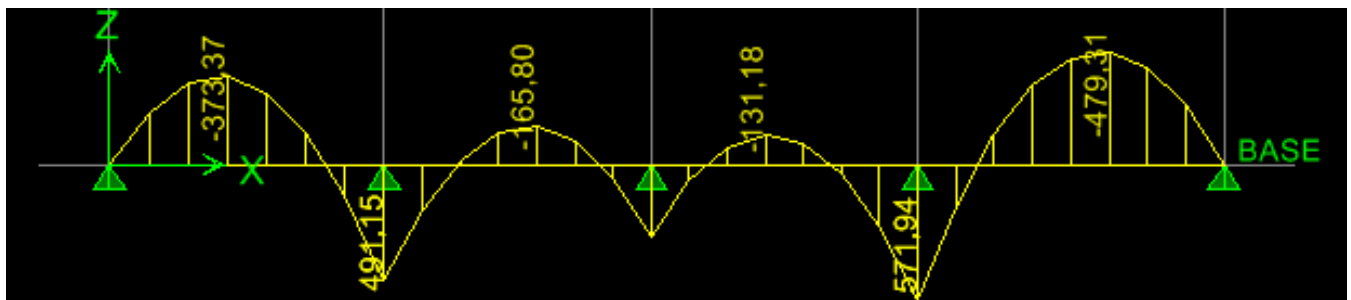


Figure IX.13 Diagramme des moments fléchissants à l'ELU

KN.

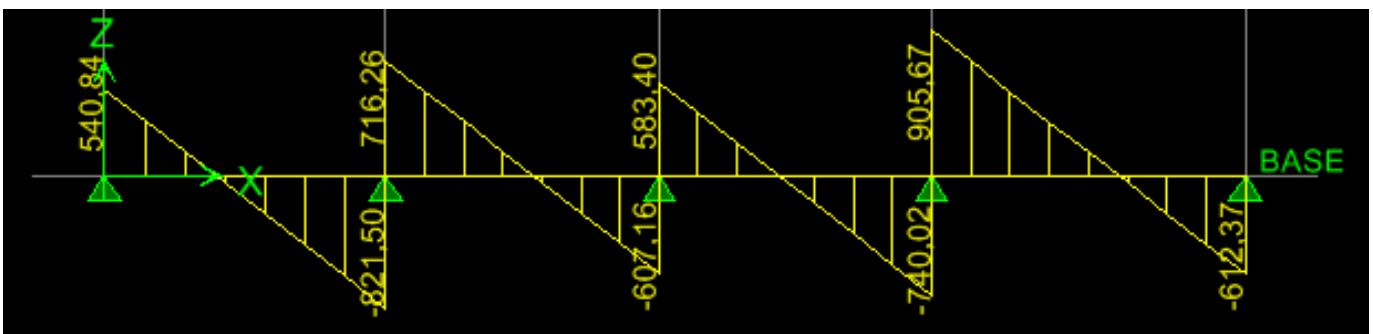


Figure IX.14 Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

*KN/ml*

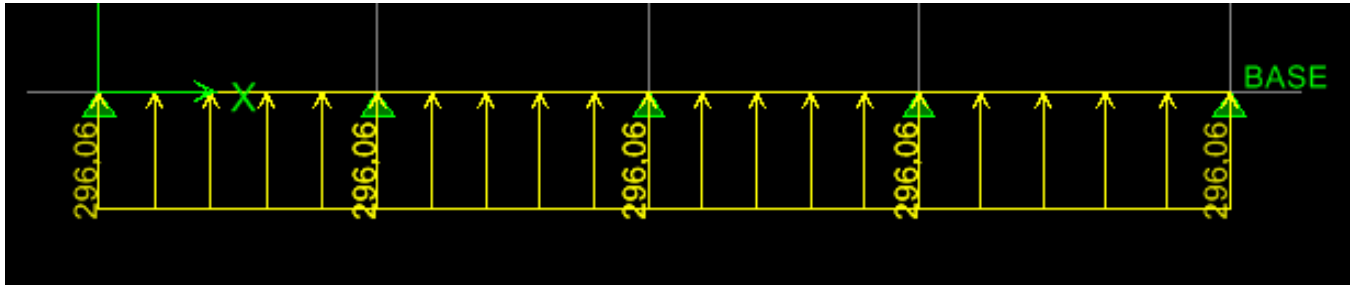


Figure IX.15 Le chargement à ELS

*KN.m*

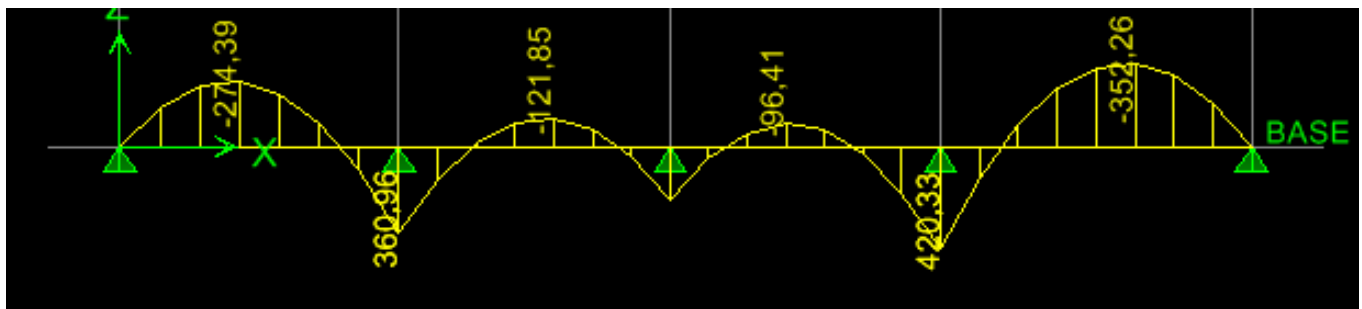


Figure IX.16 Diagramme des moments fléchissant (ELS)

*KN*

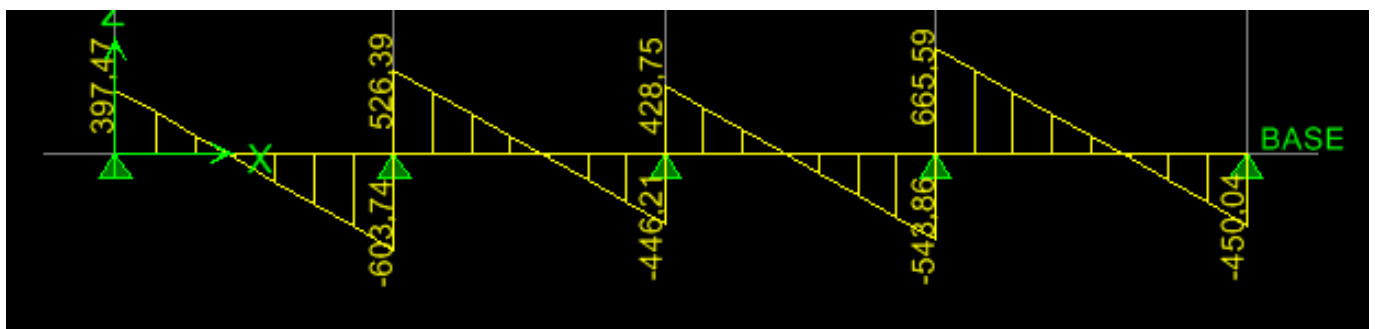


Figure IX.17 Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau IX.5** Sollicitations maximales

Sens transversal x-x	Sens longitudinal y-y
$M_{tu \max} = 479,31 \text{ KN.m}$	$M_{tu \max} = 545,52 \text{ KN.m}$
$M_{au \max} = 571,94 \text{ KN.m}$	$M_{au \max} = 699,48 \text{ KN.m}$
$M_{ts \max} = 352,26 \text{ KN.m}$	$M_{ts \max} = 401,36 \text{ KN.m}$
$M_{as \max} = 420,33 \text{ KN.m}$	$M_{as \max} = 514,64 \text{ KN.m}$
$T_u \max = 905,67 \text{ KN}$	$T_u \max = 1034,97 \text{ KN}$

### c- Calcul du ferrailage

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$$b=50 \text{ cm} \quad d=75 \text{ cm} \quad f_{bc}=14,2 \text{ MPa} \quad \sigma_s=34,8 \text{ MPa}$$

**Tableau IX.6** les résultats de calcul

A l'aide du logiciel « SOCOTEC » on obtient les résultats suivants :

		M KN.m	As (Cm <sup>2</sup> )	choix	A <sub>adop</sub> (Cm <sup>2</sup> )
Sens longitudinal (y-y)	Appui	699,48	29,8	4HA25(fil)+4HA20(chap)	32,20
	Travée	545,52	22,64	4HA25(fil)+4HA20(chap)	32,20
Sens transversal (x-x)	Appui	571,94	23,84	4HA20(fil)+4HA20(chap)	25,13
	Travée	479,31	19,68	4HA20(fil)+4HA20(chap)	25,13

### d- Vérification à l'ELU

#### ➤ Armatures longitudinales

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 4,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### ➤ Armatures transversales

#### ❖ Diamètre minimal

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$$

$$\phi_t \geq \frac{25}{3} = 8,33 \text{ mm} \text{ soit } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

### ❖ Espacement des armatures

#### -En zone nodale

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\} = \min \{20 ; 30\}$$

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

#### -En zone courante

$$S_t \leq h/2 = 40 \text{ cm.} \quad \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm.}$$

### ❖ Armatures transversales minimales

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 3 \text{ cm}^2.$$

Soit  $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$  (2 cadres).

#### ➤ Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3,26 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max} = 1034,97 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1034,97 \times 10^3}{500 \times 750} = 2,75 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$  La condition est vérifiée.

### e- Vérification à l'ELS

#### ➤ Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{699,48}{514,64} = 1,35$$

$$\alpha = 0,23 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,42 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **En travées**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{545,52}{401,36} = 1,36$$

$$\alpha = 0,18 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,43 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition «  $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$  » est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

En tenant compte du RPA, on utilise les armatures de peau suivantes :

**02** barres de **Φ14** avec des épingles **Φ8**.

*Chapitre X***ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE****X.1 INTRODUCTION**

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un bloc rigide et indéformable. Il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Assure une bonne stabilité de l'ouvrage et limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

**X.2- PRE DIMENSIONNEMENT DU VOILE PERIPHERIQUE (ARTICLE : 10-1.2 : RPA 2003)**

L'article prévoit pour les voiles périphériques une épaisseur minimale de 15 cm, On opte pour une épaisseur de 20 cm.

**X.3- CONTRAINTE DES SOLLICITATIONS**

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale

$\sigma_V$  : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

**Avec :**  $K_0$  : coefficient de poussée des terres

$\varphi$  : Angle de frottement interne

**X.4- CARACTERISTIQUES DU SOL**

- Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 17 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement :  $\varphi = 33^\circ$
- Cohésion :  $C = 0$

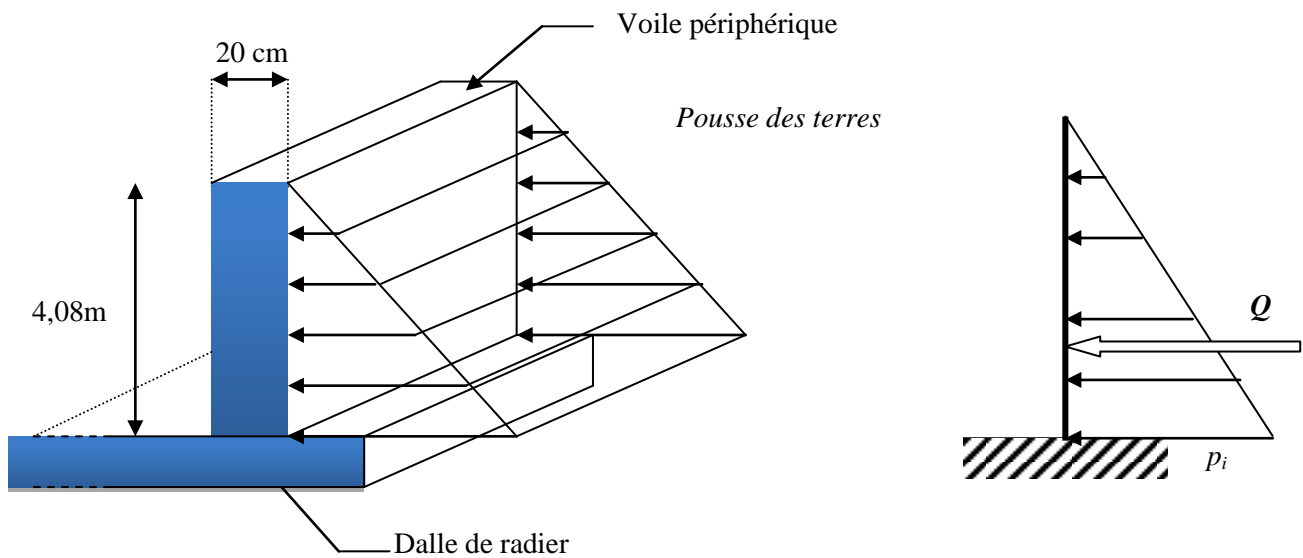


Figure X.1 schéma statique d'un voile périphérique.

### X.5- CALCUL DES SOLLICITATIONS

$$K_0 = (1 - \sin \varphi) / \cos \varphi = 0,54$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \Rightarrow 0 < h < 4,08 \text{ m}$$

#### ▪ A L'ELU

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 10 \times 0,54 = 8,10 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 4,08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,54 \times (1,35 \times 17 \times 4,08 + 1,5 \times 10) = 58,66 \text{ KN/m}^2$$

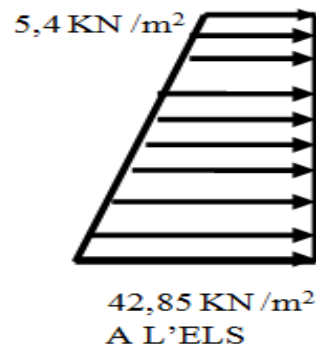
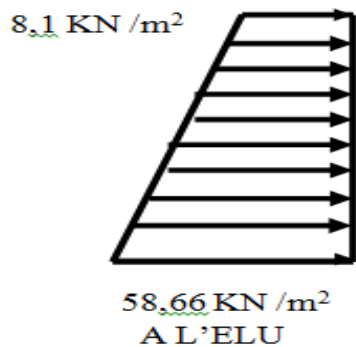
#### ▪ A L'ELS

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,54 \times 10 = 5,4 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,54 (10 + 17 \times 4,08) = 42,85 \text{ KN/m}^2$$

### Diagramme des contraintes



### X.5.1- CHARGES MOYENNES

#### ▪ A L'ELU

$$P_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 m = \frac{3 \times 58,66 + 8,1}{4} = 46,02 \text{ KN / ml}$$

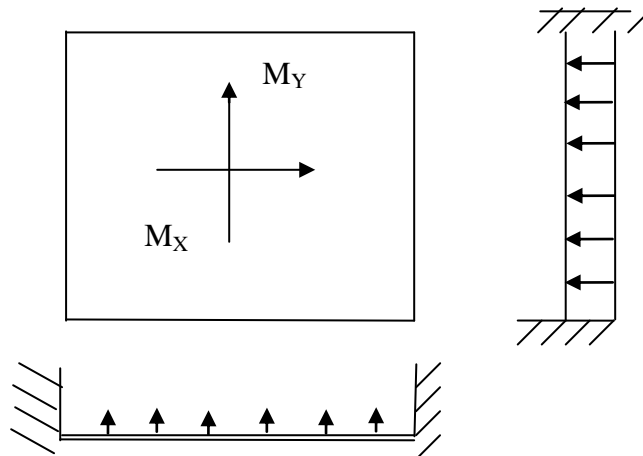
#### ▪ A L'ELS

$$P_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 m = \frac{3 \times 42,85 + 5,4}{4} = 33,48 \text{ KN / ml}$$

### X.5.2- FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE

#### X.5.2.1- Méthode de calcul

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.



