

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministre de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de Génie de la construction

Département de Génie Civil



# Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER professionnel en génie civil

Option : Constructions civiles et industrielles



Etudié par :

Mlle. MECHAI FAZIA

Mlle. LARBANI NASSIMA

Mlle. BOUKHALFA SONIA

Dirigé par :

Mr. GUEBBAL

Année : 2012/2013

# REMERCEMENTS

Nous tenons à remercier sincèrement notre promoteur M<sup>r</sup> GEBALE et ses appréciations compétentes.

Nous tenons également à exprimer notre gratitude envers tous les enseignants de L'institut de génie civil qui a contribué à notre formation et à l'élaboration de ce présent travail.

Enfin, à nos parents qui nous aidé et soutenus pendant nos études. Toute notre affection.

# DEDICACES

Nous dédions ce modeste travail à :

A nos très chers parents.

A nos frères et sœurs.

A tous nos collègues de l'étude.

A tous nos amis.

Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.

# SOMMAIRE

**Introduction générale**

**Chapitre I** : Présentation et description de l'ouvrage

**Chapitre II** : caractéristique des matériaux

**Chapitre III** : Pré dimensionnement et descente de charge

- III-1- Les planchers
- III-2- Les poutre
- III-3- Les poteaux
- III-4- Les voiles

**Chapitre IV** : Calcul des éléments

- IV-1- Calcul des planchers.
- IV- 2- Calcul des escaliers.
- IV-3- Calcul la porte à faux.
- IV-4- Calcul de l'acrotère.
- IV-6- Calcul les voiles.

**Chapitre V** : Présentation du SAP 2000.

**Chapitre VI** : Vérification de RPA

**Chapitre VII** : Fichier résultat

**Chapitre VIII** : Ferrailage des poteaux

**Chapitre IX** : Ferrailage des poutres

**Chapitre X** : Ferrailage des voiles

**Chapitre XI** : Etude de l'infrastructure.

**Chapitre XII** : Etude du mûr de soutènement.

Conclusion

Bibliographie

# Introduction

# Chapitre I

## Presentation et description de lovrage

## Chapitre II

# Caractéristique des matériaux

# Chapitre III

## Predimensionnement et descente de charge

## Chapitre IV

# Calcul des elements

# Chapitre V

# Presentation du sap2000

## Chapitre VI

# Verification de RPA

## Chapitre VII

# Fichier résultat

# Chapitre VIII

## Ferraillage des poteaux

# Chapitre IX

# Ferraillage des poutres

# Chapitre X

# Ferraillage des Voiles

# Chapitre XI

# Ferraillage de l'infrastructure

## Chapitre XII

# Etude du mur de soutenement

Conclusion

Le calcul de cet ouvrage est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active.

Les difficultés rencontrées lors de l'élaboration de ce travail nous ont permis une consultation d'une manière continue de plusieurs ouvrages, thèses et règlements en vigueur. Par conséquent, elles nous ont permis d'approfondir nos connaissances acquises durant notre cursus universitaire.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les domaines, en particulier dans celui de l'informatique (logiciel de calcul). Comme exemple, nous citerons le Sap 2000 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.

# Annexe

BIBLIOGRAPHIE

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Formulaire de béton armé (Tomes 1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- Cours et TD (Béton I, Béton II et RDM I).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

## ***INTRODUCTION GENERALE***

### **Introduction :**

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir faire. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les quatre années de formation à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

L'ouvrage en question est un bâtiment en 2 Sous-sol+ RDC+5 étage, présentant une irrégularité tant en plan qu'en élévation, dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques) avec une justification de l'interaction.

Après une descende des charges et un pré-dimensionnement des éléments de notre structure, une étude dynamique et sismique est effectuée pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

Dans le cadre de cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis *ETABS* pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 et le RPA99/version2003.

Un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué comme :

- Stabilité d'ensemble.
- Effet P- $\Delta$ .
- Etat limite des déplacements inter-étage.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression de service dans le béton.

## *Presentation et description de l'ouvrage*

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

On se propose d'étudier un bâtiment 2Sous-sol+RDC+5 à usage d'établissement de santé, dont le lieu d'implantation est la wilaya de Tizi-Ouzou. Cette région est classée comme zone moyenne sismicité (Zone IIA) selon la classification des zones établie par le règlement parasismique Algérien RPA 99 (version 2003).

Notre bâtiment est de forme irrégulière en plan, il comporte :

- ❶ 1<sup>er</sup> Sous-sol: Annexe.
- ❷ 2<sup>er</sup> Sous-sol: Administration + Services restauration.
- ❸ Un Rez-de-chaussée : Service réception urgences et Consultation.
- ❹ Etage1 : Service maternité.
- ❺ Etage2: Service Hospitalisation.
- ❻ Etage 3 : bloc opératoire.
- ❼ Etage4 : bloc opératoire.
- ❽ Etage5 : logement.

### **Dimensions en élévation :**

- hauteur du bloc est de 25.86m.
- hauteur du sous-sol est de 4.08m.
- hauteur du Rez-de-chaussée est de 3.50 m.
- hauteur de l'étage1, 2,3et4 est de 3,30 m.
- hauteur de l'étage 5 est de 3,06 m.

### **Dimensions en plan :**

- ❖ Sous-sol 1:
  - Longueur : 17.01 m
  - Largeur : 16.75m
- ❖ Sous-sol 2 :
  - Longueur : 20.56 m
  - Largeur : 16.75m
- ❖ Rez-de-chaussée et 1<sup>er</sup> Etage :

Longueur : 21.75m

Largeur : 16.75m

❖ 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> Etage :

Longueur : 29.59m

Largeur : 16.75m

❖ 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> Etage :

Longueur : 21.59m

Largeur : 16.75m

## 1-2. Conception structurelle :

### a. Choix du contreventement:

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003). Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du RPA99/version 2003, et qu'il dépasse deux niveaux (8m), le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile. Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

### **B. Eléments de la structure :**

#### ❶ **Ossature :**

Le bâtiment est à ossature mixte, composé de poteaux et de poutres formant un système de portique et un ensemble de voiles disposés dans les deux sens longitudinal et transversal formant ainsi un système de contreventement rigide assurant la stabilité de l'ouvrage .

**② Planchers :**

Les planchers sont des surfaces planes qui limitent les étages. Leur rôle principal est la transmission des efforts horizontaux aux éléments de contreventement.

Supportant leurs poids propres et les surcharges d'exploitations, ils assurent aussi l'isolation thermique et phonique.

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Des dalles pleines seront prévues pour les parties en saillies et les salles machines.

Le plancher terrasse sera inaccessible.

Néanmoins il existe des zones où on a opté pour les dalles pleines à cause de leur forme irrégulière (des triangles ou des trapèzes) et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

**③ Escaliers :**

Le bâtiment sera muni de deux cages d'escaliers disposés symétriquement.

Les escaliers seront droits, à deux volets. Ils seront en béton armé coulé sur place.

**④ Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur en béton armé coulé sur place.

**⑤ Maçonnerie :**

Deux types de murs se présentent dans notre structure :

- ❖ **Murs extérieurs** constitués d'une double cloison en briques creuses et d'une lame d'air (15+5+10).
- ❖ **Murs intérieurs** en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

**⑥ Revêtements :**

Ils seront réalisés en :

- ♦ Mortier de ciment de 2cm d'épaisseur pour les murs des façades extérieures.
- ♦ enduits de plâtre de 2cm d'épaisseur pour les murs intérieurs et plafonds.
- ♦ Carreaux en Grés-Céram pour les sols.
- ♦ Faïence pour les murs des salles d'eau.
- ♦ Marbre pour les escaliers.

⑦ Système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles pour réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quand aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

## **CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX**

### **II.1 Caractéristique des matériaux :**

Les bétons et les aciers seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) les règlements en vigueur en Algérie.

#### **II-1.1 Béton :**

Le béton est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange intime de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées, ...). Avec du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

##### **- Composition du béton :**

Le dosage de différents constituants du béton dépend du type de matériau recherché, déterminé par ses utilisations.

En effet, ses propriétés physiques et mécaniques dépendent de sa composition et de ses facteurs extérieurs, tel que la température.

- ❶ 350 kg/m<sup>2</sup> de ciment de classe CPA 325.
- ❷ 400 litres de sable de diamètre 0 à 5.
- ❸ 800 litres de gravier de diamètre 15 à 25.
- ❹ 175 litres d'eau de gâchage.

##### **- Caractéristiques Physique et Mécaniques De Béton :**

###### **• Masse Volumique :**

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m<sup>3</sup>. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 kg/m<sup>3</sup>.

###### **Retrait Hygrométrique :**

Au cours de sa vie les bétons subissent une variation de son volume lorsque le béton se sèche, il diminue de volume c'est le retrait.

- **Fluage :**

Le retrait sous charges et vient s'ajouter au retrait hygrométrique.

- **Résistance caractéristique à la compression :**

a) module de déformation longitudinale :

Dans le cas courant un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais.

Ces essais consistent en l'écrasement au moyen d'une presse, des éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de 200 cm<sup>2</sup> ( $\phi = 15.95$  cm) et une hauteur de 32 cm.

A partir de la résistance moyenne obtenue, on calcul la résistance caractéristique dans notre cas on prendra comme données :

$$F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

- Compression :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

- Traction :  $f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

Le **C.B.A93** préconise pour  $j < 28$  jours

$$F_{cj} = (j \cdot f_{c28}) / (4.76 + 0.83 \cdot j) \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$F_{cj} = (j \cdot f_{c28}) / (1.40 + 0.95 \cdot j) \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

b) Module de déformation longitudinale au béton :

Pour le module de déformation longitudinale :

Les règles CBA93 le fixe à la valeur suivante

- Module instantané :

(Pour les charges d'une durée d'application  $< 24$  h)

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

- Module différé :

Pour les charges de longue durée

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.9 \text{ Mpa}$$

c) La contrainte de calcul béton comprimé :

❖ Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :

si  $0 \leq \zeta_{bc} \leq 2\text{‰}$  : La courbe est sous forme d'une parabole.

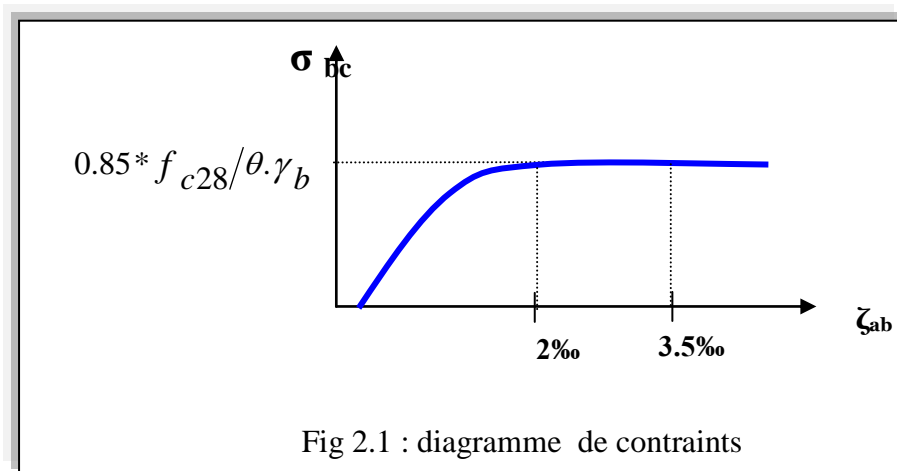
$$\sigma_{bc} = 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b \left[ 1 - \left( \frac{2 - \zeta_{bc}}{2} \right)^2 \right]$$

$\zeta_{bc}$  : la déformation du béton à la compression.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Si } t > 24 \text{ heures} & \theta = 1 \\ \text{Si } 1 \leq t \leq 24 \text{ heures} & \theta = 0,9 \\ \text{Si } t < 1 \text{ heures} & \theta = 0,85 \end{array} \right.$$

Si  $2\text{‰} \leq \zeta_{ab} \leq 3.5 \text{‰}$  : 
$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

La courbe est sous forme d'une droite constante



❖ Etat Limite Service (E.L.S) :

La contrainte admissible du béton à la compression :

$$\sigma_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{Mpa}$$

Coefficient de poisson: 
$$\nu = \frac{\Delta a / a}{\Delta L / L}$$

Avec :

- $\Delta a / a$  : allongement relatif de la section transversale
- $\Delta L / L$  : allongement relatif de la section longitudinale

$\nu = 0.2$  pour l'état limite service (E.L.S).

$\nu = 0$  pour l'état limite ultime de résistance (E.L.U.R).

### II.1.2 les armatures :

#### a) Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorbé les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.

Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :  $E_s = 200\ 000$  MPa.

#### 1.3.2 Caractéristiques mécaniques :

Valeur de la limite d'élasticité garantie  $f_e$

Type	Nuance	$f_e$ (MPa)	Emploi
Ronds lisses	$F_e$ E 22	215	Emploi courant Epingle de leage des pièces préfabriquées
	$F_e$ E 24	235	
Barre HA Type 3	$F_e$ TE 40	400	Emploi courant
	$F_e$ TE 50	500	
Fils tréfiles HA type 3	$F_e$ TE40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	$F_e$ TE	500	
Fils tréfiles HA type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 52 $\phi \leq 6$ mm	520	

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de  $F_e$  E40 type 1.

$f_e = 400$  MPa.

### b) Contrainte de calcul d'acier :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre  $\sigma$  et la déformation relative  $\zeta$ .

❖ Etat Limite Ultime (E.L.U) :

$F_e$  (limite d'élasticité de l'acier) = 400 Mpa

$\gamma_s$  (coefficient de sécurité) = 1,15 (généralement)

$\gamma_s$  (coefficient de sécurité) = 1 (situation accidentelle)

$E_s$  (module d'élasticité de l'acier) =  $2 \cdot 10^5$  Mpa

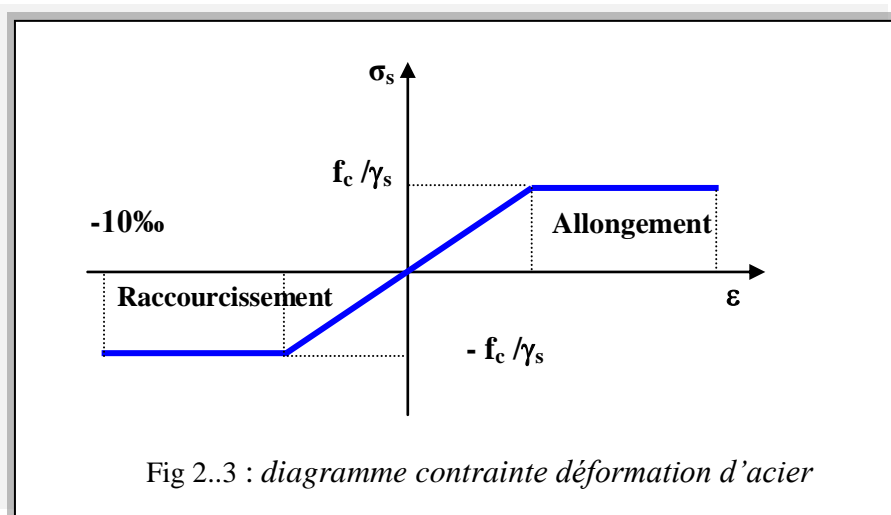
$$\zeta_L = \frac{F_e}{\gamma_s \cdot E_s} = \frac{400}{1.15 \cdot 10^5} = 1.739 \%$$

Si  $\zeta_s < \zeta_L$  alors  $\sigma_s = \zeta_s \cdot E_s$

$$\begin{aligned} \zeta_s < \zeta_L &\implies \sigma_s = F_e / \gamma_s = 400 / 1.15 \\ &= 348 \text{ MPA} \end{aligned}$$

$$\alpha_L = 3.5 / (3.5 + 1.739) = 0.668 \text{ MPA}$$

$$\mu_L = 0.8 \alpha_L (1 - 0.4 \cdot \alpha_L) = 0.392.$$



❖ Etat Limite Service (E.L.S) :

Les contraintes admissibles de l'acier sont

Données comme suite :

Fissuration préjudiciable, il n'y a aucune

Vérification à effectuer en ce qui concerne  $\sigma_s$ .

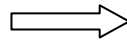
Fissuration peu préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \sigma_s \text{ avec } \sigma_s = \min \left( \frac{2^* f_e}{3} * 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right)$$

Fissuration très préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \sigma_{bc} \text{ avec } \sigma_{bc} = \min \left( \frac{f_e}{2} * 90 \sqrt{\eta f_{c28}} \right)$$

Avec  $\eta$  : coefficient de fissuration



$$\left\{ \begin{array}{ll} \eta = 1 & \text{pour Rond Lisse} \\ \eta = 1,6 & \text{pour Haute Adhérence} \end{array} \right.$$

## *Pré-dimensionnement et descente de charge*

### **Introduction :**

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appel pré-dimensionnement.

Pour cela nous évaluons une descente de charge afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tout les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

### **III.1 Les planchers :**

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à délimiter les étages et assure deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutrelles qui à leur tour les transmettent aux poutres et ces derniers aux poteaux qui vont transmettre tout les charges aux fondations.
- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes et des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

#### **a) Plancher en corps creux**

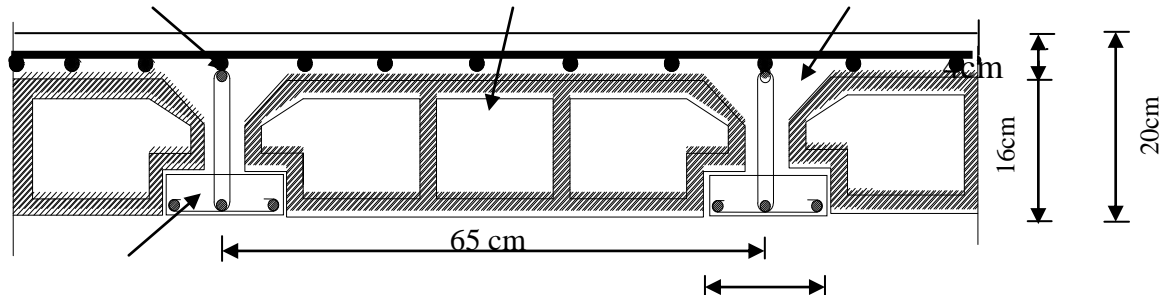
Ce sont des planchers constitués de table de compression, de poutrelles et de hourdis, leurs rôles principaux est de transmettre les charges aux différents éléments porteurs de la structure et d'assurer la protection et le confort aux occupants. Pour remplir leurs taches, les planchers doivent être conçus de telle sorte à supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations. Pour cela leur dimensionnement est donné par les formules de BAEL 91 Suivante:

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

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

L : portée libre maximale de la plus grande travée, dans le sens des poutrelles et dan notre cas la portée libre maximale est  $L = 3.70 - 0,30 = 3,40$  m ce qui nous

donne :  $h_{tp} \geq 340/22,5 = 15,11$  (cm) on opte pour un plancher de (16+4) c'est à dire  $h_{tp}=20$  (cm)



*Figure III.1: Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.*

### b) plancher a dalle pleine

Dans le cas de notre bâtiment nous avons des dalles pleines reposent sur trois appuis le cas des paliers intermédiaires des escaliers, et d'autres cas qui sont encastres à une extrémité le cas des balcons

### III- 2) pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux ; voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

#### III-2-1) Poutres principales

##### a) La hauteur $h_t$

La hauteur  $h_t$  est donnée par :

$$\triangleright \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$\triangleright 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$h_t$  : la hauteur de la poutre.

$L_{\max}$ : Portée libre maximale entre axe des poteaux dans le sens considéré.

$b$  : largeur de la poutre

##### a) La hauteur de la poutre

On a  $L_{\max} = 585 - 30 = 555 \text{ cm}$ .

$$\frac{555}{15} \leq h_t \leq \frac{555}{10} \rightarrow 37 \leq h_t \leq 55.5$$

On prend  $h_t = 40 \text{ [cm]}$ .

### b) La largeur de la poutre :

$$0.4(40) \leq h_t \leq 0.7(40) \rightarrow 16 \leq b \leq 28 \text{ [cm]}.$$

On prend  $b = 30 \text{ [cm]}$ .

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de **RPA 99 modifiée 2003/Art7.5.1** suivantes :

- |   |                              |   |               |          |
|---|------------------------------|---|---------------|----------|
| { | ♦ $b \geq 20 \text{ cm}$ .   | $\Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ | $\rightarrow$ | vérifie. |
|   | ♦ $h \geq 30 \text{ cm}$ .   | $\Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ | $\rightarrow$ | vérifie. |
|   | ♦ $h/b \leq 4$               | $\Rightarrow h/b = 1.50 < 4$                    | $\rightarrow$ | vérifie. |
|   | ♦ $b_{\max} \leq 1,5h + b_1$ | $\Rightarrow 1,5 \cdot 45 + 20 = 87.5$          | $\rightarrow$ | vérifie. |

### III-2-2) Poutres secondaires:

D'après le **BAEL91**:  $L/15 \leq h \leq L/10$   
 $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$$\boxed{\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}} \quad \text{Avec } L = 3,70 \text{ m}$$

$$\frac{340}{15} \leq h_t \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22,67 \leq h_t \leq 34 \quad \text{On prend } h_t = 30 \text{ cm}$$

#### • Largeur b :

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

$$12 \leq b \leq 21$$

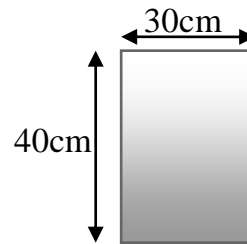
On prend **b = 20 cm**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA 99 modifiée 2003/Art7.5.1 suivantes :

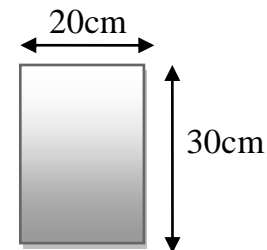
- $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 20\text{cm} = 20\text{cm} \rightarrow$  vérifie.
- $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 30\text{cm} = 30\text{cm} \rightarrow$  vérifie.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.50 < 4 \rightarrow$  vérifie
- $b_{\max} \leq 1,5h + b1 \Rightarrow 1,5.30 + 20 = 65 \rightarrow$  vérifie

Section des poutres adoptées :

- **Sens longitudinal : (poutres principales PP) : (30\*40)[cm<sup>2</sup>]**



- **Sens transversal: (poutre secondaires PS) : (20\*30) [cm<sup>2</sup>].**



### III.3. Pré-dimensionnement des poteaux

*Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou séculaire.*

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS et en compression simple. En supposant que le béton reprend lui seul l'effort normal, en calculant la descente de charge sur un ou plusieurs poteaux, en tenant compte de la dégression de charge.  
*La section du poteau est donnée par la formule suivante :*

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

Avec :

$\sigma_{bc}$  : contrainte de compression du béton.  $= 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$

S : section du poteau.

N : effort normal revenant au poteau.

**Remarque**

Dans un premier temps on prend la section minimale exigée par le (R P A 99) pour un poteau en Zone IIa qui est de  $25 \times 25 \text{ cm}^2$

**III.3.1. Introduction**

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque poteaux de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

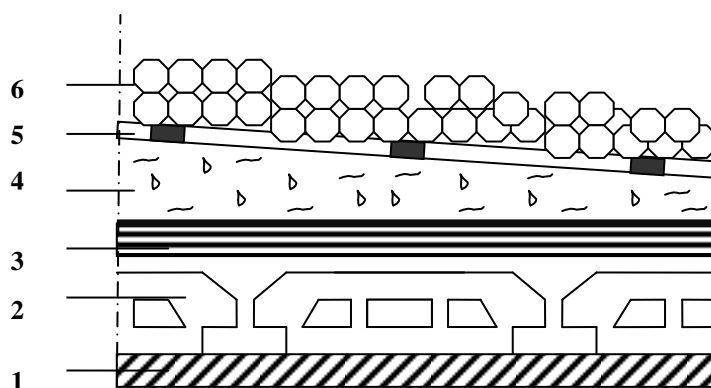
Les différents charges et surcharges existantes sont :

- ◆ Les charges permanentes (**G**).
- ◆ Les surcharges d'exploitation (**Q**).

❖ **Charges permanentes****III.3.2. plancher terrasse (inaccessible)**

La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Les toitures inaccessibles ne sont utilisables que par le personnel technique spécialisé pour l'entretien et la réparation et pour la maintenance du matériel qui pourrait exister sur la terrasse.



**Figure III.2** : Coupe verticale du plancher terrasse

Les matériaux	Epaisseur	Poids	Poids

	(cm)	volumique (KN/ m <sup>3</sup> )	surfactive (KN/ m <sup>2</sup> )
<b>1 Enduit de plâtre</b>	2	10	0,2
<b>2 Dalle en corps creux 16+4</b>	16+4	/	2,8
<b>3 Isolation thermique</b>	4	04	0,16
<b>4 formes de pont</b>	6	22	1,32
<b>5 étanchéités multi couche</b>	2	/	0,12
<b>6 gravions</b>	5	17	0,85
		<b>TOTAL</b>	5,45

Tableau III.1 : Charges permanentes du plancher terrasse inaccessible.

**III.3.3. Plancher étage courant**

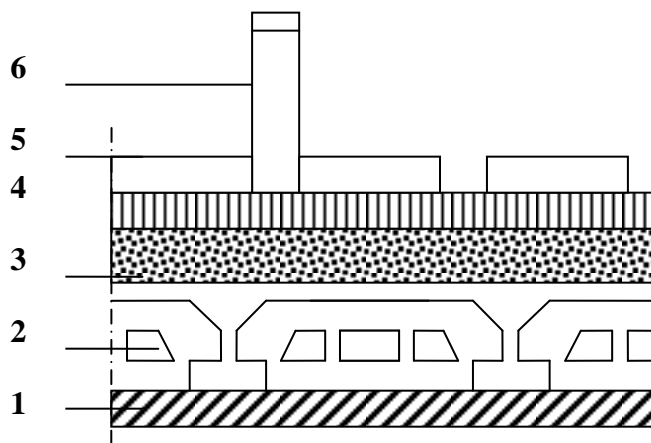


Figure III.3 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

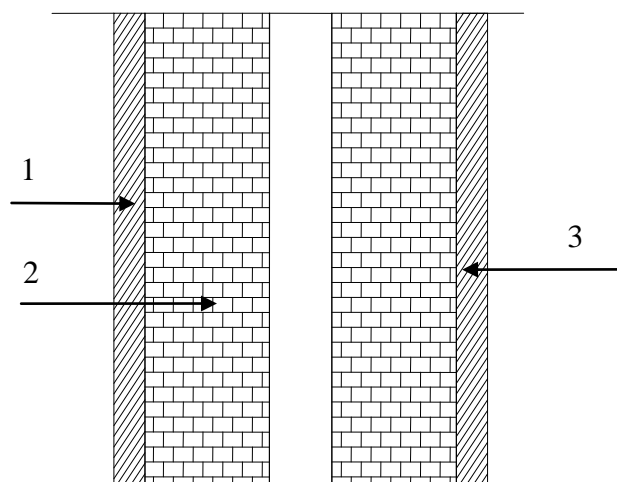
Les matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/ m <sup>3</sup> )	Poids surfactive (KN/ m <sup>2</sup> )
---------------	-------------------	---	--

1	Enduit de plâtre	2	10	0,2
2	Plancher en corps creux	16+4	/	2,8
3	Lit de sable	3	/	0,54
4	Mortier de pose	2	/	0,4
5	Carrelage	2	/	0,44
6	Cloison légère	10	0,9	0,9
			<b>TOTAL</b>	<b>5,28</b>

**Tableau III.2 :** Charges permanentes du plancher d'étage courant.

### III.3.4. Valeur de la charge permanente de la maçonnerie

a) Mur extérieur :



**Figure III.4 :** Coupe verticale du mur extérieur.

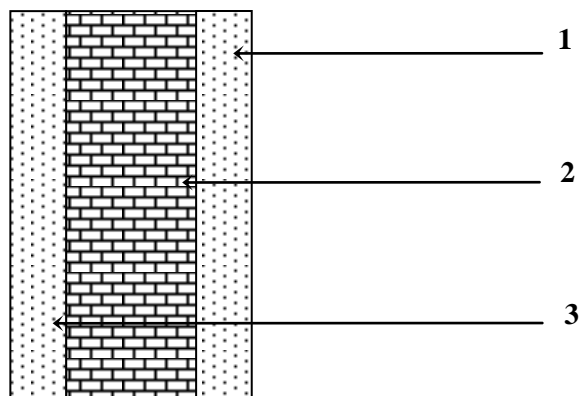
Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur extérieur)

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur e (m)	Charge G (kn/m <sup>3</sup> )
----	----------	--	--------------------	----------------------------------

01	Mortier de ciment	18	0.02	0,36
02	Brique creuse	9	0.25	2.25
03	Enduit de plâtre	10	0.02	0,2
Totale			$G = 2,81 \text{ kg/m}^2$	

**Tableau III.3 :** Charges permanentes des murs extérieurs.

**b) Murs intérieurs**



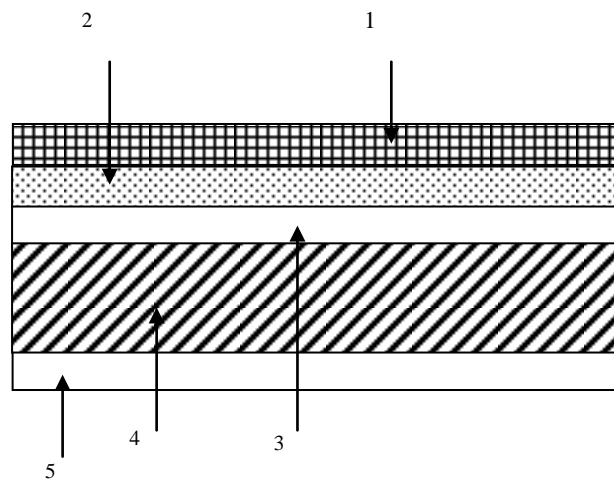
**Figure III.5 :** Coupe verticale d'un mur intérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	09	0.90
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
totale				<b>1.30</b>

**Tableau III.4 :** Charges permanentes des murs intérieurs.

**a) Les balcons**

Ils ont résumé dans le tableau ci dessous



**Figure III.6 :** Coupe verticale d'un balcon

N°	désignation	Epaisseur r [cm]	Poids volumique e [KN/m <sup>3</sup> ]	Charges [KN/m <sup>2</sup> ]
1	Revêtement carrelage	2	22,00	0,44
2	Mortier de pose	2	20,00	0,40
3	Couche de sable	2	18,00	0,36
4	Dalle en corps creux	16+4	-	2,8
5	Enduit en mortier	2	22,00	0,44
<b>totale</b>				G <sub>b</sub> = 4,44

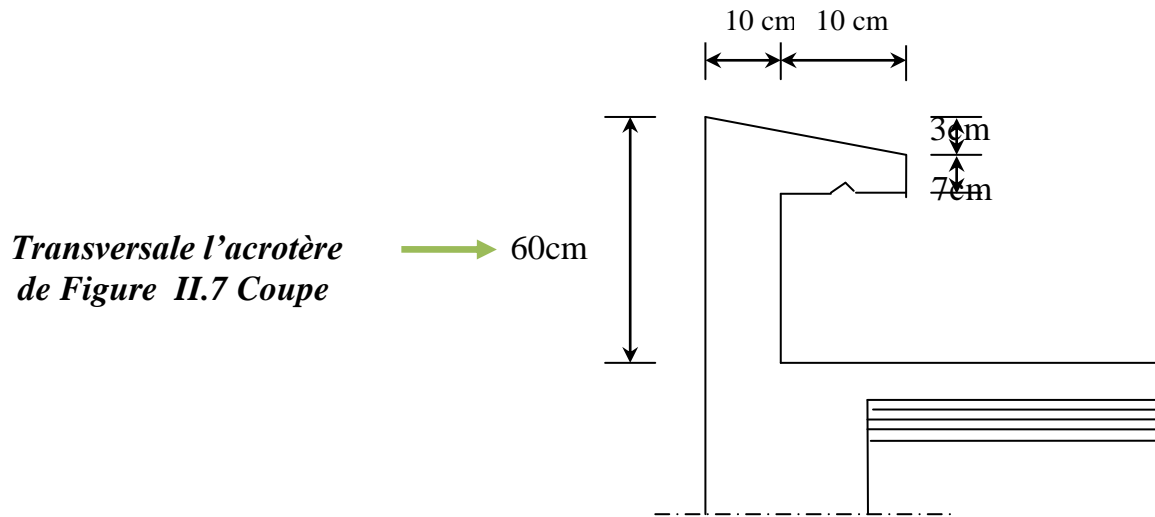
Tableau III.5 : Charges permanentes du balcon.

**d) Acrotère**

$h_t = 60 \text{ cm.}$

La charge permanente  $G$  est :

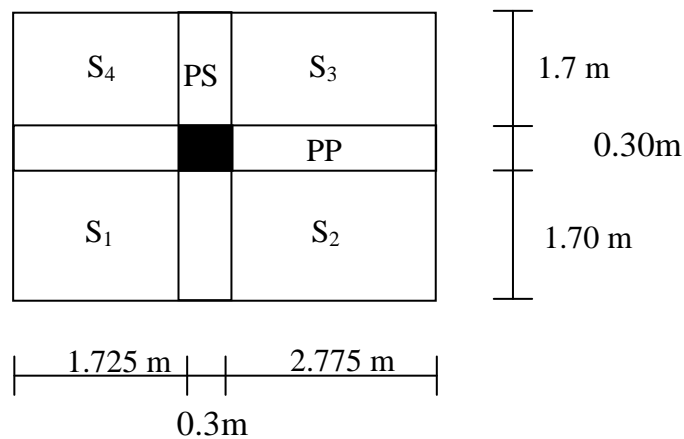
$$G = \rho \times S \times 1m = 25[0.5 \times 0.1 + 0.2 \times 0.07 + 0.03 \times 0.2/2] = 1.675 \text{ KN.}$$



**III.3.5. Détermination du poids propre des éléments**

Avec :  $\rho = 25 \text{ KN} / \text{m}^2$

**a) Poids propre des planchers :**



$$S = \left[ \frac{3.70}{2} + \frac{3.70}{2} - 0,3 \right] \left[ \frac{3.75}{2} + \frac{5.85}{2} - 0,3 \right] = 15.30 \text{ m}^2$$

Plancher	Surface d'influence $S \text{ (m}^2\text{)}$	Charges $G \text{ (KN/m}^2\text{)}$	Charges permanente du plancher $P \text{ (KN)}$
----------	--	-------------------------------------	---

<b>Terrasse</b>	15.30	5.45	83.385
<b>Etage</b>	15.30	5.28	80.784

**Tableau III.6** : Charges permanentes des planchers**b) Poids propre des poutres**

Il y a deux type sont les suivantes :

Poutres	Charge permanente des poutres $G$ (KN/m <sup>2</sup> )	Charge permanente totale des poutres $P_{totale} = G_{PP} + G_{PS}$ (KN)
Poutres principales	$G = [0.30 \times 0.40 \times (5.85 - 0.30)] \times 25 = 16.65$	$P_{totale} = 16.65 + 5.10 = \mathbf{21.75}$
Poutres secondaires	$G = [0.20 \times 0.30 \times (3.70 - 0.30)] \times 25 = 5.10$	

**Tableau III.7** : Charges permanentes des poutres**c) Poids propres des Poteaux :**

Poteaux	Charge permanente des poteaux
---------	-------------------------------

	$G$ (KN)
<b>Poteau de 2 sous-sol</b>	$G = [0.25 \times 0.25 \times 4.08] \times 25 = 6.375$
<b>Poteaux de RDC</b>	$G = [0.25 \times 0.25 \times 3.50] \times 25 = 5.469$
<b>Poteaux d'étages 1, 2, 3 et 4</b>	$G = [0.25 \times 0.25 \times 3.30] \times 25 = 5.156$
<b>Poteaux d'étages 5</b>	$G = [0.25 \times 0.25 \times 3.06] \times 25 = 4.78$

**Tableau III.8** : Charges permanentes des poteaux

### III.3.6 Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression

#### ➤ Loi de dégression des charges

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

Dans notre cas, la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, donc on peut utiliser la formule préconisée par le **D.T.R.B.C2, 2, p17**.