#### X.5.2.2- Détermination des moments

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des encastres sur 04 appuis :

Le panneau considéré est un panneau de rive encastré à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment d'encastrement sur les grandes cotés :
  - 0.3 : Appuis de rive
  - 0.5 : Autre appuis

**X.5.2.3- Identification des panneaux**

$$l_x = 4 \text{ m}$$

$$l_y = 4,08 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{4,08} = 0,98; 0,4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

**X.5.2.4- Calcul à l'ELU**

$$\rho = 0,98 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0385 \\ \mu_y = 0,956 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0385 \times 46,02 \times 4^2 = 28,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,956 \times 28,34 = 27,09 \text{ KN.m}$$

**➤ Correction des moments****❖ Sens x- x**

- Aux appuis

$$M_a = 0,3 M_{0x} = 0,3 \times 28,34 = 8,50 \text{ KN.m}$$

- En travée

$$M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 28,34 = 24,08 \text{ KN.m}$$

**❖ Sens Y - Y**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,3 M_{0y} = 0,3 \times 27,09 = 8,12 \text{ KN.m}$$

- En travées

$$M_t = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 27,09 = 23,02 \text{ KN.m}$$

**X.5.2.5- Calcul à l'ELS**

$$\rho = 0,98 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0459 \\ \mu_y = 0,970 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0459 \times 33,48 \times 4^2 = 24,58 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,970 \times 24,58 = 23,84 \text{ KN.m}$$

➤ **Correction des moments**

❖ **Sens x - x**

- Aux appuis

$$M_a = 0,3 M_{0x} = 0,3 \times 24,58 = 7,37 \text{ KN.m}$$

- En travée

$$M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 24,58 = 20,89 \text{ KN.m}$$

❖ **Sens Y - Y**

- Aux appuis

$$M_a = 0,3 M_{0y} = 0,3 \times 23,84 = 7,15 \text{ KN.m}$$

- En travées

$$M_t = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 23,84 = 20,26 \text{ KN.m}$$

## X.6- CALCUL DES SECTIONS D'ARMATURES

### X.6.1- LES ARMATURES LONGITUDINALES

Le ferrailage se fera pour une bande de 1 m, on considérant le moment maximal au niveau d'appuis et aux travées

$$d = 0,9 \times e$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

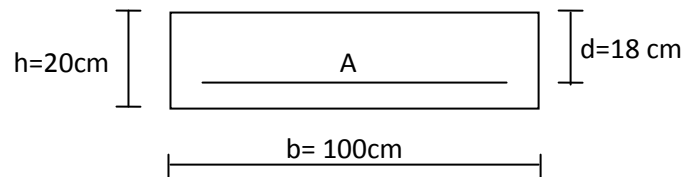


Figure X.2 une section rectangulaire d'une bande

Armatures minimales

$$\text{R. P. A: } A_{\min} = 0,1\% \cdot b \cdot h$$

$$\text{B. A. E. L: } A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e}$$

Le résumé de calcul sera donné dans le tableau suivant

**Tableau IX.1** ferrailage du voile périphérique

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_U$	$\mu_1$	Section	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )	St (cm)
XX	Appuis	8,50	0.018	0.392	SSA	0.991	1,36	2.17	5HA12 = 5,65	20
	Travée	24,08	0,052	0.392	SSA	0.973	3,95	2.17	5HA12 = 5,65	20
YY	Appuis	8,12	0.017	0.392	SSA	0.992	1,30	2.17	5HA12 = 5,65	20
	travée	23,02	0.05	0.392	SSA	0.997	3,68	2.17	5HA12 = 5,65	20

## IX.6.2- LES ARMATURES TRANSVERSALES

$$\text{Travée : } A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 5\text{HA}10/\text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appuis : } A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 5\text{HA}10/\text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2$$

## X.6.3- RECOMMANDATION DU RPA

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m<sup>2</sup> de HA8.

## X.7- VERIFICATION A L'ELS

### X.7.1- VERIFICATION DES CONTRAINTES

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

**Tableau IX-2** vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	Mu	Ms	$\mu$	$\gamma$	$\alpha$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
<i>Sens x - x</i>	<i>Appui</i>	8,50	7,37	0,016	1,15	0,020	0,32	<i>vérifiée</i>
	<i>Travée</i>	24,08	20,89	0,045	1,15	0,058	0,32	<i>vérifiée</i>
<i>Sens y - y</i>	<i>appui</i>	8,12	7,15	0,015	1,13	0,017	0,31	<i>vérifiée</i>
	<i>travée</i>	23,02	20,26	0,044	1,13	0,056	0,31	<i>vérifiée</i>

### X.7.2- VERIFICATION DE LA FLECHE

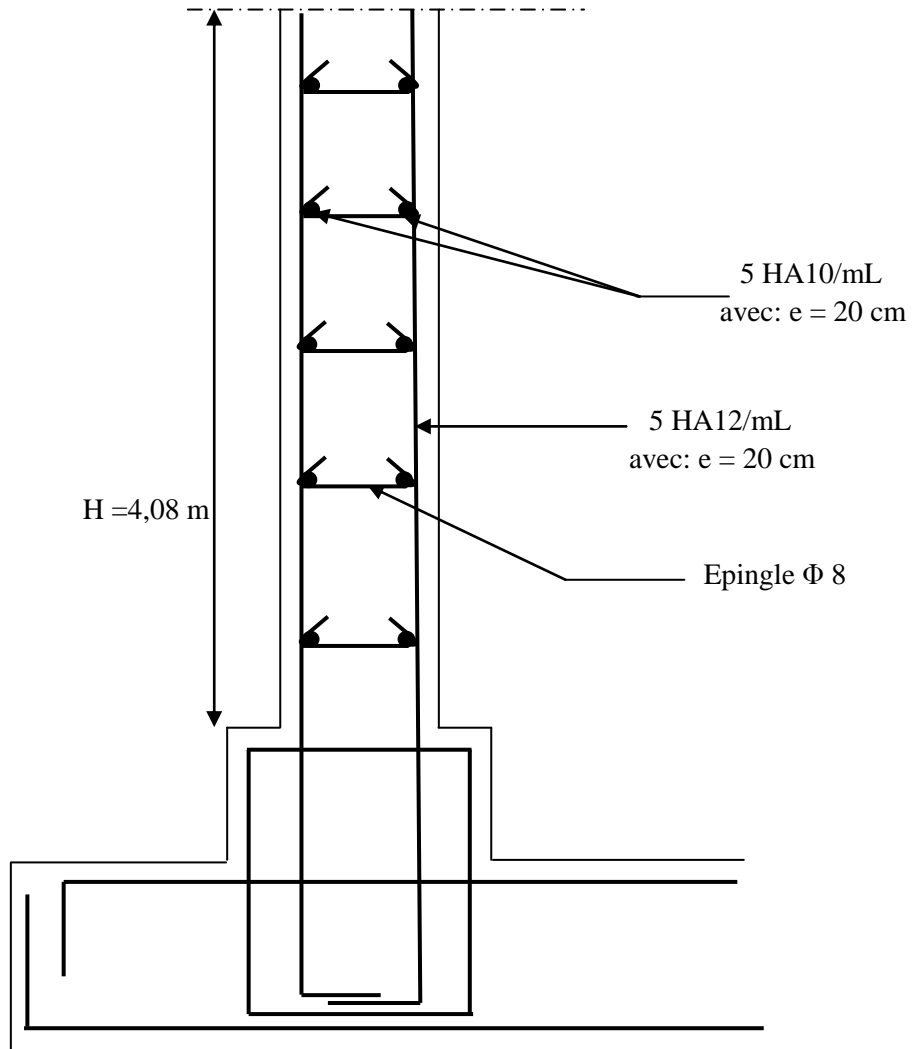
Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20M_U}$$