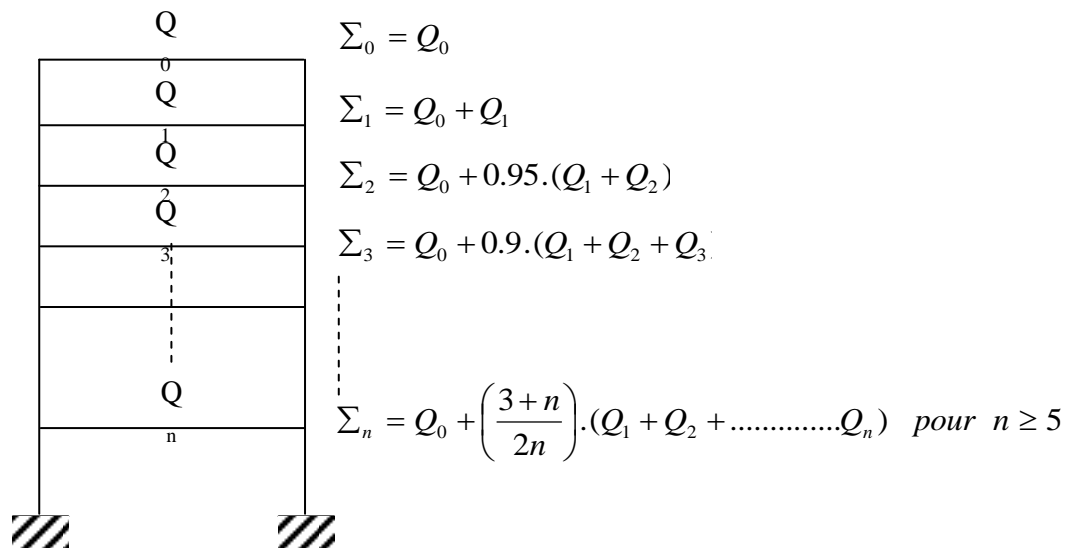
La loi de dégression est donc définie comme suit :

#### ❖ Surcharges d'exploitation

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les surcharges d'exploitations relatives aux différents éléments déjà donnés.

- **Lois de Degression de Charge**

Les règles du BAEL 99 exigent l'application de la dégression des surcharges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :



**Figure II.8 :** Loi de dégression des surcharges d'exploitation

Avec :

$Q_0$  : 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.

Elles sont résumées dans le tableau suivant :

Eléments	Surcharges $Q$ (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1.0
Plancher d'étage 5 (habitation)	1.5
Plancher d'étage 4 à RDC	4
Sous-sol	5
Escalier	4

**Tableau III.10** : Surcharges d'exploitation des différents éléments

➤ **Coefficients de dégression de surcharges :**

Niveau	5	4	3	2	1	RDC	Sous-sol2	Sous-sol1
coef	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71

**Tableau III.11** : Coefficients de dégression de surcharge

➤ **Les surcharges cumulées  $Q_n$**

	Opérations	Résultats
Terrasse	$Q_0=1 \times 15.30$	<b>15.3 KN</b>
Niveau5	$Q_0+ Q_1 =15.3 + 22.95$	<b>38.25 KN</b>
Niveau4	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)= 15.3 +0.95(22.95+61.20)$	<b>95.24 KN</b>
Niveau3	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3) = 15.30+0.9(22.95+2 \times 61.2)$	<b>146.12 KN</b>
Niveau2	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=15.3+0.85(22.95+3 \times 61.2)$	<b>190.87 KN</b>
Niveau1	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)= 15.3+0.8(22.95+4 \times 61.2)$	<b>229.5KN</b>
Niveau RDC	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=15.3+0.75(22.95+5 \times 61.2)$	<b>262.01KN</b>
SOUS- SOL	$Q_0+0.71 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=$ $15.3 +0.71 (22.95+5 \times 61.2+91.8)$	<b>314.03KN</b>

**Tableau III.12 : Dégression des charges d'exploitation**

NIVEAU	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)		Efforts normaux N=G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	
	Poids des planchers	Poids des portées	Poids des poteaux	G <sub>totale</sub>	G <sub>cumulée</sub>	Q <sub>i</sub>	Q <sub>n</sub> KN		Section trouvée	Section adoptée
5	83. 385	21.7 5	0	105 .14	<b>105.</b> <b>14</b>	15.3	<b>15.3</b>	120.4 4	81.30	40*40
4	80. 784	21.7 5	4.78	107 .31	<b>212.</b> <b>45</b>	38.2 5	<b>53.5</b> <b>5</b>	266.0 0	177.3 3	40*40
3	80. 784	21.7 5	5.156	107 .69	<b>320.</b> <b>14</b>	95.2 4	<b>148.</b> <b>79</b>	468.9 3	312.6 2	40*40
2	80. 784	21.7 5	5.156	107 .69	<b>427.</b> <b>83</b>	146. 12	<b>294.</b> <b>91</b>	722.7 4	481.8 3	45*45
1	80. 784	21.7 5	5.156	107 .69	<b>535.</b> <b>52</b>	190. 87	<b>485.</b> <b>78</b>	1021. 30	680.8 7	45*45
RD C	80. 784	21.7 5	5.156	107 .69	<b>643.</b> <b>21</b>	229. 5	<b>715.</b> <b>28</b>	1358. 49	905.6 6	45*45
SS 2	80. 784	21.7 5	5.469	108 .01	<b>751.</b> <b>22</b>	262	<b>977.</b> <b>28</b>	1728. 50	1152. 33	50*50
SS 1	80. 784	21.7 5	6.375	108 .91	<b>860.</b> <b>13</b>	314. 03	<b>1291</b> <b>.31</b>	2151. 44	1434. 29	50*50

**Tableau III.1**  
3 : dégr  
essio  
n des  
char  
ges  
  
Les  
secti  
ons  
des

poteaux adoptées sont donc:

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )
5, 4,3	(40 x40)
2,1,RDC	(45 x 45)
Sous-s1,	(50 x50)

Sous-s2	
---------	--

**Tableau III.14 : Sections des poteaux adopté**

**III. 3.7. Vérification des sections des poteaux aux recommandations**

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
40x40	$Min(b, h) \geq 25cm$	$Min(b, h) = 40cm > 25cm.$	<b>Condition vérifiée</b>
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3cm < 30cm.$ $\frac{h_e}{20} = \frac{310}{20} = 15.5cm < 30cm.$	<b>Condition vérifiée</b>
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4.$	<b>Condition vérifiée</b>
45x45	$Min(b, h) \geq 25cm$	$Min(b, h) = 45cm > 25cm.$	<b>Condition vérifiée</b>
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}.$	$\frac{h_e}{20} = \frac{310}{20} = 15.5cm < 35cm.$	<b>Condition vérifiée</b>
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4.$	<b>Condition</b>

			vérifiée
50x50	$Min(b, h) \geq 25cm$	$Min(b, h) = 50cm > 25cm.$	Condition vérifiée
	$Min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{330}{20} = 16.5cm < 40cm$ $\frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4cm < 40cm$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4.$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{50}{50} = 1cm < 4.$	Condition vérifiée

**Tableau III.15 :** Vérification des sections des poteaux aux  
Recommandations de RPA 99(Art 7.4.1)

### III.3.8. Vérification des poteaux au flambement

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

Il faut vérifier l'élancement  $\lambda$  des poteaux :  $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35.$

Avec :

$L_f$  : longueur de flambement ( $L_f = 0.7 L_0$  ) ;

$i$  : rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$  ) ;

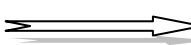

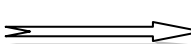
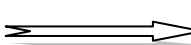

$L_0$  : hauteur libre du poteau ;

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$  ) ;

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

D'où :

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I_{yy}}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} .$$

- ◆ Poteaux (40 x 40) :  $L_0 = 3.06 \text{ m}$ .   $\lambda = 18.55 < 35$ .
- :  $L_0 = 3.30 \text{ m}$ .   $\lambda = 20.01 < 35$ .
- ◆ Poteaux (45 x 45) :  $L_0 = 3.30 \text{ m}$ .   $\lambda = 17.78 < 35$ .
- ◆ Poteaux (50 x 50) :  $L_0 = 3.50 \text{ m}$ .   $\lambda = 16.97 < 35$ .
- :  $L_0 = 4.08 \text{ m}$ .   $\lambda = 21.98 < 35$ .

### Conclusion

Tous les poteaux vérifient la condition de non-flambement.

### III-4-Pré dimensionnement des voiles :

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

Leur pré dimensionnement se fera conformément à (Art 7-7-1 du RPA99)

#### III-4-1- L'épaisseur (e)

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

$$a \geq \frac{h_{\max}}{20} \quad h_{\max} = \text{la hauteur libre max d'étage}$$

$$h_{e \max} = 4,08 - 0,2 = 3.88 \text{ m}$$

$$e \geq \frac{388}{20} = 19.40 \text{ cm}$$

Avec :

$h_{e(\max)}$  : Hauteur libre du RDC

**III-4-2- Vérification des exigences du RPA99 (Art 7, 7, 1)**

Ils sont considérés comme voiles de contreventement les voiles satisfaisants à la condition :

$$L_{\min} \geq 4.e$$

$$L_{\min} \geq 4 \times 0,20 = 0.80\text{m}$$

Condition vérifiée

$L_{\min}$  : portée minimale des voiles

L'ouvrage de groupe d'usage (2) sera implanté à Tizi-ouzou, zone de moyenne sismicité (IIA). L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

**Conclusion**

On adoptera un épaisseur des voiles :  $e = 20$  cm.

**Chapitre IV.1. Calcul des planchers.****Introduction :**

Le calcul se fera pour les planchers:

IV.1 plancher de sous-sol1 :

$$Q=5\text{kn /m}$$

$$G=5.28\text{kn /m}$$

IV.2- plancher de sous-sol2, RDC ,1<sup>ere</sup>,2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> etage :

$$Q=4\text{kn /m}$$

$$G=5.28\text{kn /m}$$

IV.3- plancher de 4<sup>eme</sup> etage :

$$Q=1.5\text{kn /m}$$

$$G=5.28\text{kn /m}$$

IV.4 - plancher terrasse :

$$Q=1\text{kn /m}$$

$$G=5.45\text{kn /m}$$

Le predimensionnement des plancher nous donne des plancher à corps creux est d'épaisseur (16 + 4) avec une dalle de compression de 4 *cm*.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles préfabriquées de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 *cm*.

- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 *cm*.

- Une dalle de compression en béton de 4 *cm* d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
- Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées, notamment celles correspondantes aux cloisons.

#### IV.II. plancher de sous-sol, RDC, 1<sup>ère</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage :

##### IV.2.1. calcul et Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles seront au plus égales :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures (poutrelles).
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures (poutrelles).

Soit  $l$  : l'entraxe des poutrelles ( $l =$  l'entraxe des poutrelles ( $l=65$ cm).

##### a) Calcul des armatures

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times l}{f_e} \quad \text{lorsque } (80 \text{ cm} \geq l \geq 50 \text{ cm}).$$

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{lorsque } l \leq 50 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit :  $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement :  $S_t = 20 \text{ cm}$

##### b) Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit :  $A_{//} = 4T4 = 0.50 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement :  $S_t = 25 \text{ cm}$

On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension  $(4 \times 5 \times 250 \times 200) \text{ mm}^2$ .

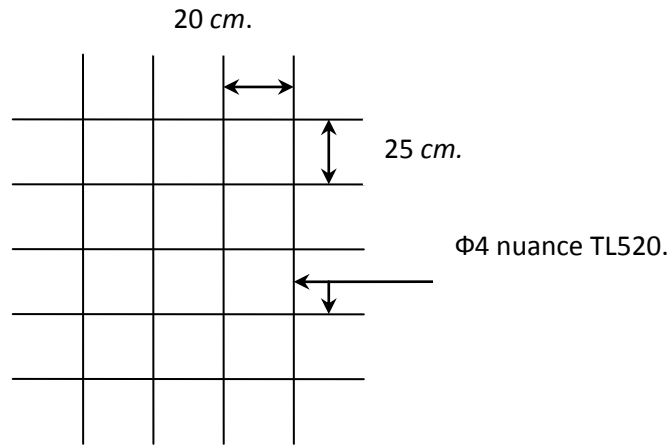


Figure III.21 : Treillis soudés (250×200)

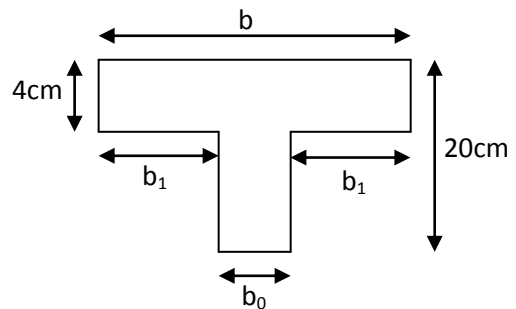
**IV-2-2) Calcul de largeur de la table de compression :**

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{a}{2}. \\ b_1 \leq \frac{L}{10}. \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0. \end{cases}$$

Avec  $a$  : distance entre deux faces voisines de nervure.

$L$  : portée libre entre nus de la poutre.

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.5. \\ b_1 \leq \frac{340}{10} = 34. \\ 24 \leq b_1 \leq 32. \end{cases}$$



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

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

### **IV.2-3) Calcul des poutrelles :**

Dans ce qui suit, on s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité, c'est-à-dire celui qui supporte la plus grande charge d'exploitation (plancher du sous sol) ; ce calcul se fera en deux étapes :

#### **-Etape1: Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités, elle doit supporter en plus de son poids propre la charge due à la main d'œuvre et le poids du corps creu

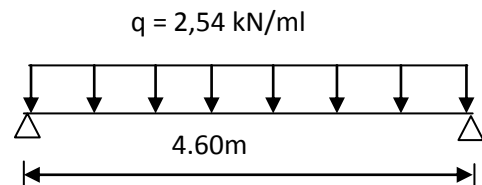
#### **Chargement**

- Poids propre :  $G = 0,04 \times 0,12 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$
- Poids du corps creux :  $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ kN/ml}$
- Poids total :  $G_t = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$
- Poids de la main d'œuvre :  $Q = 1 \text{ kN/ml}$

#### **1) Ferrailage à l'ELU**

La combinaison de charge à considérées est :  $q = 1,35G_t + 1,5Q$

$$q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1 = 2,50 \text{ KN/ml}$$



#### **• Moment en travée :**

$$M_t = \frac{q l^2}{8} = \frac{2,50 \times (3,4)^2}{8} = 3,61 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 3,61 \text{ KNm.}$$

#### **• Effort tranchant sur appuis :**

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{2,50 \times 3,4}{2} = 4,25 \text{ KN}$$

$$T = 4,25 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,25 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 6,23 > \mu_r = 0,394 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

**NB :** Vue la faible hauteur de la poutrelle par rapport à sa portée donc on est obligé de prévoir des étais intermédiaires, à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges d'avant coulage

- **Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires :**

Le moment limite correspondant a une S.S.A est égale à :

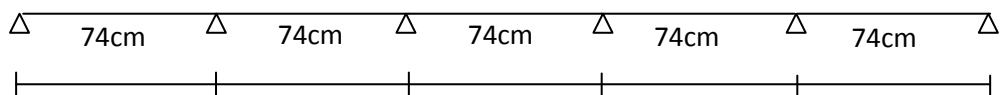
$$M_L = \mu_L \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0,392 \times 120 \times 20^2 \times 14,2 = 0,267 \text{ KN.M}$$

Donc, La longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

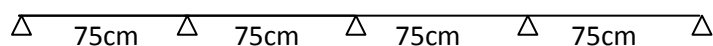
$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_L}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0,267}{2,5}} = 0,92 \text{ m.}$$

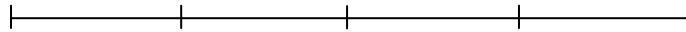
- ❖ **Conclusion :**

- Pour les travées de 3.70m, nous disposerons de 4pieds droits.

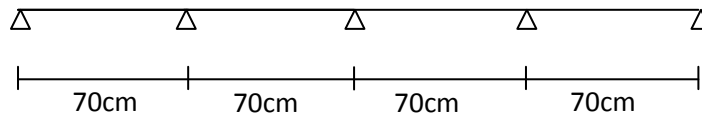


- Quand aux travées de 3m, nous disposerons de 3pieds droits.





- Quand aux travées de 2.80m, nous disposerons de 3pieds droits.



**-Etape2 : Après coulage de la dalle de compression :**

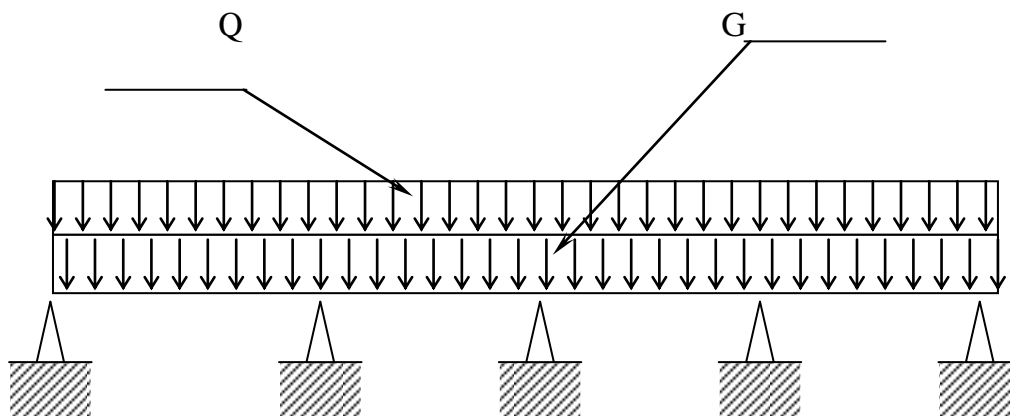
Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en Té qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher :  $G = 5.28 \times 0.65 = 3.432\text{KN/ml}$ .
- surcharge d'exploitation :  $Q = 5 \times 0,65 = 3.25 \text{ kN/ml}$ .

***b.1) combinaison d'actions***

À l'ELU :  $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1.35 \times 3.432 + 1.5 \times 3.25 = 9.51 \text{ KN/ml}$ .

À l'ELS :  $Q_s = G + Q = 3.432 + 3.25 = 6.68\text{KN/ml}$ .



**III.2.4) détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants****1) Choix de la méthode de calcul :**

a) **Méthode forfaitaire :** Condition d'application

1) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou à 5 kN/m<sup>2</sup>

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

$$Q = 5\text{kN/m}^2 < 2G = 10,56 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.

⇒ Condition vérifiée

3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

- $L_i/L_{i+1} = 2.80/3.00 = 0.933$
- $L_i/L_{i+1} = 3/3 = 1$
- $L_i/L_{i+1} = 3/3.70 = 0.811$
- $L_i/L_{i+1} = 3.7/3.7 = 1$

⇒ Conditions vérifiées

4) la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements.

*Condition vérifiée*

**Conclusion**

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

**2) calcul des coefficients**

$M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée est soumise aux mêmes charges (moments isostatique)  $M_w, M_e, M_t$  : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches, de droites ainsi que celle du moment en travée.

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

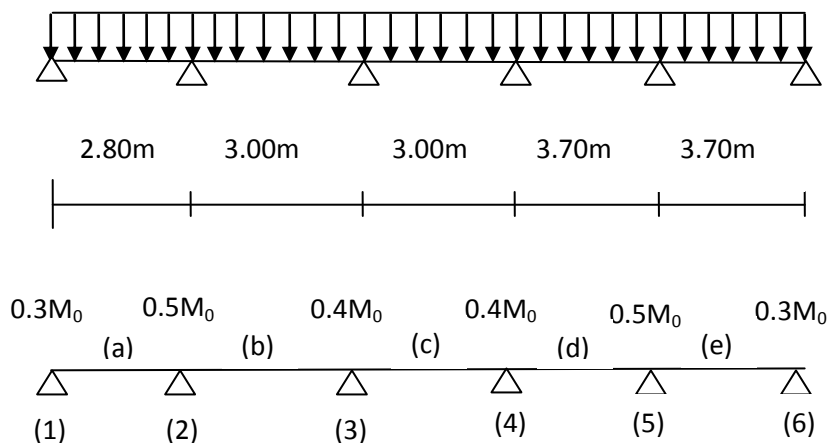
$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{5.00}{5 + 5.28} = 0,49 \quad \left( 0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

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

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,05M_0 \end{cases}$$

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

- travée de rive :  $M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0$



On aura après calcul :  $\alpha = 0.49$

$$1 + 0.3 \alpha = 1.147$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.57$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.67$$

### 3) calcul des moments en travée

- travée de rive(a)et(e) :

- $M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.67M_0$
- $M_t + \frac{0.3M_0+0.5M_0}{2} \geq 1.147M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.747M_0$
- $M_t + \frac{0.3M_0+0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.65M_0$

On prend  $M_t = 0,75 M_0$

- Travée intermédiaire(c) :

- $M_t + \frac{0.4M_0+0.4M_0}{2} \geq 1.147M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.747M_0$
- $M_t + \frac{0.4M_0+0.4M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.65M_0$
- $M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.57M_0$

On prend  $M_t = 0.75 M_0$

- Travée intermédiaire(b)et(d) :

- $M_t + \frac{0.5M_0+0.4M_0}{2} \geq 1.147M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.697M_0$
- $M_t + \frac{0.5M_0+0.4M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.6M_0$
- $M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.57M_0$

On prend  $M_t = 0.70 M_0$

**4) calcul des moments isostatiques**

$$Q_u = 9.51 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 16.27 \text{ KN.m}$$

**5) calcul des efforts tranchants**

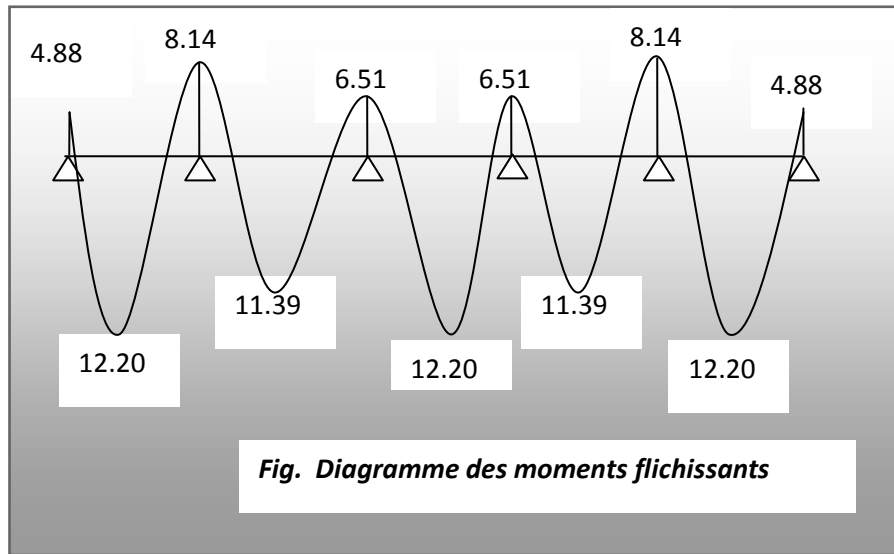
$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w + q_u L$$

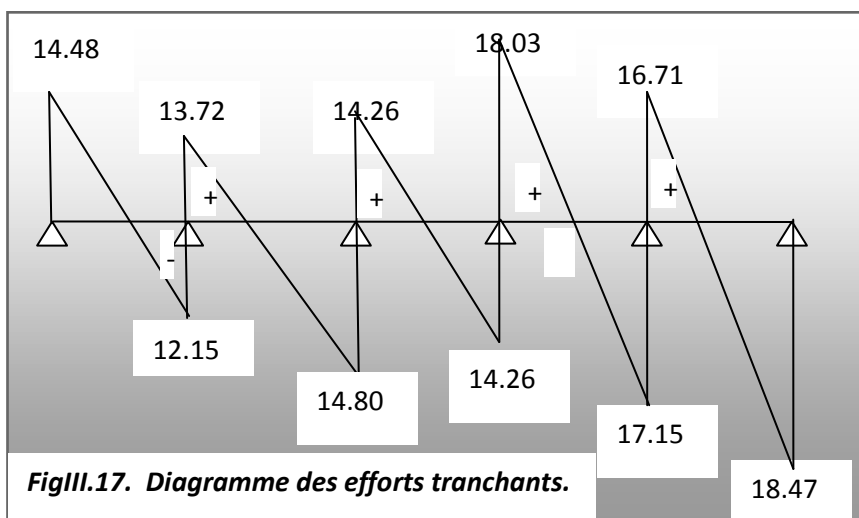
Avec  $T_w$ ,  $T_e$  respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appuis.

Travée	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6
$M_w$ (KN.m)	4.88	8.14	6.51	6.51	8.14
$M_e$ (KN.m)	8.14	6.51	6.51	8.14	4.88
L(m)	2.80	3.00	3.00	3.70	3.70
$T_w$ (KN)	-14.48	- 13.72	- 14.26	- 18.03	- 16.71
$T_e$ (KN)	12.15	14.80	14.26	17.15	18.47
$M_t$ (KN.m)	12.20	11.39	12.20	11.39	12.20

**5.1 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant****a) diagramme des moments**



**Diagramme des efforts tranchants**



**6) Calcul des armatures**

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont

$$M_t^{\max} = 12.20 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 8.14 \text{ KN.m}$$

**6.1) calcul à l'ELU**

**a) Armature en travée**

Le moment équilibré par la table de compression

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

$$M_t = 0.04 \times 0.65 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

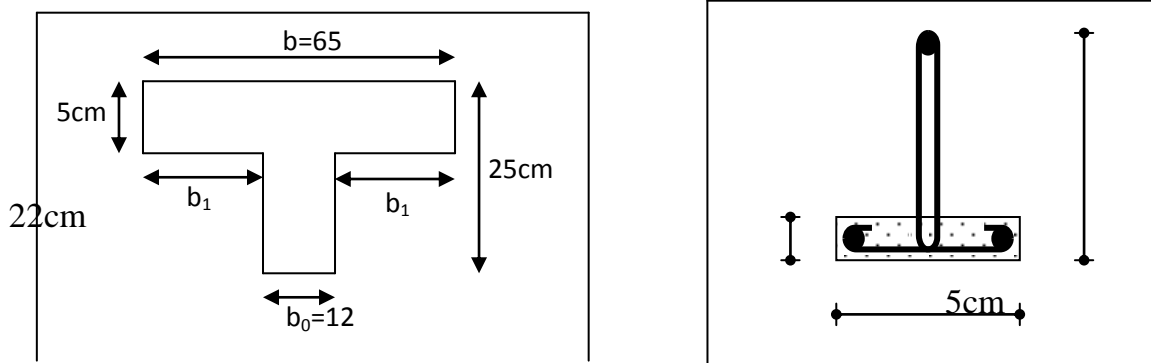
$M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_t = 12.20 \text{ KN.m} \rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{12.20 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.041 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.041 \rightarrow \beta = 0.0523$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{12.20 \times 10^3}{0.0523 \times 18 \times 348} = 37.24 \text{ cm}^2$$

**NB :** la section de l'acier est tri-élevée par rapport à la section de la poutrelle  $\Rightarrow$  on augmente la hauteur de la poutrelle  $h=25\text{cm} (20+5)$



12cm

**Poutrelle****Détermination des dimensions de la section en T** $h = 20 + 5 = 25$  cm (hauteur de la section) $h_0 = 5$  cm (épaisseur de la dalle de compression) $C = 3$  cm (enrobage) $d = 22$  cm (hauteur utile)

$b_1$  : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-après :

**-Etape1: Avant coulage de la dalle de compression :****Chargement :**

- Poids propre :  $G = 0,05 \times 0,12 \times 25 = 0,15$  kN/ml
- Poids du corps creux :  $G' = 0,95 \times 0,65 = 0,62$  kN/ml
- Poids total :  $G_t = 0,15 + 0,62 = 0,77$  KN / ml
- Poids de la main d'œuvre :  $Q = 1$  kN/ml

**2) Ferraillage à l'ELU**

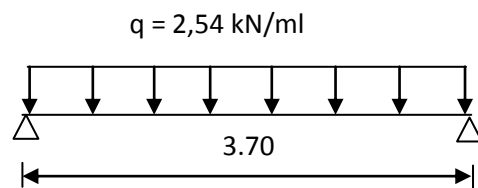
La combinaison de charge à considérées est :  $q = 1,35G_t + 1,5Q$

$$q = 1,35 \times 0,77 + 1,5 \times 1 = 2,54 \text{ KN/ml}$$

**• Moment en travée :**

$$M_t = \frac{q l^2}{8} = \frac{2,54 \times (3,7)^2}{8} = 4,35 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 4,35 \text{ KNm.}$$



- **Effort tranchant sur appuis :**

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{2,54 \times 3.7}{2} = 4.70 \text{ KN}$$

$$T = 4.70 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.35 \times 10^6}{120 \times 25^2 \times 14,2} = 4.08 > \mu_r = 0,394 \Rightarrow \text{S.D.A}$$

**NB :** Vue la faible hauteur de la poutrelle par rapport à sa portée donc on est obligé de prévoir des étais intermédiaires, à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges d'avant coulage

- **Calcul du nombre et des distances entre étais intermédiaires :**

Le moment limite correspondant a une S.S.A est égale à :

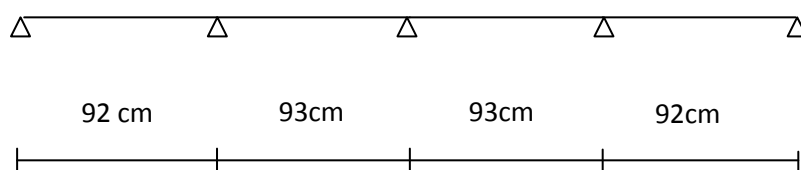
$$M_L = \mu_L \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 1.20 \times 0.25^2 \times 14.2 = 0,417 \text{ KN.M}$$

Donc, La longueur max entre appui pour avoir une S.S.A est égale à :

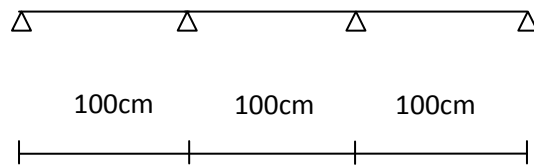
$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_L}{q}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.417}{2.54}} = 1.15 \text{ m.}$$

- ❖ **Conclusion :**

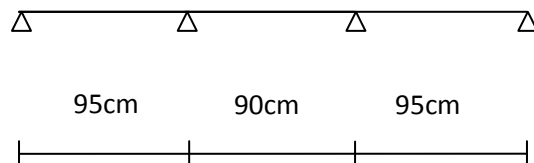
- Pour les travées de 3.70m, nous disposerons de 3pieds droits.



- Quand aux travées de 3m, nous disposerons de 2 pieds droits.



- Quand aux travées de 2.80m, nous disposerons de 2 pieds droits.



### -Etape2 : Après coulage de la dalle de compression :

#### ➤ Calcul des armatures

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont

$$M_t^{\max} = 12.20 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 8.14 \text{ KN.m}$$

#### 6.1) calcul à l'ELU

##### a) Armature en travée

Le moment équilibré par la table de compression

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

$$M_t = 0.05 \times 0.65 \times 14.2 \times \left( 0.22 - \frac{0.05}{2} \right) \cdot 10^3 = 90 \text{ KN.m}$$

$M_t = 90 \text{ KN.m} > M_t = 12.20 \text{ KN.m} \rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{12.20 \times 10^3}{65 \times 22^2 \times 14,2} = 0,027 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,027 \rightarrow \beta = 0,9865$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{12.20 \times 10^3}{0,9865 \times 22 \times 348} = 1,62 \text{ cm}^2$$

On prend 3T10  $\Rightarrow A_{st} = 2,36 \text{ cm}^2$ .

### b) Armatures aux appuis :

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire (bx h).

$$M_a^{\max} = 8,14 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{8,14 \times 10^3}{65 \times 22^2 \times 14,2} = 0,018 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

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

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{8,14 \times 10^3}{0,991 \times 22 \times 348} = 1,07 \text{ cm}^2$$

$A_a = 0,62 \text{ cm}^2$  on adopte : 1HA12 = 1,13 cm<sup>2</sup>

### c) Calcul des armatures transversales

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

$$\min\left(\frac{250}{35}; \frac{120}{10}; 12\right) = 7,14 \text{ mm} = 0,714 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0,6 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

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

### Espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min(0,9d \cdot 40\text{cm}) = \min(19,8 \cdot 40) = 19,8\text{cm}$$

$$S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,28 \times 400}{12 \times 0,4} = 23,33\text{cm}$$

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

## 6.2) Vérification à l'ELU

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

On doit vérifier que

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{18,47 \times 10^3}{120 \times 220} = 0,69\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,69\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

b) *Condition de non fragilité*

$$A_{\min} = 0,23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 22 \frac{2,1}{400} = 0,32\text{cm}^2$$

*En travée*

$$A_t = 2,36\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,32\text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

*Aux appuis*

$$A_a = 1,13\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,32\text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence**

(BAEL91.Art. A.6.13)

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{18.47 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 1 \times \pi \times 12} = 2.47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**d) Influence de l'effort tranchant sur le béton**

(Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0.267 b_0 \times a \times f_{c28}$  avec  $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.22 \times 10^3 \times 25 = 157.41 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129.76 \text{ KN}$$

*Appuis de rive*

$$V_{\max} = 18.03 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{«condition vérifiée»}$$

*Appuis intermédiaires*

$$V_{\max} = 18.03 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

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

On doit vérifier que :  $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d})$

*Appuis de rive*

$$A = 1.13 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (9.22 - \frac{4.88}{0.9 \times 0.22}) = 0.45$$

$$A = 1.13 \geq 0.45 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**Appuis intermédiaires**

$$A = 1.13 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 18.03 - \frac{6.51}{0.9 \times 0.22} \right) = -0.43 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.13 \geq -0.43 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

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

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où} \quad l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

**g) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires (BAEL91.Art.A.51.322).**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } a = 0.9d$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{18.47 \times 10^3}{0.9 \times 220 \times 120} = 0.77 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**7) calcul à l'ELS****a) calcul des moments isostatiques**

$$q_s = 6.68 \text{ KN/ml}$$

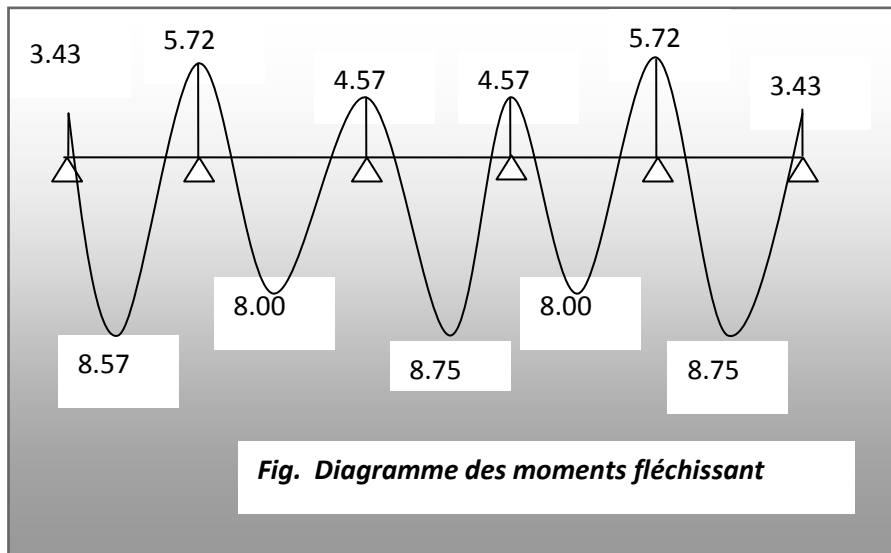
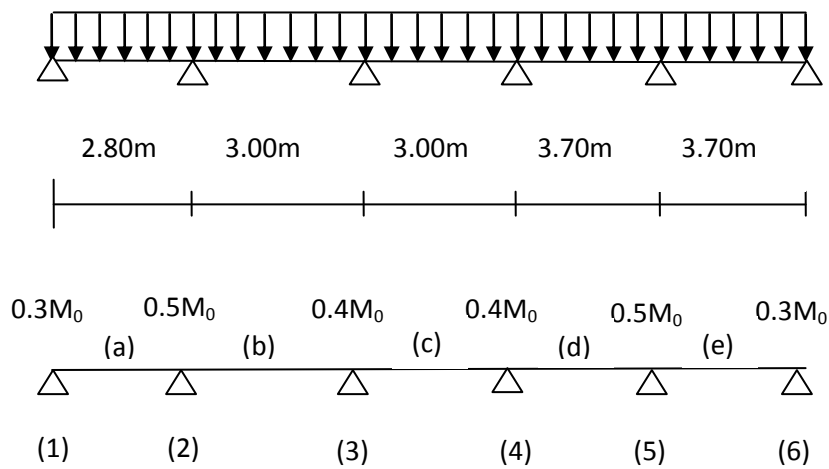
$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{6.68 \times 3.7^2}{8} = 11.43 \text{ KN.m}$$

Par la méthode forfaitaire :  $M_t = 0.75 M_0 \rightarrow$  travée de rive

$M_t = 0.75 M_0 \rightarrow$  travée intermédiaire(c)

$M_t = 0.70 M_0 \rightarrow$  travée intermédiaire(b)et(d)

**b) diagramme des moments fléchissant**



**Fig. Diagramme des moments fléchissant**

**c) Etat limite de la compression du béton****1- en travée :**  $M_t^{\max} = 8.57 \text{ KN.m}$ 

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 2.36}{22 \times 12} = 0.893 \quad \rightarrow \beta_1 = 0.865 \rightarrow K = 22.59$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{8.57 \times 10^3}{0.865 \times 22 \times 2.36} = 190.82 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- Contrainte de compression dans le béton

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = \frac{190.82}{22.59} = 8.44 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

**2- aux appuis :**  $M_a^{\max} = 5.72 \text{ KN.m}$ La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire ( $b_0.h$ )

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 1.13}{22 \times 12} = 0.428$$

$$\rho_1 = 0.428 \rightarrow \beta_1 = 0.900 \rightarrow \alpha_1 = 0.3 \rightarrow K = 35$$

- **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{5.72 \times 10^3}{0.900 \times 22 \times 1.13} = 255.65 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{255.65}{35} = 7.30 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELS sont satisfaisantes.

**d) vérification des ouvertures de fissuration**

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

**e) Etat limite de déformation**

(BAEL91. Art.B.68.4.24)

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

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

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

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$$

Avec

**h** : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle est comprise)

**M<sub>0</sub>** : Moment isostatique

**L** : portée libre

**M<sub>t</sub>** : moment de flexion

**B<sub>0</sub>** : largeur de nervure

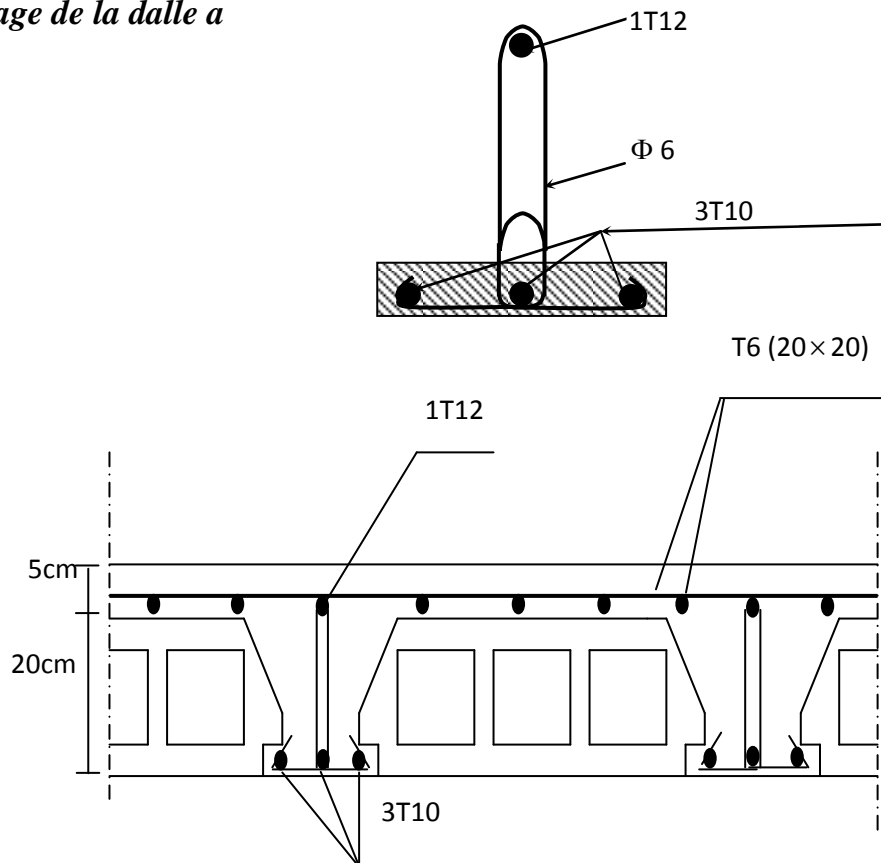
$$1- \frac{h}{L} = \frac{25}{310} = 0,081 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0,081 > \frac{8,57}{15 \times 11,43} = 0,049 \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2,36}{22 \times 12} = 0,008 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc les armatures calculées à ELU sont suffisantes.

## g) Ferrailage de la dalle a

IV.III) plancher de 4<sup>ème</sup> étage :

$$G=5.28\text{kn/m}$$

$$Q=1.5\text{kn /m}$$

## III.2.1.calcul et Ferrailage de la dalle de compression :

NB : Iles dégât calculer dans (IV.II)

**-Etape2 : Après coulage de la dalle de compression :**

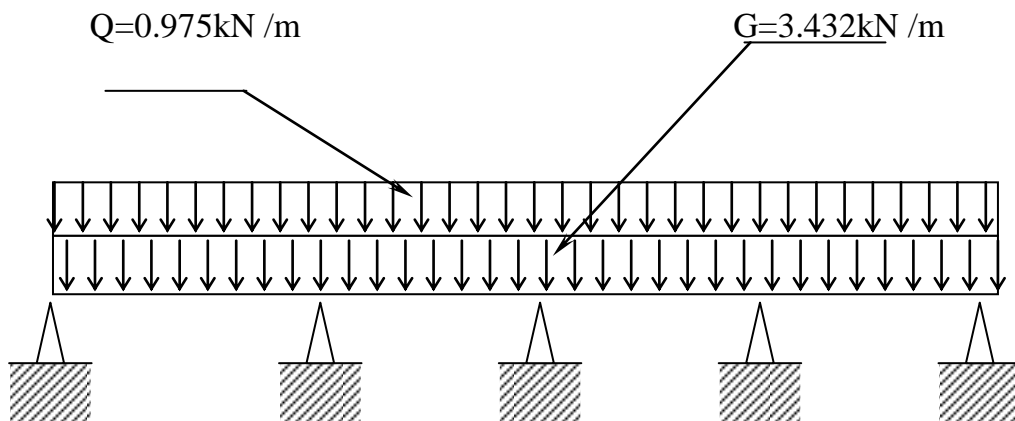
Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher :  $G = 5.28 \times 0.65 = 3.432 \text{ kN/ml}$ .
- surcharge d'exploitation :  $Q = 1.5 \times 0,65 = 0.975 \text{ kN/ml}$ .

### b.1) combinaison d'actions

À l'ELU :  $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1.35 \times 3.432 + 1.5 \times 0.975 = 6.10 \text{ kN/ml}$ .

À l'ELS :  $Q_s = G + Q = 3.432 + 0.975 = 4.41 \text{ kN/ml}$ .



### III.2.4) détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants

#### 1) Choix de la méthode de calcul :

- c) **Méthode forfaitaire :** Condition d'application
- 4) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou à  $5 \text{ kN/m}^2$

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

$$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10,56 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

6) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

- $L_i/L_{i+1} = 2.80/3.00 = 0.933$
- $L_i/L_{i+1} = 3/3 = 1$
- $L_i/L_{i+1} = 3/3.70 = 0.811$
- $L_i/L_{i+1} = 3.7/3.7 = 1$

$\Rightarrow$  Conditions vérifiées

4) la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. *Condition vérifiée*

### Conclusion

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

#### 2) calcul des coefficients

$M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée est soumise aux mêmes charges (moments isostatique)  $M_w$ ,  $M_e$ ,  $M_t$  : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches, de droites ainsi que celle du moment en travée.

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

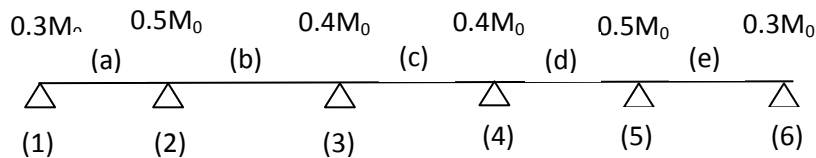
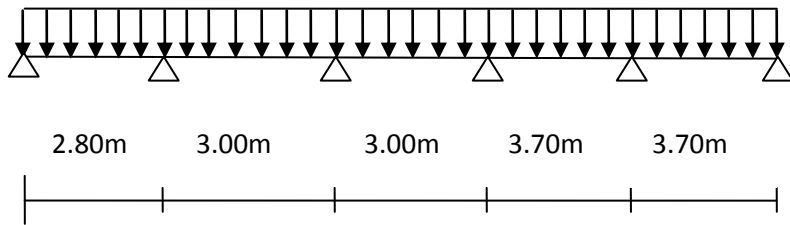
$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.28} = 0,22 \quad \left( 0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

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

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,05M_0 \end{cases}$$

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

- travée de rive :  $M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right)M_0$



On aura après calcul :  $\alpha = 0.22$

$$1 + 0.3 \alpha = 1.07$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.535$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.633$$

### 3) calcul des moments en travée

- travée de rive(a)et(e) :

- $M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.633M_0$
- $M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.07M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.67M_0$
- $M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.65M_0$

On prend  $M_t = 0,70 M_0$

- Travée intermédiaire(c) :

- $M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.07M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.67M_0$
- $M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.65M_0$
- $M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.535M_0$

On prend  $M_t = 0.70 M_0$

- Travée intermédiaire(b)et(d) :

- $M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.07M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.62M_0$
- $M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.6M_0$
- $M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.535M_0$

On prend  $M_t = 0.65 M_0$

**4) calcul des moments isostatiques**

$Q_u = 6.10\text{KN/ml}$

$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 10.44\text{KN.m}$

**5) calcul des efforts tranchants :**

$T_i = \frac{M_i - M_{i+1}}{L} - \frac{q_u L}{2}$

$T_{i+1} = T_i + q_u L$

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

Travée	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6
$M_i$ (KN.m)	3.13	5.22	4.18	4.18	5.22
$M_{i+1}$	5.22	4.18	4.18	5.22	3.13

(KN.m)					
L(m)	2.80	3.00	3.00	3.70	3.70
$T_i$ (KN)	-9.28	-8.80	-9.15	-11.57	-10.72
$T_{i+1}$ (KN)	7.80	9.50	9.15	11.00	11.85
$M_t$ (KN.m)	7.31	6.79	7.31	6.79	7.31

5.1 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

a) diagramme des moments

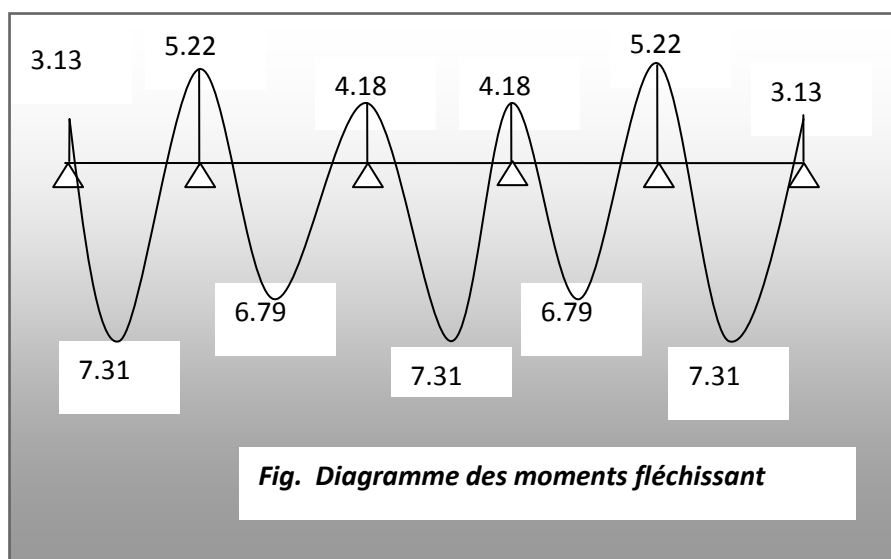
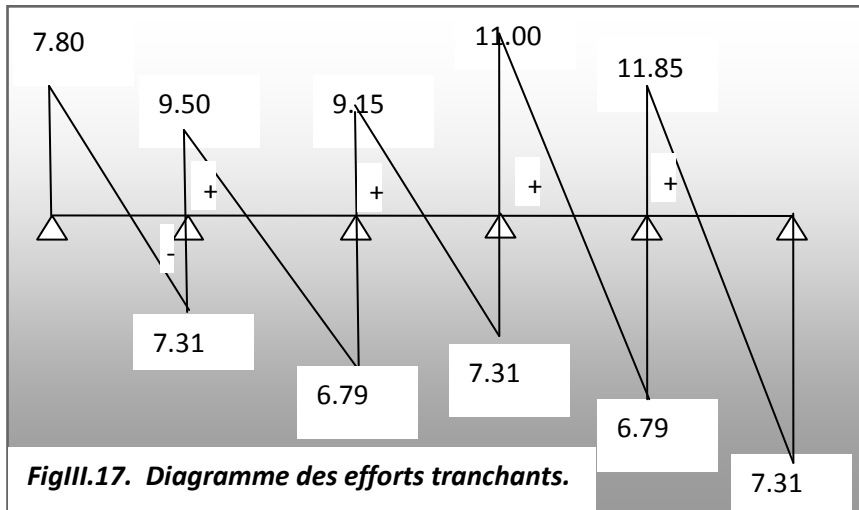


Diagramme des efforts tranchants



### 6) Calcul des armatures

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont

$$M_t^{\max} = 7.31 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 5.22 \text{ KN.m}$$

#### 6.1) calcul à l'ELU

##### a) Armature en travée

Le moment équilibré par la table de compression

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

$$M_t = 0.04 \times 0.65 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_t = 7.31 \text{ KN.m} \rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{7.31 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,024 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,024 \rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{7.31 \times 10^3}{0,988 \times 18 \times 348} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.18 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

### ***b) Armatures aux appuis***

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire (bx h).

$$M_a^{\max} = 5.22 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{5.22 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.017 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.014 \rightarrow \beta = 0.9915$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{5.22 \times 10^3}{0.9915 \times 18 \times 348} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.84 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

### ***c) Calcul des armatures transversales***

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

$$\min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 12\right) = 5.71 \text{mm} = 0.57 \text{cm}$$

$$\phi \leq 0.6 \text{cm} \quad \text{On prend } \phi = 6 \text{mm}$$

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

### **Espacement des armatures transversales**

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

$$St = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{12 \times 0.4} = 47.5 \text{cm}$$

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

## **6.2) Vérification à l'ELU**

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

On doit vérifier que

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{11.85 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.55 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.55 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**b) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

**En travée**

$$A_t = 1.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**Aux appuis**

$$A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

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

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{11.85 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 1 \times \pi \times 12} = 1.94 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**d) Influence de l'effort tranchant sur le béton** (ArA5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0.267b_0 \times a \times f_{c28}$  avec  $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25 = 129.76 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129.76 \text{ KN}$$

**Appuis de rive**

$$V_{\max} = 7.80 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{«condition vérifiée»}$$

**Appuis intermédiaires**

$$V_{\max} = 11.85 < 129.76 \text{ KN} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

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

$$\text{On doit vérifier que : } A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M}{0.9d} \right)$$

**Appuis de rive**

$$A = 1.13 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 7.80 - \frac{3.13}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.33$$

$$A = 1.13 \geq -0.33 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**Appuis intermédiaires**

$$A = 1.51 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 11.85 - \frac{5.22}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.58 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.51 \geq -0.58 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

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

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

**g) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires (BAEL91.Art.A.51.322).**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } a = 0.9d$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{11.85 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 120} = 0.61 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

7) calcul à l'ELS

*a) calcul des moments isostatiques*

$$q_s = 4.41 \text{ KN/ml}$$

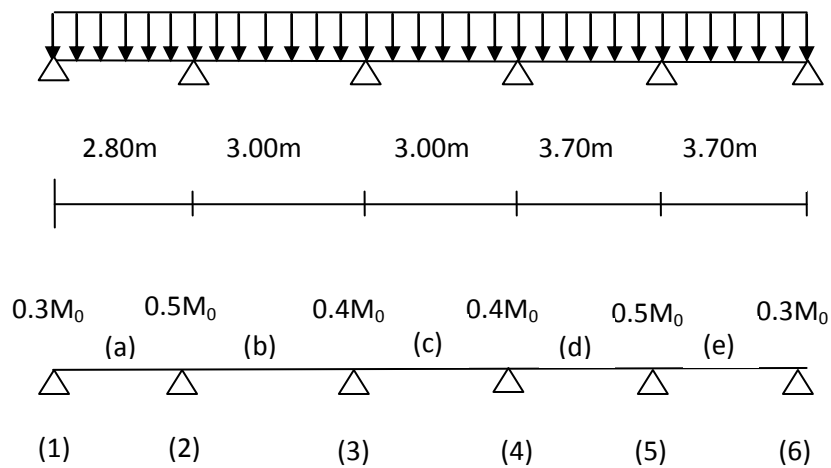
$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4.41 \times 3.7^2}{8} = 10.31 \text{ KN.m}$$

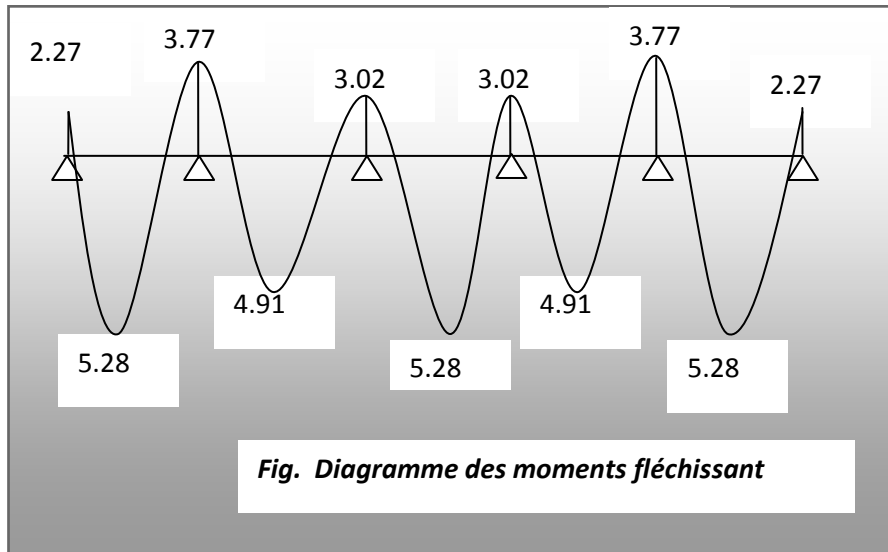
Par la méthode forfaitaire :  $M_t = 0.70 M_0 \rightarrow$  travée de rive

$M_t = 0.70 M_0 \rightarrow$  travée intermédiaire(c)

$M_t = 0.65 M_0 \rightarrow$  travée intermédiaire(b)et(d)

*d) diagramme des moments fléchissant*





**c) Etat limite de la compression du béton**

**1- en travée :**  $M_t^{\max} = 5.28 \text{ KN.m}$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 1.51}{18 \times 12} = 0.699 \quad \rightarrow \beta_1 = 0.879 \rightarrow K = 26.32$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{5.28 \times 10^3}{0.879 \times 18 \times 1.51} = 221 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- Contrainte de compression dans le béton

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{221}{26.32} = 8.40 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

**2- aux appuis :**  $M_a^{\max} = 3.77 \text{ KN.m}$

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

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 1.13}{18 \times 12} = 0.523$$

$$\rho_1 = 0.523 \rightarrow \beta_1 = 0.892 \rightarrow \alpha_1 = 0.324 \rightarrow K = 31.30$$

- **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.77 \times 10^3}{0.891 \times 18 \times 1.13} = 208.02 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{208.02}{31.30} = 6.65 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

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

**d) vérification des ouvertures de fissuration à l'ELU**

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

**e) Etat limite de déformation**

(BAEL91. Art.B.68.4.24)

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

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

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

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$$

Avec

**h** : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle est comprise)

**M<sub>0</sub>** : Moment isostatique

**L** : portée libre

**M<sub>t</sub>** : moment de flexion

**B<sub>0</sub>** : largeur de nervure

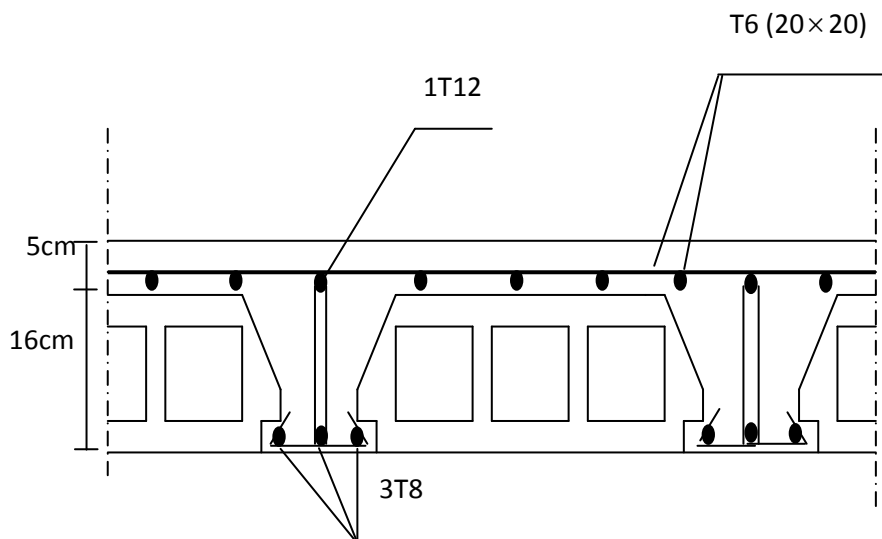
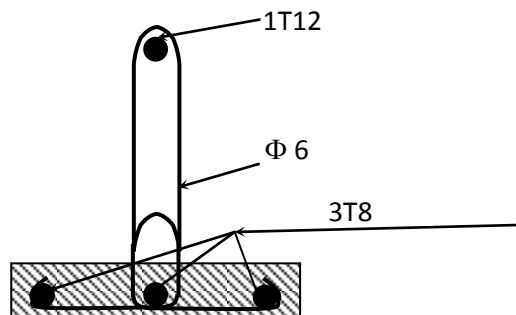
$$1) \frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0.054 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

$$2) \frac{h}{L} = 0.054 > \frac{5.28}{15 \times 7.55} = 0.047 \quad \Rightarrow \text{« Condition vérifiée »}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1.51}{18 \times 12} = 0.007 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \Rightarrow \text{« Condition vérifiée »}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc les armatures calculées à ELU sont suffisantes.

**g) Ferrailage de la dalle a**



**IV.III)plancher d étage terrasse :**

**$G=5.45\text{kn/m}$**

**$Q=1\text{kn /m}$**

**III.2.1.calcul et Ferrailage de la dalle de compression :**

NB : Iles dégât calculer dans (IV.II)

**-Etape2 : Après coulage de la dalle de compression :**

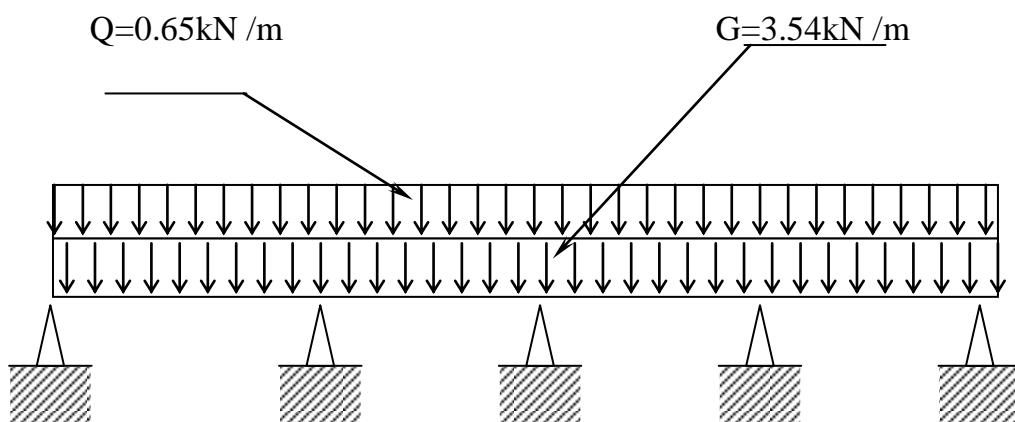
Après coulage de la dalle de compression la poutrelle étant de celle-ci, elle sera calculée comme une poutre en T qui repose sur plusieurs appuis, elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher :  $G = 5.45 \times 0.65 = 3.54\text{KN/ml}$ .
- surcharge d'exploitation :  $Q = 1 \times 0,65 = 0.65 \text{ kN/ml}$ .

***b.1) combinaison d'actions***

À l'ELU :  $Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1.35 \times 3.54 + 1.5 \times 0.65 = 5.76 \text{ KN/ml}$ .

À l'ELS :  $Q_s = G + Q = 3.54 + 0.65 = 4.19\text{KN/ml}$ .



### III.2.4) détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants

#### 1) Choix de la méthode de calcul :

- e) **Méthode forfaitaire :** Condition d'application
- 7) La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois de la charge permanente ou à  $5 \text{ KN/m}^2$

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

$$Q = 1\text{kN/m}^2 < 2G = 10,90 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- 8) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées.  $\Rightarrow$  Condition vérifiée
- 9) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

- $L_i/L_{i+1} = 2.80/3.00 = 0.933$
- $L_i/L_{i+1} = 3/3 = 1$
- $L_i/L_{i+1} = 3/3.70 = 0.811$
- $L_i/L_{i+1} = 3.7/3.7 = 1$

$\Rightarrow$  Conditions vérifiées

- 4) la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. *Condition vérifiée*

#### Conclusion

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

#### 2) calcul des coefficients

$M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée est soumise aux mêmes charges (moments isostatique)  $M_w, M_e, M_t$  : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches, de droites ainsi que celle du moment en travée.

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

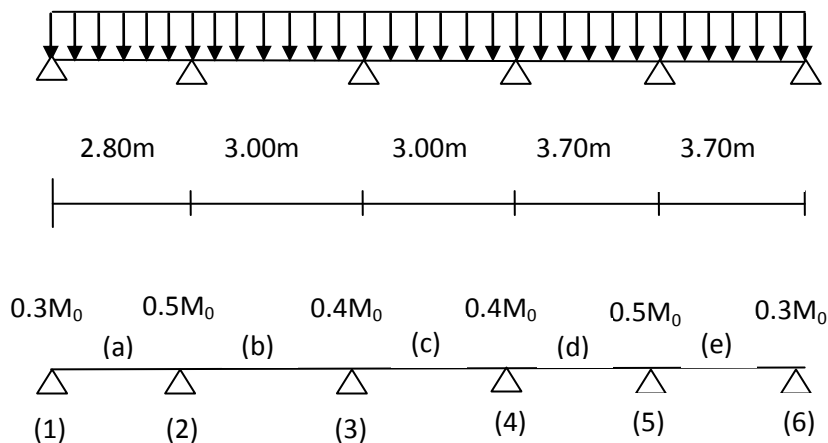
$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.45} = 0,16 \quad \left( 0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

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

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,05M_0 \end{cases}$$

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

- travée de rive :  $M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$



On aura après calcul :  $\alpha = 0.16$

$$1 + 0.3 \alpha = 1.048$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.524$$

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.624$$

### 3) calcul des moments en travée

- travée de rive(a)et(e) :

- $M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.624M_0$
- $M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.048M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.648M_0$
- $M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.65M_0$

On prend  $M_t = 0,65 M_0$

- Travée intermédiaire(c) :

- $M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.048M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.648M_0$
- $M_t + \frac{0.4M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.65M_0$
- $M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.524M_0$

On prend  $M_t = 0.65 M_0$

- Travée intermédiaire(b)et(d) :

- $M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.048M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.598M_0$
- $M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.6M_0$
- $M_t \geq \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.524M_0$

On prend  $M_t = 0.60 M_0$

### 4) calcul des moments isostatiques

$$Q_u = 5.76 \text{KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 9.86 \text{ KN.m}$$

5) calcul des efforts tranchants :

$$T_i = \frac{M_i - M_{i+1}}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_{i+1} = T_i + q_u L$$

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

Travée	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6
$M_i$ (KN.m)	2.96	4.93	3.94	3.94	4.93
$M_{i+1}$ (KN.m)	4.93	3.94	3.94	4.93	2.96
L(m)	2.80	3.00	3.00	3.70	3.70
$T_i$ (KN)	-8.77	-8.31	-8.64	- 10.92	- 10.12
$T_{i+1}$ (KN)	7.36	8.97	8.64	10.39	11.18
$M_t$ (KN.m)	6.41	5.92	6.41	5.92	6.41

### 5.1 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

#### a) diagramme des moments

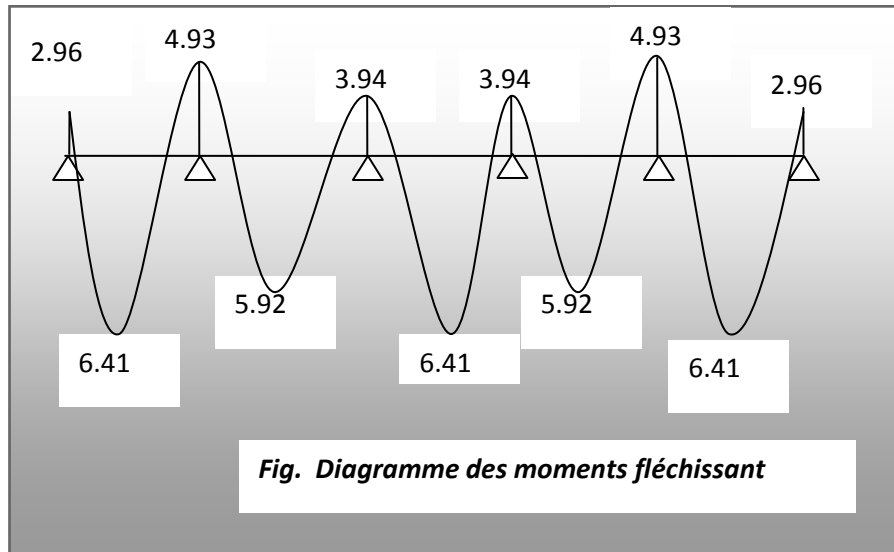
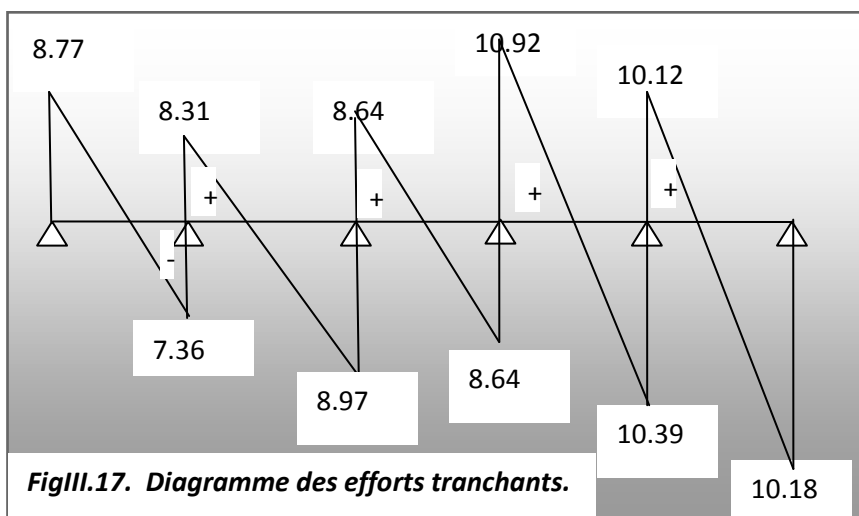


Diagramme des efforts tranchants



6) Calcul des armatures

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont

$$M_t^{\max} = 6.41 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 4.93 \text{ KN.m}$$

### 6.1) calcul à l'ELU

#### a) Armature en travée

Le moment équilibré par la table de compression

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

$$M_t = 0.04 \times 0.65 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_t = 6.41 \text{ KN.m} \rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{6.41 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.021 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.021 \rightarrow \beta = 0.9895$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{6.41 \times 10^3}{0.9895 \times 18 \times 348} = 1.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.03 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

#### b) Armatures aux appuis

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire (bx h).

$$M_a^{\max} = 4.93 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{4.93 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{4.93 \times 10^3}{0.992 \times 18 \times 348} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.84 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

### c) Calcul des armatures transversales

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

$$\min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 12\right) = 5.71 \text{ mm} = 0.57 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0.6 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

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

### Espacement des armatures transversales

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

$$S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{12 \times 0.4} = 47.5 \text{ cm}$$

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

## 6.2) Vérification à l'ELU

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

On doit vérifier que

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{10.92 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.51 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.51 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**b) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{cm}^2$$

**En travée**

$$A_t = 1.51 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**Aux appuis**

$$A_a = 0.79 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

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

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{10.92 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 1 \times \pi \times 12} = 1.79 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.79 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**d) Influence de l'effort tranchant sur le béton** (ArA5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0.267 b_0 \times a \times f_{c28}$  avec  $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25 = 129.76 \text{KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129.76 \text{KN}$$

**Appuis de rive**

$$V_{\max} = 10.18 \text{KN} < 129.76 \text{KN} \quad \Rightarrow \quad \text{«condition vérifiée»}$$

**Appuis intermédiaires**

$$V_{\max} = 10.92 < 129.76 \text{ KN} \quad \text{«condition vérifiée»}$$

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

$$\text{On doit vérifier que : } A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M}{0.9d} \right)$$

**Appuis de rive**

$$A = 0.79 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 10.18 - \frac{2.96}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.33$$

$$A = 0.79 \geq -0.23 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**Appuis intermédiaires**

$$A = 1.51 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 10.92 - \frac{3.94}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.38 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.51 \geq -0.38 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

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

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

**g) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires (BAEL91.Art.A.51.322).**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } a = 0.9d$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{10.92 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 120} = 0.56 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**7) calcul à l'ELS**