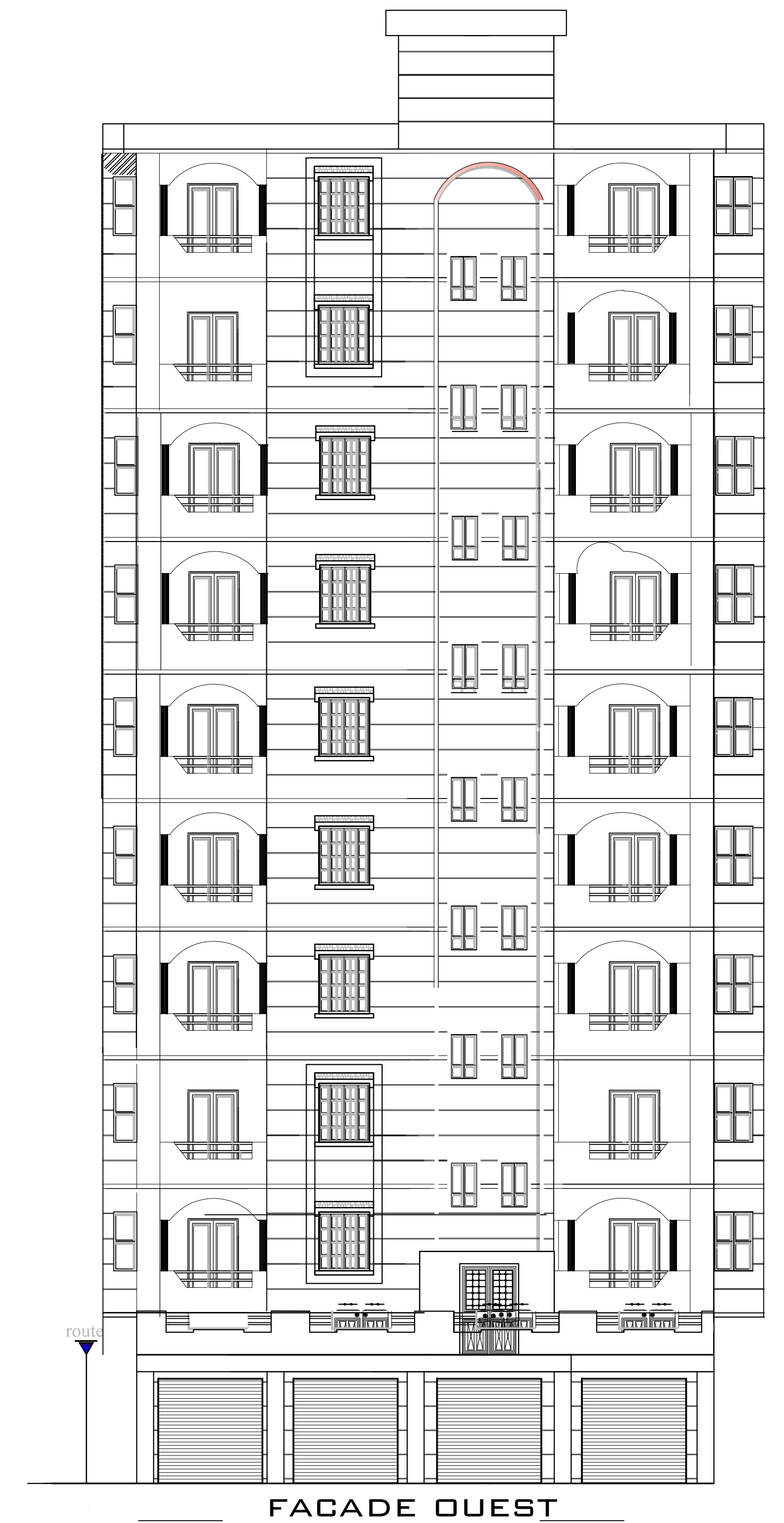
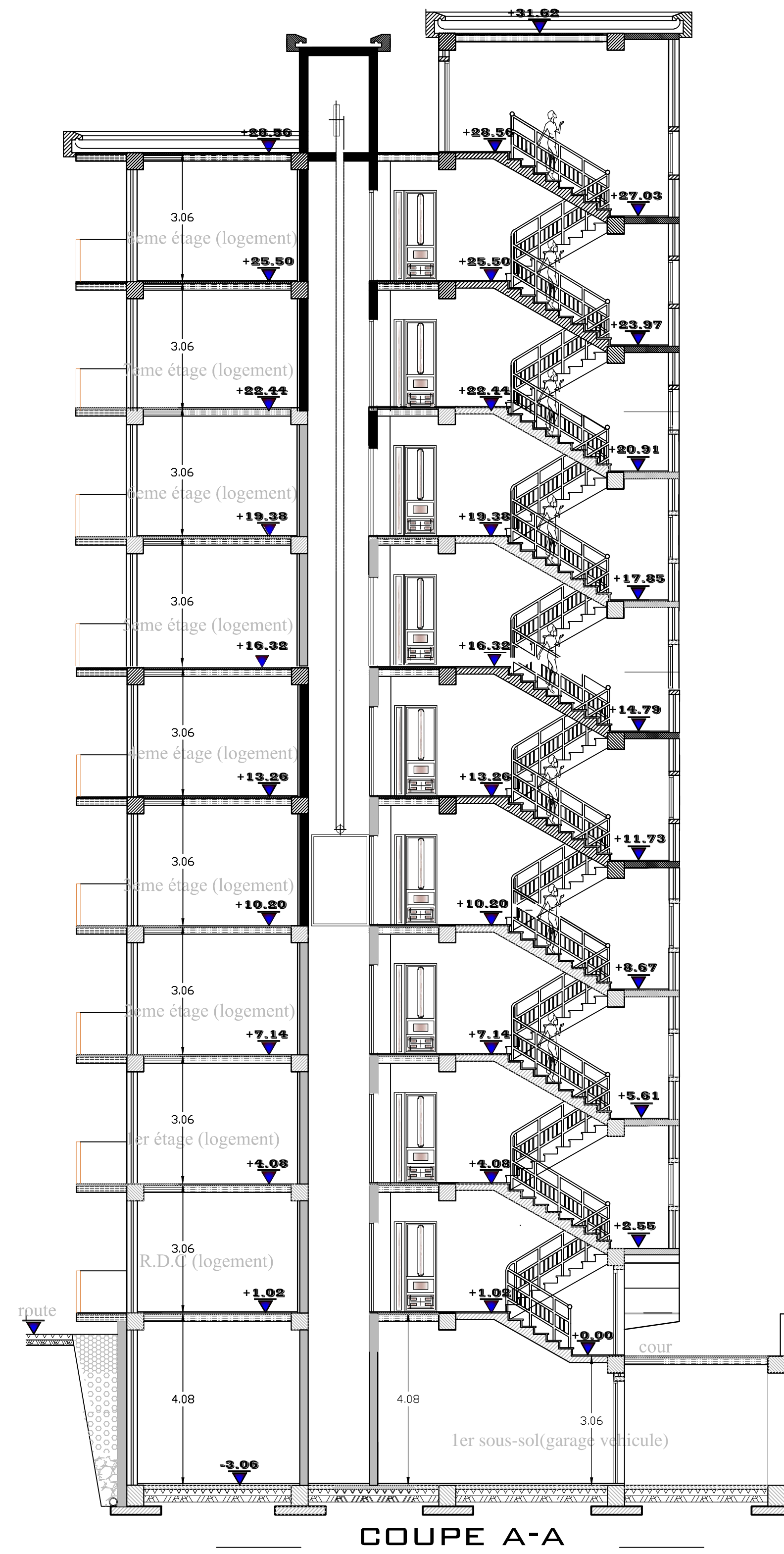
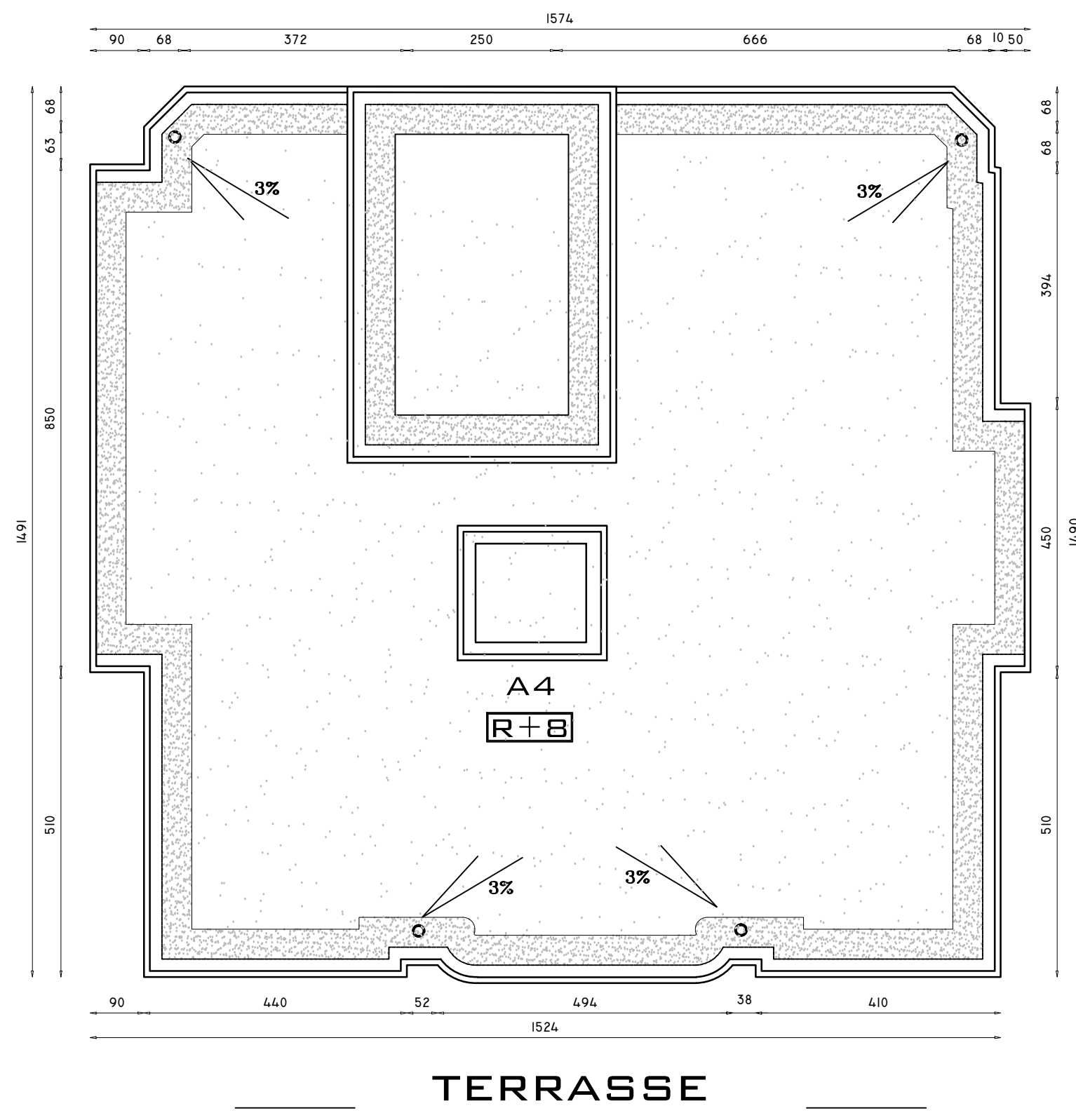
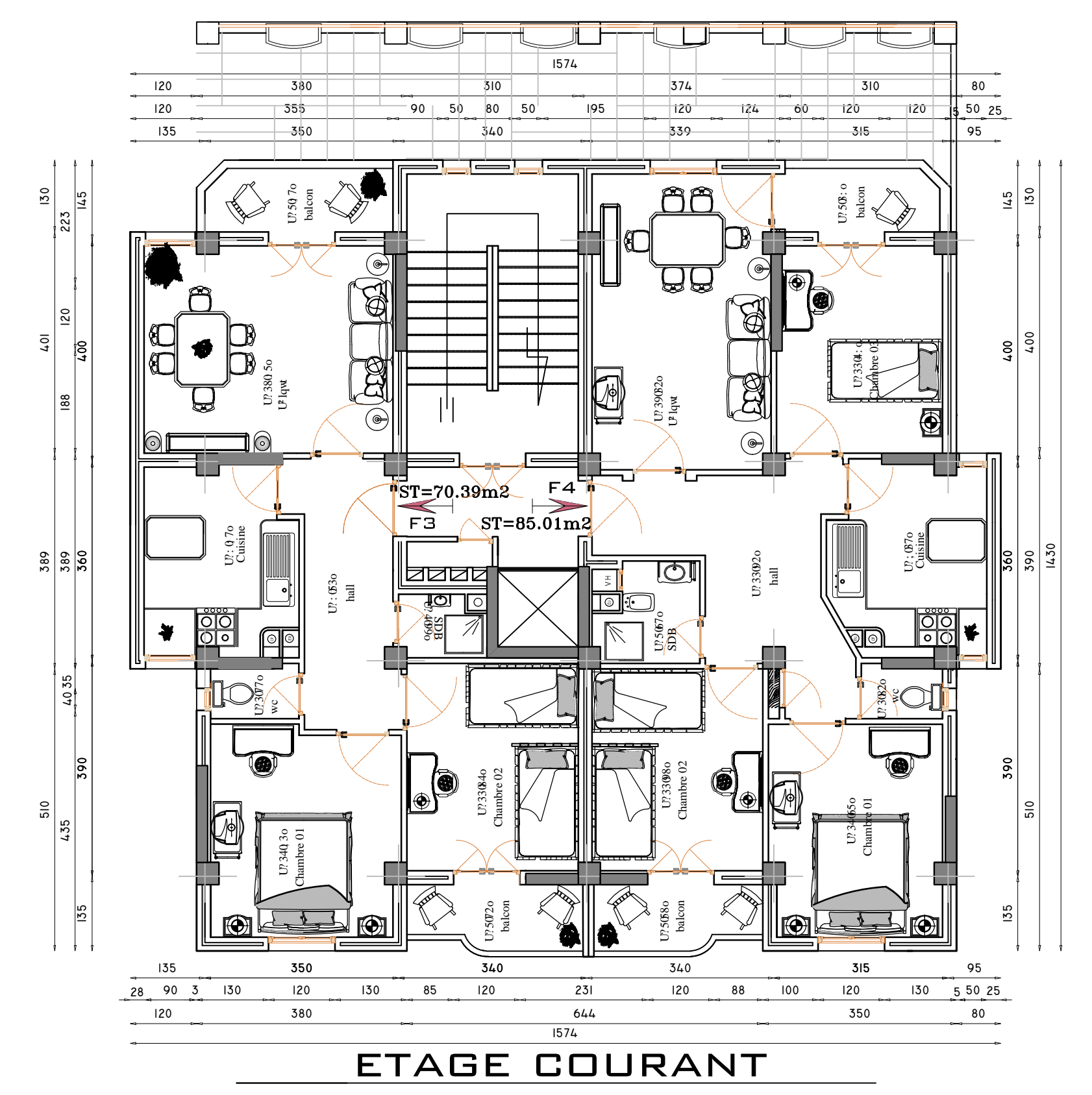
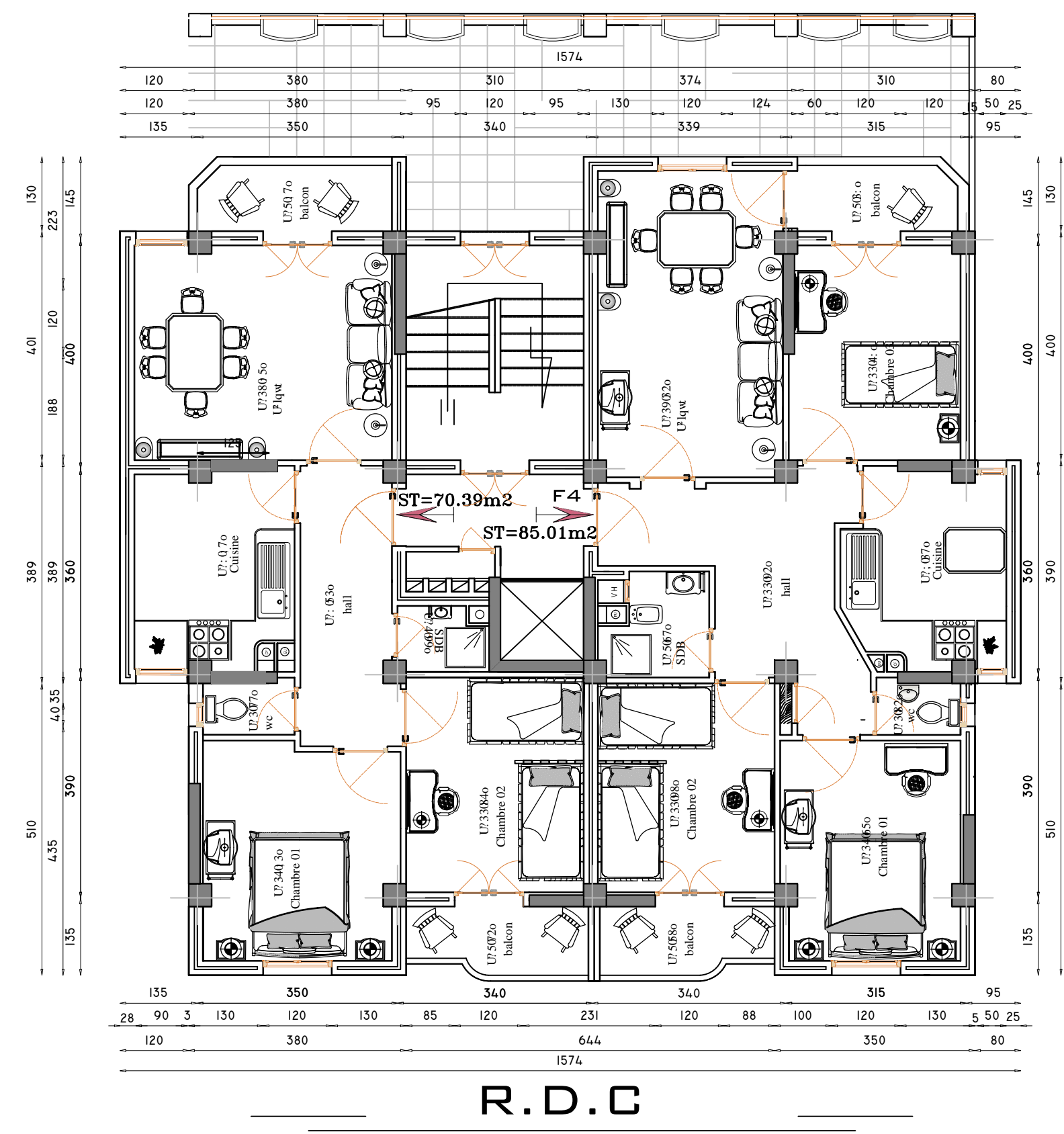
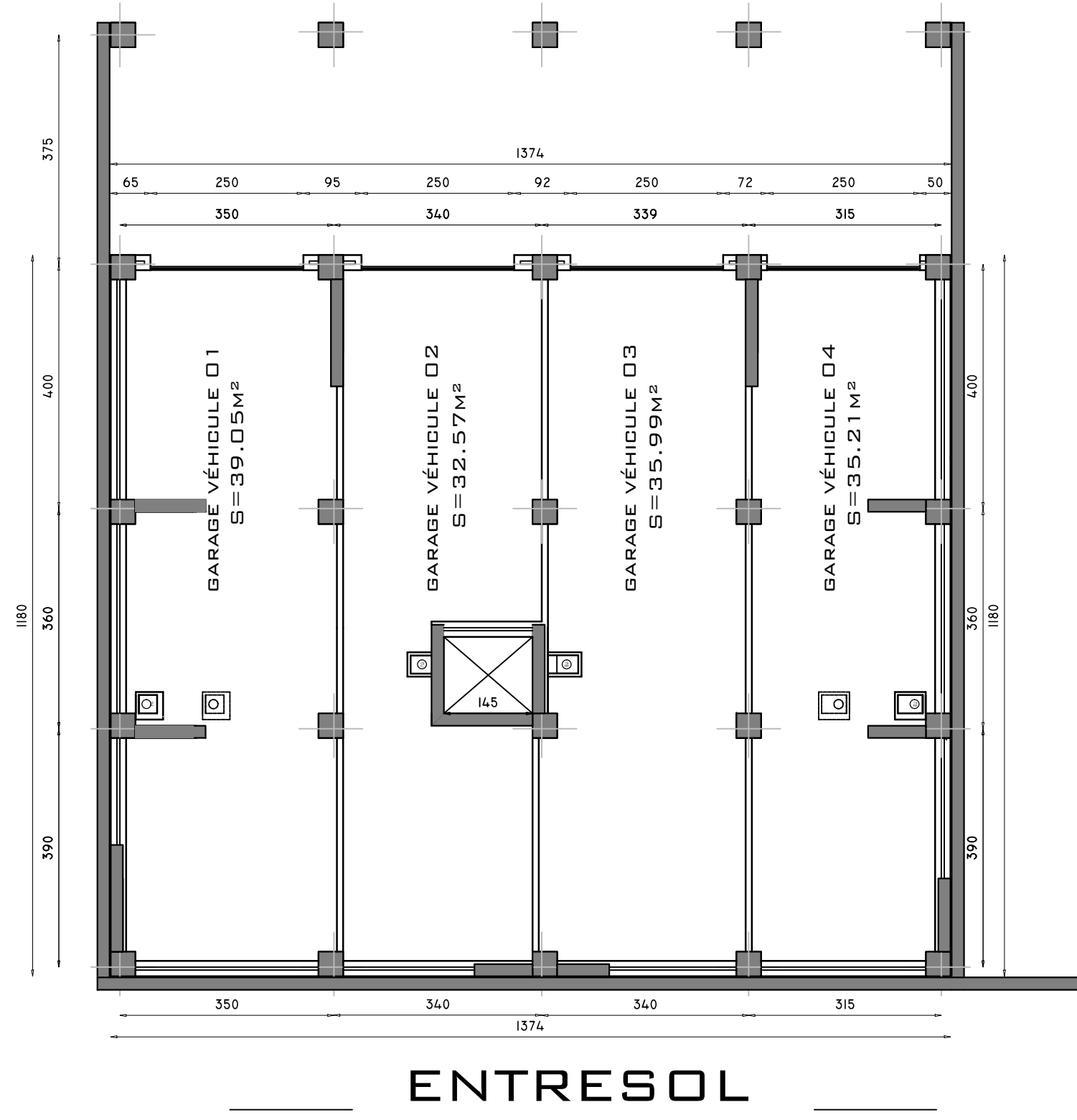
$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{408} = 0,049 > \frac{M_t}{20M_U} = \frac{20,89}{20 \times 24,08} = 0,043 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