**a) calcul des moments isostatiques**

$$q_s = 4.19 \text{KN/ml}$$

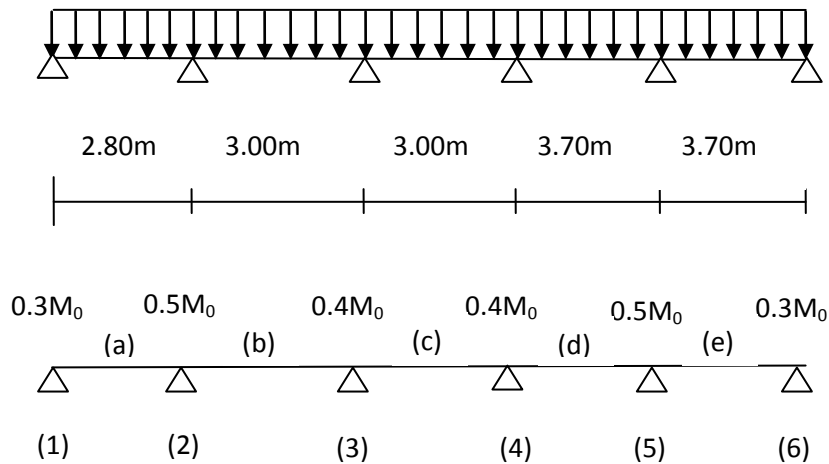
$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4.19 \times 3.7^2}{8} = 7.17 \text{KN.m}$$

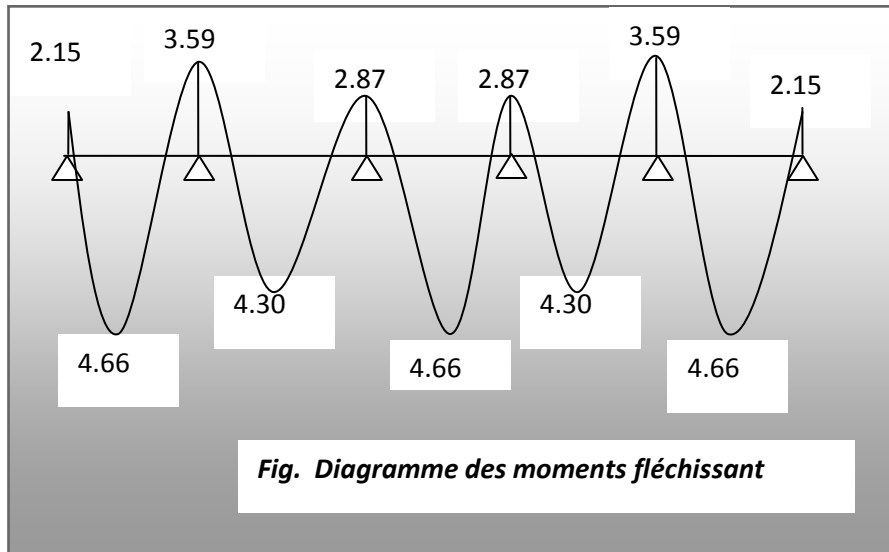
Par la méthode forfaitaire :  $M_t = 0.65 M_0 \rightarrow$  travée de rive

$M_t = 0.65 M_0 \rightarrow$  travée intermédiaire(c)

$M_t = 0.60 M_0 \rightarrow$  travée intermédiaire(b)et(d)

**f) diagramme des moments fléchissant**





**c) Etat limite de la compression du béton**

**1- en travée :**  $M_t^{\max} = 4.66 \text{ KN.m}$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 1.51}{18 \times 12} = 0.699 \quad \rightarrow \beta_1 = 0.879 \rightarrow K = 26.32$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{4.66 \times 10^3}{0.879 \times 18 \times 1.51} = 195.05 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

- Contrainte de compression dans le béton

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{195.05}{26.32} = 7.41 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

**2- aux appuis :**  $M_a^{\max} = 3.59 \text{ KN.m}$

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

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 0.79}{18 \times 12} = 0.366$$

$$\rho_1 = 0.366 \rightarrow \beta_1 = 0.907 \rightarrow \alpha_1 = 0.279 \rightarrow K = 38.76$$

- **Contrainte dans l'acier**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.59 \times 10^3}{0.907 \times 18 \times 0.79} = 278.35 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

- **Contrainte dans le béton**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{278.35}{38.76} = 7.18 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

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

**d) vérification des ouvertures de fissuration à l'ELU**

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

**e) Etat limite de déformation**

(BAEL91. Art.B.68.4.24)

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

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

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

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$$

Avec

**h** : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle est comprise)

**M<sub>0</sub>** : Moment isostatique

**L** : portée libre

**M<sub>t</sub>** : moment de flexion

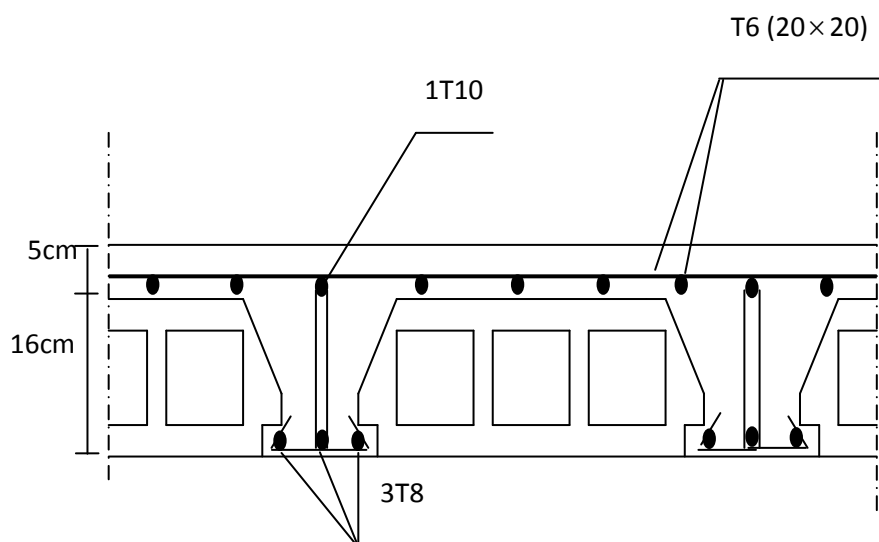
**B<sub>0</sub>** : largeur de nervure

$$1) \frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0.054 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

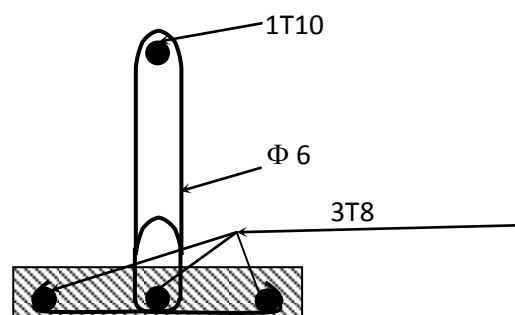
$$2) \frac{h}{L} = 0.054 > \frac{4.66}{15 \times 7.17} = 0.043 \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1.51}{18 \times 12} = 0.007 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \Rightarrow \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc les armatures calculées à ELU sont suffisantes.



g) Ferrailage de la dalle a

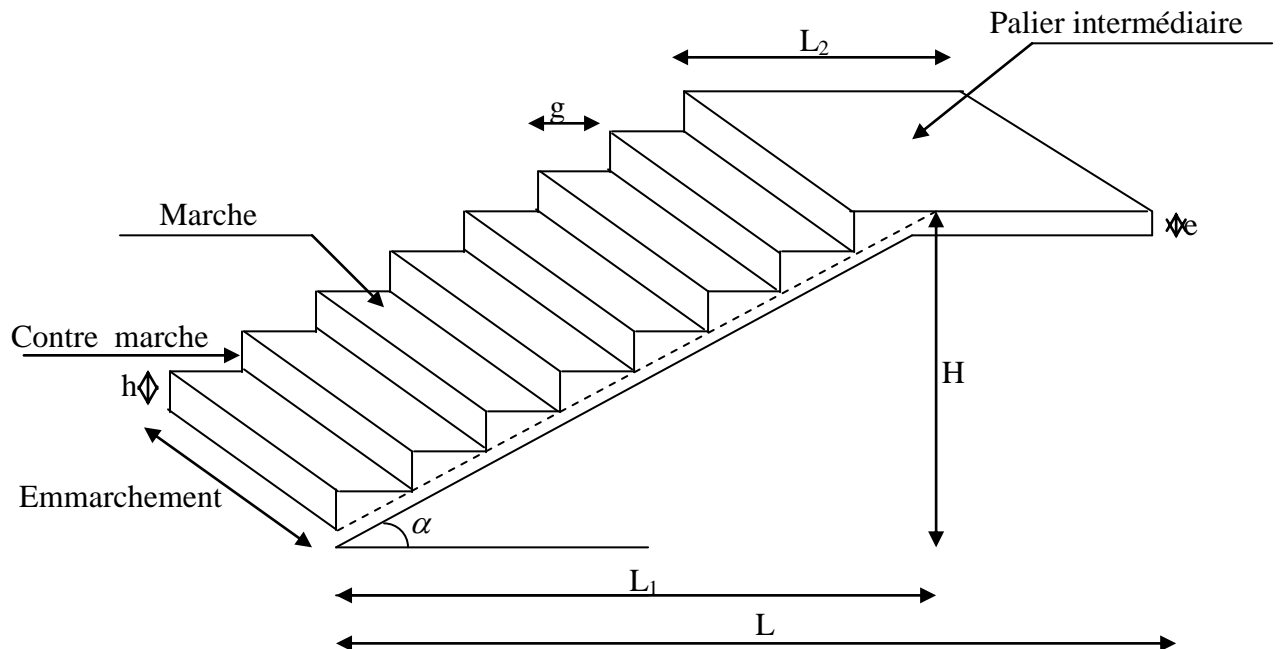




**IV.2. Calcule des escaliers**

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

- Escalier du RDJ : à trois volés avec deux paliers intermédiaires.
- Escaliers d'autres niveaux : sont à deux volés avec un palier intermédiaire.



**Terminologie :**

- g : Giron
- H : Hauteur de la paillasse
- h : Hauteur de la contre marche
- L<sub>1</sub> : Portée de la paillasse projetée
- L<sub>2</sub> : Largeur du palier
- L : Somme de la longueur linéaire de la paillasse et celle du palier

**Fig-1- schéma de l'escalier.**

**1-Calcul de l'escalier de Sous-sol : H=4.08m**

1- Pré dimensionnement : Le dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de "BLONDEL"  $59 \leq g + 2h \leq 66$  [cm]

H=2.04m  
L= 7.10m

$$\begin{cases} nxh = H \\ (n-1)g = L \\ 2h + g = 64 \end{cases} \Rightarrow 64n^2 - (2H+1+64)n + 2H = 0$$

La résolution de l'équation de 2<sup>ème</sup> degré nous donne n.

Donc : le nombre de contre marches n = 12

⇒ Le nombre de marches (n-1) = (12-1)=11 marches.

On aura alors :

$$h = \frac{H}{h} = \frac{204}{12} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{1}{(n-1)} = \frac{330}{11} = 30 \text{ cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL.

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**2. Pré dimensionnement de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier (ep) est donné par la relation  $L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$   
Avec  $L_0$  : longueur du palier et de la paillasse.

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{204}{330} = 0.61 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 31.72^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{L}{L_1} \quad \Rightarrow \quad L' = \frac{L}{\text{cos } \alpha} = \frac{330}{\text{cos } 31.72} = 387.94 \text{ cm}$$

$$L_0 = L' + L_2 = 387.94 + 380 = 767.94 \text{ cm}$$

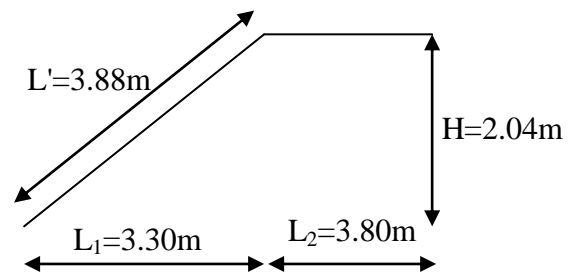
L : longueur de la paillasse.

$L_0$  : longueur réelle de la paillasse

$$\frac{767.94}{30} \leq e_p \leq \frac{767.94}{20}$$

$$25.59 \leq e_p \leq 38.39 \text{ cm}$$

On opte pour  $e_p = 26 \text{ cm}$



**3-Détermination des charges et surcharges**

**a)- La paillasse :**

- Poids propre de la paillasse :  $25 \times 0.26 / \cos 32.52 = 7.64 \text{ KN/m}^2$
- Poids de la marche :  $25 \times 0.17/2 = 2,125 \text{ KN/m}^2$
- Poids des carrelages scellés :  $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$
- Lit de sable (2 cm) :  $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$
- Poids de plâtre :  $10 \times 0.02 = 0.2 \text{ KN/m}^2$
- Poids du garde corps :  $= 0.2 \text{ KN/m}^2$

---


$$G_p = 10.96 \text{ KN/m}^2$$

**b)- Palier :**

- Poids propre du palier :  $25 \times 0.26 = 6.50 \text{ KN/m}^2$
- Poids de revêtement :  $= 1.44 \text{ KN/m}^2$

---


$$G = 7.94 \text{ KN/m}^2$$

**c)- Surcharge d'exploitation :  $Q = 4 \text{ KN/m}^2$**

d)- Combinaison de charge :

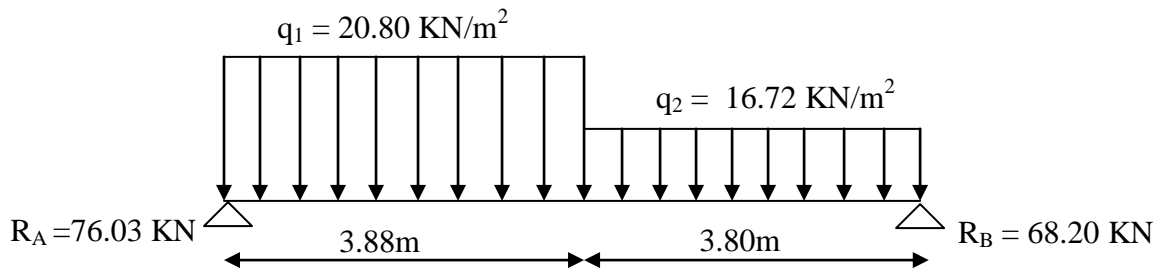
$$\text{E.L.U} \begin{cases} \text{la paillasse : } q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 10.96 + 1.5 \times 4) = 20.80 \text{ KN/m}^2 \\ \text{le palier : } q_u = 1.35 \times 7.94 + 1.5 \times 4 = 16.72 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{E.L.S} \begin{cases} \text{la paillasse : } q_s = G + Q = 10.96 + 4 = 14.96 \text{ KN/m}^2 \\ \text{le palier : } q_s = 7.94 + 4 = 11.94 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

4- Ferrailage à l'E.L.U :

A l'ELU le calcul se fera en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale uniformément chargée.

a) Schéma statique



**Fig-2- Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.**

b) Réaction d'appui :

$$R_A = 76.03 \text{ KN}$$

$$R_B = 68.20 \text{ KN}$$

c) Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant :

-Effort tranchant :

Tronçon	Expression	X (m)	T <sub>v</sub> (KN)
0 ≤ X ≤ 3.88	-20.80 X + 76.03	0	+76.03
		3.88	-4.67
3.88 ≤ X ≤ 7.68	-80.704 - 16.72(X - 3.88) + 76.03	3.88	-4.67
		7.68	-68.21

Moments fléchissant :

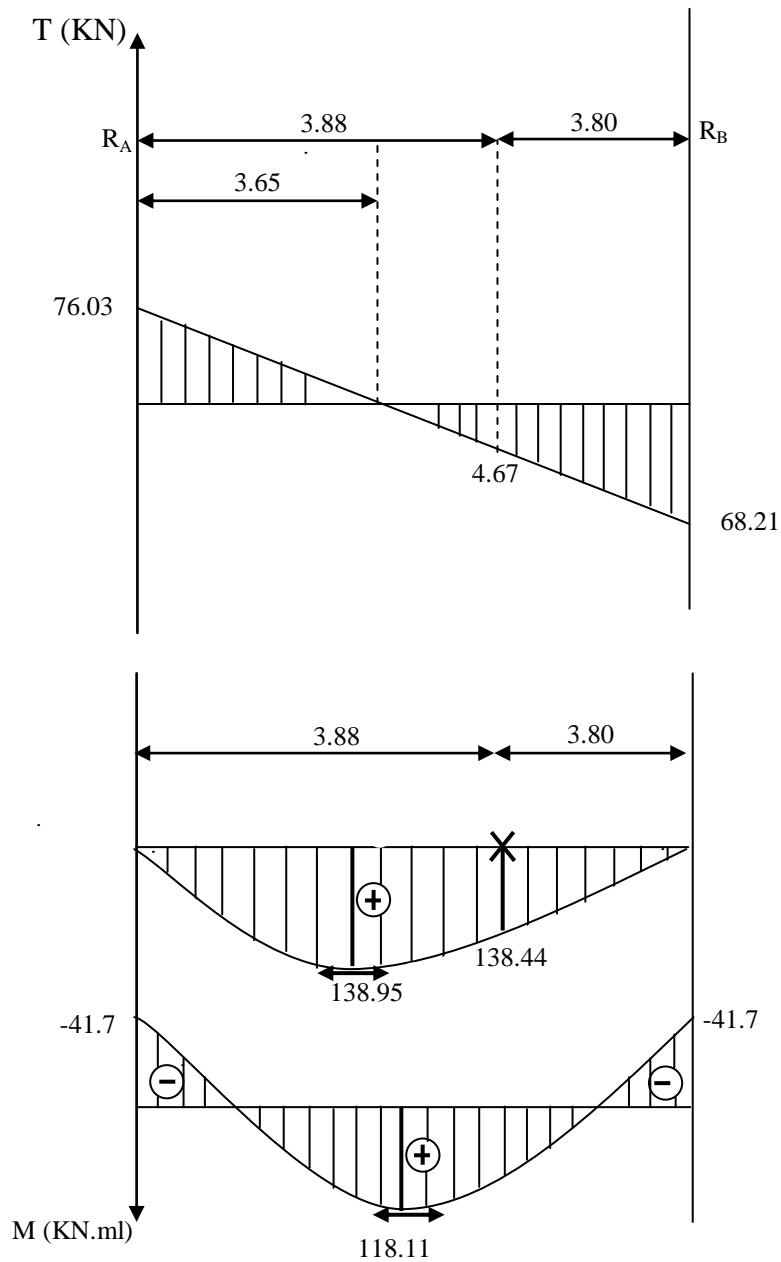
Tronçon	Expression	X (m)	M <sub>Z</sub> (KN)
0 ≤ X ≤ 3.88	-20.80 X <sup>2</sup> /2 + 76.03 X	0	0
		3.88	+138.44
3.88 ≤ X ≤ 7.68	-8.36 X <sup>2</sup> + 60.19 X + 30.70	3.88	+138.44
		7.68	0

Le moment  $M_Z(x)$  est maximal pour la valeur de  $x = 3.65\text{m}$  d'où  $M_Z^{\max} = 138.95 \text{ KN.m}$ .

Enappuis :  $M_a = -0.3M_Z^{\max} = -41.685 \text{ KN.m}$ .

Entravée :  $M_t = 0.85M_Z^{\max} = 118.11 \text{ KN.m}$ .

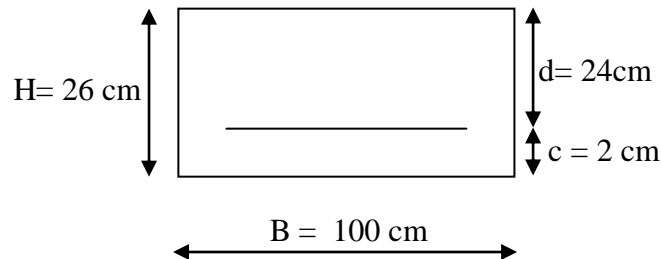
**d) Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant :**



## 5-Calcul des armatures :

## a)- Armatures principales :

Calcul des armatures en flexion simple pour une bonde de 1m,  $d = 24\text{cm}$



## En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{118.11 \times 10^6}{1000 \times 240^2 \times 14.2} = 0.144 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.144 \Rightarrow \beta = 0.922$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{118.11 \times 10^3}{0.922 \times 24 \times 348} = 15.33 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 8T16 =  $16.08 \text{ cm}^2$  .  $e = 12 \text{ cm}$

## Aux appuis :

$M_a = 41.70 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{41.70 \times 10^6}{1000 \times 240^2 \times 14.2} = 0.051 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.051 \Rightarrow \beta = 0.9735$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{41.70 \times 10^3}{0.9735 \times 24 \times 348} = 5.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 6T12 =  $6.78 \text{ cm}^2$  .  $e = 15 \text{ cm}$

## b) Armature de répartition :

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{16.08}{4} = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.69 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4T12/m1 =  $4.52 \text{ cm}^2$  avec  $e = 20 \text{ cm}$ .

**c) Vérification (Art.A2.2 BAEL 91)****1) Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_c} = 0,23 \times 100 \times 24 \times \frac{2,1}{400} = 2.898 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_a = 6.78 \text{ cm}^2 > 2.898 \text{ cm}^2. \\ \text{En travée : } A_t = 16.08 \text{ cm}^2 > 2.898 \text{ cm}^2. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

**2) Ecartement des barres : (Art A.8.2.42/BAEL91)**

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

**Armatures de longitudinales**

$$S_t < \min(3h, 33\text{cm}) = 33[\text{cm}]$$

$$S_t = 20\text{cm} < \min(3h, 33\text{cm}) = 33[\text{cm}]$$

**Armatures de répartition**

$$S_t < \min(4h, 45\text{cm}) = 45 [\text{cm}]$$

$$S_t = 20[\text{cm}] < 45[\text{cm}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée. Répartition des barres}$$

**3) Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_a^{\max}}{bd} \leq \tau_u = \min\left(\frac{0,2 f_{cj}}{\delta b}, 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{214.28 \times 1000}{1000 \times 260} = 0,82[\text{MPa}]. \tau < \bar{\tau} = 3,33[\text{MPa}] \Rightarrow \text{la condition est vérifiée, donc les}$$

armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**a) influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91ArtA5.132)**

• **Influence sur le béton**

$$V_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 100 \times 0,9 \times 24}{1,5} \times 25 = 14400 \text{ KN}.$$

$$V_u^{\max} = 214,28 \text{ KN} \leq 14400 [\text{KN}].$$

• **Influence sur les armatures**

$$SAP \geq 1,15 V_{\max} / f_e = 1,15 \cdot 214,28 / 400 = 0,62 \text{ cm}$$

$$3,14 \geq 0,62 \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

On doit vérifier que

$$\tau_e = \frac{V_u^{\max}}{\sum u_i} \leq \tau_e$$

$\sum u_i$  : Somme des périmètres utile des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\tau_e = \frac{214,28 \times 10^3}{0,9 \times 240 \times 301,4} = 3,09 [\text{MPa}].$$

$$F_t = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ d ou } 3,19 \leq 3,15$$

➤ Il n'y a pas risque d'entraînement des barres

**Calcul de longueur d'encrage :**

Longueur de scellement :BAEL 91/ Art A.6.1.23)

$$L_s = \frac{\phi_e}{4\tau_s} \quad \text{avec : } \tau_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

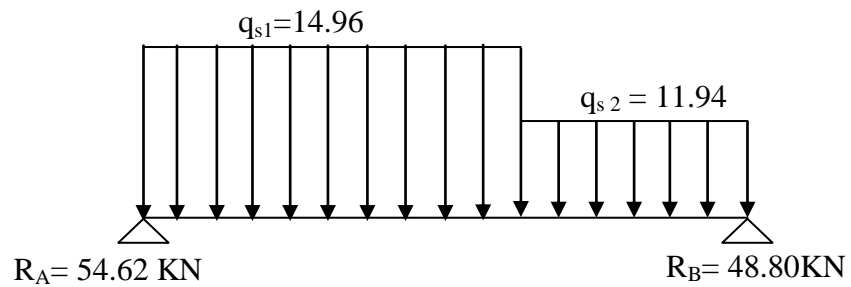
$$L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 3,09} = 51,78 \text{ cm}$$

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre ;on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée forfaitairement à  $0,4 L_s = 20,71 \text{ cm}$  soit  $20 \text{ cm}$ .

**Vérification à l'ELS :**

**Réaction d'appuis :**

$$\begin{cases} R_A = 54.62 \text{ KN} \\ R_B = 48.80 \text{ KN} \end{cases}$$



**Fig-3-Schema statique de calcul à l'ELS**

**Moment fléchissant :**

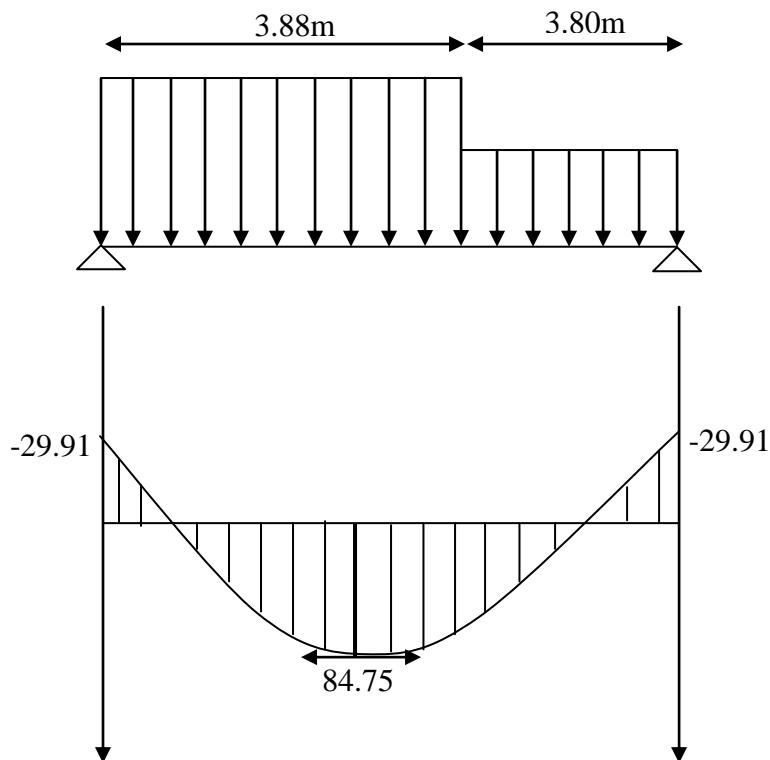
Le moment fléchissant  $M_z(x)$  est maximal pour la valeur de  $x = 3.66 \text{ m}$ .

D'où  $M_z^{\max} = 99.71 \text{ m.KN}$  On prend :

**Aux appuis :**  $M_a = -0.3 M_z^{\max} = -29.91 \text{ KN.m}$ .

**En travée :**  $M_t = 0.85 M_z^{\max} = 84.75 \text{ KN.m}$

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



**Vérification de l'E.L.S :****Etat limite d'ouverture des fissures.**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire

**Etat limite de compression du béton :**

L'article A.4.5.2 du BAEL 91 : on peut se dispenser de vérifications.

Si l'inégalité suivante est vérifiée

Aucune vérification n'est exigée pour  $\sigma_{bc}$

$$a = \frac{y_u}{d} \leq \frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

A l'ELU : en travée :  $M_u = 118.11 \text{ KN.m}$

Aux appuis :  $M_u = 41.70 \text{ KN.m}$

A l'ELS : en travée :  $M_s = 84.75 \text{ KN.m}$

Aux appuis :  $M_s = 29.91 \text{ KN.m}$

**-Vérification en travée :**

On a :  $\mu_b = 0.144 \Rightarrow a = 0.1953$

$$\gamma = \frac{118.11}{84.75} = 1.39$$

$$\frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{(1.39 - 1)}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$a = 0.1953 < 0.559 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Conclusion :** aucune vérification n'est exigée pour  $\sigma_{bc}$ .

**-Vérification de la flèche :**

Pour que la flèche soit vérifiée les conditions suivantes doivent être satisfaites.

$$-1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{L} = \frac{26}{388} = 0.06 \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$-2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} ; \frac{h}{L} = 0.06 < 0.30 \quad \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

**Conclusion :**

La 2<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

**6-Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5q_s L^4}{348 E_v I}$$

Avec :  $E_v = 10819 \text{ MPa}$

$q_s = 84.75 \text{ KN / ml}$

$L = 388 \text{ cm}$

Calcul de  $I$  :

$$V_1 = \frac{S_x}{B_0} = \left[ \frac{\frac{bh^2}{2} + 15Ad}{bh} \right] + 15A$$

$$S_x = \frac{100 \times 26^2}{2} + 15 \times 16.08 \times 24 = 39588.8 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = 100 \times 26 + 15 \times 16.08 = 2841.2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = 13.93 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 26 - 13.93 = 12.06 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A(V_2 - c)^2 = 148569.84 + 19798.56 = 168368.40 \text{ cm}^4$$

$$D'ou f = 0.26 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{388}{500} = 0.77 \text{ cm}$$

**Conclusion :** La flèche est vérifiée.

**II-Etude de la poutre palière :**

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 4.80 m (entre nu d'appuis).

**1) Pré dimensionnement :**

On dimensionne la poutre palière par la formule suivante :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10 \quad 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$L$  : portée libre de la poutre

$H_t$  : hauteur de la portée

$B$  : largeur de la poutre.

**Hauteur de la poutre**

$$480 / 15 \leq h_t \leq 480 / 10 \quad \longrightarrow \quad 32 \leq h_t \leq 48$$

On adopte  $h_t = 40 \text{ cm}$

**Largeur de la poutre**

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \quad \longrightarrow \quad 16 \leq b \leq 28.$$

On prend  $b = 30 \text{ cm}$   
 D'après : [Art.7.5.1.5 / RPA 99]

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ ht \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \\ b_{\max} = 1.5h + b_t \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

La poutre palière (b, h) = (30, 40)

**2) Détermination des charges et surcharges :**

La poutre palière sera sollicitée par :

- Son poids propre  $\longrightarrow 25 \times 0.30 \times 0.40 = 3.00 \text{ KN/ml.}$
- Poids du mur  $\longrightarrow 2.36 \times 4.80 = 11.32 \text{ KN/ ml}$

**Effort tranchant à l'appui :**

**E.L.U :**  $T_U = R_B = 68.20 \text{ KN.}$

**E.L.S :**  $T_S = R_B = 48.80 \text{ KN.}$

**3) Combinaison de charges et surcharges**

A l'E.L.U  $q_u = 1.35 G + T_u$   
 $= 1.35 \times 14.32 + 68.20 = 87.532 \text{ KN.}$

A l'E.L.S  $q_s = G + T_s$   
 $= 14.32 + 48.80 = 63.12 \text{ KN.}$

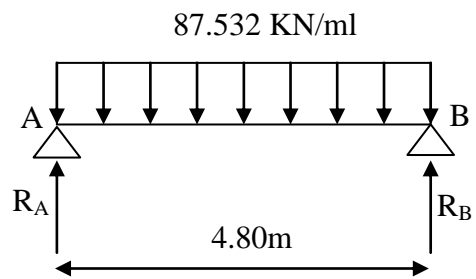


Fig-4-a : Schéma statique à l'ELU

**Schéma statique :**

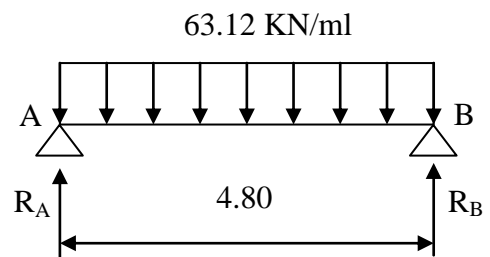


Fig-4-b : Schéma statique à l'ELS

- **A l'E.L.U :**

– Réaction d'appuis :  $R_A = R_B = \frac{q_u L}{2} = 210.08 \text{ KN}$

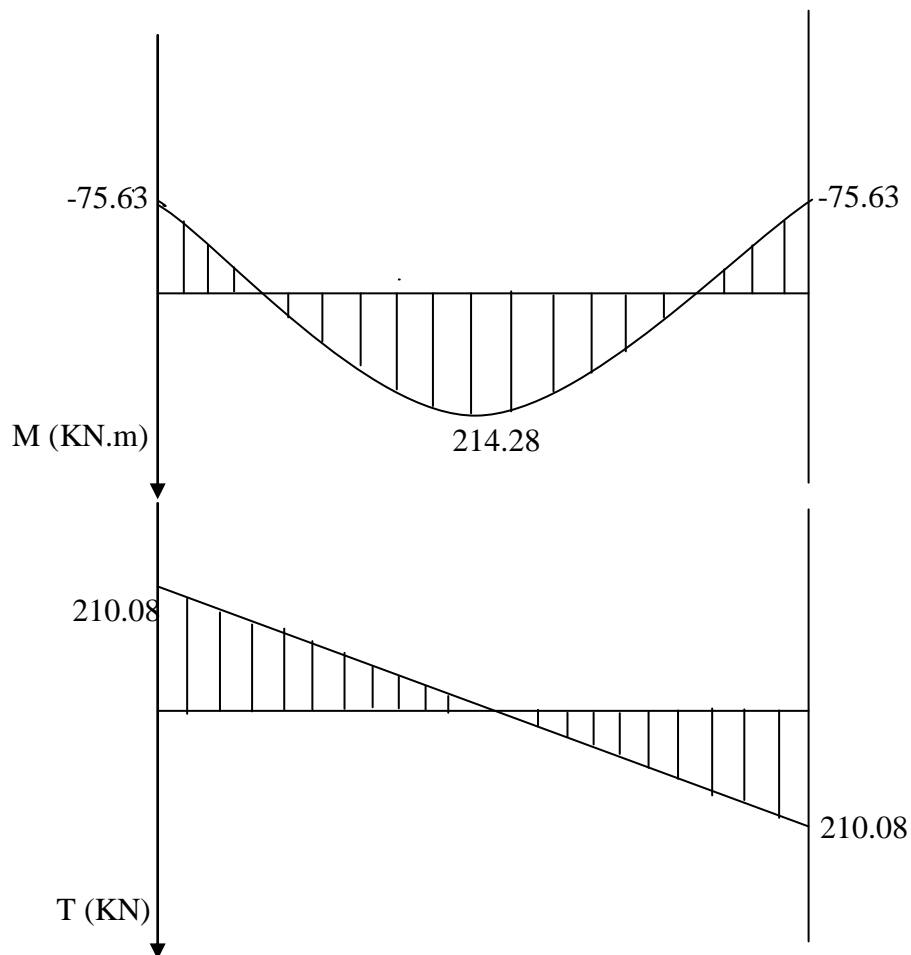
– Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = 252.09 \text{ KN.m}$

– Moment corrigé :

En travée :  $M_t = 214.28 \text{ KN.m}$

Aux appuis :  $M_a = -75.63 \text{ KN.m}$

– Effort tranchant :  $V_u^{\max} = 210.08 \text{ KN}$



• **A l'E.L.S :**

– Réaction d'appui :  $R_A = R_B = \frac{q_s L}{2} = 151.488 \text{ KN}$

– Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_s L^2}{8} = 181.786 \text{ KN.m}$

– Moment corrigé :

En travée :  $M_t = 154.52 \text{ KN.m}$

Aux appuis :  $M_a = -54.54 \text{ KN}$

**Ferraillage à l'E.L.U :**

**Calcul des armatures principales :****En travée :**

$$M_t = 214.28 \text{KN.m.} \quad d = h - c = 40 - 2 = 38 \text{ cm.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{214.28 \times 10^3}{30 \times 38 \times 38 \times 14.2} = 0.348 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.348 \Rightarrow \beta = 0.776$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{214.28 \times 10^3}{0.776 \times 38 \times 348} = 20.88 \text{cm}^2$$

$$\text{On opte pour } 6T16(\text{fil}) + 6T14(\text{chap}) = 12.06 + 9.24 = 21.30 \text{cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$M_a = -75.63 \text{KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{75.63 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14.2} = 0.123 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.123 \Rightarrow \beta = 0.9345$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{75.63 \times 10^3}{0.9345 \times 38 \times 348} = 6.12 \text{cm}^2$$

$$\text{On opte pour } 6T16 = 12.06 \text{cm}^2$$

**NB :** Le RPA exige que le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0.5 en toute section d'où :

$$\frac{0.5bh}{100} = \frac{0.5 \times 30 \times 40}{100} = 6.00 \text{cm}^2$$

$$21.30 > 6.00 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Exigence vérifiée}$$

**4) Vérification (BAEL 91) :**

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1.37 \text{cm}^2.$$

$$\text{Aux appuis : } A = 12.06 \text{cm}^2 > 1.37 \text{cm}^2.$$

$$\text{En travée : } A = 21.30 \text{cm}^2 > 1.37 \text{cm}^2.$$

}  $\Rightarrow$  La condition est vérifiée.

~~$$\tau_u = \frac{F_d}{bd} = \frac{12.06}{30 \times 38} = 0.104 \text{MPa}$$~~

$$\tau_u = 0.18 \text{MPa}$$

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

alors  $\tau_u = 0,18 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

### Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{210.08 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 6 \times 3.14 \times 14} = 2.39 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.39 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$tq : \tau_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

### Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \Phi_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{16, 11.43, 30\} = 11.43 \text{ mm}. \quad \Phi_t \leq 11.43 \text{ cm}^2$$

On prend un cadre et un étrier en HA10.  $A_t = 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$ .

- Exigence du (R.P.A version 2003) [Art.7.5.2.2].

- **Espacement :**

$$\text{Zone nodale : } e \leq \left\{ \frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm} \right\} = 10 \text{ cm} \text{ soit } e = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } e \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm} \text{ soit } e = 15 \text{ cm}$$

### Quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_{\min} = 0.003 \times e \times b = 0.90 \text{ cm}^2.$$

$$3.14 > 0.90 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{exigence vérifiée.}$$

## 5) Vérification a l'ELS :

### a- état limite d'ouverture de fissures :

La fissuration est considéré comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

### b) Etat limite de compression du béton :(ArtA.4.5.2 du BAEL91) :

On peu se disposer de vérification si l'inégalité suivante est vérifiée , aucune vérification n'est exigée pour  $\sigma_{bc}$

$$\alpha = \frac{y_u}{d} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}.$$

	$M_u$ [KN.m]	$M_s$ [KN.m]	$\mu_U = M_U / bd^2 f_{bu}$ $a$	$\gamma = M_U / M_S$	$(\gamma - 1) / 2 + f_{c28} / 100$
En travée	214.28		0.34	1.38	0.44
	154.52		0.25		
sur appuis	75.63		0.122	1.38	0.44
	54.54		0.089		

### 6) Vérification de la flèche :

$$F_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E v I_{Fv}} \leq \bar{F} = \frac{L}{500} = \frac{3700}{500} = 7,4$$

$$S_{1xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_T d$$

$$S_{1xx} = \frac{30 \times 40^2}{2} + 15 \times 21.30 \times 38$$

$$S_{1xx} = 36141 \text{ cm}^3$$

$$B_0 = B + n A_T$$

$$B_0 = 30 \times 40 + 15 \times 21.30$$

$$B_0 = 1519.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{36141}{1519.5} = 23.78 \text{ cm} \longrightarrow V_2 = 20 - 10,32 = 9,67 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{40}{3} (23.78^3 + 16.22^3) + (16.22 - 2)^2 21.3 \times 15$$

$$I_0 = 300800.36 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{21.30}{30 \times 38} = 0,018 \longrightarrow \beta = 0,976$$

$$\sigma_s = \frac{M_{SER}}{\beta_1 d A_T} = \frac{154.52 \times 10^3}{0,976 \times 38 \times 21.30} = 195.60 \text{ MPA}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{0,018 \left(2 + \frac{3 \times 30}{30}\right)} = 0.46$$

$$\mu = \max \left[ 1 - \frac{1,75 ft_{28}}{4 \rho \sigma_s + ft_{28}}, 0 \right]$$

$$\mu = \max (0,77 ; 0) = 0.77$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda \mu} = \frac{300800.36}{1 + 0.46 \times 0.77} = 222124.76 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{M_{SER} \times L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{154.52 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 10818,86 \times 222124.76 \times 10^4} = 9.28 \text{ mm}$$

$$F = 9.28 \leq \frac{4800}{500} = 9.60 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

## 2-Calcul de l'escalier de RDC : H=3.50m

1- **Pré dimensionnement** : Le dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de "BLONDEL"  $59 \leq g + 2h \leq 66$  [cm]

H=1.75m

L= 7.10m

$$\begin{cases} nxh = H \\ (n-1)g = L \\ 2h + g = 64 \end{cases} \Rightarrow 64 n^2 - (2H+1+64) n + 2H = 0$$

La résolution de l'équation de 2<sup>eme</sup> degré nous donne n.

Donc : le nombre de contre marches n = 10

$\Rightarrow$  Le nombre de marches (n-1) = (10-1)=9 marches.

On aura alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{175}{10} = 17.5 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL.

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 59 \leq 65 \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

## 2. Pré dimensionnement de la paille :

L'épaisseur de la paille et du palier (ep) est donné par la relation  $L_0/30 \leq e \leq L_0/20$   
Avec  $L_0$  : longueur du palier et de la paille.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{175}{270} = 0.64 \quad \Rightarrow \alpha = 32.95^\circ$$

$$\operatorname{Cos} \alpha = \frac{L}{L_1} \quad \Rightarrow \quad L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{270}{\cos 32.95} = 322 \text{ cm}$$

$$L_0 = L' + L_2 = 322 + 440 = 762 \text{ cm}$$

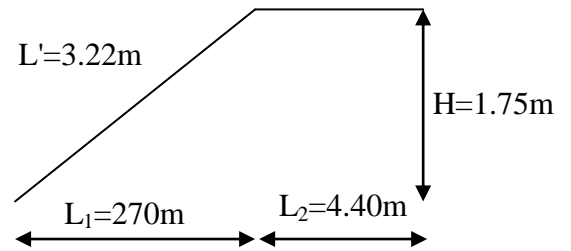
L : longueur de la pailleasse.

L<sub>0</sub> : longueur réelle de la pailleasse

$$\frac{762}{30} \leq e_p \leq \frac{762}{20}$$

$$25.40 \leq e_p \leq 38.1 \text{ cm}$$

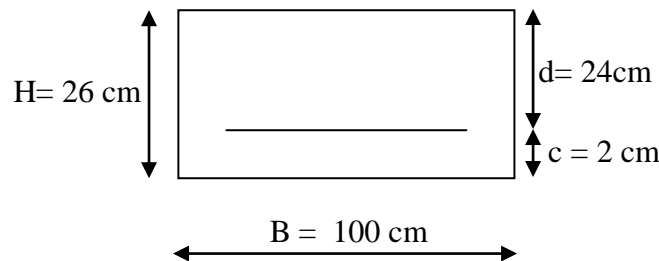
On opte pour  $e_p = 26 \text{ cm}$



## 2-Calcul des armatures :

### a)- Armatures principales :

Calcul des armatures en flexion simple pour une bonde de 1m,  $d = 24 \text{ cm}$



En travée :

On opte pour une section  $8T16 = 16.08 \text{ cm}^2$ .  $e = 12 \text{ cm}$

Aux appuis :

On opte pour une section  $6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$ .  $e = 15 \text{ cm}$

### b) Armature de répartition :

En travée :  $A_r = 4.02 \text{ cm}^2$

Aux appuis :  $A_r = 1.69 \text{ cm}^2$

On opte pour une section  $4T12/m1 = 4.52 \text{ cm}^2$  avec  $e = 20 \text{ cm}$ .

## II-Etude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la pailleasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 4.80 m (entre nu d'appuis).

### 1) Pré dimensionnement :

On dimensionne la poutre palière par la formule suivante :

$L / 15 \leq h_t \leq L / 10$                        $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$   
 L : portée libre de la poutre  
 $H_t$  : hauteur de la portée  
 B : largeur de la poutre.

### Hauteur de la poutre

$480 / 15 \leq h_t \leq 480 / 10 \rightarrow 32 \leq h_t \leq 48$   
 On adopte  $h_t = 40$  cm

### Largeur de la poutre

$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \rightarrow 16 \leq b \leq 28.$   
 On prend  $b = 30$  cm  
 D'après : [Art.7.5.1.5 / RPA 99]

$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ ht \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \\ b_{\max} = 1.5h + b_t \end{array} \right\}$	Condition vérifiée
---	--------------------

La poutre palière (b, h) = (30, 40)

### Ferraillage à l'E.L.U :

#### Calcul des armatures principales :

##### En travée :

*On opte pour*  $6T16(\text{fil}) + 6T14(\text{chap}) = 12.06 + 9.24 = 21.30 \text{ cm}^2$

##### Aux appuis :

*On opte pour*  $6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$

#### Calcul des armatures transversales :

On prend un cadre et un étrier en HA10.  $A_t = 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$ .

#### - Espacement :

*Zonenodale* :  $e = 10 \text{ cm}$

*Zone courante* :  $e = 15 \text{ cm}$

### 3-Calcul de l'escalier d'étage 1,2,3,4 : H=3.30m

1- **Pré dimensionnement** : Le dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de "BLONDEL"       $59 \leq g + 2h \leq 66$  [cm]

H=1.65m

L= 7.10m

$$\begin{cases} nxh = H \\ (n-1)g = L \\ 2h + g = 64 \end{cases} \Rightarrow 64n^2 - (2H+1+64)n + 2H = 0$$

La résolution de l'équation de 2<sup>ème</sup> degré nous donne n.

Donc : le nombre de contre marches n = 10

⇒ Le nombre de marches (n-1) = (10-1)=9 marches.

On aura alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{165}{10} = 16.5 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{(n-1)} = \frac{270}{9} = 30 \text{ cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL.

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 63 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

## 2. Pré dimensionnement de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse et du palier (ep) est donné par la relation  $L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$   
Avec  $L_0$  : longueur du palier et de la paillasse.

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.65}{270} = 0.61 \Rightarrow \alpha = 31.38^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = \frac{L}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{L}{\text{cos } \alpha} = \frac{270}{\text{cos } 31.72} = 316.26 \text{ cm}$$

$$L_0 = L_1 + L_2 = 316.26 + 440 = 756.26 \text{ cm}$$

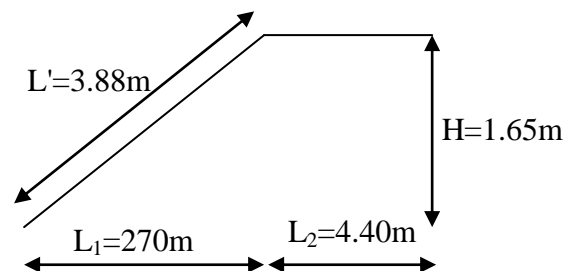
L : longueur de la paillasse.

$L_0$  : longueur réelle de la paillasse

$$\frac{756.26}{30} \leq e_p \leq \frac{756.26}{20}$$

$$25.20 \leq e_p \leq 37.81 \text{ cm}$$

On opte pour  $e_p = 26 \text{ cm}$



## Calcul des armatures :

### a)- Armatures principales :

En travée :

On opte pour une section  $6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$  .e = 12cm

Aux appuis :

On opte pour une section  $6T12 = 6.78 \text{ cm}^2$  .e = 15cm

**b) Armature de répartition :**

$$\text{En travée : } A_r = 4.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_r = 1.69 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section 4T12/m1 = 4.52 cm<sup>2</sup> avec e=20 cm.

**Calcul de longueur d'encrage :**

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre ; on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée forfaitairement à  $0.4 L_s = 20.71$  cm soit 20 cm.

**II-Etude de la poutre palière :**

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 4.80 m (entre nu d'appuis).

**1) Pré dimensionnement :**

On dimensionne la poutre palière par la formule suivante :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10 \quad 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

L : portée libre de la poutre

$H_t$  : hauteur de la portée

B : largeur de la poutre.

**Hauteur de la poutre**

$$480 / 15 \leq h_t \leq 480 / 10 \quad \rightarrow \quad 32 \leq h_t \leq 48$$

On adopte  $h_t = 40$  cm

**Largeur de la poutre**

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \quad \rightarrow \quad 16 \leq b \leq 28.$$

On prend  $b = 30$  cm

D'après : [Art.7.5.1.5 / RPA 99]

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \\ b_{\max} = 1.5h + b_t \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée}$$

La poutre palière (b, h) = (30, 40)

**Ferraillage à l'E.L.U :**

**Calcul des armatures principales :****En travée :**

$$\text{On opte pour } 6T16(\text{fil}) + 6T14(\text{chap}) = 12.06 + 9.24 = 21.30 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$\text{On opte pour } 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

**Calcul des armatures transversales :**

On prend un cadre et un étrier en HA10.  $A_t = 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$ .

**- Espacement :**

Zonenodale :  $e = 10 \text{ cm}$

Zone courante :  $e = 15 \text{ cm}$

**4-Calcul de l'escalier d'étage 5 : H=3.06m**

1- **Pré dimensionnement** : Le dimensionnement des marches et contre marches se fera par la formule de "BLONDEL"  $59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ [cm]}$

$H = 1.53 \text{ m}$

$L = 7.10 \text{ m}$

$$\begin{cases} nxh = H \\ (n-1)g = L \\ 2h + g = 64 \end{cases} \Rightarrow 64n^2 - (2H+1+64)n + 2H = 0$$

La résolution de l'équation de 2<sup>ème</sup> degré nous donne n.

Donc : le nombre de contre marches  $n = 9$

$\Rightarrow$  Le nombre de marches  $(n-1) = (9-1) = 8$  marches.

On aura alors :

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

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

Vérification de la relation de BLONDEL.

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

**2. Pré dimensionnement de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) est donné par la relation  $L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$   
Avec  $L_0$  : longueur du palier et de la paillasse.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.63 \quad \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\operatorname{Cos} \alpha = \frac{L}{L_1} \quad \Rightarrow \quad L_1 = \frac{L}{\operatorname{cos} \alpha} = \frac{240}{\operatorname{cos} 32.52} = 384.62 \text{ cm}$$

$$L_0 = L_1 + L_2 = 384.62 + 470 = 754.62 \text{ cm}$$

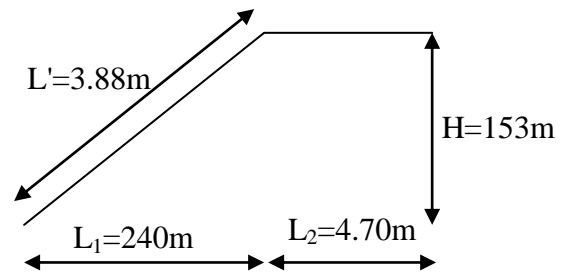
L : longueur de la pailleasse.

$L_0$  : longueur réelle de la pailleasse

$$\frac{754.62}{30} \leq e_p \leq \frac{754.62}{20}$$

$$25.15 \leq e_p \leq 37.73 \text{ cm}$$

On opte pour  $e_p = 26 \text{ cm}$



#### 4- Ferrailage à l'E.L.U :

##### a)- Armatures principales :

En travée :

$$\text{On opte pour une section } 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2 . e = 15 \text{ cm}$$

Aux appuis

$$\text{On opte pour une section } 6T12 = 6.78 \text{ cm}^2 . e = 15 \text{ cm}$$

##### b) Armature de répartition :

$$4T12/m1 = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ avec } e=20 \text{ cm.}$$

Calcul de longueur d'encrage : 20 cm.

#### II-Etude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la pailleasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

Sa portée est de 4.80 m (entre nu d'appuis).

##### 1) Pré dimensionnement :

On dimensionne la poutre palière par la formule suivante :

$$L / 15 \leq h_t \leq L / 10 \quad 0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

L : portée libre de la poutre

$H_t$  : hauteur de la portée

B : largeur de la poutre.

#### Hauteur de la poutre

$$480 / 15 \leq h_t \leq 480 / 10 \quad \longrightarrow \quad 32 \leq h_t \leq 48$$

On adopte  $h_t = 40$  cm

**Largeur de la poutre**

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \quad \longrightarrow \quad 16 \leq b \leq 28.$$

On prend  $b = 30$  cm  
D'après : [Art.7.5.1.5 / RPA 99]

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ ht \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \\ b_{\max} = 1.5h + b_t \end{array} \right\} \quad \text{Condition vérifiée}$$

La poutre palière (b, h) = (30, 40)

**Ferraillage à l'E.L.U :****Calcul des armatures principales :****En travée :**

$$M_t = 214.28 \text{ KN.m.} \quad d = h - c = 40 - 2 = 38 \text{ cm.}$$

$$\text{On opte pour } 6T16(\text{fil}) + 6T14(\text{chap}) = 12.06 + 9.24 = 21.30 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$\text{On opte pour } 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

**Calcul des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales :

On prend un cadre et un étrier en HA10.  $A_t = 4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2$ .

**- Espacement :**

Zonenodale :  $e = 10 \text{ cm}$

Zone courante :  $e = 15 \text{ cm}$

**Quantité d'armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 \times e \times b = 0.90 \text{ cm}^2.$$

$$3.14 > 0.90 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{exigence vérifiée.}$$

**Chapitre IV.3. Calcul de la poutre de chaînage****IV.4.1 Etude de la poutre de chaînage**

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids

**a- Pré dimensionnement**

➤ la hauteur :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

➤ la largeur :  $0.4h \leq b \leq 0.7h$

Avec L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le cas considéré

$$L = 370 - 30 = 340 \text{ cm}$$

$$\frac{340}{15} = 22.66 \leq h \leq \frac{340}{10} = 34 \quad \text{On adopte une hauteur } h = 30 \text{ cm}$$

$$10 \leq b \leq 17.5 \quad \text{On adopte une largeur } b = 25 \text{ cm}$$

**b- Evaluation des charges et surcharges**

Les charges permanentes poids propre de la poutre :  $0.25 * 0.3 * 25 = 1.875$

Poids du mur (double cloison) :  $(3.50 - 0.3) * 2.81 = 8.992$

Poids de plancher :  $5.28 \times \frac{0.65}{2} = 1.72$

---


$$10.712 \text{ KN/m}$$

Charges d'exploitations :

$$Q = 2.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.813$$

c-Combinaison des charges :

à l'ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 10.712 + 1.5 \times 0.813 = 15.68$ ;

à l'ELS :  $q_s = G + Q = 10.712 + 0.813 = 11.53$ .

**IV.4.1.1 étude de la poutre à l'ELU**

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appui

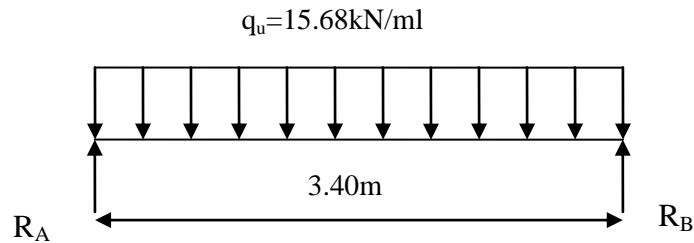


Fig. III.4.1 : Schéma de chargement

#### a- calcul des moments

Afin de tenir compte des semi-encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients :

- en travée

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \frac{15.68 \times 3.4^2}{8} = 19.26 \text{ KN.m}$$

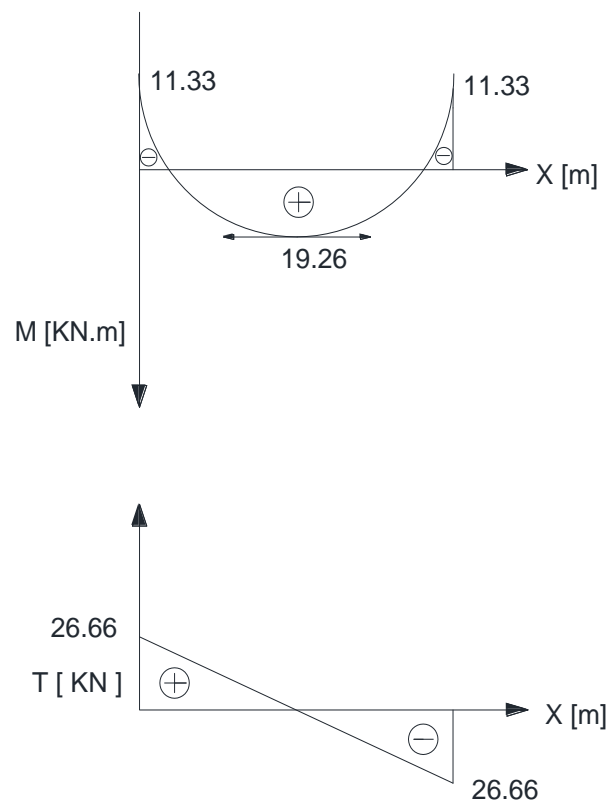
- Aux appuis

$$M_A = M_B = -0.5M_0 = -0.5 \frac{15.68 \times 3.4^2}{8} = -11.33 \text{ KN.m}$$

Avec  $M_0$  : moment isostatique

#### b- Réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{15.68 \times 3.4}{2} = 26.66 \text{ KN}$$



#### IV-4-2) Calcul des armatures

##### ➤ En travée

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{19.26 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.069$$

$\mu = 0.069 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow$  A partir des abaques, on a la valeur de  $\beta = 0.9645$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19.26 \times 10^3}{0.9645 \times 28 \times 348} = 2.05 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11.33 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.041$$

$$\mu = 0.041 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.9795$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11.33 \times 10^3}{0.9795 \times 28 \times 348} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales par BAEL91**

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

$$\text{suivantes : } \phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min(8.57; 12; 25) = 8.57 \text{ mm}$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un trier ;

$$A_t = 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Espacement**

D'après le RPA99 ; l'espacement est donné par :

• **Dans la zone nodale :**  $St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi; 30 \text{ cm} \right\} = \min(7.5; 9.6; 30)$

$$\text{Soit } S_t = 7 \text{ cm}$$

$$L' = 2h = 60 \text{ cm}$$

• **En dehors de la zone nodale :**  $St \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15$

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

**IV-4-3) Vérification à l'ELU :****❖ Condition de non fragilité [B.A.E.L91/Art A-4-2-1] :**

$$A_{calculée} \geq A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

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

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 25 \times 28 \times 2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

**➤ Aux appuis**

$$A_{min} = 0,84 \text{ cm}^2 \leq A_a = 2,36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section est vérifiée}$$

**➤ En travées**

$$A_{min} = 0,84 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2,36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section est vérifiée}$$

**❖ Influence de l'effort tranchant sur les appuis**

On a :  $V_u = 26,66 \text{ kN}$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times \alpha \times b_0 \text{ avec } \alpha = 0,9 \times d$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,28 \times 0,25 \times 10^3 = 420 \text{ kN}$$

$V_u \ll \bar{V}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**IV-4-3) Vérifications à l'ELS**

On a :  $q_s = 11,53 \text{ kN/ml}$

$$V_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{11,53 \times 3,40}{2} = 19,60 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{11,53 \times 3,40^2}{8} = 16,66 \text{ kN.ml}$$

En tenant compte des semi encastremets :

**En travée** .....  $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 16,66 = 14,16 \text{ kN.m}$

**Aux appuis**..... $M_a = -0.5M_o = -0.5 \times 16.66 = -8.33 \text{ kN.m}$

### ❖ Etat limite de déformation

D'après le [1], on doit vérifier les relations suivantes :

- $\frac{h}{l} = \frac{30}{370} = 0.081 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$  condition vérifiée
- $\frac{A}{b \times d} = \frac{2.36}{25 \times 28} = 0.0034 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Rightarrow$  condition vérifiée
- $\frac{h}{l} = 0.081 < \frac{M_t}{10 \times M_o} = 0.085 \Rightarrow$  condition non vérifiée

On a la dernière condition n'est pas vérifiée.

Une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = 11.53 \text{ KN/mL}$$

$E_v$  : Module de déformation différé

$I$  : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}(y_1^3 + y_2^3) + 15A_t(y_2 - C_2)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \quad \text{et} \quad y_2 = h - y_1$$

$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{25 \times (30)^2}{2} + (15 \times 2.36 \times 28) = 12241.2 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (25 \times 30) + (15 \times 2.36) = 785.4 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow y_1 = \frac{12241.2}{785.4} = 15.59 \text{ cm} \quad \text{et} \quad y_2 = h - y_1 = 30 - 15.59 = 14.41 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(y_1^3 + y_2^3) + 15A_t(y_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{25 \times (15.59^3 + 14.41^3)}{3} + 15 \times 2.36 \times (14.41 - 2)^2 = 61962.96 \text{ cm}^4$$

$$I = 61962.96 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.53 \times 10^6 \times (3400)^2}{10818.86 \times 10 \times 61962.96 \times 10^4} = 0.025 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{340}{500} = 0.68 \text{ cm} > 0.025 \text{ m}$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

### Chapitre IV.4. Calcul de l'acrotère.

#### Introduction :

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91 modifié 99.

#### IV. Calcul des éléments :

##### IV.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, il forme un écran évitant toute chute, elle sera calculée comme console encastrée au niveau de la poutre du plancher.

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 due 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 exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables

##### III.1.1. Dimension de l'acrotère :

Largeur : 100 cm ; Hauteur : 60 cm ; Epaisseur : 10 cm

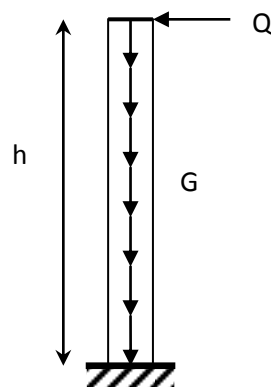
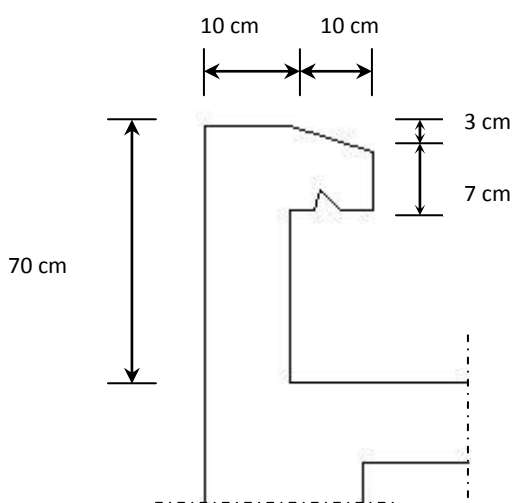


Figure III.1: Coupe transversale de l'acrotère

Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère

##### III.1.2. Calcul des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre :  $G = \rho \times S \times 1ml$ .

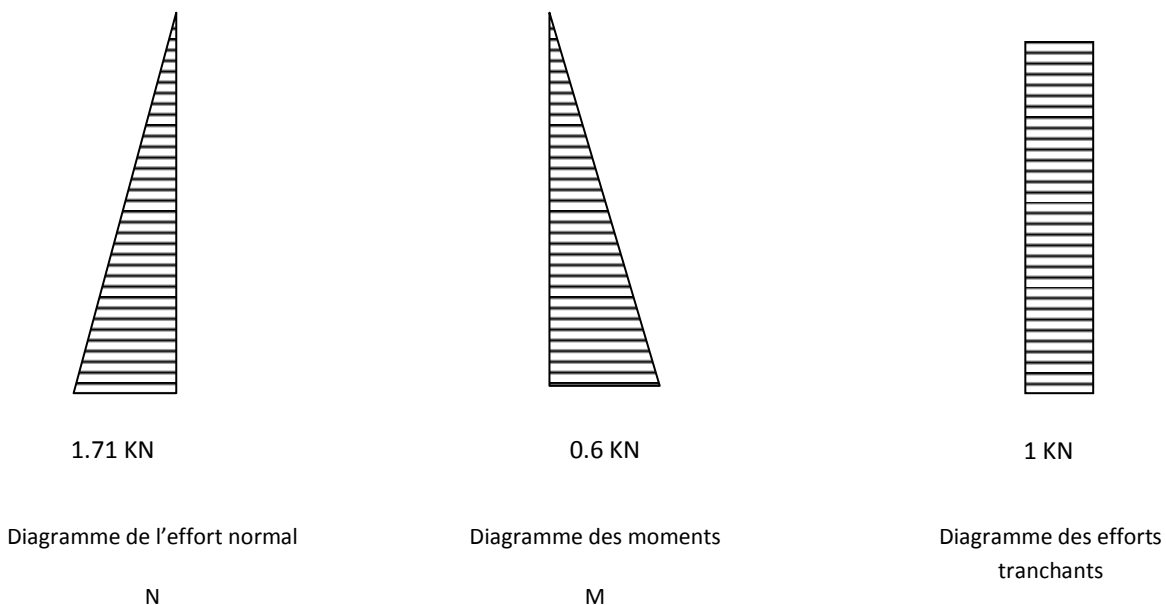
Avec :  $\rho$  : Masse volumique du béton.

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[ 0.7 \times 0.1 + 0.1 \times 0.07 + \frac{0.03 \times 0.1}{2} \right] = 1.96 \text{ KN} / \text{m}.$$

- Surcharge due à la poussée latérale  $Q$  :  $Q = 1 \text{ KN} / \text{ml}$ .
- Effort tranchant dû à la poussée latérale :  $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$ .
- Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N_G = G \times 1 = 1.96 \text{ KN}$ .
- Effort normal dû à la surcharge  $Q$  :  $N_Q = 0$ .
- Moment de renversement dû à  $G$  :  $M_G = 0$ .
- Moment de renversement dû à  $Q$  :  $M_Q = Q \times h = 1 \times 0.7 = 0.7 \text{ KN.m}$ .

**Diagrammes :**



**Figure III.3 : Diagrammes des efforts**

**IV.1.4. Combinaisons de charges :**

❖ **A'ELU** : La combinaison de charge est :  **$1.35 G + 1.5 Q$**

- Effort normal de compression :

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.96 + 0 = 2.64 \text{ KN}.$$

- Moment de renversement :

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 0 + 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN.m}.$$

❖ **A'ELS** :

La combinaison de charges est :  **$G + Q$**

- Effort normal de compression :

$$N_s = N_G + N_Q = 1.96 \text{ KN.}$$

❖ Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q = 0.7 \text{ KN.m.}$$

**III.1.5. Ferrailage :**

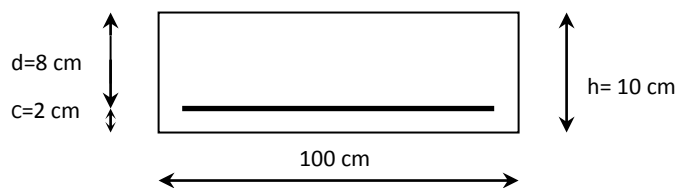
Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression «  $N$  » et un moment de flexion «  $M$  ».

Donc, ça consiste en l'étude d'une section de béton rectangulaire soumise à la flexion composée.

Pour déterminer les armatures, on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour ce faire, on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif «  $M_f$  » afin de déterminer les armatures fictives «  $A_f$  » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles «  $A$  ».

**III.1.6. Calcul à l'ELU :**



❖ Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = e_u = \frac{1.05}{2.64} = 0.39 \text{ m} = 39 \text{ cm.}$$

$$(h / 2) - c = (10/2) - 2 = 3 \text{ cm}$$

} 39 cm > 3 cm

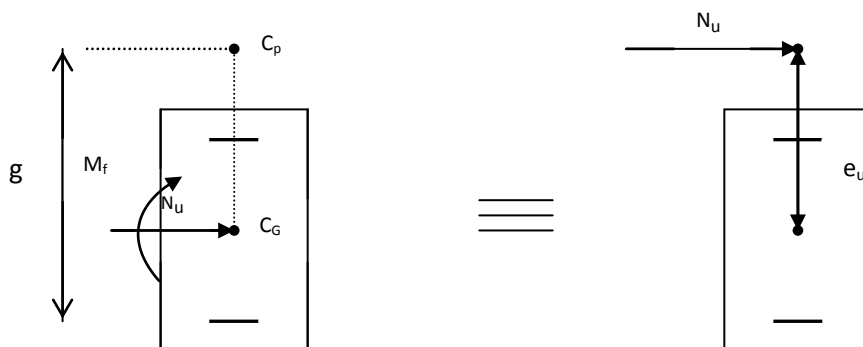


Figure III.4 : section rectangulaire soumise à la flexion composée

Le centre de pression «  $c_p$  » se trouve à l'extérieur de la section limitée et l'effort normal ( $N$ ) est un effort de compression  $\Rightarrow$  Section partiellement comprimée (SPC).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif «  $M_f$  » puis on se ramène à la flexion composée.

❖ **Calcul de la section d'armatures en flexion simple :**

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \cdot g \quad \text{Avec } g = e_u + 0.5h + C \quad \text{et } C \text{ est l'enrobage}$$

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

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 39 + \frac{10}{2} - 2 = 42 \text{ cm.}$$

$$D'où : M_f = 2.64 \times 0.42 = 1.11 \text{ KN.m.}$$

➤ **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.11 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14.2} = 0.0122$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_b = 0.0122 < \mu_l = 0.392. \Rightarrow \text{Section simplement armé S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.0122 \Rightarrow \beta = 0.994.$$

➤ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.11 \times 10^3}{0.994 \times 8 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2.$$

❖ **Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée :**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ; \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_u = 0.36 - \frac{2.64 \times 10}{348} = 0.29 \text{ cm}^2.$$

**III.1.7. Vérifications à l'ELU:**

❖ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL 91)**

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

- **Armatures principales :**

$$A_s \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.455.d}{e_s - 0.185.d} \right]$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{MPa.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{1.96} = 0.36 \text{m} = 36 \text{cm}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{348} \left[ \frac{36 - 0.455 \times 8}{36 - 0.185 \times 8} \right] = 1.04 \text{cm}^2$$

D'où les armatures principales :

$$A_u = 0.28 \text{cm}^2 < A_{\min} = 1.04 \text{cm}^2.$$

La condition étant non justifiée, on adoptera la section minimale d'armatures :

$$A = A_{\min} = 1.04 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{adoptée}} = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec un emplacement: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{cm.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adoptée}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_r = 4HA8 = 2.01 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{cm.}$$

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

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4 \text{MPa} \right\} \text{ avec } \tau_U \text{ contrainte de cisaillement}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} ; \quad V_u : \text{effort tranchant} : V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{KN}.$$

$$\text{D'où} : \tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{100 \times 80} = 0.019 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.019 < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}. \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

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

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

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \sum \mu_i}$$

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

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{cm}.$$

$$\text{D'où} : \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 8 \times 10.05} = 0.21 \text{MPa}$$

$\tau_{se} = 0.21 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa}. \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement.}$

❖ **Espacement des barres** :

Armatures principales :  $S_t = 25 \text{cm}$ .

$$< \min \{3h; 33 \text{cm}\} = (3 \times 10 \text{cm}; 33 \text{cm}) = 30 \text{cm}.$$

$\Longrightarrow$  Condition vérifiée.

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

$\Longrightarrow$  Condition vérifiée.

❖ **Ancrage des barres verticales** :

La longueur de scellement droit est :  $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

$$\text{Avec} : \bar{\tau}_s = 0.6(\psi_s)^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{MPa}.$$

$$D'où : L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm} = 28.17 \text{ cm}$$

⇒ Soit :  $L_s = 30 \text{ cm}$ .

### III.1.8. Vérification à L'E L S :

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

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

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

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

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

❖ Vérification des contraintes dans l'acier : l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable

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

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_u}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.25$$

$$\rho_1 = 0.25 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.912$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.7 \times 10^3}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 47.32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Avec :  $\eta = 1.6$  pour les Barres H.A

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{266.6 ; 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 47.32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification des contraintes dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$$

On a :  $\rho_1 = 0.25 \implies \beta_1 = 0,912 \implies K = 48.29$

$$\sigma_{bc} = \frac{47.32}{48.29} = 0.98 MPa$$

$\sigma_{bc} = 0.84 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \implies$  Condition vérifiée

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

### III.1.9. Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 RPA99)

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

$$F_p = 4.A.C_p.W_p < Q \text{ avec } Q \text{ charge d'exploitation}$$

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas :  $A = 0.15$  (Zone IIa, groupe d'usage2).