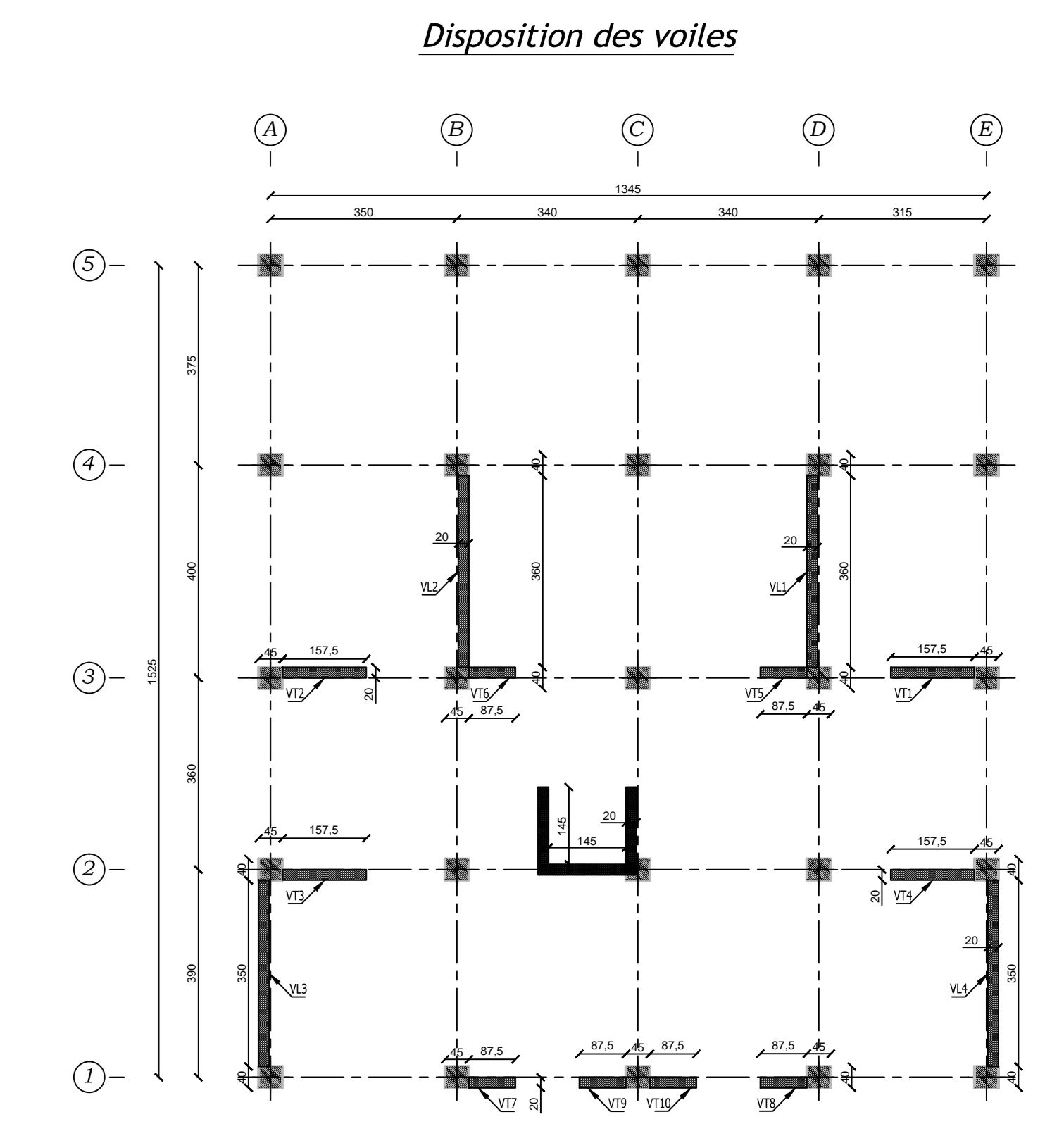
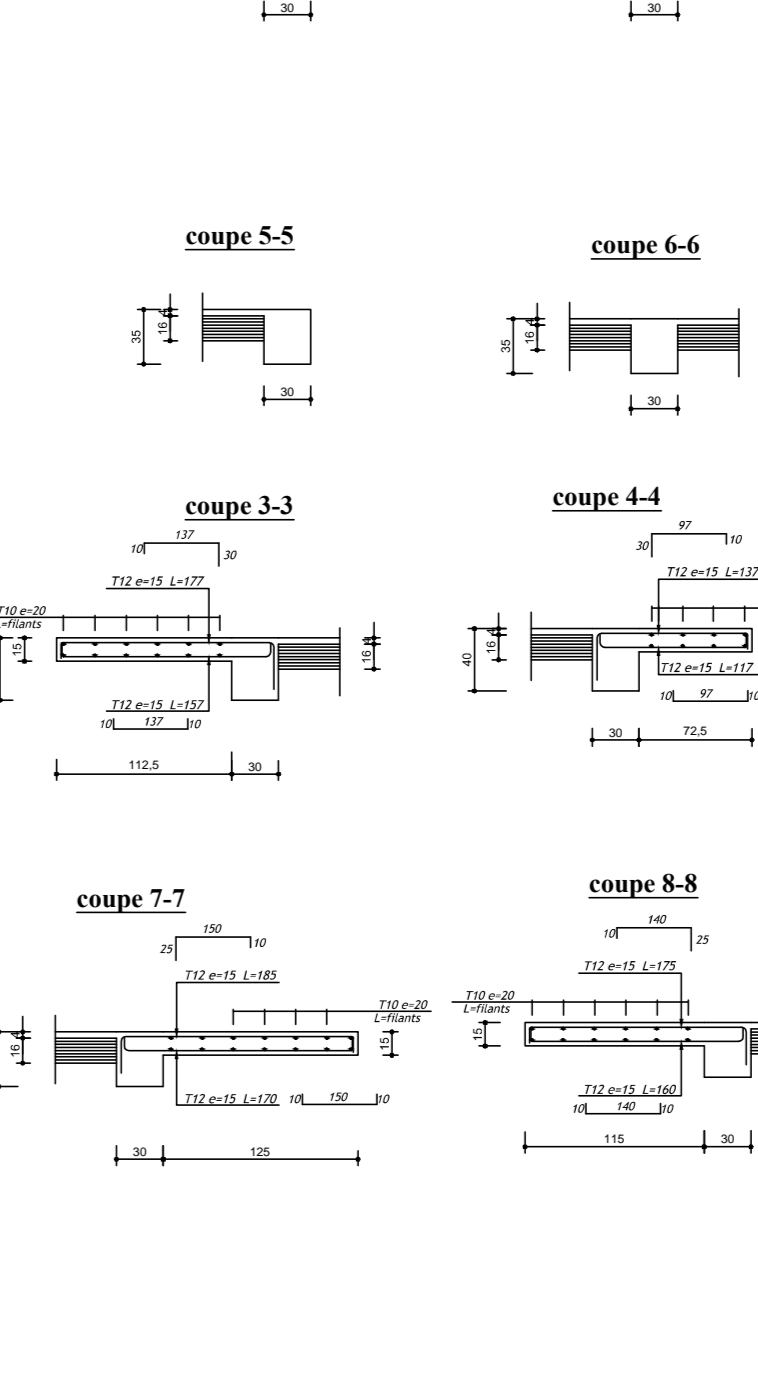
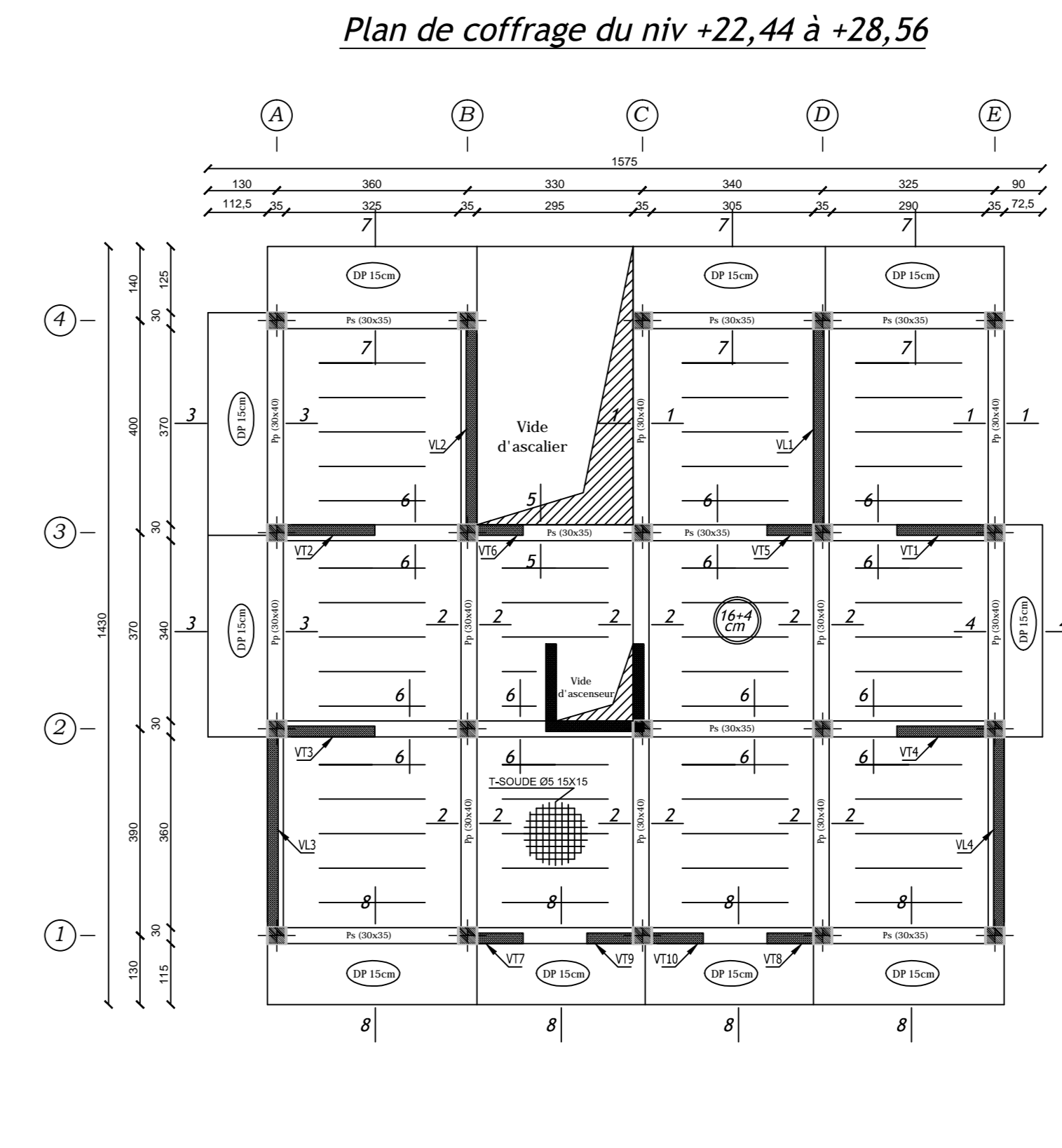
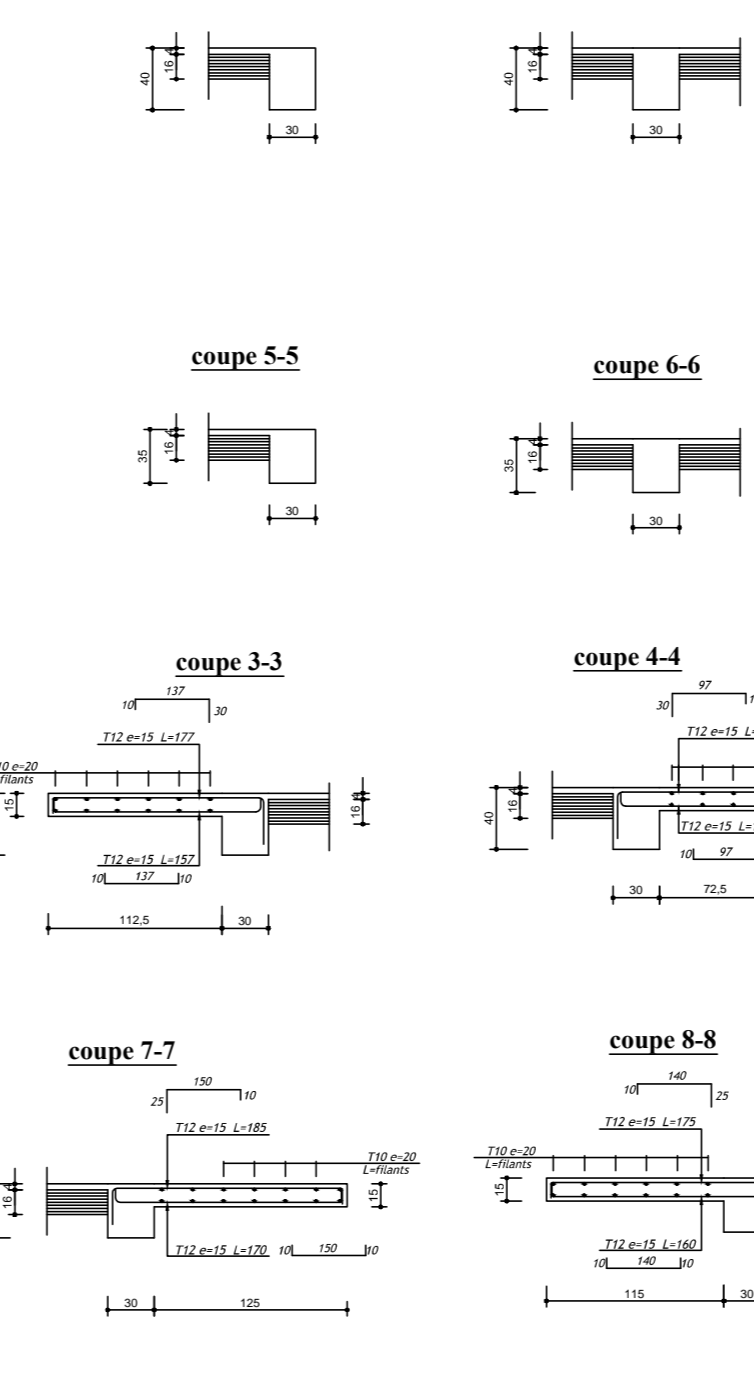
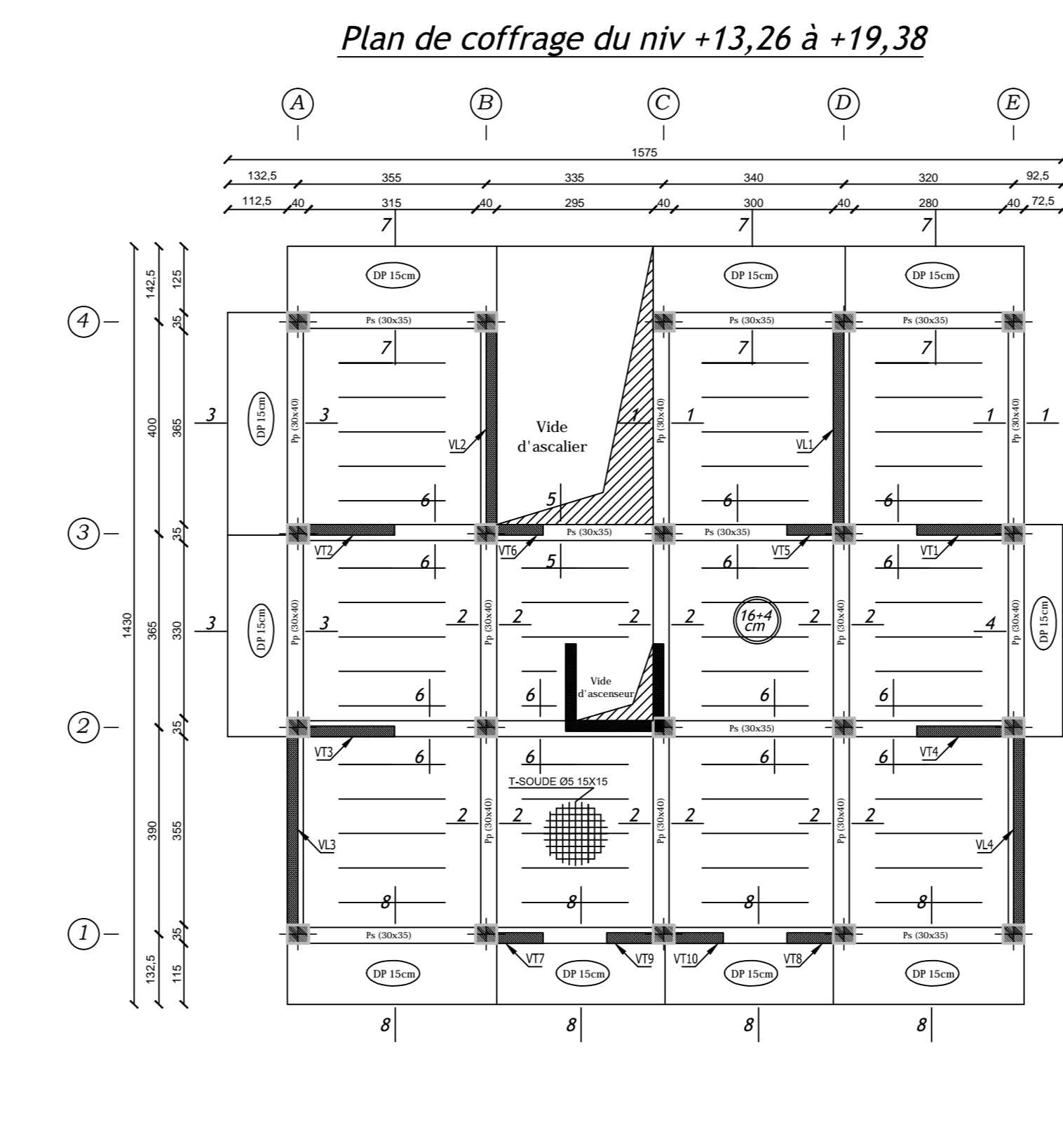
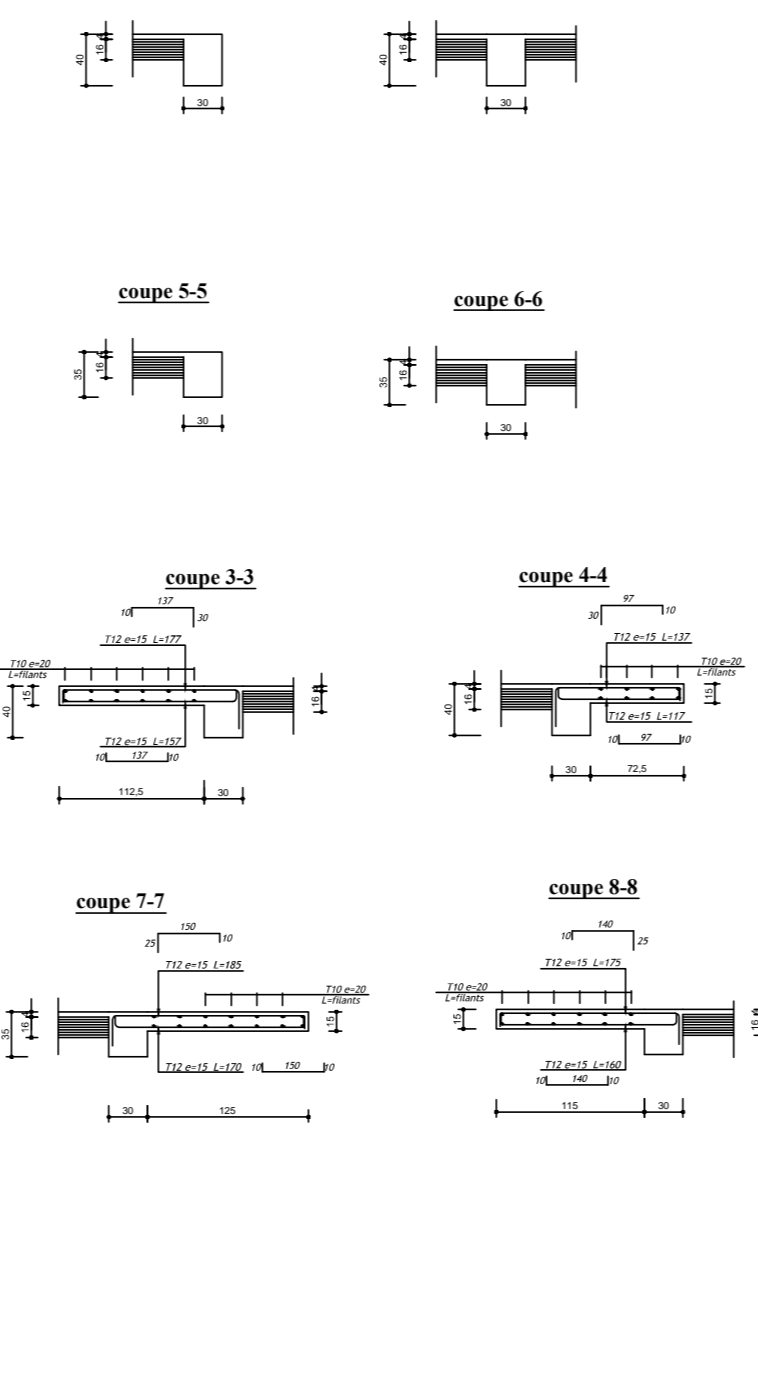
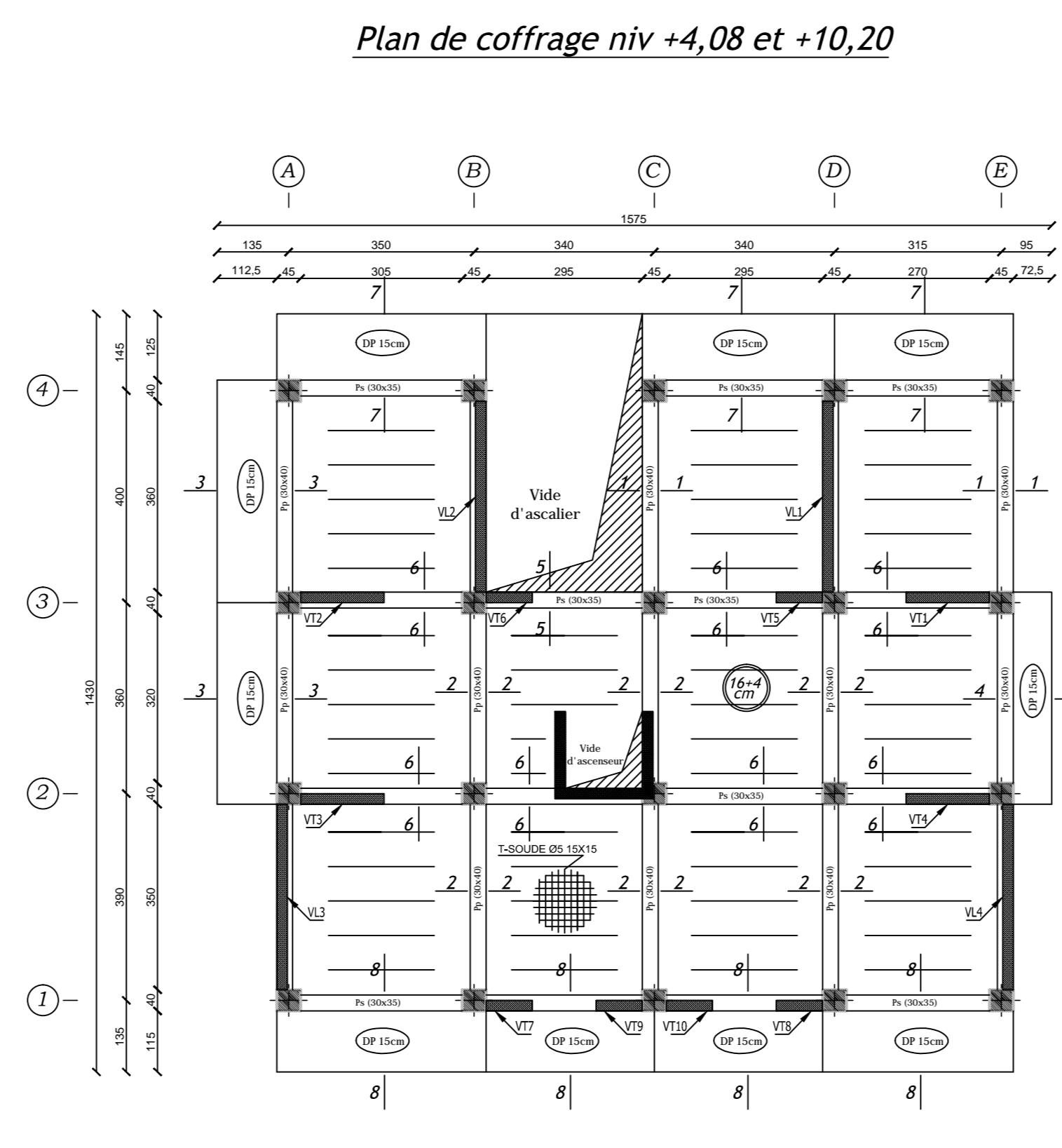