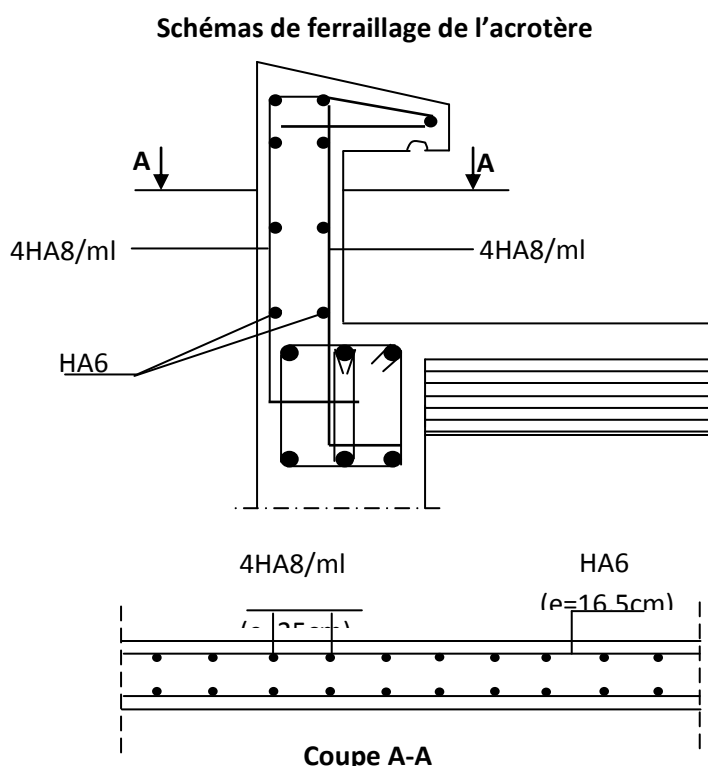
$C_p$  : facteur des forces horizontales ,  $C_p = 0.8$ .

$W_n$  : poids de l'acrotère,  $W_p = 1.96 \text{ KN/ml}$ .

$$F_p = 4 \times 0.8 \times 0.15 \times 1.96 = 0.94 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

### III.1.6. Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal  $Q = 1 \text{ KN/ml}$  supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile. On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.



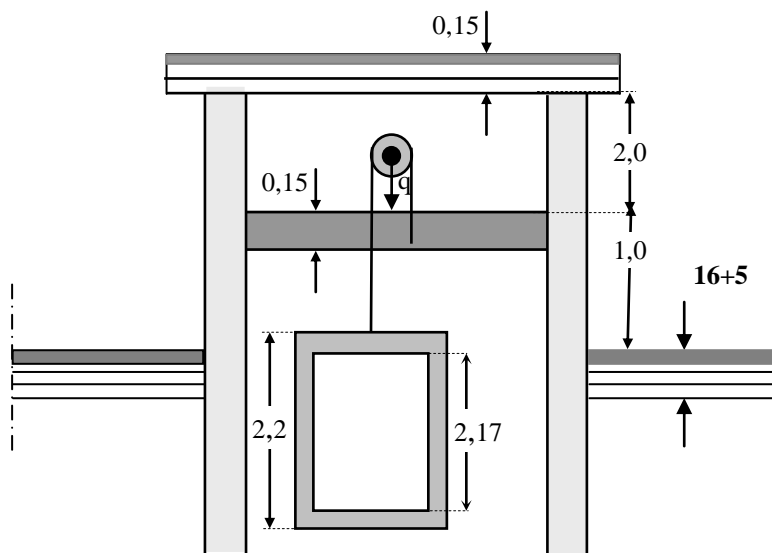
3

**IV.5. Calcule de la sal machine.**

**VI.1. Calcul de la dalle pleine de la salle de machine**

**a) Introduction**

Notre immeuble est constitué d'une seul cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement V= (1m/s), pouvant charger 8 personnes de 6,3KN, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 10 tonnes.

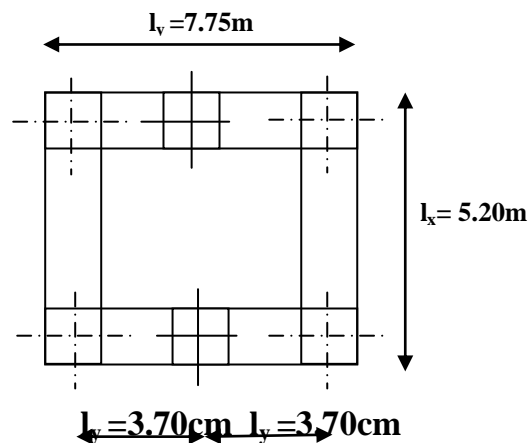


**b) Dimensionnement**

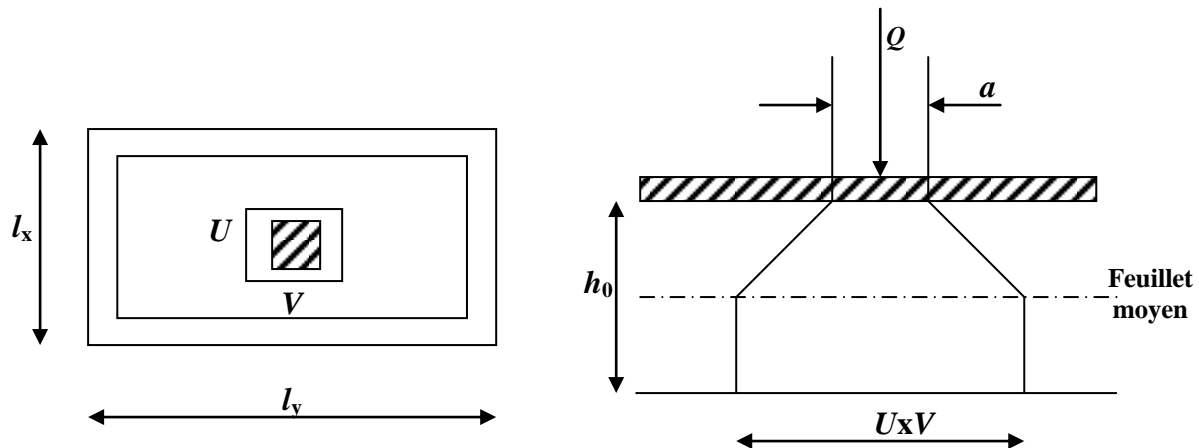
$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{775}{30} = 25.83 \text{ cm}$$

h<sub>t</sub> doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

Soit : h<sub>t</sub> = 26cm



La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.



$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{5.20}{7.75} = 0,67 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

On a:  $U = a + e.K + h_0$

$$V = B + e.K + h_0$$

Avec :  $e$  : Epaisseur du revêtement ( $e = 5\text{cm}$ )

$h_0$  = hauteur de la dalle ( $h_0 = 26\text{cm}$ )

$K$  : Revêtement aussi solide que le béton ( $K = 2$ ).

$a = b = 0,80\text{ cm}$  (côte de rectangle dans laquelle  $q$  est concentrée).

$$\Rightarrow U = 80 + 2 \times 5 + 26 = 1,16\text{ m}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 26 = 1,16\text{ m}$$

**Condition de non poinçonnement :**

$P \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  (aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est

vérifiée). Avec  $\mu_c$  : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1,16 + 1,16) = 4.64\text{m.}$$

$$P = 10t \leq 0,045 \times 4.64 \times 0,26 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 90.48\text{t} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

c) Les moments  $M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu M_2)q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu M_1)q \end{cases}$$

Avec :  $\nu$  : Coefficient de poisson  $\Rightarrow \nu = 0$  à l'ELU

$\nu = 0,2$  à l'ELS

$M_1$  et  $M_2$  coefficients donnés en fonction de  $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$  à partir des abaques de PIGEAUD.

Après l'interpolation

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,67 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{116}{520} = 0,22 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{116}{775} = 0,15 \end{array} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,2021 \text{ et } M_2 = 0,115$$

A l'ELU  $M_{x1} = q M_1$

$M_{y1} = q M_2$

Avec

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10000 + 1,5 \times 0 = 135000 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{x1} = 13,5 \times 0,2021 = 2.728 \text{ t.m} = 27.28 \text{ KN/m}$$

$$M_{y1} = 13,5 \times 0,115 = 1.552 \text{ t.m} = 15.52 \text{ KN/m}$$

d) Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine  $M_{x2}; M_{y2}$  :

$\rho = 0,67 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0,67 \Rightarrow \mu_x = 0,0720 \quad \mu_y = 0,395$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$G = 25 \times 0,26 + 20 \times 0,05 = 7.50 \text{ kn/m}$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7.5 + 1,5 \times 1 = 11.63 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0720 \times 11.63 \times (5.20)^2 = 22.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,395 \times 22.64 = 8.94 \text{ KN.m}$$

e) *Superposition des moments agissant au centre du panneau :*

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 49.92 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 24.46 \text{ KN.m}$$

### **Ferrailage**

#### Sens X-X

Aux appuis

$$M_a = 0,3 \times 49.92 = 14.98 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14.98 \cdot 10^3}{100 \times 24 \times 14,2} = 0,018 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14.98 \cdot 10^3}{0,991 \times 24 \times 348} = 1,81 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2,51 cm<sup>2</sup>      Avec : St = 20 cm

En travée

$$M_t = 0,85 \times 49.92 = 42.43 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{42.43 \cdot 10^3}{100 \times 24 \times 14,2} = 0,052 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_t = \frac{42.43 \cdot 10^3}{0,973 \times 24 \times 348} = 5.22 \text{ cm}^2$$

Soit                    5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>                    Avec : St = 20 cm

#### Sens y y

Aux appuis  $M_a = 0,3 \times 24.46 = 3,69 \text{ KN.m}$ .

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24.46 \times 10^3}{100 \times 24^2 \times 14,2} = 0,030 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A.} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,985.$$

$$A_a = \frac{M_a}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{24.46 \times 10^3}{0,985 \times 24 \times 348} = 2.97 \text{ cm}^2.$$

Soit : 5 HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup>      avec St = 20cm.

*En travée*

$$M_t = 0,85 \times 24,46 = 20.791 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{20.791 \times 10^3}{100 \times 24^2 \times 14,2} = 0,025 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,9875$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d f_c / \gamma_s} = \frac{20.791 \times 10^3}{0,9875 \times 24 \times 348} = 2,52 \text{ cm}^2.$$

Soit : 6HA10 = 4.71cm<sup>2</sup> avec St = 15 cm.

#### **f. Vérification à l'ELU**

##### **1-Condition de non fragilité**

*Armatures principales*

$$A \geq \frac{b h l_0}{2 \left( 3 - \frac{l_x}{l_y} \right)} = \frac{100 \times 26 \times 0,0008}{2 \left( 3 - \frac{5,20}{7,75} \right)} = 0,45 \text{ cm}^2.$$

$A \geq 0,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée dans les deux sens.

##### **Remarque**

Pour armatures transversales elles ne sont pas nécessaires.

##### **2-Ecartement des barres**

(Art A.8.2.42 BAEL 91)

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

(charges concentrées)

*Direction la plus sollicitée* : min (2h, 25 cm).

*Direction perpendiculaire* : min (3h, 33 cm).

##### Sens x-x

*Armatures supérieures* : St = 20 cm < min (2h, 25 cm) = 25 cm.

*Armatures inférieures* : St = 20 cm < min (2h, 25 cm) = 25 cm.

##### Sens y-y

*Armatures supérieures* : St = 20 cm < min (3h, 33 cm) = 33cm.

Armatures inférieures :  $St = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

### 3-Contrainte tangentielle :

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de } U : T_{\max} = Vu = \frac{P}{2a+b} = \frac{135}{3 \times 1.16} = 38.79 \text{ kn.}$$

$$\text{Au niveau de } V : T_{\max} = Vu = \frac{P}{2a+b} = \frac{135}{3 \times 1.16} = 38.79 \text{ t. On doit vérifier que}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau} ; \text{ La fissuration est peu nuisible donc}$$

$$\tau_u = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{38.79 \times 1000}{1000 \times 260} = 0,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### g) Vérification de l'E.L.S :

#### Les moments à l'E.L.S

Moment engendré par le système de levage

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) q_s .$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) q_s .$$

$$q_s = G + Q = 100 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0,2021 + 0,2 \times 0,11496) \times 100 = 22.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0,11496 + 0,2 \times 0,2021) \times 100 = 15.54 \text{ KN.m}$$

Moment engendré par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = 7.50 + 1 = 8.50 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = 0,67 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,072. \\ \mu_y = 0,395. \end{cases}$$

$$Mx_2 = \mu_x q_s l_x^2 = 0,072 \times 8,5 \times (5,20)^2 = 16,55 \text{ KN.m}$$

$$My_2 = \mu_y \times Mx_2 = 0,395 \times 16,55 = 6,54 \text{ KN.m.}$$

*Superposition des moments*

$$Mx = Mx_1 + Mx_2 = 22,51 + 16,55 = 39,06 \text{ KN.m.}$$

$$My = My_1 + My_2 = 15,54 + 6,54 = 22,08 \text{ KN.m.}$$

Contrainte de compression dans le béton :

Sens x-x

*Aux appuis*  $Ma = 11,72 \text{ KN.m}$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 24} = 0,15 \quad \Rightarrow \quad k = 0,016 \text{ et } \beta = 0,935.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d Aa} = \frac{11,72 \times 10^6}{0,935 \times 240 \times 2,51 \times 10^2} = 208,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,016 \times 208,91 = 3,34 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

*En travée*  $Mt = 33,20 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 24} = 0,23 \quad k = 0,019 \text{ et } \beta = 0,925$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d At} = \frac{33,20 \times 10^6}{0,925 \times 240 \times 5,65 \times 10^2} = 264,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,019 \times 264,69 = 5,03 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

***Etat limite de fissuration***

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

## *Chapitre V : Présentations du Ssp2000 .*

### **V) Modélisation de la structure :**

- On dispose de plusieurs programmes permettant le calcul des structures et ouvrages de génie civil qui sont basés sur la méthode des éléments finis et parmi eux le **SAP2000**.

### **V-I). Présentation du logiciel SAP 2000:**

-Le **SAP2000**<sup>®</sup> est un logiciel de calcul et de conception des structures, il permet la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures, ce logiciel offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures, il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système ,les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration..Etc.

-Comme beaucoup d'autres logiciels le SAP est basé sur la méthode des éléments finis, il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse et comprenne le processus de la phase de résolution, cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la méthode des éléments finis et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

-La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas des structures ayant des éléments plans ou volumineux, elle considère la structure comme un assemblage direct d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites des éléments

-Pour chaque type d'éléments une fonction polynomiale détermine la relation entre la déformation et la force nodale, elle peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie potentielle minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice rigidité de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnu les déformations au niveau des nœuds.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

### **Rappel des termes rencontrés dans le SAP2000:**

Gide line : ligne de grille.

Frame : portique.

Elément : élément.

Loads : charge.

Define : définir.

Concrete : béton.

Frame section : coffrage.

Beam : poutre.

Copy : copier.

Save : enregistrer.

Joints : nœuds

Shell : voile.

Restraints : encastré.

Uniformed loads : charge uniforme.

Material : matériaux.

Steel : acier.

Column : poteau.

File : fichier.

Move : déplacer.

Save as : enregistrer sous.

Add : ajouter.  
 Story : étage.  
 Tickness : épaisseur.

Delete : supprimer.  
 Height : hauteur.

**V.II). Les étapes de modélisation :**

➤ **La première étape : Introduction de la géométrie du modèle :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

**a- Démarrage du SAP et choix des unités :** Dans le menu Démarrer, sélectionner SAP2000 :



- On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans le **SAP2000**

Au bas de l'écran, on sélectionne **KN,m,C** comme unités de base pour les forces et déplacements.

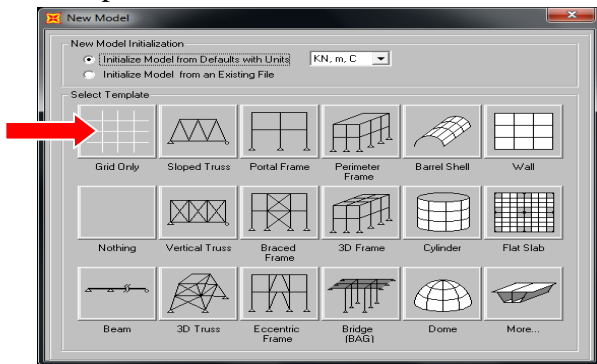


**b- Choix de la géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne :

**File** → **New model from template** → **Grid only** → **Ok** afin de modéliser notre structure à partir de lignes de grilles.

Cette option permet de créer rapidement un modèle "régulier", en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.



**FigV.1 : les différents modèles de structure Prédéfinies par le SAP 2000**

**FigV.2 :Introduction des caractéristiques géométriques de la structure.**

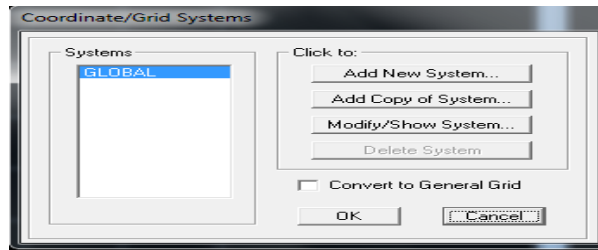
-Pour notre structure ,on choisit la première icône dans la boite de dialogue.

-Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

**c- Modification de la géométrie de base :**

Nous allons procéder à la définition des longueurs des travées et des hauteurs d'étages.

-On clique sur le bouton droit de la souris : **Édit Gri Data** → **Modifie/Show system**.



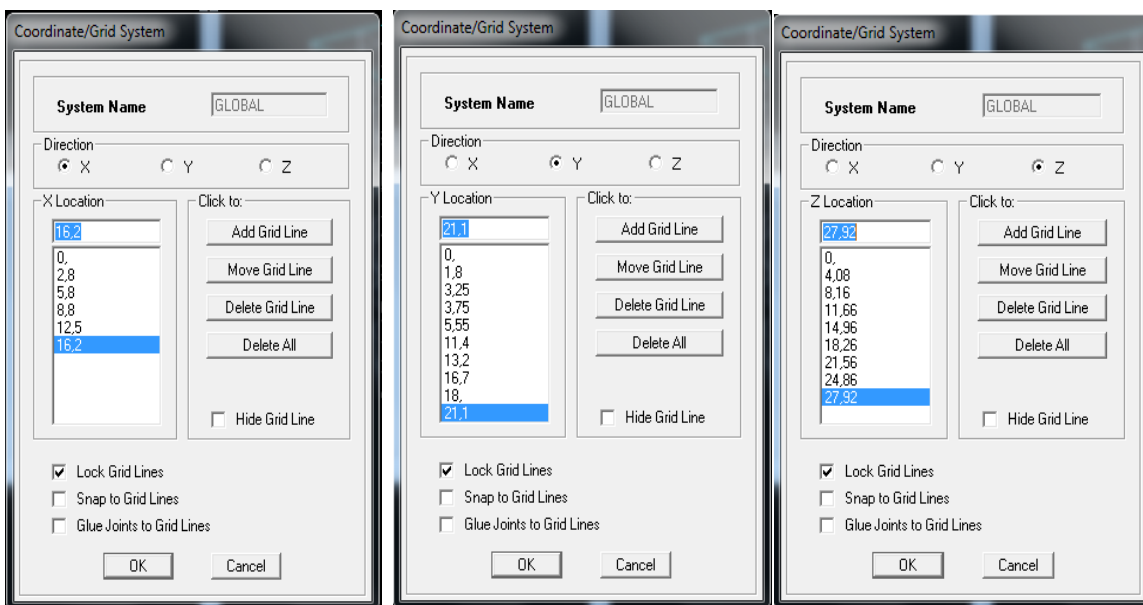
**Fig. V.3 : Création des grilles.**

-On introduit les distances cumulées des travées dans le sens **ox** puis **oz** et des hauteurs d'étages dans le sens **oz**, puis on clique sur **Ad Gide Line** :

**Suivant x** : 0, 2.8 , 5.8, 8.80, 12.50 , 16.20.

**Suivant y** : 0.00 , 3.25 ,3.75 ,5.55 ,11.40,13.20,16.70,18.00,21.10.

**Suivant z** : 0 , 4.08 , 8.16, 11.66, 14.96 , 18.26 , 21.56 , 24.86 ,27.92 .



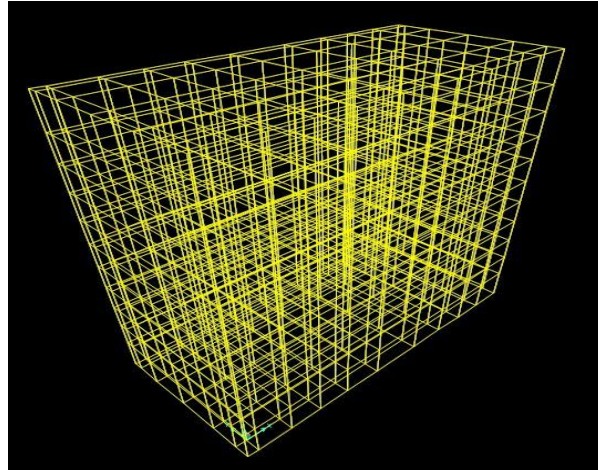
**Fig. V.4 : Introduction des caractéristiques géométriques réelles de la structure.**

Une fois que toutes les valeurs sont introduites on clique sur **OK**, ensuite on procède au dessin de la structure de la manière suivante :

- **Draw** → **Quick Draw Frame/Cable** .



-On se positionne sur la vue en 3D → On trace un rectangle qui enveloppe toutes les lignes de grille, on obtiendra ainsi la vue suivante :

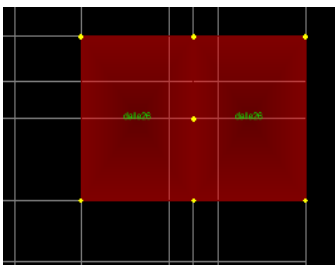


**Fig.V.5 : Géométrie de base de la structure.**

-La structure de base ne correspond pas a notre structure, donc on doit supprimer les poutres et les poteaux surabondants, pour cela on procède de la manière suivante :

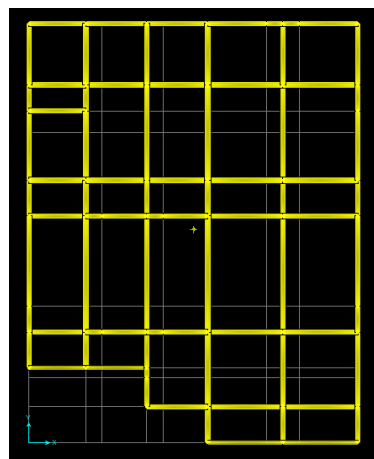
- on sélectionne l'élément qu'on veut supprimer → on clique sur **Delete**.  
Après avoir effectué cette opération on aura les vues en plan suivantes :

**Niveau : 30.92et28.92 [m] :**

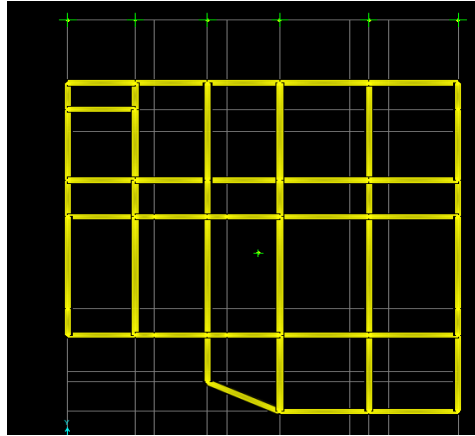
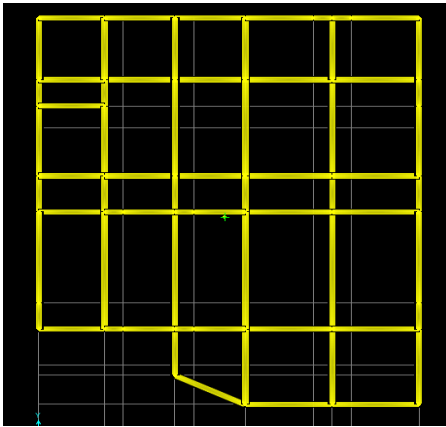


**Niveaux : de 8.16 [m] :**

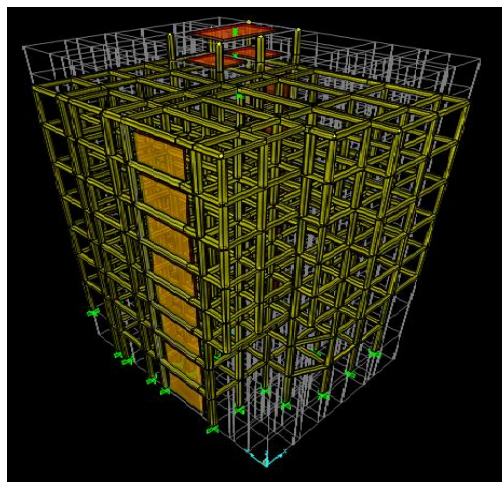
**Niveau :de 11.66 à 27.92 [m] :**



**Niveau : 4.08[m]**

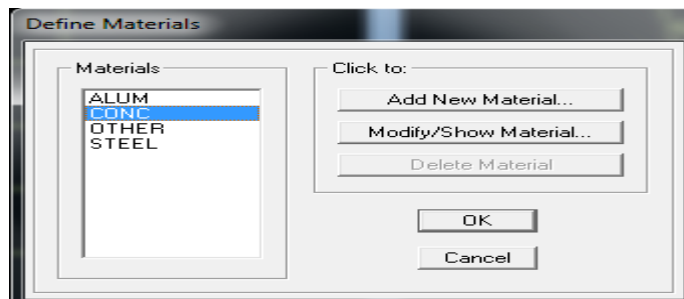


Vue en 3D :



- La deuxième étape : elle consiste à définir les propriétés **mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

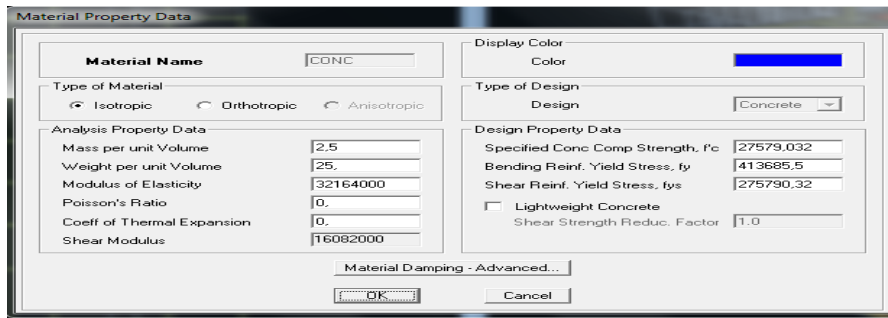
-On clique sur **Define** → **Materials**, on sélectionne **Concrete** puis on clique sur **Modify/Show System**.



**Fig.V.6 : définition des matériaux.**

-Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux en introduisant les valeurs suivantes :

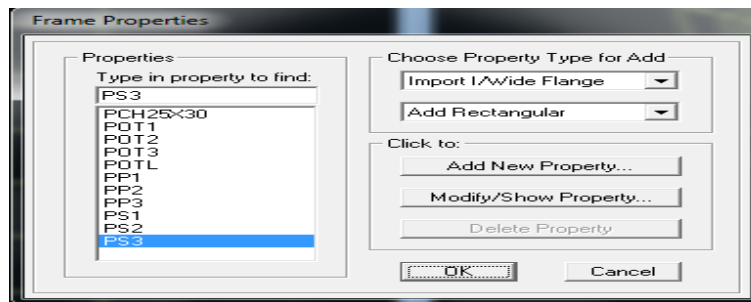
- Masse per unit volume** (masse volumique béton):  $2.5[\text{KN}/\text{m}^3]$
- Weight per unit volume** (Poids volumique béton) :  $25[\text{KN}/\text{m}^3]$
- Modulus of Elasticity** (Module de Young) :  $32164000 [\text{KN}/\text{m}^2]$



**Fig.V.7 : Définition des caractéristiques des matériaux.**

➤ **La troisième étape :** dans cette étape on attribue les **propriétés géométriques** aux différents éléments (poutre, poteaux...).

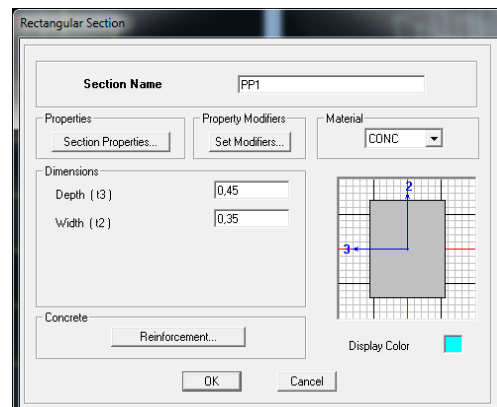
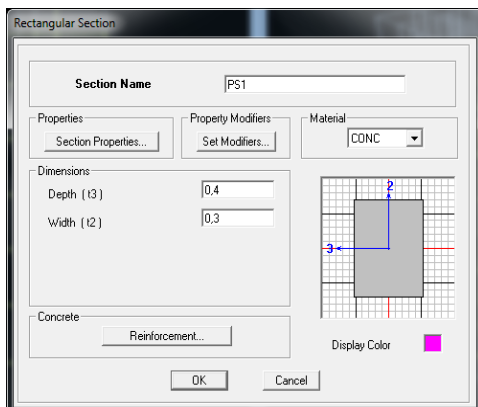
**Define** → **Frame/Cable Section** puis on sélectionne **Add Rectangular** → **Add new property** puis on introduit **PP** par exemple **Ok**. Même chose pour **PS** et les **poteaux**.



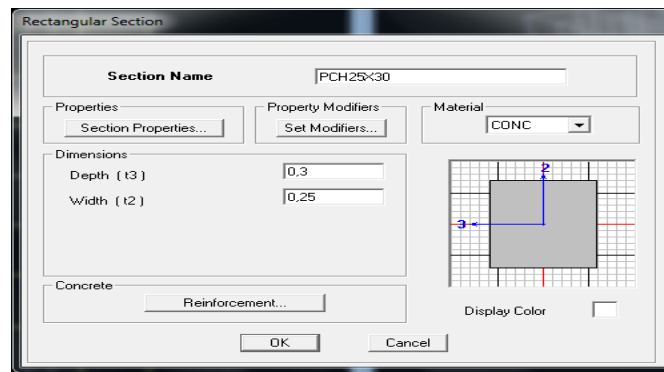
**Fig.V.8 .1.: Définition des sections.**

**Poutres secondaire :**

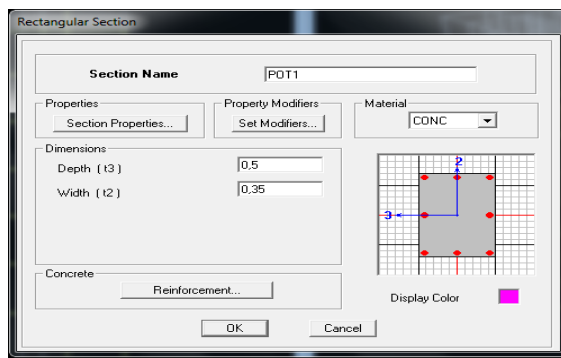
**Poutre principale :**



**Poutres de chainages :**



### Les poteaux 1 :



**Fig.V.8.2. : Dimensionnement des sections.**

-Pour attribuer les sections aux éléments, Par exemple on sélectionne PP :  
**Assing** → **frame/ cable** → **sections** → **PP** → **Ok**

- **La quatrième étape :** Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

#### **a- Charges statiques (G et Q):**

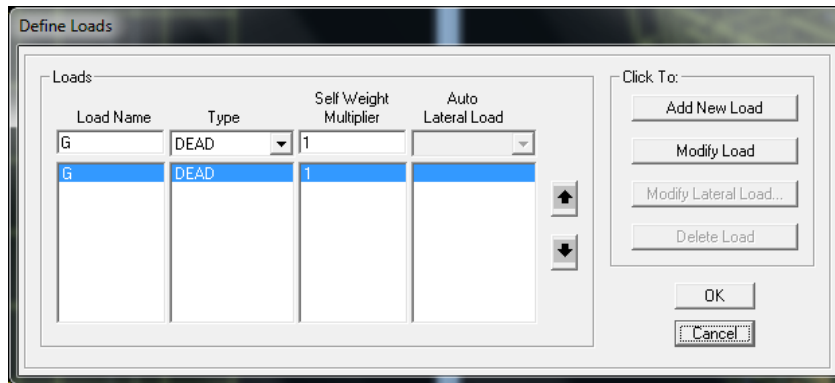
La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define** → **Load Cases**.

#### **Charges permanentes :**

**Load Name** (Nom de la charge): **G**

**Type :** **DEAD** (permanente)

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **1**



**Fig.V.9.1. : Définition de type de charges.**

**Remarque :**

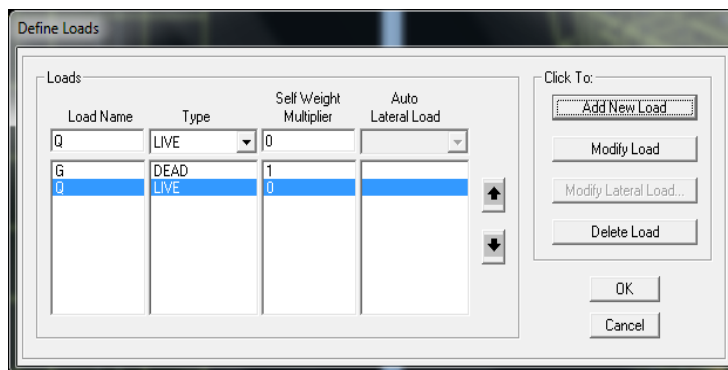
En introduisant la valeur **1** dans la case (**Self Weight Multiplier**), le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en le rajoutant **automatiquement** aux charges permanentes **G**.

❖ **Surcharges d'exploitation :**

**Load Name** (Nom de la charge): **Q**

**Type** : **LIVE** (exploitation)

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **0**



**Fig.V.9.2. : Définition de type de charges.**

**b-Charge dynamique (E):**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse. 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 :**

- **Zone** : **IIa** (Zone a sismicité moyenne, voir Annexe 1 du RPA 2003)
- **Groupe d'usage** : **2** (ouvrage courant ou d'importance moyenne, voir chapitre 3.2 du RPA 2003)
- **Coeff. comportement** : **Mixte Portique /voile avec interaction.**

- **Remplissage : Dense** (Cloisons en maçonnerie)
- **Site : S3**.
- Facteur de qualité (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 :

$$Q = 1 + \sum P_q$$

$P_q$  : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

**Régularité en plan : Art 4.3.3 RPA 2003 :**

Il y a lieu de tenir compte de la régularité en plan qui n'est pas vérifiée  $q_1 = 0.05$

**Régularité en élévation : Art 4.3.3 RPA 2003 :**

Il y a lieu de tenir compte de la régularité en élévation n'est vérifiée  $q_2 = 0.05$

**La condition minimale sur les fils de contreventement :**

Ce critère n'est pas observé  $q_3 = 0.05$

**Redondance en plan :**

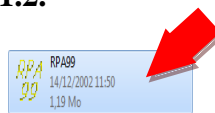
Ce critère n'est pas observés  $q_4 = 0.05$

**Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier :**

Ces deux critères sont **obligatoirement** respectés depuis le séisme de 2003  $q_5 = 0$ .

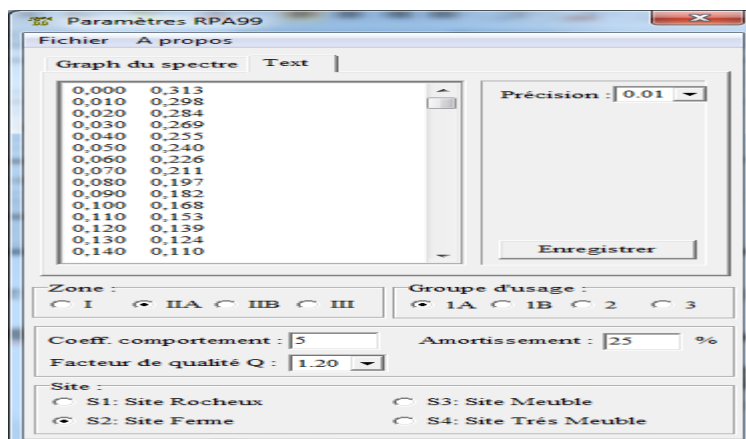
**Conclusion :** Le facteur de qualité est égal à **1.2**.