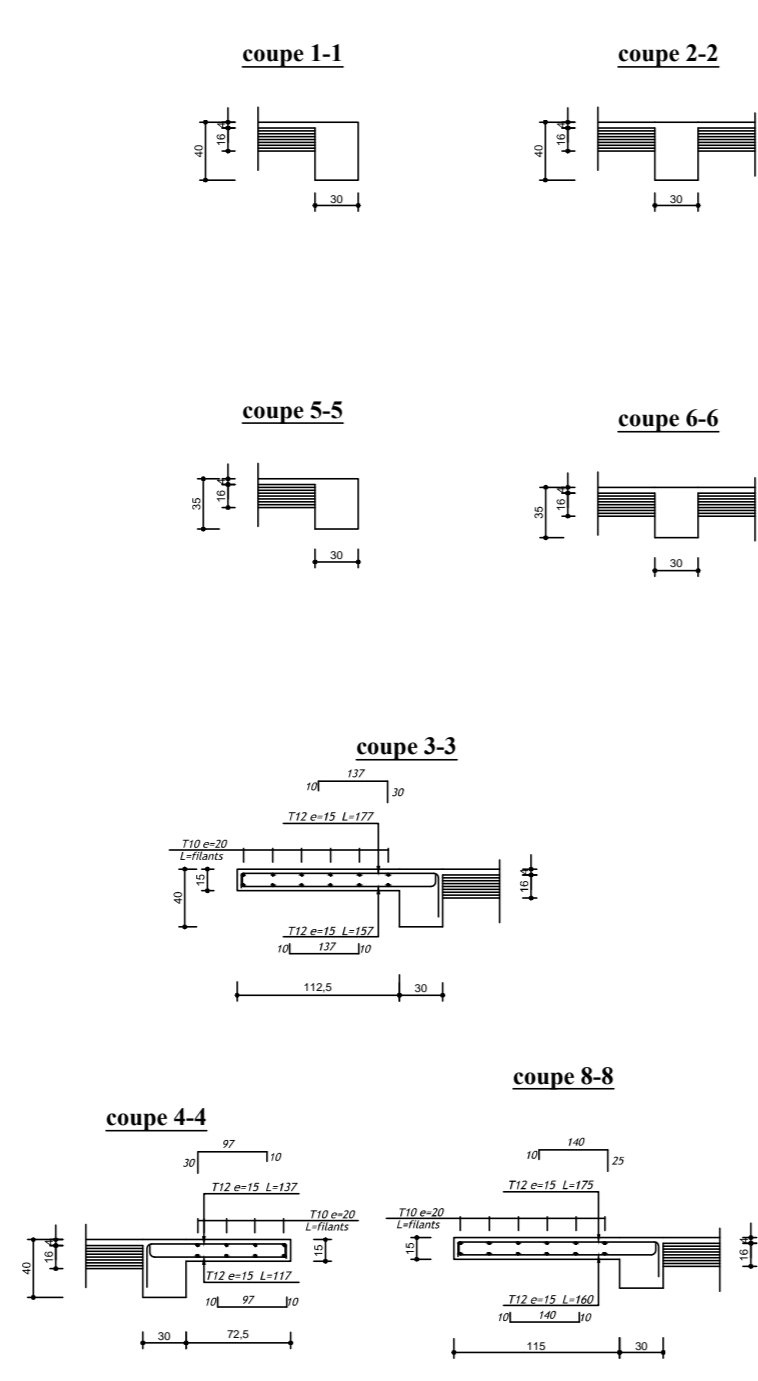
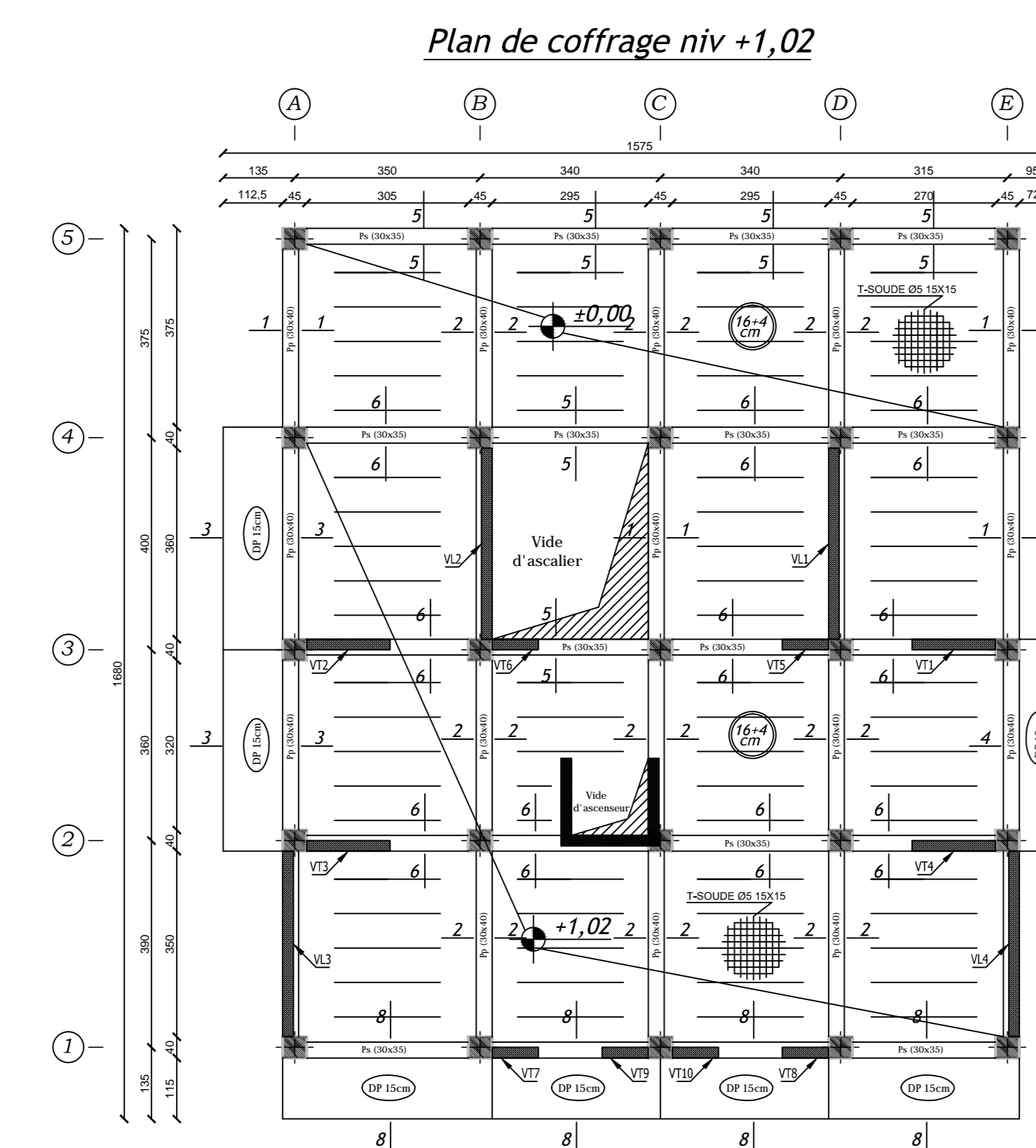
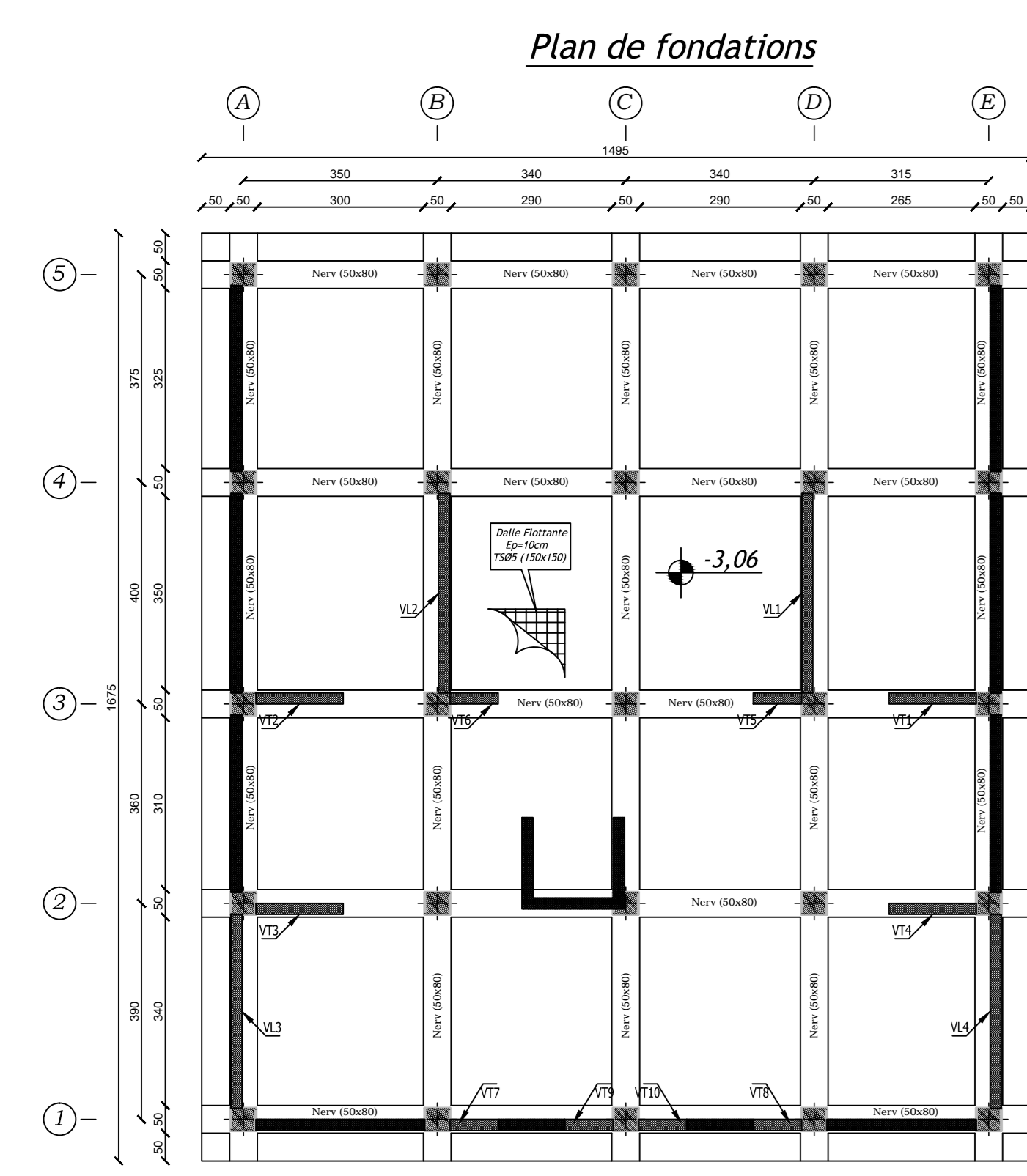
$$\frac{A}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,0031 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

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

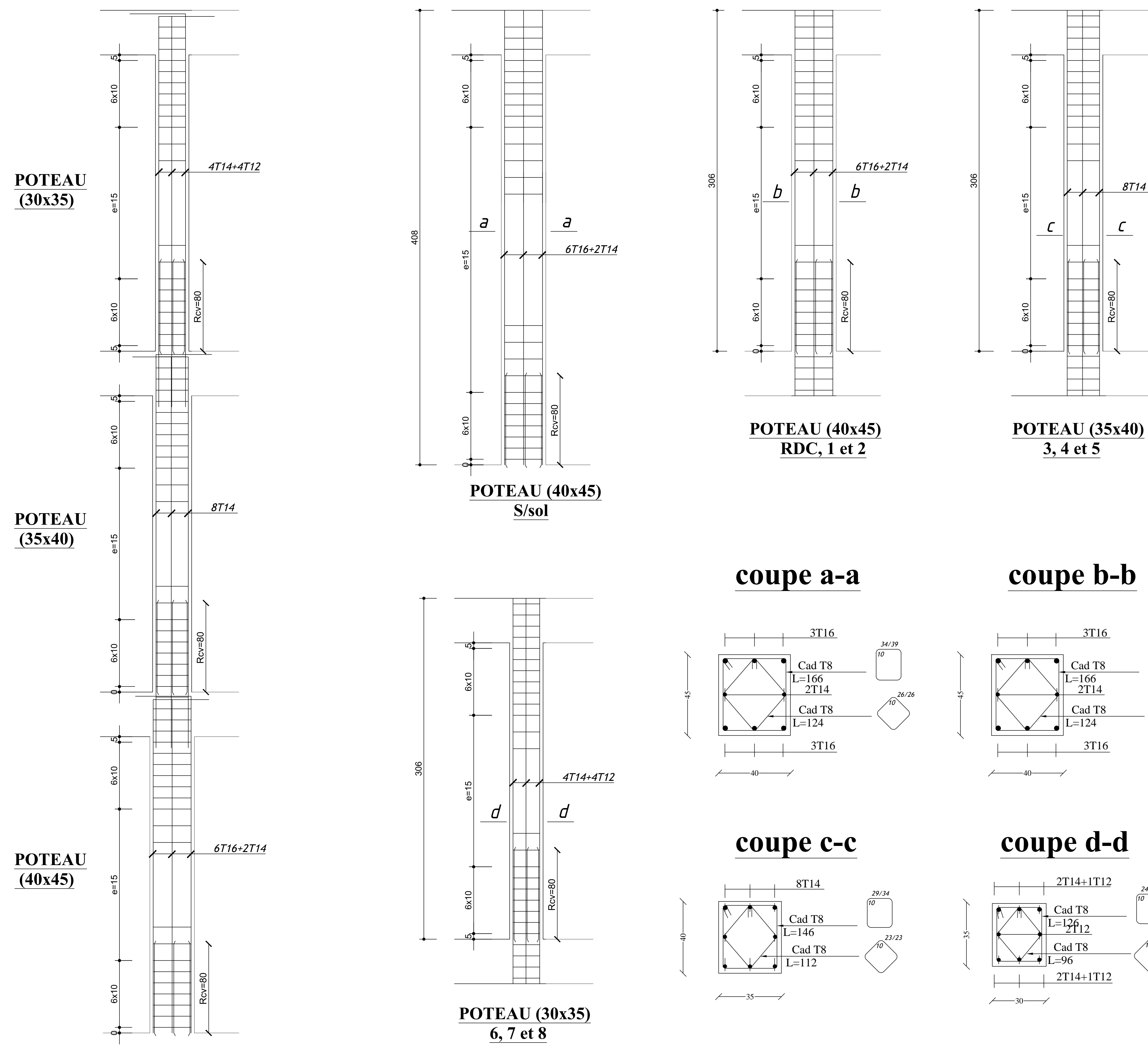


**Figure X.3** Ferrailage du voile périphérique



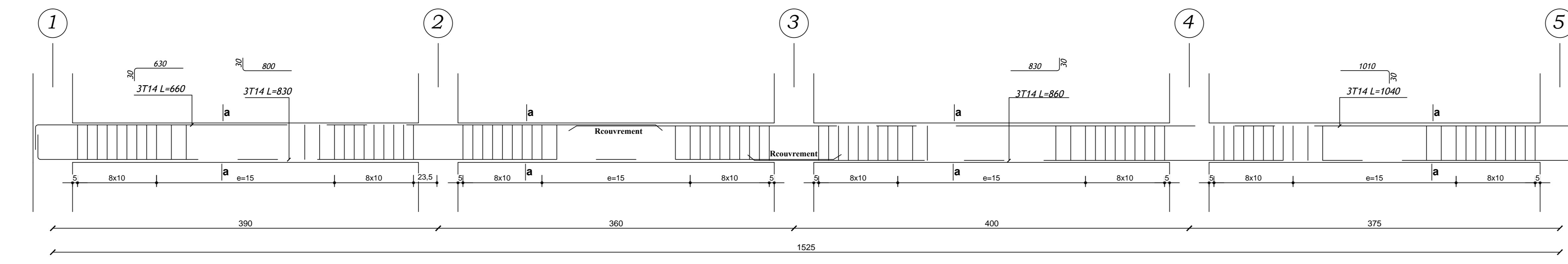


**FERRAILLAGE DES POTEAUX**

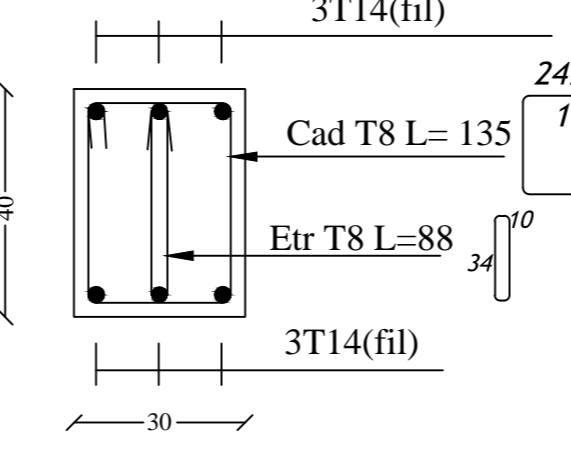


Reduction de la section

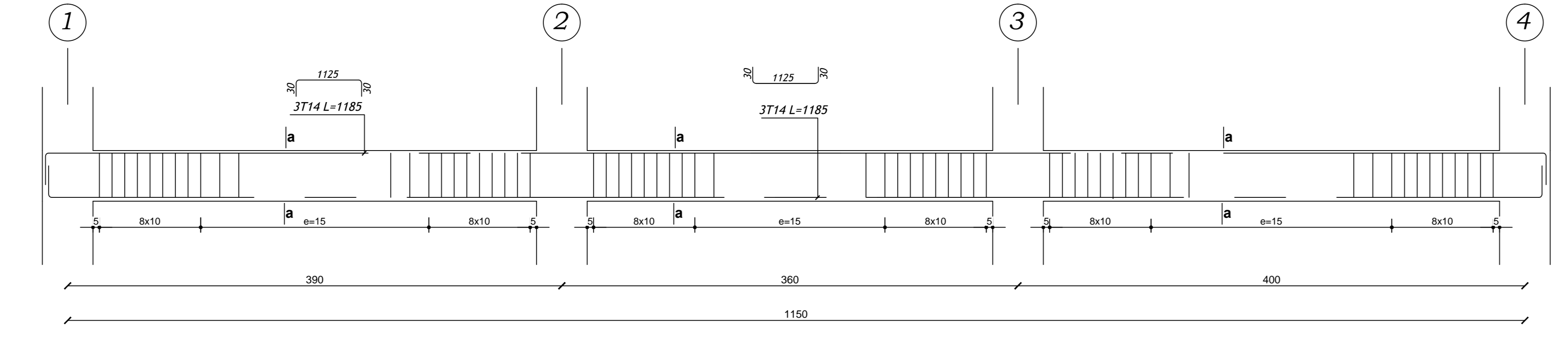
**Poutres principales (30x40); niveau +0,00**



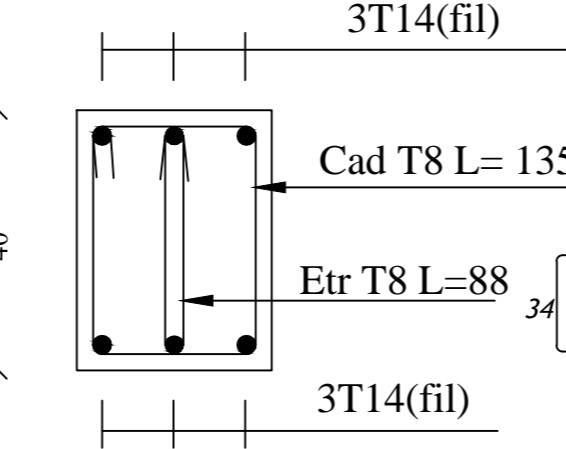
**coupe a-a**



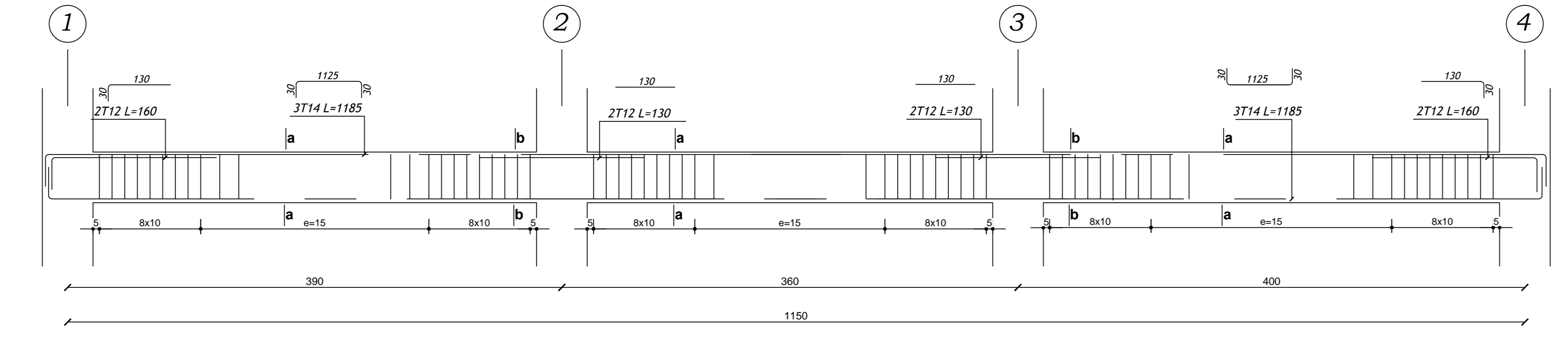
**Poutres principales (30x40), niveaux +3,06 et +6,12**



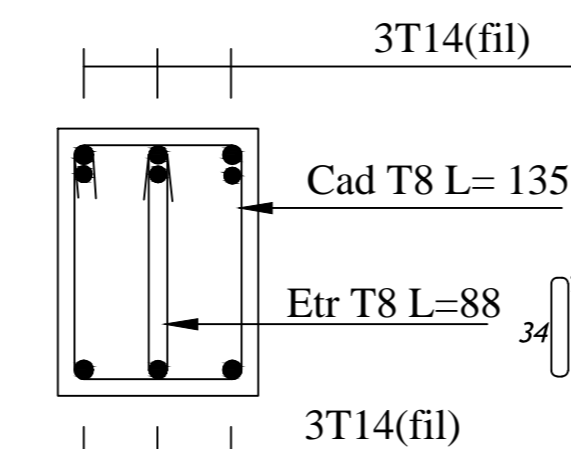
**coupe a-a**



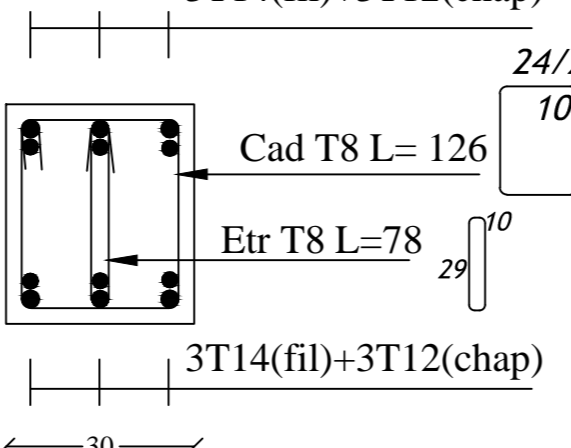
**Poutres principales (30x40), du niveau +9,18 à +27,54**



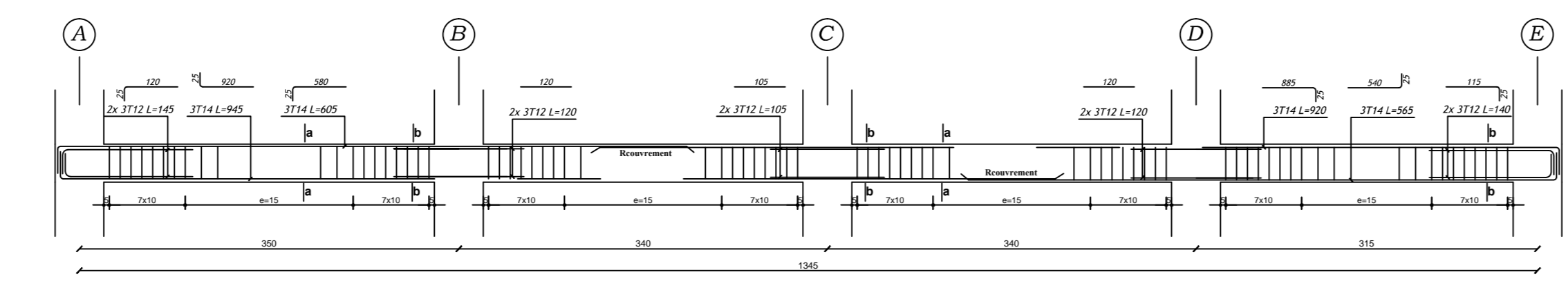
**coupe a-a**



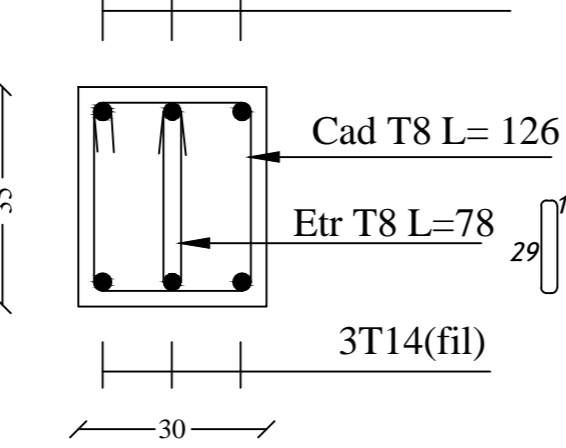
**coupe b-b**



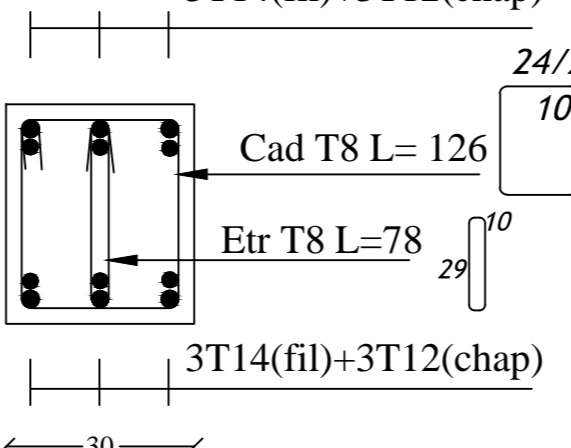
**Poutres secondaires (30x35); tous les niveaux**