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone



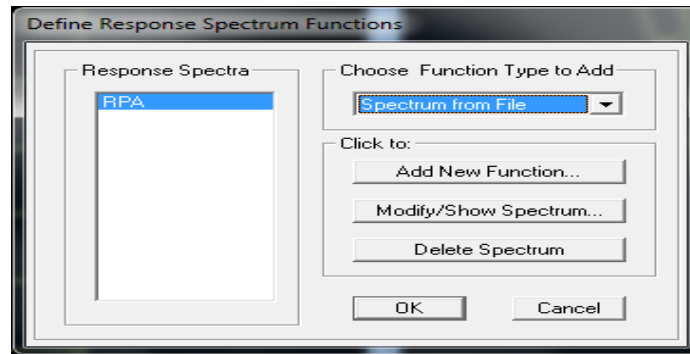
.Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.

**SAP** → **Enregistrer** → **Nom du fichier spectre** → **RPA** → **Enregistrer**.



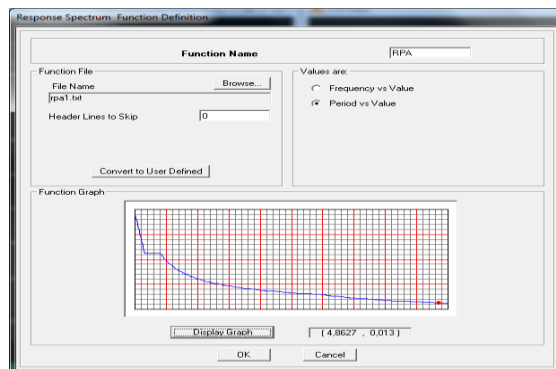
➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel **SAP** on clique sur :

**Define** → **Functions** → **Response Spectrum** → **Spectrum frame file** une fenêtre apparaîtra



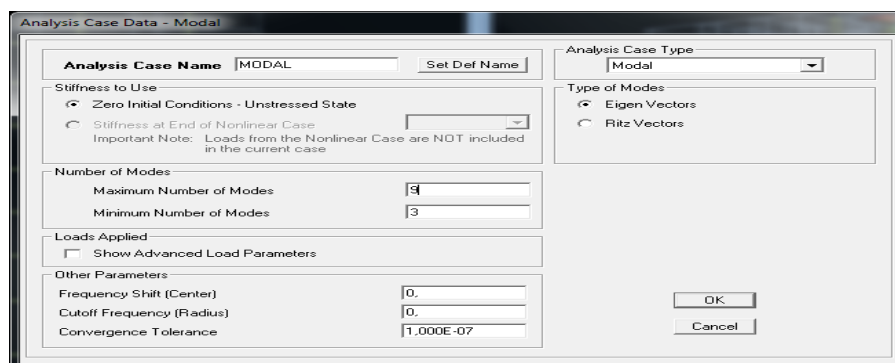
**Fig.V.10.1 : Introduction de spectre de réponse.**

On clique sur **Add new Function** et une fenêtre apparait → **Function Name** (nom du spectre): **RPA** → **Browse** → **all files** → on clique sur **spectre** puis **ouvrir** → **period value** **Display graph** → le spectre apparait → **Ok** → **Ok**.



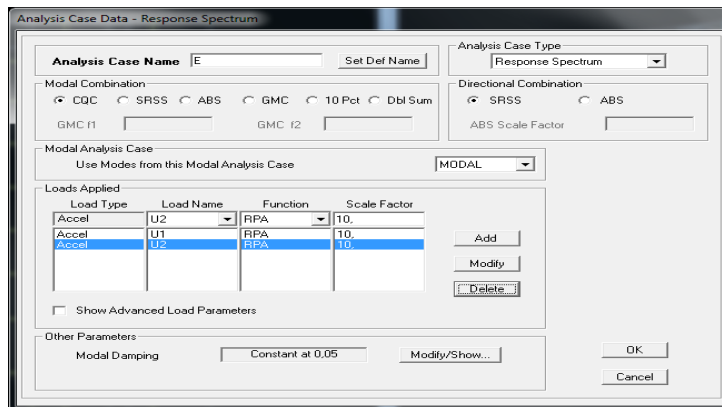
**Fig.V.10.2 : Introduction de spectre de réponse.**

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à l'attribution de **la charge dynamique spectral (E)** pour cela on clique sur : **Define** → **Analyse Cases** → **Modal** → **Modify /Load Cases** → **Nbre max 9 , Nbre min 3** → **Ok** → **Ok**.



**Fig.V.11 : Définition de nombre de mode.**

Add New Case → Analysis Case Name:E → Analysis Cases Type: Reponse Spectrum  
 Loads applied:U<sub>1</sub> → RPA → 10 , U<sub>2</sub> → RPA → 10 → Ok.



**Fig.V.12 : Attribution de la charge dynamique spectral (E).**

Dans la partie **Load Applied**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux direction principales (U<sub>1</sub> et U<sub>2</sub>) .

**Remarque :**

Dans la case **Scale Factor** on introduit un facteur d'échelle égale à **10** et qui est la valeur de la pesanteur.

➤ **La cinquième étape :**

**a) Chargement des poutres :** Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque PP par exemple et on introduit le chargement qui lui revient en cliquant sur :

**Assign → Frame Loads → Distributed**

Dans la case **Load case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**)

Si le chargement est **uniformément répartie** on introduit la charge dans **Uniform Load**

Sinon on sélectionne **Absolute Distance From** et on introduit la charge et les distances dans **les cases 1,2,3,4**.

➤ **Les charges revenantes aux poutres principales/secondaire :**

● **Pour les poutres principales :**

**a) Poutres principales intermédiaires :**

$$G=(G_{pe} \times L_e/2)+(G_{pw} \times L_w/2)+G_{mur} \times H_{mur}.$$

$$Q=(Q_{pe} \times L_e/2)+(Q_{pw} \times L_w/2).$$

**b) Poutres principales de rives :**

$$G=(G_p \times L/2)+G_{mur} \times H_{mur}.$$

$$Q=(Q_p \times L/2).$$

● **Pour les poutres secondaires :**

**a) Poutres secondaires intermédiaires :**

$$G=(Gp_e \times 0.65/2)+(Gp_w \times 0.65/2)+G_{mur} \times H_{mur}$$

$$Q=(Qp_e \times 0.65/2)+(Qp_w \times 0.65/2)$$

**b) Poutres secondaires de rives :**

$$G=(Gp \times 0.65/2)+G_{mur} \times H_{mur}$$

$$Q=(Qp \times 0.65/2)$$

**Avec :**

$Gp_e, Gp_w ; Qp_e, Qp_w$  :charges et surcharges des planchers des deux cotés de la poutres.

$L_e, L_w$  : largeurs des deux planchers.

$G_{mur}, H_{mur}$  :charges et hauteur du mur reposant sur la poutre.

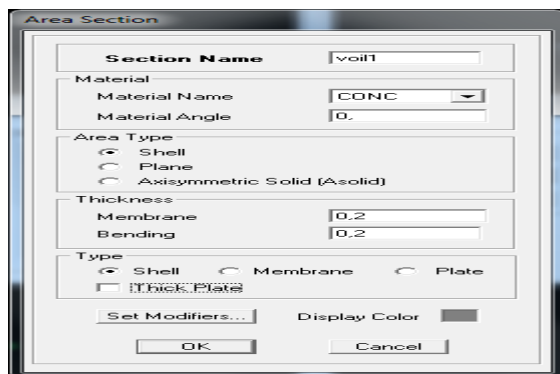
**Remarque :**

1/ Dans le cas des poutres du dernier étage en tien compte de la charge de l'acrotère.

**b-Définition des voiles :**

**a) Introduction des caractéristiques des voiles :**

Define → Area Section → Modify Show Section

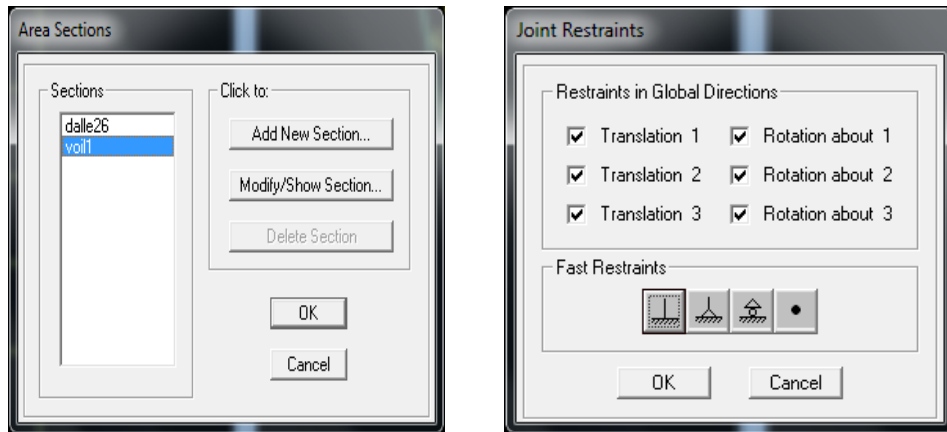


**Fig.V.13 : Definition de voiles**

**2) Création des voile dans la structure :**

On sélectionne les voiles puis Assign → Area → Section → voile → Ok .



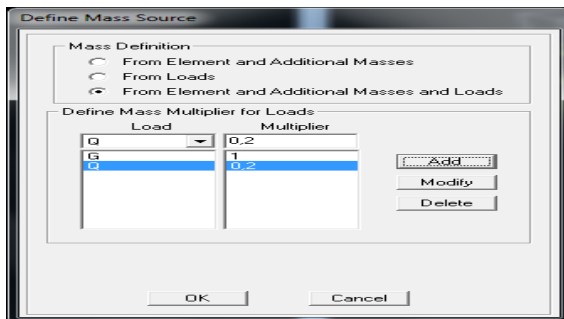


**Fig.V.14 : Création des voiles et les encastrer a la base**

Select all → Edit → **devise fram** pour deviser la poutre dans cas d’interaction poutre voile puis on encastre le voile a sa base Assign → **joint** → **restrant**. Si on veut supprimer le voile il faut joindre la poutre cliquant sur **joint fram**.

**La sixième étape : Calcul de la masse (nœud mètre) :**

Define → Masse Source → on sélectionne **From Element and additional masses and Loads**  
 G=1 → add → Q=0.2 → add → Ok



**Fig.V.15 : Définition du nœud mètre.**

**La septième étape : Introduction des combinaisons d’actions :**

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations pour sont :

➤ **Combinaisons aux états limites :**

**ELU** : 1.35G+1.5Q (1)

**ELS** : G+Q (2)

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

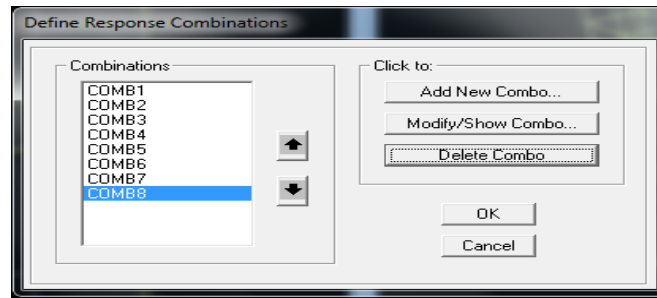
**G+Q ± E** : G+Q ± E (3)

**0.8G ± E**: 0.8G ±E (4)

**G± Q± 1.2E** : G+Q±1.2E (5)

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **Combinations** → **Add New Combo** → Nom de la combinaison.



**Fig.V.16 : Définition de combinaison de charges.**


On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

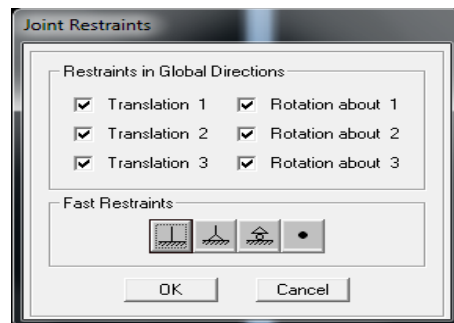
**La huitième étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

➤ **APPUIS :**

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastrés** dans les fondations, pour modéliser ces encastremets on sélectionne les nœuds de la base puis on clique sur :

**Assign → Joint → Restraints** 

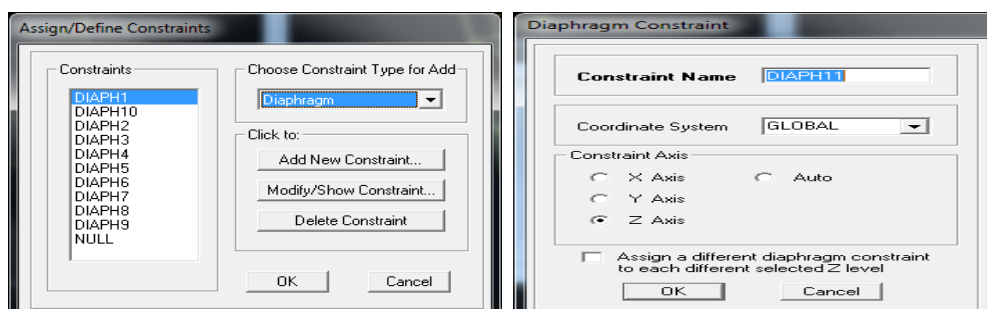


**Fig.IV.17 : Encastrement des appuis de base.**

➤ **Diaphragme :**

On doit introduire un **diaphragme** à tous les nœuds, On sélectionne le premier plancher puis on clique sur :

**Assign → Joint → Constraints → Diaphragm → Add New Constraints → Ok .**



**Fig.V.18 : Définition et attribution des diaphragmes.**

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

**La neuvième étape : Analyse de la structure :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**. on obtient la fenêtre suivante :

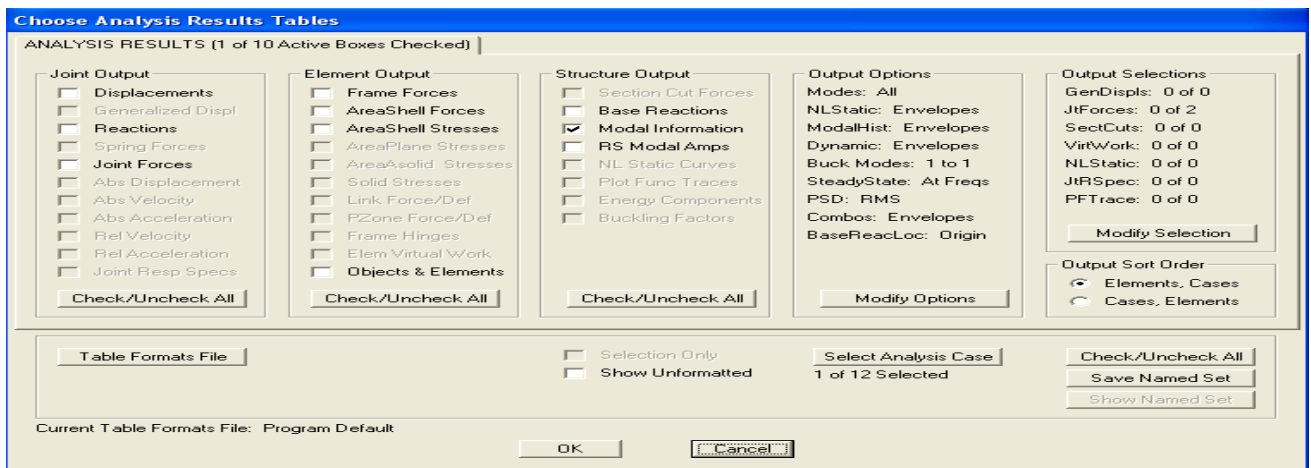


**Fig.V.19 : Résultat de l'analyse.**

**Etape 10 : Visualisation du fichier résultat :**

❖ **Période et participation modale :**

Display → Show Analysis results Tables → Modal Information, on et on sélectionne la combinaison « Modal » dans load cases.



Les pourcentages des masses mobilisées sont donnés par les colonnes **SumUX** et **SumUY**. Le taux de participation massique n'a pas atteint 90% donc le nombre de modes a considérés sera déterminé a partir du **RPA, chapitre IV : Règles de calcul**, (Article 4.3.4) :

$K \geq 3\sqrt{N}$  ,  $T_K \geq 0.2$  sec avec **K** : Nombres de modes , **T<sub>K</sub>** : La période du K<sup>ième</sup> mode et **N** : Le nombre de niveaux au dessus du sol.(N=6).


Dans notre cas ces conditions sont satisfaites au 10<sup>ème</sup> mode donc **K=10**.

OutputCase Text	Step Text	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
MODAL	Mode 1	0,769646	0,70199	0,00979	0,0000003936	0,70199	0,00979	0,0000003936
MODAL	Mode 2	0,504215	0,01075	0,68663	0,00001489	0,71275	0,69641	0,00001493
MODAL	Mode 3	0,357873	0,0027	0,00669	0,000008216	0,71545	0,70311	0,00002314
MODAL	Mode 4	0,208565	0,15894	0,00002145	0,0000006843	0,87439	0,70313	0,00002383
MODAL	Mode 5	0,179099	0,01419	0,02143	0,0000003271	0,88858	0,72456	0,00002415
MODAL	Mode 6	0,119386	0,0048	0,1739	0,00003354	0,89338	0,89846	0,00005769
MODAL	Mode 7	0,098812	0,03578	0,00507	0,00006117	0,92917	0,90352	0,00012
MODAL	Mode 8	0,087663	0,02086	0,0000001139	0,00004972	0,95002	0,90352	0,00017
MODAL	Mode 9	0,059583	0,02608	0,00045	0,00003645	0,9761	0,90397	0,00021


**Fig.V.19 : Périodes et participation modale.**

❖ **Résultats graphique :**

1- **Déformée de la structure :**

Display → Show Deformed Shape  et on sélectionne une combinaison d'actions. → Ok

2- **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show forces/Stresses** dans le menu **Display** 

❖ **Résultats analytique :**

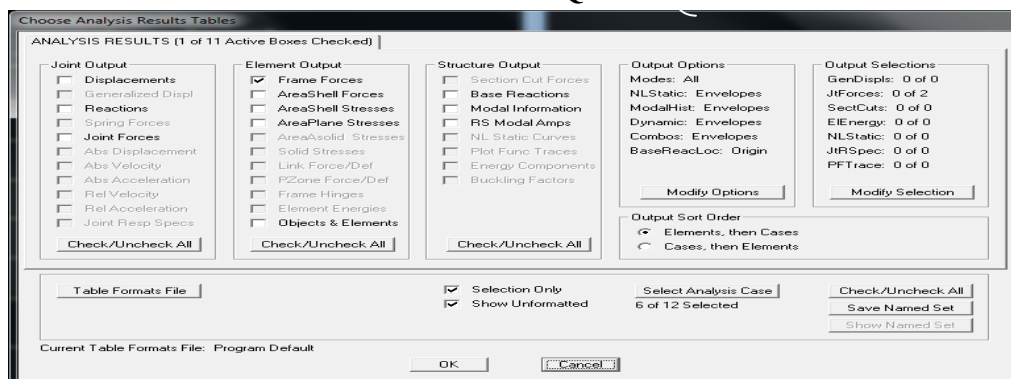
1- **Efforts internes dans les éléments :**

• **Les poutres :**

-Pour extraire les efforts max sous formes de tableaux, on commence par **sélectionner les poutres** ensuite on clique sur :

**Display** → **Show Analyse Result tables (Shift+F12)** → on sélectionne « **Frame Force** »  
**Modal information** → **Select Analyse Case** → **ELU** → **OK**.

**ELS**  
**0.8G±E**  
**G+Q±E**



**Fig.V.20 : Extraction des efforts.**

**Remarque :**

-Le tableau affiché ne nous permet pas d'avoir **directement** les efforts max recherchés, On choisit de l'exporté sur **Excel®** afin de mieux exploiter les résultats. Dans **File** on sélectionne **Export Current Table** → **To Excel**

Les moments max en travée, ainsi que les moments négatifs en appuis sont donnés par la colonne « **M3** », la combinaison correspondante est donnée par la colonne « **Output Case** ». L'effort tranchant max est lu dans la colonne « **V2** ».

1	TABLE: Element Forces - Frames										
2	Frame	Station	OutputCase	CaseType	Step	P	V2	V3	T	M2	M3
3	Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
4	3		0 G	LinStatic		1,77636E-15	-15,76465087	0	-1,304104136	0	-2,549083417
5	3	0,476005917	G	LinStatic		1,77636E-15	-10,12041072	0	-1,304104136	0	3,611637817
6	3	0,952011833	G	LinStatic		1,77636E-15	-4,476170561	0	-1,304104136	0	7,085667343
7	3	1,42801775	G	LinStatic		1,77636E-15	1,168069595	0	-1,304104136	0	7,873005159
8	3	1,904023666	G	LinStatic		1,77636E-15	6,812309752	0	-1,304104136	0	5,973651266
9	3	2,380029583	G	LinStatic		1,77636E-15	12,45654991	0	-1,304104136	0	1,387605664
10	3	2,8560355	G	LinStatic		1,77636E-15	18,10079006	0	-1,304104136	0	-5,885131648
11	3	3,332041416	G	LinStatic		1,77636E-15	23,74503022	0	-1,304104136	0	-15,84456067
12	3		0 COMB1	Combination		2,39808E-15	-37,29602795	-2,08167E-17	-3,406444662	-4,16334E-17	-7,141839687
13	3	0,476005917	COMB1	Combination		2,39808E-15	-24,32123717	-2,08167E-17	-3,406444662	-3,17245E-17	7,523251693
14	3	0,952011833	COMB1	Combination		2,39808E-15	-11,3464464	-2,08167E-17	-3,406444662	-2,18156E-17	16,0122659
15	3	1,42801775	COMB1	Combination		2,39808E-15	1,628344374	-2,08167E-17	-3,406444662	-1,19068E-17	18,32520293
16	3	1,904023666	COMB1	Combination		2,39808E-15	14,60313515	-2,08167E-17	-3,406444662	-1,99791E-18	14,46206279
17	3	2,380029583	COMB1	Combination		2,39808E-15	27,57792592	-2,08167E-17	-3,406444662	7,91095E-18	4,422845469
18	3	2,8560355	COMB1	Combination		2,39808E-15	40,55271669	-2,08167E-17	-3,406444662	1,78198E-17	-11,79244902
19	3	3,332041416	COMB1	Combination		2,39808E-15	53,52750747	-2,08167E-17	-3,406444662	2,77287E-17	-34,18382069
20	3		0 COMB2	Combination		1,77636E-15	-26,44048372	-1,38778E-17	-2,401373521	-2,77556E-17	-5,0161348
21	3	0,476005917	COMB2	Combination		1,77636E-15	-17,26119919	-1,38778E-17	-2,401373521	-2,11497E-17	5,376664911
22	3	0,952011833	COMB2	Combination		1,77636E-15	-8,011914656	-1,38778E-17	-2,401373521	-1,45438E-17	11,38341067
23	3	1,42801775	COMB2	Combination		1,77636E-15	1,202369875	-1,38778E-17	-2,401373521	-7,93785E-18	13,00410247
24	3	1,904023666	COMB2	Combination		1,77636E-15	10,41665441	-1,38778E-17	-2,401373521	-1,33194E-18	10,23874032

**Fig.V.20.1 : Efforts dans les poutres.**

• **Les poteaux :**

Pour extraire les valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers on suit les mêmes étapes que pour les poutres choisissant les combinaisons d'actions ( 1,2,3,5).

Après exportation sur **Excel®** nous aurons le tableau suivant :

1	TABLE: Element Forces - Frames										
2	Frame	Station	OutputCase	CaseType	Step	P	V2	V3	T	M2	M3
3	Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
4	545		0 G	LinStatic		-302,288427	3,126511323	-0,220114194	-0,014049201	-0,331707072	6,549395798
5	545	2,04	G	LinStatic		-311,213427	3,126511323	-0,220114194	-0,014049201	0,117325884	0,171312699
6	545	4,08	G	LinStatic		-320,138427	3,126511323	-0,220114194	-0,014049201	0,56635884	-6,2067704
7	545		0 COMB1	Combination		-534,117103	6,161334905	-0,458627318	-2,51302E-05	-0,633043062	13,23908338
8	545	2,04	COMB1	Combination		-546,165853	6,161334905	-0,458627318	-2,51302E-05	0,302556667	0,66996017
9	545	4,08	COMB1	Combination		-558,214603	6,161334905	-0,458627318	-2,51302E-05	1,238156396	-11,89916304
10	545		0 COMB2	Combination		-386,3069114	4,420207736	-0,327762965	-0,001421674	-0,455199415	9,480995164
11	545	2,04	COMB2	Combination		-395,2319114	4,420207736	-0,327762965	-0,001421674	0,213437033	0,463771383
12	545	4,08	COMB2	Combination		-404,1569114	4,420207736	-0,327762965	-0,001421674	0,882073481	-8,553452397
13	545		0 COMB3	Combination	Max	78,61513567	12,17458732	0,309235089	0,596398311	0,044976766	21,82455849
14	545	2,04	COMB3	Combination	Max	69,69013567	12,17458732	0,309235089	0,596398311	1,58872112	4,769221619
15	545	4,08	COMB3	Combination	Max	60,76513567	12,17458732	0,309235089	0,596398311	3,510744691	11,0727448

**Fig.V.20.2 : Efforts dans les poteaux.**

Les efforts de traction et de compression sont donnés par la colonne « **P** », et l'effort tranchant par les colonnes « **V2** » et « **V3** ».

On utilise l'option « **Trier et Filtrer** » pour avoir les valeurs négatives qui correspondent à la compression et les valeurs positives qui correspondent à la traction.

**Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les **contraintes** dans les voiles, Dans **Element Output** on clique sur « **AreaShell Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions 1,3,4,5,6.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
TABLE: Element Stresses - Area Shells																
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	S11Top	S22Top	S12Top	SMaxTop	SMinTop	SAngleTop	SVMTop	S11Bot	S22Bot	S12Bot
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	Degrees	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>
639	243	Shell-Thin	206	G	LinStatic		-3.56E-14	-1512.33	1252.07	706.53	-2218.86	29.435	2643.9	3.56E-14	-1363.08	1249.86
639	243	Shell-Thin	6	G	LinStatic		3.56E-14	-3072.08	127.47	5.28	-3077.36	2.372	3080.01	-3.56E-14	-2712.55	125.25
639	243	Shell-Thin	56	G	LinStatic		1.515E-13	-2756.71	-262.31	24.74	-2781.45	-5.388	2793.9	-1.515E-13	-3027.92	-260.07
639	243	Shell-Thin	208	G	LinStatic		-1.515E-13	-1404.81	862.29	409.77	-1814.57	25.417	2050.4	1.515E-13	-1470.6	864.53
639	243	Shell-Thin	206	ELU	Combination		-4.813E-14	-2391.33	2006.01	1139.65	-3530.98	29.602	4217.9	4.813E-14	-2112.26	1989.89
639	243	Shell-Thin	6	ELU	Combination		4.813E-14	-4893.65	169.32	5.85	-4899.5	1.979	4902.43	-4.813E-14	-4237	153.2
639	243	Shell-Thin	56	ELU	Combination		2.098E-13	-4331.98	-458.31	47.96	-4379.94	-5.974	4404.11	-2.098E-13	-4798.67	-442.13
639	243	Shell-Thin	208	ELU	Combination		-2.098E-13	-2189.57	1378.38	665.47	-2855.03	25.771	3239.44	2.098E-13	-2314.03	1394.56
639	243	Shell-Thin	206	G+Q+E	Combination	Max	3.148E-13	-378.39	4162.22	706.53	-2218.86	29.435	2643.9	3.861E-13	-319.61	4144.6
639	243	Shell-Thin	6	G+Q+E	Combination	Max	3.861E-13	1043.69	552.18	5.28	-3077.36	2.372	3080.01	3.148E-13	1481.79	544.17
639	243	Shell-Thin	56	G+Q+E	Combination	Max	1.233E-12	1605.04	227.87	24.74	-2781.45	-5.388	2793.9	9.23E-13	921.36	219.52
639	243	Shell-Thin	208	G+Q+E	Combination	Max	9.23E-13	68.34	3451.86	409.77	-1814.57	25.417	2050.4	1.233E-12	-748.1	3504.84
639	243	Shell-Thin	206	G+Q+E	Combination	Min	-3.861E-13	-3112.52	-1237.13	706.53	-2218.86	29.435	2643.9	-3.148E-13	-2769.36	-1241.44
639	243	Shell-Thin	6	G+Q+E	Combination	Min	-3.148E-13	-8182.97	-300.93	5.28	-3077.36	2.372	3080.01	-3.861E-13	-7673.63	-314.85
639	243	Shell-Thin	56	G+Q+E	Combination	Min	-9.23E-13	-7932.36	-891.42	24.74	-2781.45	-5.388	2793.9	-1.233E-12	-7925.17	-861.04
639	243	Shell-Thin	208	G+Q+E	Combination	Min	-1.233E-12	-3268.73	-1441.56	409.77	-1814.57	25.417	2050.4	-9.23E-13	-2631.39	-1472.51
639	243	Shell-Thin	206	G+Q-E	Combination	Max	3.148E-13	-378.39	4162.22	706.53	-2218.86	29.435	2643.9	3.861E-13	-319.61	4144.6
639	243	Shell-Thin	6	G+Q-E	Combination	Max	3.861E-13	1043.69	552.18	5.28	-3077.36	2.372	3080.01	3.148E-13	1481.79	544.17
639	243	Shell-Thin	56	G+Q-E	Combination	Max	1.233E-12	1605.04	227.87	24.74	-2781.45	-5.388	2793.9	9.23E-13	921.36	219.52

**Fig.V.20.3 : Efforts dans les voiles.**

**Tableau donnant les contraintes dans les voiles :**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
TABLE: Element Forces - Area Shells															
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F11	F22	F12	FMax	FMin	FAngle	FVM	M11	M22
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN/m	KN/m	KN/m	KN/m	KN/m	Degrees	KN/m	KN-m/m	KN-m/m
639	243	Shell-Thin	206	G	LinStatic		0	-287.54	250.19	144.79	-432.33	30.058	520.07	2.373E-16	0.4975
639	243	Shell-Thin	6	G	LinStatic		0	-578.46	25.27	1.1	-579.57	2.497	580.12	-2.373E-16	1.1984
639	243	Shell-Thin	56	G	LinStatic		0	-578.46	-52.24	4.68	-583.14	-5.119	585.5	-1.01E-15	-0.904
639	243	Shell-Thin	208	G	LinStatic		0	-287.54	172.68	80.93	-368.47	25.11	414.9	1.01E-15	-0.2193
639	243	Shell-Thin	206	ELU	Combination		0	-450.36	399.59	233.49	-683.85	30.299	825.74	3.209E-16	0.9302
639	243	Shell-Thin	6	ELU	Combination		0	-913.06	32.25	1.14	-914.2	2.02	914.77	-3.209E-16	2.1888
639	243	Shell-Thin	56	ELU	Combination		0	-913.06	-90.04	8.8	-921.86	-5.579	926.29	-1.398E-15	-1.5556
639	243	Shell-Thin	208	ELU	Combination		0	-450.36	277.29	132.03	-582.39	25.461	658.41	1.398E-15	-0.4149
639	243	Shell-Thin	206	G+Q+E	Combination	Max	0	-69.96	830.68	144.79	-432.33	30.058	520.07	2.574E-15	1.2354
639	243	Shell-Thin	6	G+Q+E	Combination	Max	0	251.64	109.6	1.1	-579.57	2.497	580.12	2.099E-15	2.9424
639	243	Shell-Thin	56	G+Q+E	Combination	Max	0	251.64	44.54	4.68	-583.14	-5.119	585.5	6.154E-15	0.7055
639	243	Shell-Thin	208	G+Q+E	Combination	Max	0	-69.96	695.64	80.93	-368.47	25.11	414.9	8.22E-15	2.351
639	243	Shell-Thin	206	G+Q+E	Combination	Min	0	-588.02	-247.85	144.79	-432.33	30.058	520.07	-2.099E-15	0.1044
639	243	Shell-Thin	6	G+Q+E	Combination	Min	0	-1584.76	-61.54	1.1	-579.57	2.497	580.12	-2.574E-15	0.2157
639	243	Shell-Thin	56	G+Q+E	Combination	Min	0	-1584.76	-175.05	4.68	-583.14	-5.119	585.5	-8.22E-15	-2.9605
639	243	Shell-Thin	208	G+Q+E	Combination	Min	0	-588.02	-291.38	80.93	-368.47	25.11	414.9	-6.154E-15	-2.9481
639	243	Shell-Thin	206	G+Q-E	Combination	Max	0	-69.96	830.68	144.79	-432.33	30.058	520.07	2.574E-15	1.2354
639	243	Shell-Thin	6	G+Q-E	Combination	Max	0	251.64	109.6	1.1	-579.57	2.497	580.12	2.099E-15	2.9424
639	243	Shell-Thin	56	G+Q-E	Combination	Max	0	251.64	44.54	4.68	-583.14	-5.119	585.5	6.154E-15	0.7055

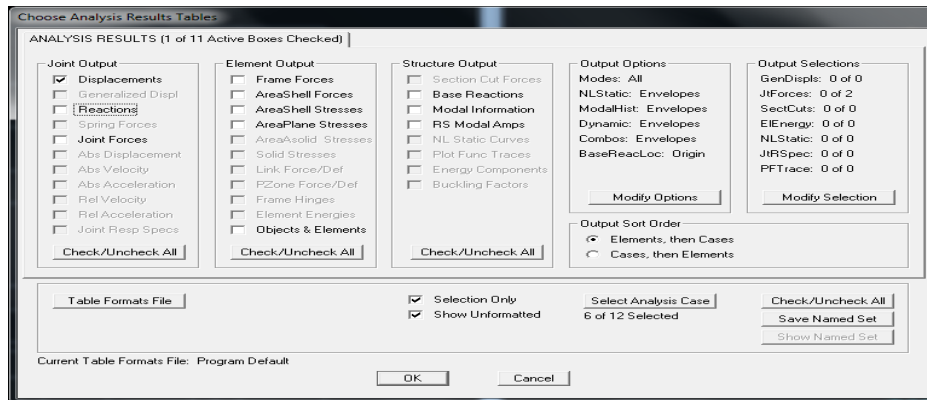
**Fig.V.20.4 : Contraintes dans les voiles.**

**S<sub>22</sub>** : Contraintes normales ; **S<sub>12</sub>** : Contraintes de cisaillement

Pour les contraintes normales **S<sub>22</sub>** les valeurs positives correspondent à des tractions et les celles négatives à des compressions.

**Déplacements :**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **Shift+F12** puis on coche « **Displacements** » puis **OK**



**Fig.V.21 : Extraction des déplacements.**

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne  $U_1$  correspond au sens  $xx$  ,et  $U_2$  au sens  $yy$ .