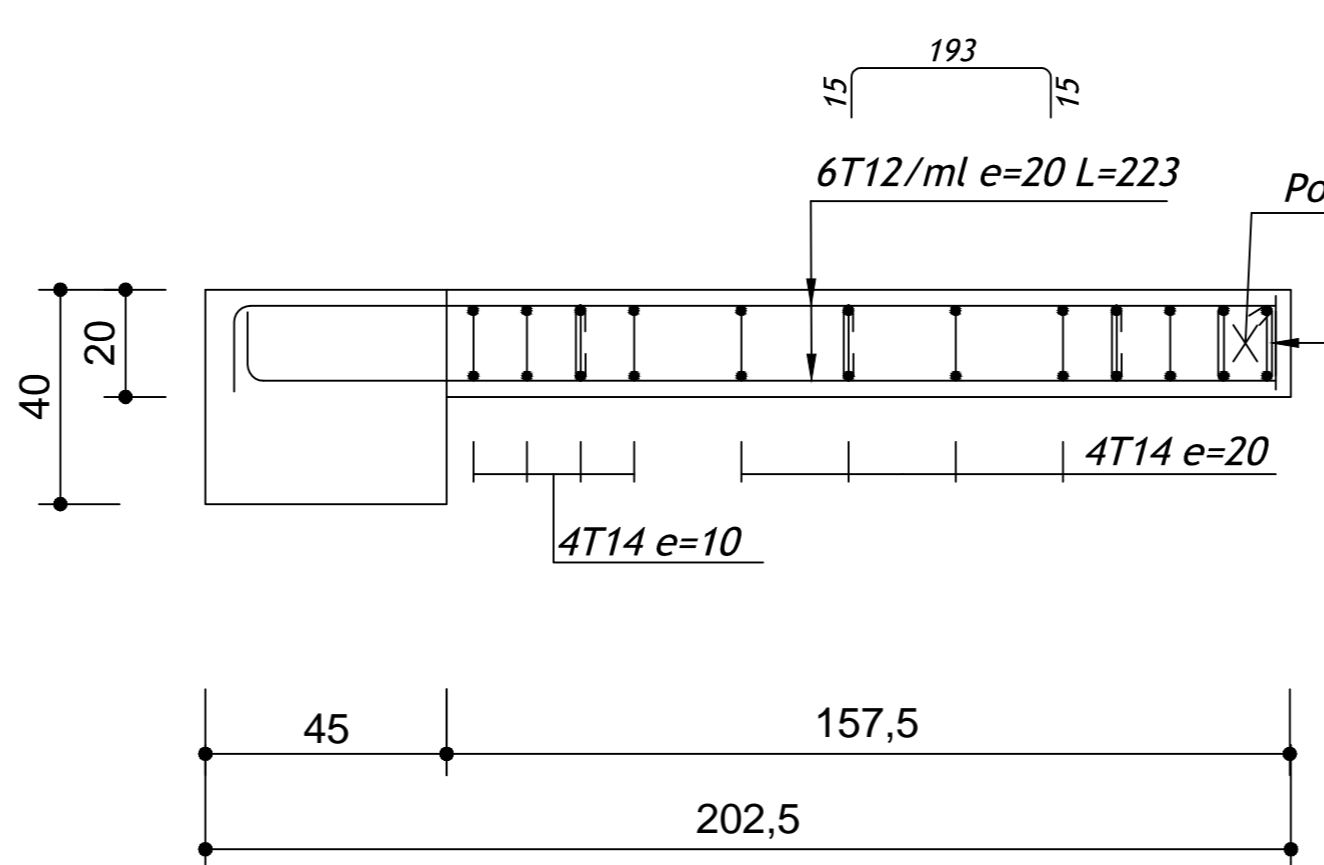
**coupe a-a**



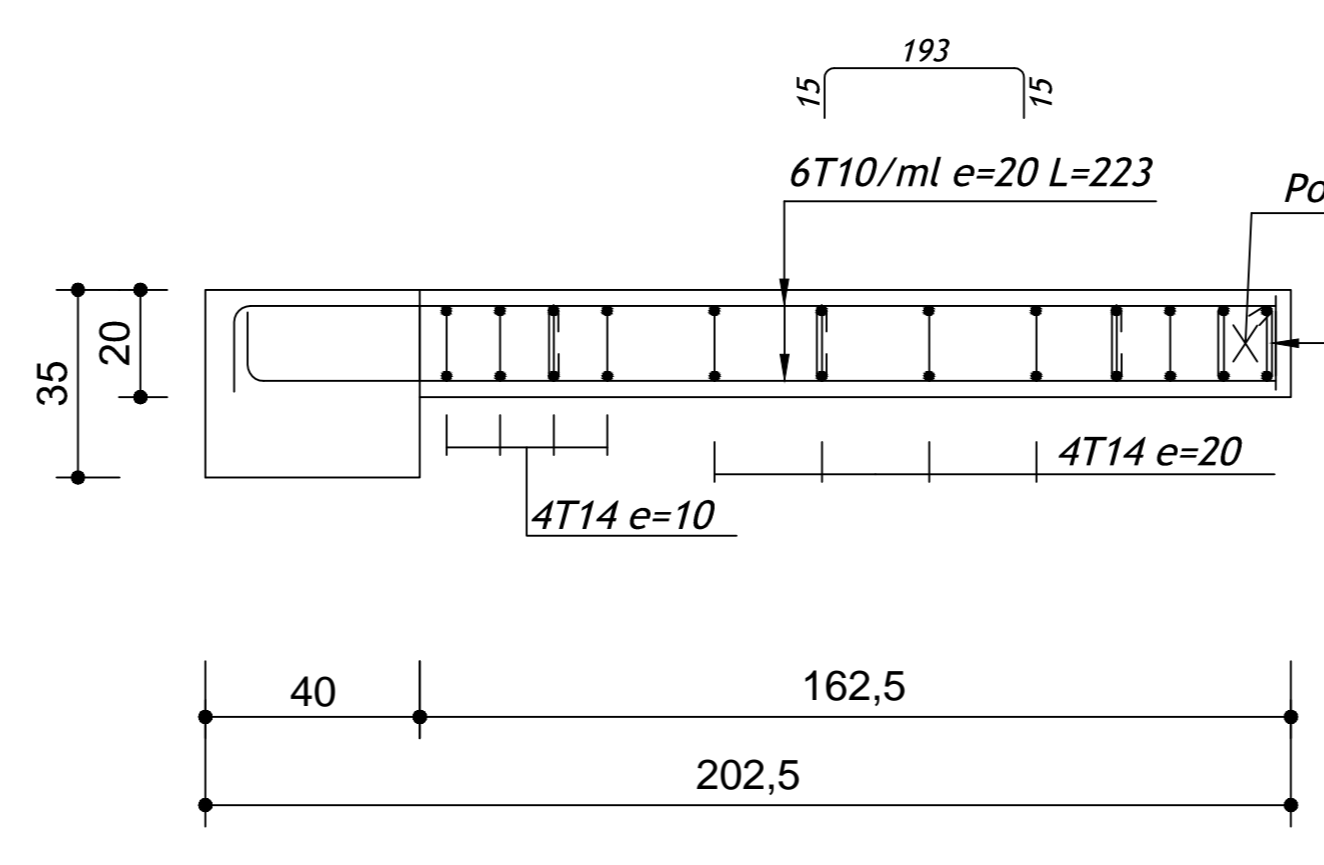
**coupe b-b**



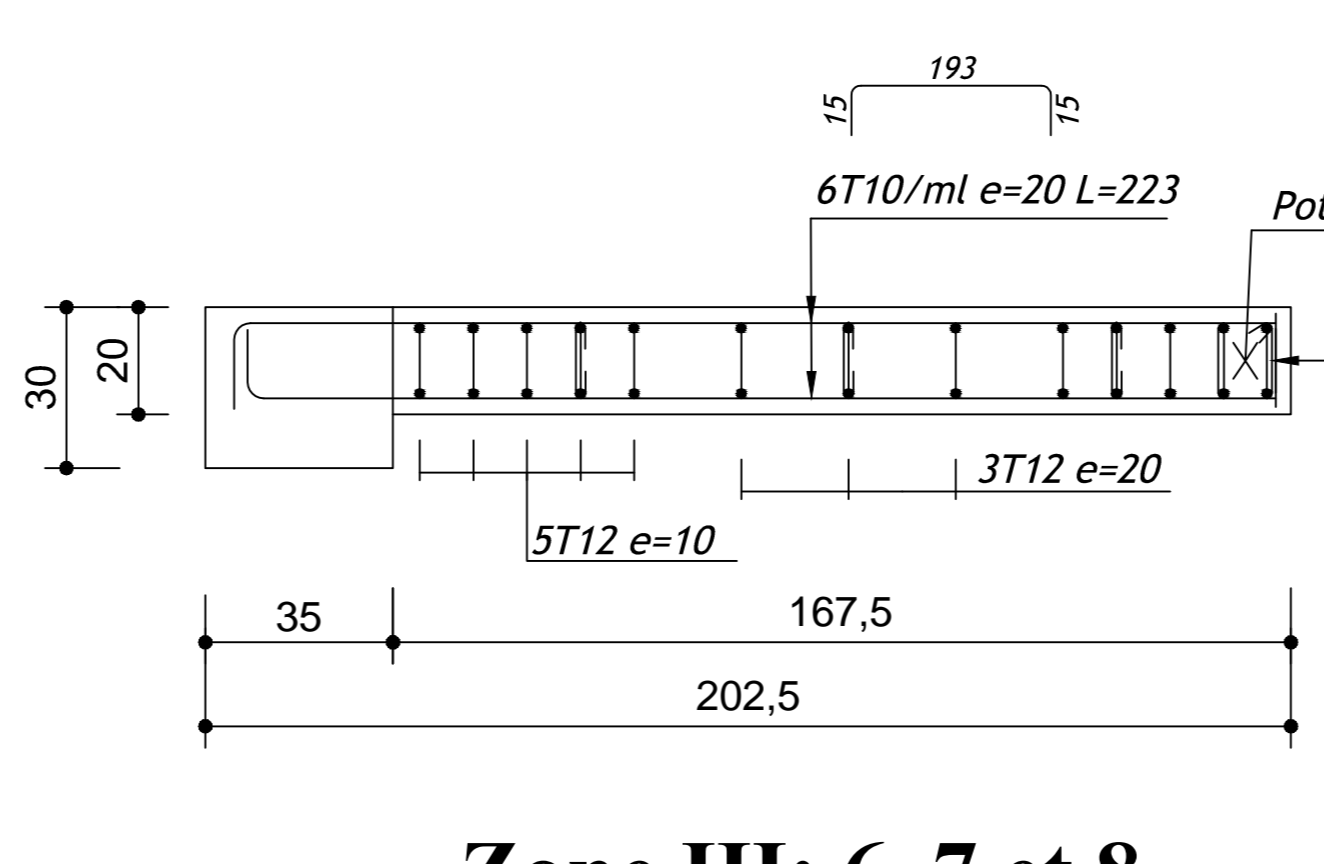
**-Voiles VT1, VT2, VT3 et VT4**



**-Zone I: S/sol, RDC, 1 et 2**



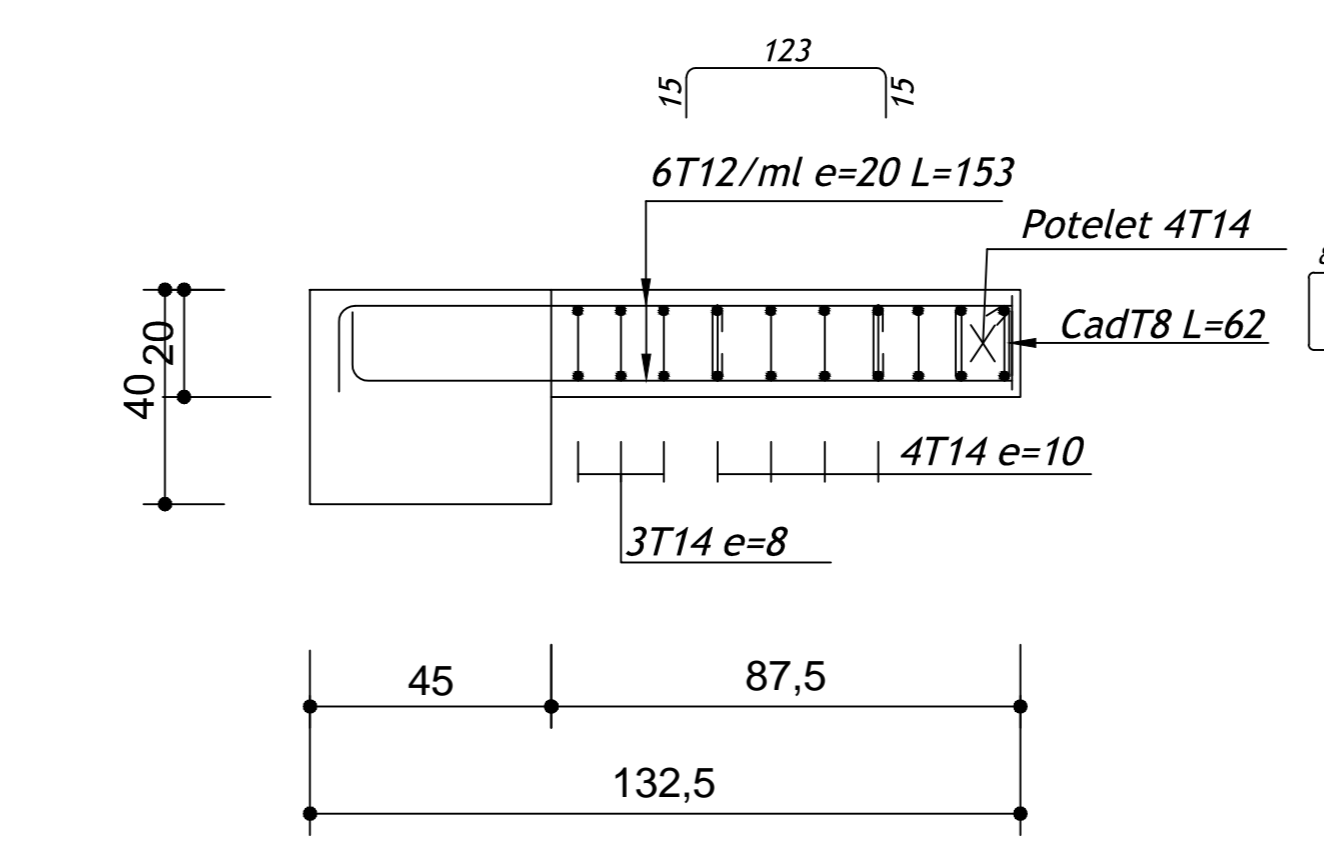
**-ZoneII: 3, 4 et 5**



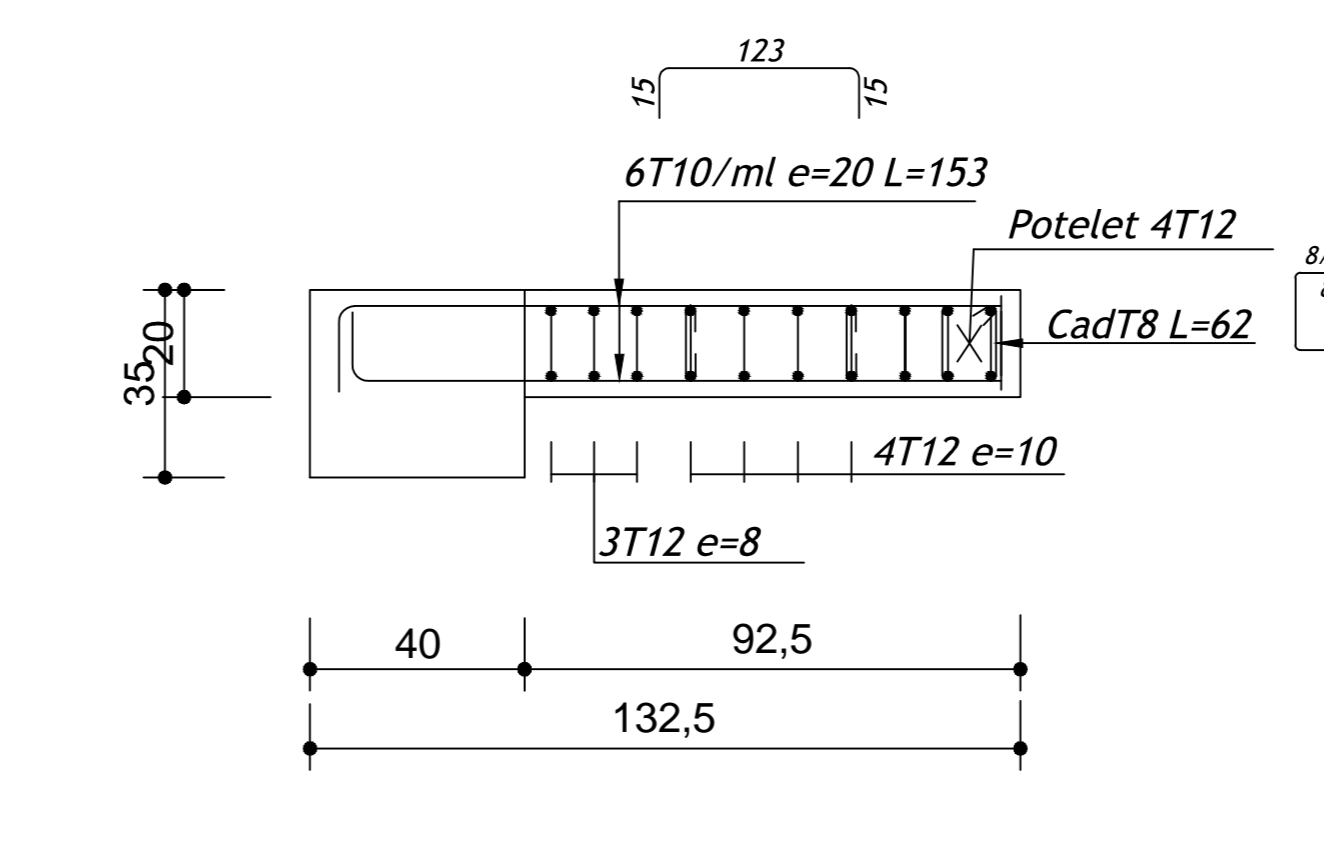
**-Zone III: 6, 7 et 8**

**FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAUX**

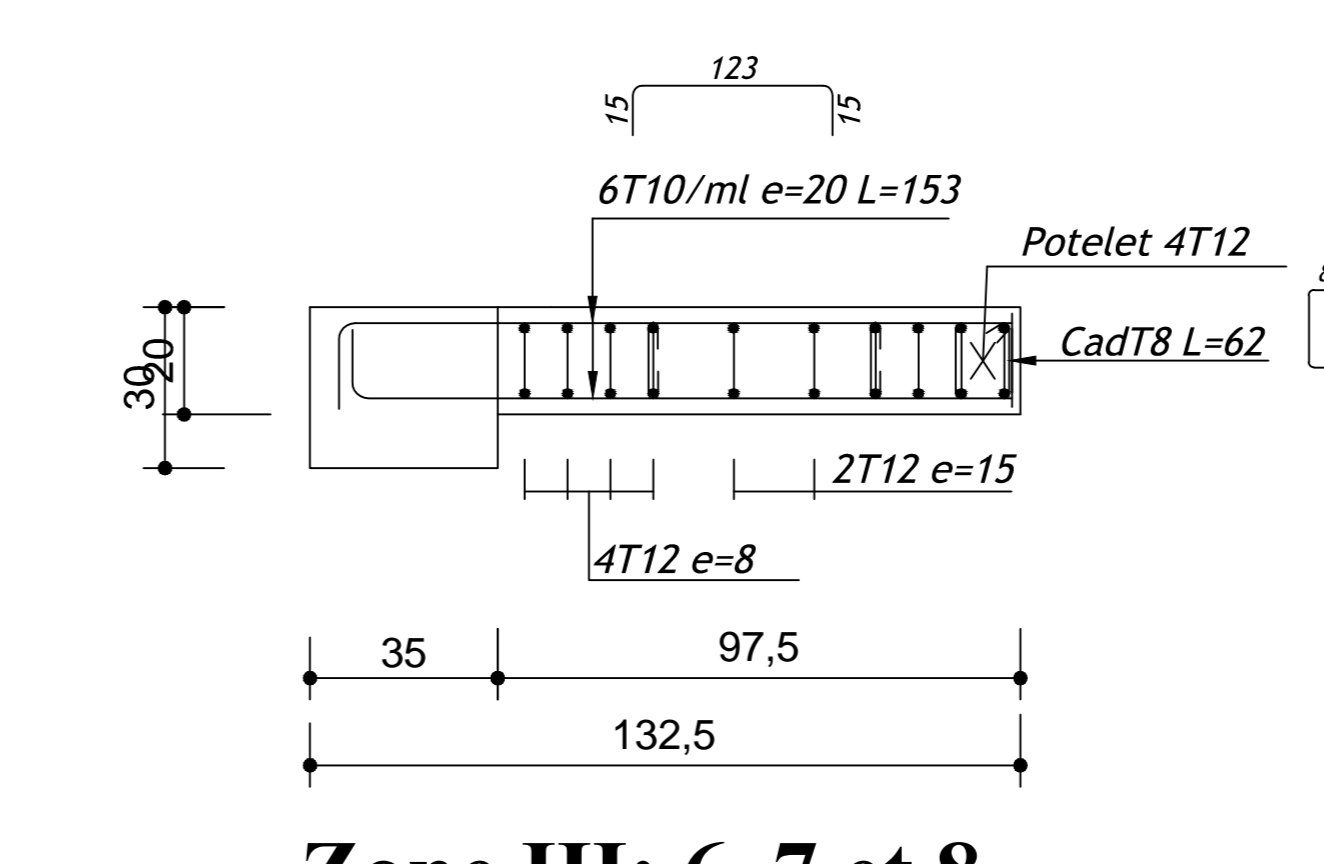
**-Voiles VT5, VT6, VT7, VT8, VT9 et VT10**



**-Zone I: S/sol, RDC, 1 et 2**



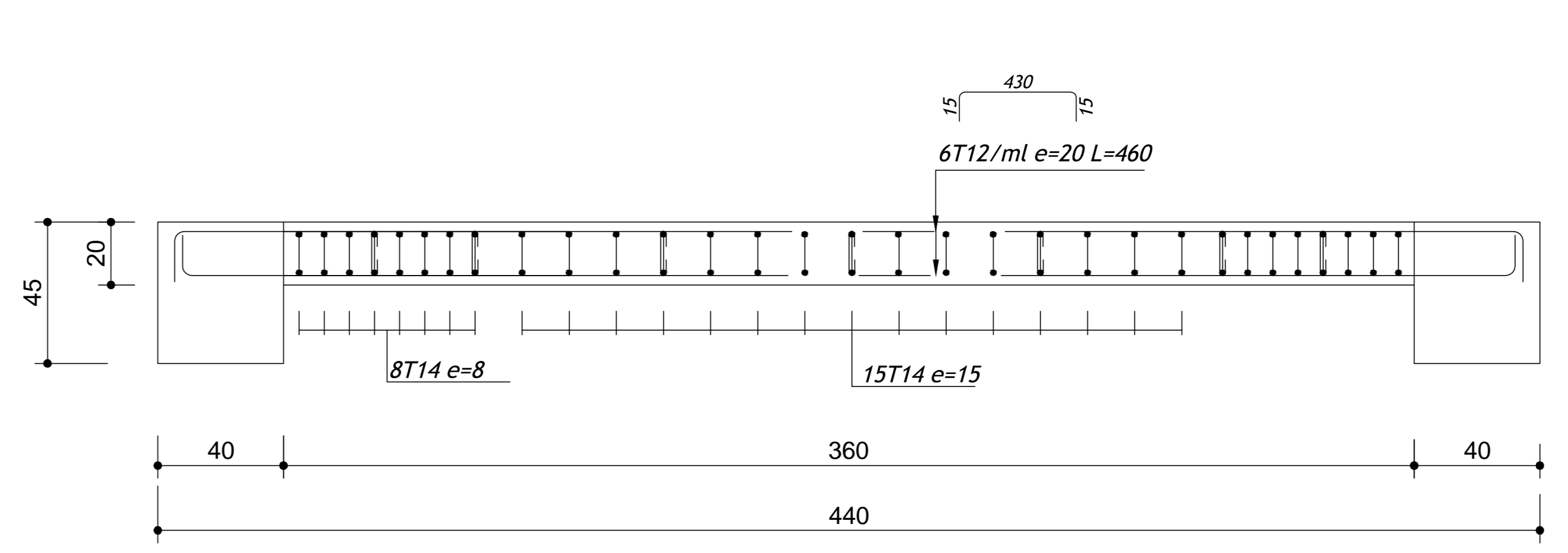
**-ZoneII: 3, 4 et 5**



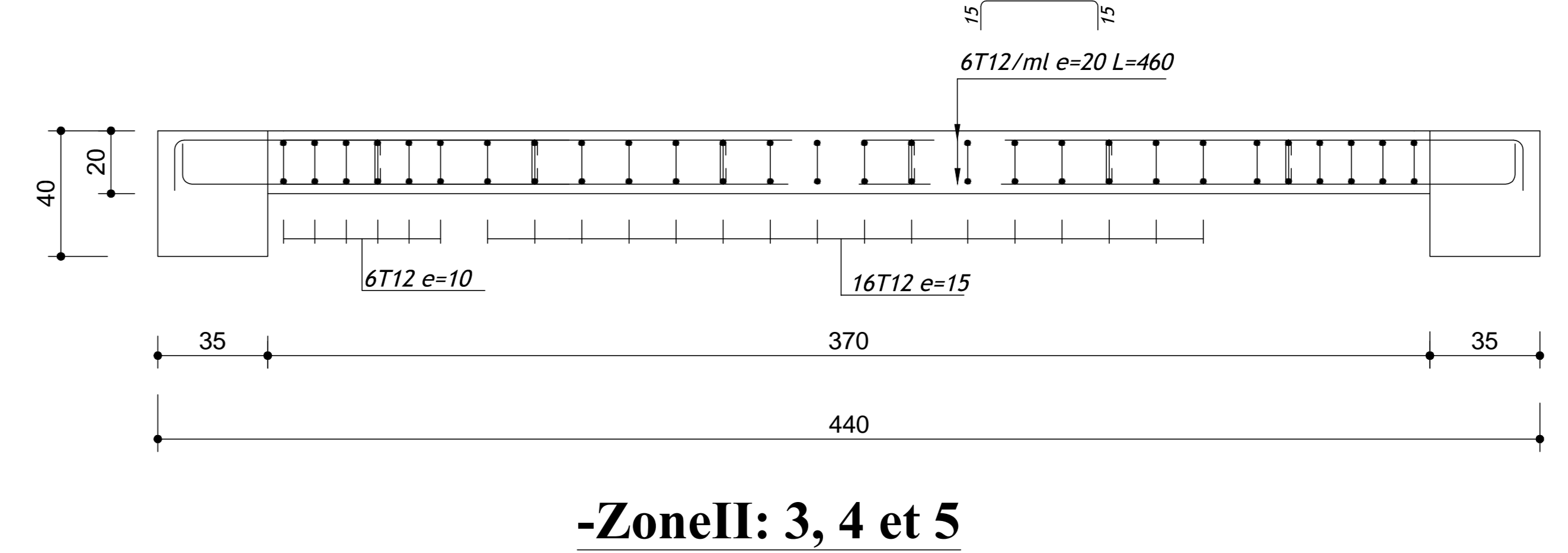
**-Zone III: 6, 7 et 8**

**FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAUX**

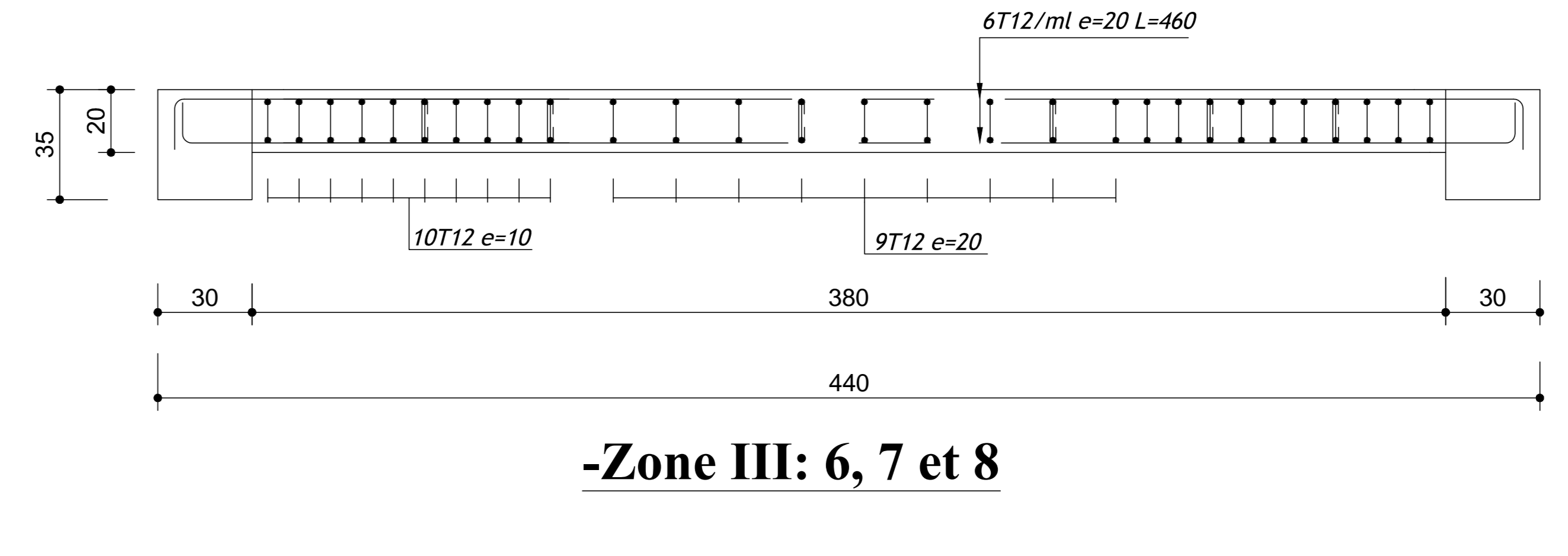
**-Voiles VL1 et VL2**



**-Zone I: S/sol, RDC, 1 et 2**



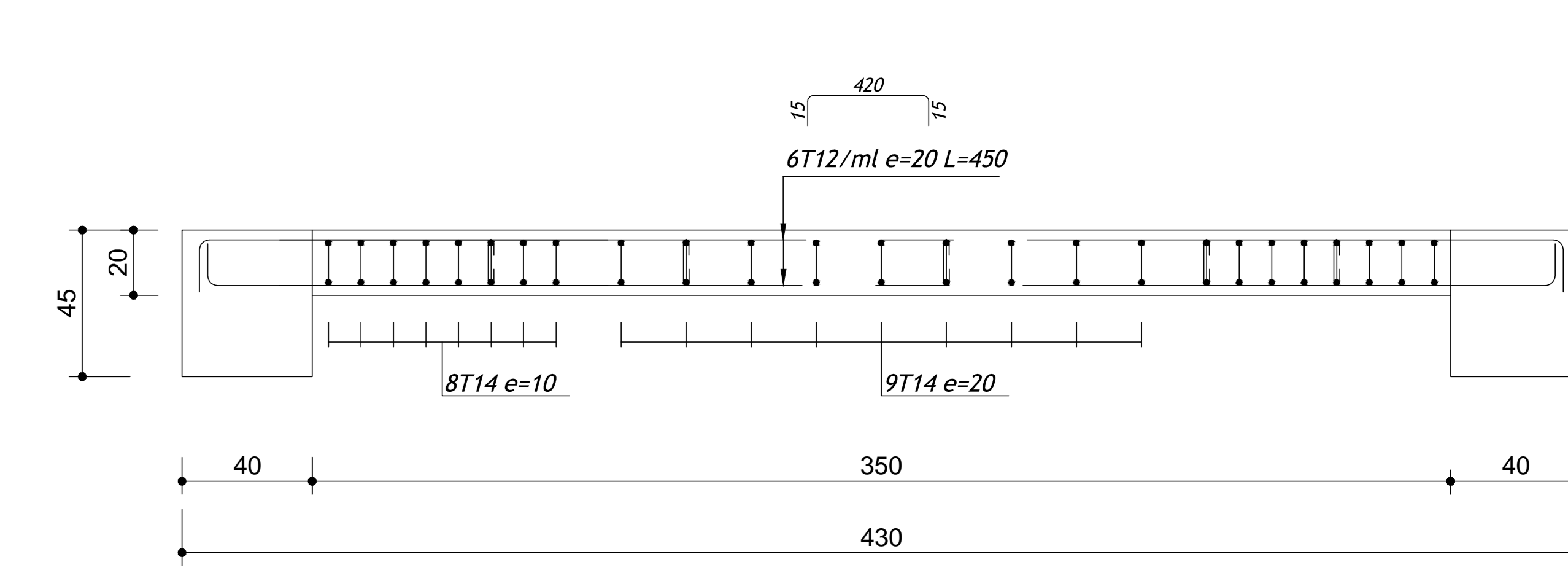
**-ZoneII: 3, 4 et 5**



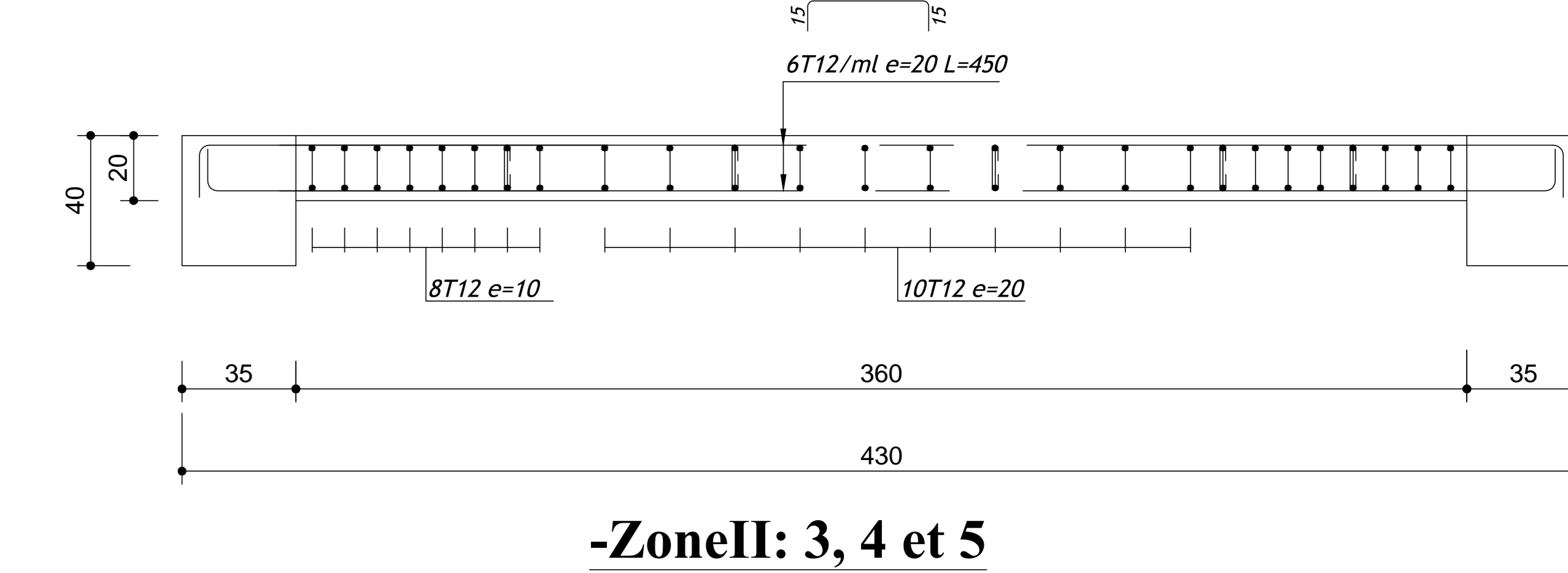
**-Zone III: 6, 7 et 8**

**FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX**

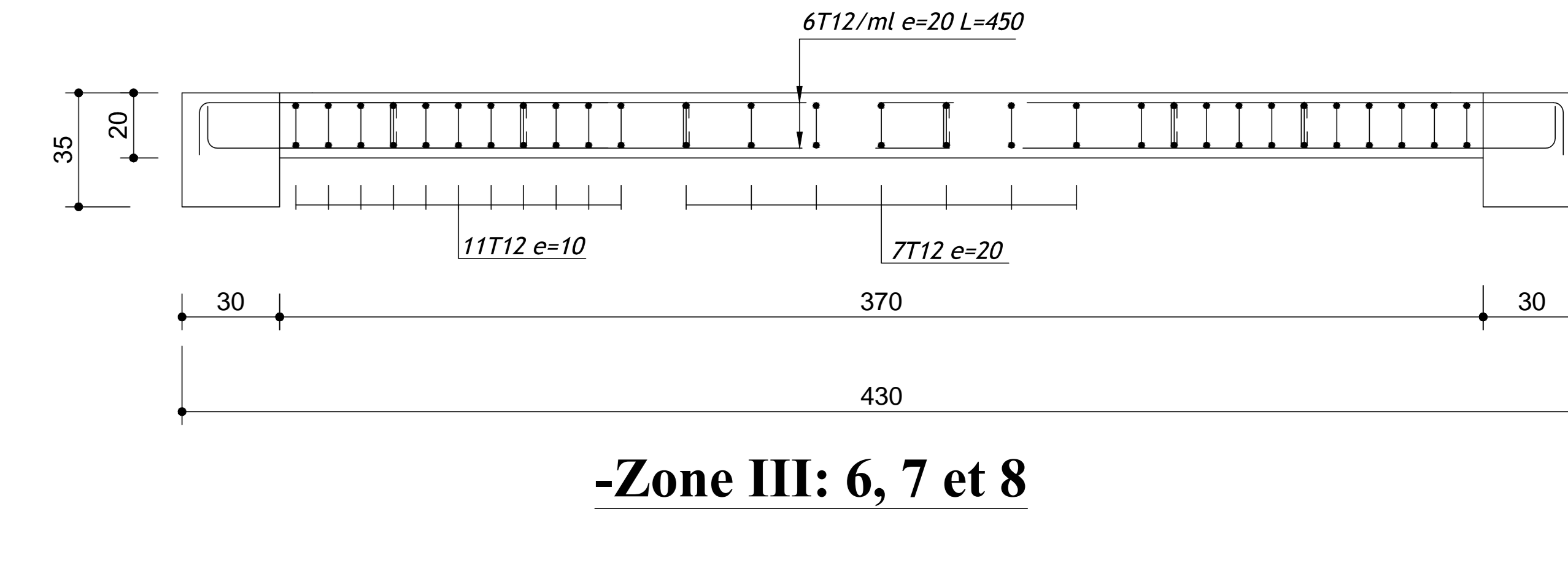
**-Voiles VL3 et VL4**



**-Zone I: S/sol, RDC, 1 et 2**



**-ZoneII: 3, 4 et 5**



**-Zone III: 6, 7 et 8**

**FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX**

## **CONCLUSION**

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ETABS afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

## **BIBLIOGRAPHIE**

### **Règlements :**

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL91modifié 99).
- Document technique règlementaire DTR B.C.2.2.

### **Logiciels :**

- ETABS
- GeniCad 2009 de
- SOCOTEC

### **Ouvrages :**

- Cours et TD des années de spécialité.
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.