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
1	<b>TABLE: Joint Displacements</b>									
2	<b>Joint</b>	<b>OutputCase</b>	<b>CaseType</b>	<b>Step</b>	<b>U1</b>	<b>U2</b>	<b>U3</b>	<b>R1</b>	<b>R2</b>	<b>R3</b>
3	Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
4	374		LinStatic		-0,000936	-0,001508	-0,001242	0,000057	-0,000077	0,00000295
5	374	COMB1	Combination		-0,000546	-0,002862	-0,002253	0,000134	-0,000089	0,000023
6	374	COMB2	Combination		-0,000458	-0,002059	-0,001627	0,000095	-0,000067	0,000016
7	374	COMB3	Combination	Max	0,019562	0,013831	-0,000038	0,002244	0,001796	0,000472
8	374	COMB3	Combination	Min	-0,020478	-0,017948	-0,003215	-0,002054	-0,001931	-0,000441
9	374	COMB4	Combination	Max	0,019562	0,013831	-0,000038	0,002244	0,001796	0,000472
10	374	COMB4	Combination	Min	-0,020478	-0,017948	-0,003215	-0,002054	-0,001931	-0,000441
11	374	COMB5	Combination	Max	0,019271	0,014683	0,000595	0,002194	0,001802	0,000459
12	374	COMB5	Combination	Min	-0,020769	-0,017096	-0,002583	-0,002103	-0,001925	-0,000454
13	374	COMB6	Combination	Max	0,019271	0,014683	0,000595	0,002194	0,001802	0,000459
14	374	COMB6	Combination	Min	-0,020769	-0,017096	-0,002583	-0,002103	-0,001925	-0,000454
15	374	COMB7	Combination	Max	0,023566	0,017009	0,000028	0,002673	0,002169	0,000563
16	374	COMB7	Combination	Min	-0,024482	-0,021126	-0,003533	-0,002484	-0,002303	-0,000532
17	374	COMB8	Combination	Max	0,023566	0,017009	0,000028	0,002673	0,002169	0,000563

**Fig.V.21.1 Déplacements des joints.**

❖ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **Shift+F12**, on coche « **Base Reactions** » ensuite dans select « **Analysis Cases** » on choisit « **E** ».

OutputCase Text	Case Type Text	Step Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
E	LinRespSpec	Max	1449,975	1854,059	11,391	36897,6541	28582,2222	22501,8876

L'effort tranchant a la base dans les deux directions est donné par les colonnes GlobalFX et GlobalFY.

Le moment sismique à la base du bâtiment est donné par les colonnes GlobalMX et GlobalMY

❖ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ. Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**. Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.

Section Cutting Line						
	X	Y	Z			
Start Point	35.0964	2.087	0.			
End Point	-2.5941	2.0138	0.			
Resultant Force Location and Angle						
	X	Y	Z	Angle		
	16.2511	2.05045	0	0		
Include <input checked="" type="checkbox"/> Frames <input checked="" type="checkbox"/> Shells <input checked="" type="checkbox"/> Asolids <input checked="" type="checkbox"/> Planes <input checked="" type="checkbox"/> Solids <input type="checkbox"/> NLinks						
Integrated Forces						
	Right Side			Left Side		
	X	Y	Z	X	Y	Z
Force	4486.3991	4404.2584	30.4854	4486.3991	4404.2584	30.4854
Moment	92783.6	94680.47	29873.781	92783.6	94680.47	29873.781

**Remarque :**

En désélectionnant la case **Shells** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles.

## **Chapitre VI. Vérification de RPA.**

Dans ce chapitre, on doit faire les vérifications exigé par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 modifié en 2003) sur notre structure et cela avant de passer au ferrailage des éléments de la structure

### **VII.1.Sollicitations normales :**

Selon le RPA99 modifié en 2003 (**Art.7.4.3.1.**), outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dû au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limite par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_C \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Ou' :

V : effort normal réduit.

$N_d$  : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : l'aire (section brute) de béton.

$f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton.

**A partir du logiciel sap 2000 on tir  $N_d$ , on respectant les étapes suivantes :**

### **Potaux(50x50)**

$$N_d=2417.36 \text{ [KN]}$$

Donc on aura :

$$V = \frac{2417.36 \times 1000}{500 \times 500 \times 25} = 0.387 > 0.3 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Pore satisfaire la condition précédente ona opté Pour des sections suivent :(60x60)

Donc on aura :

$$V = \frac{2417.36 \times 1000}{650 \times 500 \times 25} = 0.29 < 0.3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Potaux(45x45)**

$$N_d=1681.972 \text{ [KN]}$$

Donc on aura :

$$V = \frac{1681.972 \times 1000}{450 \times 450 \times 25} = 0.33 > 0.3 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Pore satisfaire la condition précédente ona opté Pour des sections suivent :(50x50)

Donc on aura :

$$V = \frac{1681.972 \times 1000}{600 \times 400 \times 25} = 0.28 < 0.3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Potaux(55x35)**

$$N_d=1061.824 \text{ [KN]}$$

Donc on aura :

$$V = \frac{1061.824 \times 1000}{550 \times 350 \times 25} = 0.22 \leq 0.3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Potaux(45x30)**

$$N_d=443.38 \text{ [KN]}$$

Donc on aura :

$$V = \frac{443.38 \times 1000}{450 \times 300 \times 25} = 0.13 \leq 0.3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

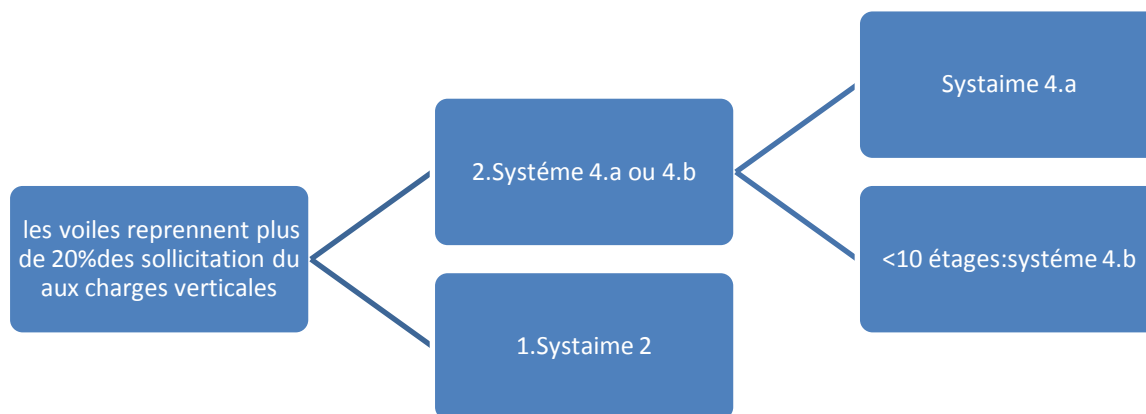
**VII.1.Système de contreventement (Art 3.4 /R.P.Aversion 2003) :**

L'objet du choix du système de contreventement se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacun des systèmes de contreventement, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.RPA).

2. Système de contreventement constitué par voiles porteurs on béton armé.

4. a.Systaime de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification D'interaction portiques-voiles.

4. b.Systaime de contreventement de structure en portiques par des voiles en béton armé.



**Conclusion :**

Dans notre cas on opte pour le système 2 ; Système de contreventement constitué par voiles porteurs en béton armé.

3) Justification de système de contreventement :

- ❖ Les charges verticales revenant aux portiques et aux voiles sont tirées du logiciel à l'aide de l'option <Section Cut>

**VII.1).Périodes et fréquences :**

➤ **MODAL PERIODS AND FREQUENCIES:**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
OutputCase	Step	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode 1	0,767775	0,69412	0,00993	3,666E-08	0,69412	0,00993	3,666E-08	0,01345	0,9279	0,00031	0,01345	0,9279	0,00031
MODAL	Mode 2	0,506119	0,01067	0,67631	0,00001488	0,70479	0,68625	0,00001492	0,9247	0,01362	0,00467	0,93815	0,94152	0,00499
MODAL	Mode 3	0,353426	0,00351	0,0052	0,000009473	0,7083	0,69145	0,00002439	0,00276	0,00006212	0,66578	0,9409	0,94158	0,67077
MODAL	Mode 4	0,233537	0,02866	0,01149	2,975E-07	0,73695	0,70294	0,00002469	0,00382	0,00296	0,00919	0,94472	0,94454	0,67996
MODAL	Mode 5	0,204281	0,14756	0,00714	0,000002046	0,88451	0,71008	0,00002674	0,0014	0,00965	0,00441	0,94612	0,95419	0,68437
MODAL	Mode 6	0,121558	0,00445	0,18517	0,00002683	0,88897	0,89525	0,00005356	0,01326	0,00015	0,00252	0,95938	0,95434	0,68689
MODAL	Mode 7	0,100381	0,03892	0,00478	0,00006725	0,92789	0,90003	0,00012	0,00021	0,00137	0,06275	0,95959	0,95571	0,74964
MODAL	Mode 8	0,088193	0,02022	0,000001847	0,00005524	0,94811	0,90003	0,00018	0,00001954	0,0011	0,13472	0,95961	0,95682	0,88436
MODAL	Mode 9	0,06046	0,02668	0,00036	0,00004777	0,97479	0,90039	0,00022	0,000009599	0,00046	0,00551	0,95962	0,95727	0,88987

**VII.2). Vérification de la période :**

Estimation de la période fondamentale de la structure :

- La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
- La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante:

$$T = C_{Th_N}^{3/4}$$

$h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA2003  $\longrightarrow C_T=0.05$ .

### Remarque :

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T = 0,05 \times 27,92^{3/4} = \mathbf{0,607 \text{ sec}}$$

D'où :  $T = 1,3 \times 0,607 = \mathbf{0,789} > T_{\text{sap}} = \mathbf{0,767[s]}$ .....(Condition vérifiée).

### VII.3). Vérification de l'Effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{\text{MSE}}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si  $V_t < \mathbf{0.80} V_{\text{MSE}}$  il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $\mathbf{0,8} V_{\text{MSE}} / V_t$ .

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Pour faire le calcul, on doit déterminer les coefficients suivants :

#### ➤ Coefficient d'accélération de zone (A) :

Le coefficient A est donné par le tableau 4-1-RPA 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$A = \mathbf{0.25}$  (groupe d'usage 1A, zone IIa).

#### ➤ Coefficient de comportement global de la structure (R) :

Le coefficient R est donné par le tableau (4.3 RPA 2003) en système de contreventement mixte (portiques/voiles avec interaction), dans notre cas :  $\mathbf{R=5}$

$D$  : Facteur d'amplification moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \mathbf{0 \leq T \leq T_2} \\ 2,5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^2 & \mathbf{T_2 \leq T \leq 3,0s} \\ 2,5 \eta \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^2 \left( \frac{3,0}{T} \right)^5 & \mathbf{T \geq 3,0 s} \end{cases} \quad (4.2)$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Site 2  $\longrightarrow T_2=0.4[s]$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad (4.3)$$

$\zeta$  : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux.

Voiles ou murs : remplissages en Béton armé/ maçonnerie  $\Rightarrow \zeta = 10\%$ .

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,76 > 0,7 \text{ vérifiée.}$$

➤ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- ✓ La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- ✓ La régularité en plan et en élévation.
- ✓ la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q=1+\sum_{q=1}^6 P_q$

$P_q$  : pénalité à retenir selon la satisfaction au non dU critère de qualité, sa valeur est donné par le tableau suivant :

**Sens x-x :**

Critère q	observé	$P_q$
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2-redondance en plan	Non	0.05
3-régularité en plan	Non	0.05
4-régularité en élévation	Non	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00
6-contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0.00

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 P_q = 1+0.2=1.2$$

**Sens y-y :**

Critère q	observé	$P_q$
1-condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2-redondance en plan	Non	0.05
3-régularité en plan	Non	0.05
4-régularité en élévation	Non	0.05
5-contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00

<b>6-contrôle de la qualité de l'exécution</b>	Oui	0.00
--	-----	------

$$Q=1+\sum_{q=1}^6 = 1+0.2=1.20$$

**Poids total de la structure :( W = 58464.883[KN])**

calculée à partir du logiciel SAP2000 .

<b>TABLE: Base Reactions</b>							
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
G	LinStatic	5.834 E-12	5.551 E-12	30016.994	349008.0528	-253796.16	-2.485 E-11
W	Combination	1.151 E-12	1.25E-11	58464.483	671805.0949	-517113.7	1.448E-10

➤ **Sens x-x :**

$$T_x = \min\left(C_T \times h_N^{3/4}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_x}}\right)$$

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau **4.6 du RPA2003**.

$h_N$  : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau :

$$h_N = 30.92m$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$D_x = 16.20m$$

Donc :

$$\begin{cases} T_x = \min\left(\left(0.05 \times 30.92^{3/4}\right); \left(0.09 \frac{30.92}{\sqrt{16.20}}\right)\right) \\ T_x = \min(0.655s; 0.69s) \end{cases} \longrightarrow T_x = 0.69s$$

Donc :

$$\begin{cases} D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \dots T_2 < T_x < 3.0 \text{ [s]} \\ D = 1.49 \end{cases}$$

$$V_x = \frac{A.D_x.Q}{R}.W = \frac{0.25 \times 1.49 \times 1.2}{5} \times 58464.483 = 5226.72 \text{ kN}$$

$$0.8V_x = 4181.37 \text{ kN}$$

➤ **Sens y-y :**

$$T_y = \min(c_T \times h_N^{3/4}, 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D_y}})$$

$$D_y = 16.20 \text{ m}$$

$$\begin{cases} T_y = \min(0.05 \times 30.92^{3/4}, 0.09 \times \frac{30.92}{\sqrt{16.20}}) \\ T_y = \min(0.655 \text{ s}, 0.69 \text{ s}) \longrightarrow T_y = 0.69 \text{ s} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} D = 2.5\eta \frac{T_2}{T_y}^{2/3} \dots T_2 < T_x < 3.0 \text{ sec} \\ D = 1.49 \end{cases}$$

$$V_y = \frac{A.D_y.Q}{R}.W = \frac{0.25 \times 1.49 \times 1.2}{5} \times 58464.483 = 5226.72 \text{ [kN]}$$

$$0.8V_y = 4181.37 \text{ kN}$$

**Efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique :**

OutputCase Text	CaseType Text	Step Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN
E	LinRespSpec	Max	1476,496	1828,743

$$\begin{cases} V_x = 1476.496 \text{ [KN]}. \\ V_y = 1828.743 \text{ [KN]}. \end{cases}$$

**Vérification :**

$$\begin{cases} \text{Sens x-x : } V_{\text{dyn}} = 1476.496 \text{ kN} < 0,8 V_x = 4181.37 \text{ [KN]}. \end{cases}$$

**Sens y-y :**  $V_{dyn} = 1828.743\text{kN} < 0,8 V_y=4181.37[\text{KN}]$ .

**Conclusion :** : puisque  $V_{Dyn} < 0,8V_{M.E.S}$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) par le rapport  $0,8 \frac{V_{MES}}{V_{dyn}}$

$$\text{Suivant xx : } R_x = 0.8 \frac{5226.72}{1476.196} = 2.83$$

$$\text{Suivant yy : } R_y = 0.8 \frac{5226.72}{1828.743} = 2.29$$

**Sens x-x :**  $V_{dyn} = 4181.38\text{kN} > 0,8 V_x = 4181.37 [\text{KN}]$ .  
**Sens y-y :**  $V_{dyn} = 4187.82\text{kN} > 0,8 V_y = 4181.37 [\text{KN}]$ .

### VII.3). Vérification des déplacements :

#### VII.3.1). Calcul des déplacements relatifs (Art 4-4-3 RPA) :

Le déplacement horizontal à chaque à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme

$$\text{suit : } \delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{et} \quad \delta_{ek} = \frac{T_k}{R_{jk}}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$ .

R : Coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau «k» par rapport au niveau « k+1» est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

#### VII.3.2). Justification vis-à-vis des déformations :

D'après le RPA Art 5-10, les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta_k = \overline{\Delta}_k \leq 0.01 h_e$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

#### Sens x-x :

Niveau (m)	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	1% xh (m)	Obs.
1	-0.000561	5	-0.002805	-0.002805	0.0408	vérifiée
2	-0.000479	5	-0.002395	0.00041	0.0408	vérifiée

3	-0.00034	5	-0.0017	0.0003	0.0350	vérifiée
4	-0.00028	5	-0.0014	0.00032	0.033	vérifiée
5	-0.000216	5	-0.00108	0.00032	0.033	vérifiée
6	-0.000162	5	-0.00081	0.00027	0.033	vérifiée
7	-0.000116	5	-0.00058	0.00023	0.033	vérifiée
8	-0.000063	5	-0.000315	0.000265	0.0306	Vérifiée
9	-0.000025	5	-0.000125	0.00019	0.01	Vérifiée
10	0,000006867	5	0.000034335	0.000091	0.02	Vérifiée

**Sens y-y:**

Niveau	$\delta_k$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\Delta k$ (m)	1%h (m)	Obs.
1	-0.000721	5	-0.003605	-0.003605	0.0408	vérifiée
2	-0.000668	5	-0.00334	0.000265	0.0408	vérifiée
3	-0.000641	5	-0.003205	0.000135	0.0350	vérifiée
4	-0.000544	5	-0.00272	0.000485	0.0330	vérifiée
5	-0.000438	5	-0.00219	0.00053	0.0330	vérifiée
6	-0.000332	5	-0.00166	0.00053	0.0330	vérifiée
7	-0.00023	5	-0.0015	0.00016	0.0330	vérifiée
8	-0.000138	5	-0.00069	0.00081	0.0306	Vérifiée
9	-0.000068	5	-0.00034	0.00035	0.01	Vérifiée
10	-0.000017	5	-0.000085	0.000255	0.02	Vérifiée

**MODAL LOAD PARTICIPATION RATIOS:**

	<b>OutputCase Text</b>	<b>ItemType Text</b>	<b>Item Text</b>	<b>Static Percent</b>	<b>Dynamic Percent</b>
▶	MODAL	Acceleration	UX	0,9999	0,9748
	MODAL	Acceleration	UY	0,9989	0,9004
	MODAL	Acceleration	UZ	0,0048	0,0002238

Record: 1 of 3

**TABLE: Modal Load Participation Ratios**

<u>OutputCase</u>	<u>ItemType</u>	<u>Item</u>	<u>Static</u>	<u>Dynamic</u>
<u>Text</u>	<u>Text</u>	<u>Text</u>	<u>Percent</u>	<u>Percent</u>
<u>MODAL</u>	<u>Acceleration</u>	<u>UX</u>	<u>99.99</u>	<u>97.48</u>
<u>MODAL</u>	<u>Acceleration</u>	<u>UY</u>	<u>99.89</u>	<u>90.04</u>
<u>MODAL</u>	<u>Acceleration</u>	<u>UZ</u>	<u>0.48</u>	<u>0.02238</u>

**VII.5).Taux de participation massique****MODAL MASS PARTICIPATION RATIOS:**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
OutputCase	Step	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode 1	0,767775	0,69412	0,00993	3,666E-08	0,69412	0,00993	3,666E-08	0,01345	0,9279	0,00031	0,01345	0,9279	0,00031
MODAL	Mode 2	0,506119	0,01067	0,67631	0,00001488	0,70479	0,68625	0,00001492	0,9247	0,01362	0,00467	0,93815	0,94152	0,00499
MODAL	Mode 3	0,353426	0,00351	0,0052	0,000009473	0,7083	0,69145	0,00002439	0,00276	0,00006212	0,66578	0,9409	0,94158	0,67077
MODAL	Mode 4	0,233537	0,02866	0,01149	2,975E-07	0,73695	0,70294	0,00002469	0,00382	0,00296	0,00919	0,94472	0,94454	0,67996
MODAL	Mode 5	0,204281	0,14756	0,00714	0,000002046	0,88451	0,71008	0,00002674	0,0014	0,00965	0,00441	0,94612	0,95419	0,68437
MODAL	Mode 6	0,121558	0,00445	0,18517	0,00002683	0,88897	0,89525	0,00005356	0,01326	0,00015	0,00252	0,95938	0,95434	0,68689
MODAL	Mode 7	0,100381	0,03892	0,00478	0,00006725	0,92789	0,90003	0,00012	0,00021	0,00137	0,06275	0,95959	0,95571	0,74964
MODAL	Mode 8	0,088193	0,02022	0,000001847	0,00005524	0,94811	0,90003	0,00018	0,00001954	0,0011	0,13472	0,95961	0,95682	0,88436
MODAL	Mode 9	0,06046	0,02668	0,00036	0,00004777	0,97479	0,90039	0,00022	0,000009599	0,00046	0,00551	0,95962	0,95727	0,88987

**VII.6.Vérification de l'effet P-Delta :**

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_K = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

D'où :  $\theta_K \leq 0,1 \Rightarrow$  effet P-Delta peut être négligé

Si non :

$0,1 \leq \theta_K \leq 0,2 \Rightarrow$  amplifiant les effets de l'action sismique par  $1/(1 - \theta_K)$

$\theta_K \geq 0,2 \Rightarrow$  Structure instable et doit être redimensionnée.

- **Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre (ou effet P- Δ) :**
- **Sens XX :**

Niveaux	hK	ΔK{m}	VK{KN}	PK{KN}	θ
S-sol1	4.08	-0.002805	4485.86	52341.752	- 0.0080
s-sol2	4.08	0.00041	4341.089	51298.625	0.0012
Rdc	3.30	0.0003	4125.77	4140.303	0.00009
1	3.30	0.00032	3835.066	30506.004	0.00077
2	3.30	0.00032	3496.82	21568.614	0.0006
3	3.30	0.00027	3119.162	13013.303	0.00034
4	3.30	0.00023	2690.07	5551.847	0.00014
5	3.06	0.000265	2177.88	1612.951	0.000064

**Sens y-y :**

Niveaux	hK	$\Delta K[m]$	VK{KN}	PK{KN}	$\theta$
S-sol1	4.08	-0.003605	4404.078	52341.752	-0.010
s-sol2	4.08	0.000265	4270.435	51298.625	0.00078
Rdc	3.30	0.000135	4062.84	4140.303	0.000042
1	3.30	0.000485	3773.33	30506.004	0.0011
2	3.30	0.00053	3439.62	21568.614	0.0010
3	3.30	0.00053	3082.26	13013.303	0.0067
4	3.30	0.00016	2693.3	5551.847	0.00001
5	3.06	0.00081	2225.26	1612.951	0.00019

Les effets du second ordre peuvent être négligés

**Conclusion :**

Les exigences du RPA ont été observées, nous allons passer au ferrailage de la structure.

### Chapitre IV.4. Ferrailage des poteaux.

#### ❖ Introduction :

Le calcul se fera en **flexion composée** sous les combinaisons les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- Effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.
- Effort normal maximal de **traction** et moment correspondant.

#### Remarque :

Après extraction des efforts, nous avons constaté que les poteaux (**P2**) situés au voisinage des voiles sont soumis à des efforts normaux de **traction**, par conséquent un ferrailage particulier leur sera adopté.

#### Recommandation du RPA 2003

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  $40\phi$  (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 ferrillés symétriquement.

#### ❖ Pourcentage minimal :

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8 %** de la section du béton :

Poteaux P1 (50x65) :  $A_{s \min} = 26.00 \text{ cm}^2$

Poteaux P2(40x60) :  $A_{s \min} = 19.20 \text{ cm}^2$

Poteaux P4(30x30) :  $A_{s \min} = 7.20 \text{ cm}^2$

#### ❖ Pourcentage maximal :

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

- Zone courante :

Poteaux 50x65:  $A_{s \max} = 130 \text{ cm}^2$

**Poteaux 40x60:**  $A_{s \max} = 96 \text{ cm}^2$

**Poteaux 35x55:**  $A_{s \max} = 77 \text{ cm}^2$

**Poteaux 30x30:**  $A_{s \min} = 36 \text{ cm}^2$

➤ **Zone de recouvrement :**

**Poteaux 50x65:**  $A_{s \max} = 195 \text{ cm}^2$

**Poteaux 40x60:**  $A_{s \max} = 144 \text{ cm}^2$

**Poteaux 35x55:**  $A_{s \max} = 115.5 \text{ cm}^2$

**Poteaux 30x30:**  $A_{s \min} = 54 \text{ cm}^2$

❖ **les 'armatures transversales:**

La section d'armatures transversales est donnée par:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

$V_u$ : Effort tranchant de calcul.

$h_t$ : Hauteur totale de la section de calcul.

$f_e$ : Contrainte limite élastique d'armatures transversales.

$\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$  si  $\lambda_g$  (élancement géométrique)  $\geq 5$  dans la direction considérée.

$\rho_a = 3,75$  si  $\lambda_g < 5$ .

$S_t$ : C'est l'espacement des armatures transversales.

▪  $S_t \leq \min(10\phi_L, 15 \text{ cm}) \Rightarrow$  en zone nodale.

▪  $S_t \leq 15\phi_L \Rightarrow$  en zone courante.

$\phi_L$ : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

**Armatures transversales minimales:**

$A_t / S_t \cdot b$  en % sera comme suit:

si:  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$ .

si:  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$ .

si:  $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$  interpoler entre les valeurs précédentes.

$\lambda_g = (l_f/a, l_f/b)$ .

Les cadres et les étiers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum.

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

Les poteaux sont calculés à l'ELU selon les deux directions principales puis vérifiés à l'ELS en flexion composée, sous un effort de compression  $N$  et un moment de flexion  $M$ .

Le calcul s'effectuera en considérant les combinaisons suivantes:

$N_{\max}$  et  $M_{\text{corr}}$

Mmax et Ncorr  
Nmin et Mcorr

- **Calcul du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N}$$

Deux cas peuvent se présenter :

- **Section partiellement comprimée (SPC).**

$$\text{SPC} \Rightarrow e = \frac{M}{N} > \frac{h}{2} - c$$

$$N(d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$M_f$  : Moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

$$M_f = N \cdot g \text{ avec } g = e + \frac{h}{2} - c.$$

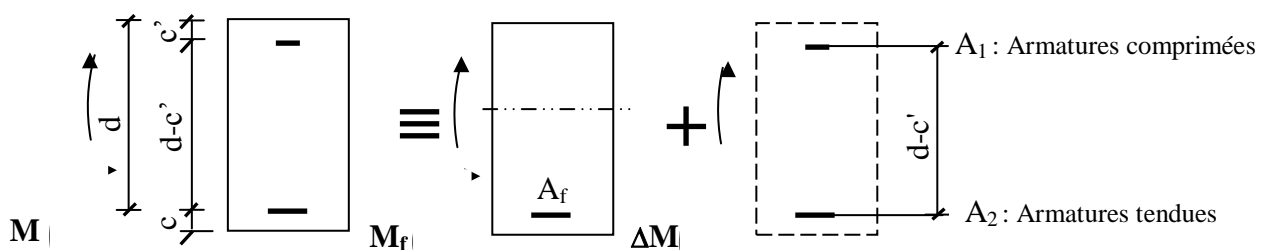
- ✓ **Calcul des armatures :**

$$\text{SSA} \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \text{ avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \text{ et } \gamma_b = 1,5.$$

Si:  $\mu_f < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  section simplement armée (S.S.A).

La section réelle d'armature est :  $A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}}$  avec  $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$

**SDA**  $\Rightarrow$  Si:  $\mu_f > \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  section doublement armée (S.D.A).



$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

- **Section entièrement comprimée (SEC).**

**SEC**  $\Rightarrow$  dans le cas contraire.

$$e = \frac{M}{N} < \frac{h}{2} - c$$

$$N(d - c') \leq M_f > (0,337h - 0,81c) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$$\text{Si: } N(d - c') - M_f > (0,5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

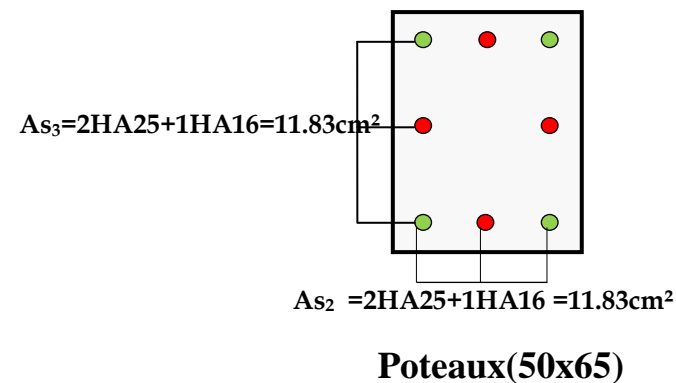
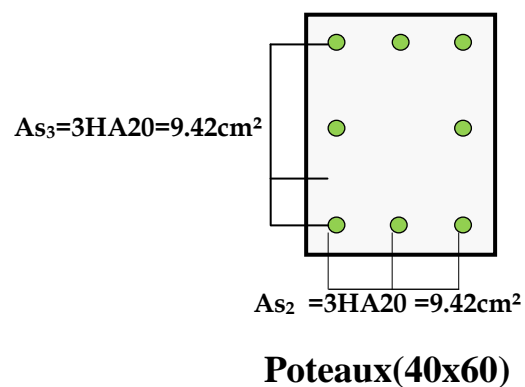
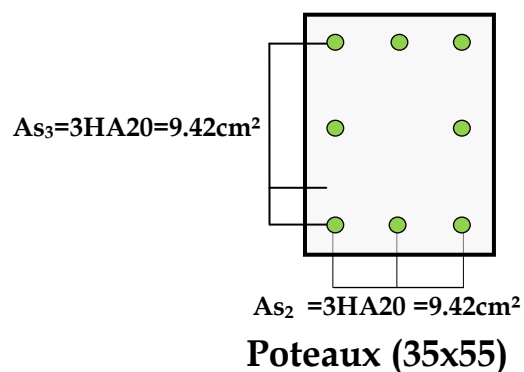
$$A_1 = \frac{[M_f - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}]}{(d - c') \cdot \sigma_{st}} \quad \Rightarrow \quad A_2 = \frac{(N - h \cdot b \cdot f_{bc})}{\sigma_{st}} - A_1$$

$$\text{Si: } N(d - c') - M_f \leq (0,5h - c') \cdot b \cdot h \cdot f_{bc} \quad \Rightarrow \quad A_1 = \frac{(N - \Psi \cdot h \cdot b \cdot f_{bc})}{\sigma_{st}} \quad A_2 = 0$$

$$\text{avec } \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

### Calcul des armatures des poteaux :

NIV	Sec	Solli	Nu(KN)	Mu(KN.m)	e(m)	(h/2)-c'	Mf(KN.m)	nature	$\mu$	Obs	$\beta$	Acal(cm <sup>2</sup> )	Amin(cm <sup>2</sup> )	As adopté(cm <sup>2</sup> )
3,4,5	35X55	Numax	- 426.479	16.02	- 0.0376	0.245	-88.45	SEC	0.059	SSA	0.969	6.91	15.40	<b>8HA20=25.12</b>
	35X55	Numin	- 2453.68	18.44	- 0.0075	0.245	-582.75	SEC	0.387	SSA	0.738	24.20		
	35X55	Nucor	- 1395.90	84.75	- 0.0607	0.245	-257.26	SEC	0.171	SSA	0.9055	23.45		
RDC ,1,2	40X60	Numax	-184.20	17.62	-0.096	0.27	-32.05	SEC	0.016	SSA	0.992	3.66	19.20	<b>8HA20=25.12</b>
	40X60	Numin	- 1714.10	32.54	- 0.0189	0.27	-430.41	SEC	0.21	SSA	0.881	24.38		
	40X60	Nucor	-696.13	86.16	-0.12	0.27	-104.42	SEC	0.051	SSA	0.9735	14.60		
Ss1,Ss2	50X65	Numax	4.291	0.15	0.034	0.295	1.41	SEC	0.0004	SSA	0.1998	0.20	26	<b>4HA16+4HA25=27.68</b>
	50X65	Numin	-769.11	34.73	-0.045	0.295	-192.28	SEC	0.064	SSA	0.967	12.89		
	50X65	Nucor	-138.08	81.85	-0.592	0.295	-41.01	SPC	0.014	SSA	0.993	2.05		



➤ **Vérification à L'ELS:**

**Vérification à L'ELS :**

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton

➤ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**  $e_s = \frac{M_s}{N_s} \succ \frac{h}{6}$

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

$y_1$  : la distance entre l'axe neutre à L' ELS et la fibre la plus comprimée ;

$y_2$  : la distance entre l'axe neutre à L' ELS et le centre de pression  $C_P$  ;

$l_c$  : la distance entre l'axe 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 :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6 \cdot n \cdot A'_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6 \cdot n \cdot A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6 \cdot n \cdot A'_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6 \cdot n \cdot A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q)$ ;  $u = \sqrt[3]{t}$ ;  $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  l'équation admet trois racines

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right); y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

► Vérification des contraintes de compression dans le béton (BAEL91 Art .A.4.5.2)

$$\overline{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \overline{\sigma}_b$$

► Vérification d'une section entièrement comprimée : ( $e_s < h/6$ )

On calcule l'aire de la section homogène totale :  $S = b.h + 15.(A_1 + A_2)$

On détermine la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance  $X_G$  au dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A_1 \cdot (0,5h - c') - A_2 \cdot (d - 0,5h)}{b.h + 15 \cdot (A_1 + A_2)}$$

On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b.h^3}{12} + b.h.X_G^2 + 15 \cdot [A_1 \cdot (0,5h - c' - X_G)^2 + A_2 \cdot (d - 0,5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont données par les formules suivantes :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

**Remarque :**

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée. On vérifie que la plus grande de ces contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible du béton.

$$\overline{\sigma}_b$$

**Etat limite de compression du béton :**

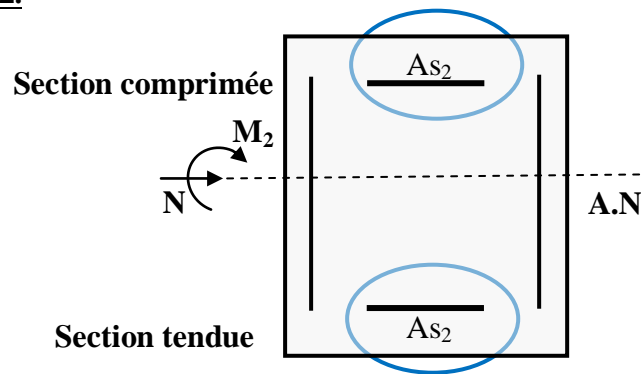
Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier :  $\overline{\sigma}_s = \underline{348 \text{ Mpa}}$

Contrainte admissible du béton :  $\overline{\sigma}_{bc} = \underline{15 \text{ Mpa}}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions **3-3** et **2-2**.

➤ Sens 2-2:



La section à prendre en compte pour le calcul des contraintes est :

Aciers tendus :  $A_{S2\text{adopté}}$ .

Aciers comprimés :  $A_{S2\text{adopté}}$ .

Les contraintes obtenues sont :

$\sigma_{bs}$  : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{ss}$  : Contrainte max dans les aciers inférieurs.

$\sigma_{bi}$  : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{si}$  : Contrainte max dans les aciers supérieurs.

Les contraintes positives représentent des compressions, et les négatives des tractions.

Remarque :

Le même raisonnement sera suivi pour le sens 3-3.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Les contraintes précédées d'un signe négatif sont des tractions.

➤ Poteaux P1 (50x65):

➤ Sens 3-3 :

Combinaison	N(KN)	$M_3$ (KN.m)	$A_{S3}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bs}$ (Mpa)	$\sigma_{ss}$ (Mpa)	$\sigma_{bi}$ (Mpa)	$\sigma_{si}$ (Mpa)
$N_{\max} \rightarrow M_3 \text{ corres}$	- 310.543	11.4394	11.83+11.83	<b>0.085</b>	<b>17.25</b>	<b>0.086</b>	<b>22.76</b>
$N_{\min} \rightarrow M_3 \text{ corres}$	- 1755.67	-0.6508	11.83+11.83	<b>0.501</b>	<b>0.98</b>	<b>0.47</b>	<b>1.29</b>
$M_{3\max} \rightarrow N_{\text{corres}}$	- 778.114	15.757	11.83+11.83	<b>0.24</b>	<b>23.76</b>	<b>0</b>	<b>31.35</b>

➤ Sens 2-2 :

Combinaison	N(KN)	M <sub>2</sub> (KN.m)	A <sub>S2</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bs</sub> (Mpa)	σ <sub>ss</sub> (Mpa)	σ <sub>bi</sub> (Mpa)	σ <sub>si</sub> (Mpa)
N <sub>max</sub> → M <sub>2</sub> corres	- 310.543	2.6742	11.83+11.83	<b>0.12</b>	<b>4.033</b>	<b>0</b>	<b>5.32</b>
N <sub>min</sub> → M <sub>2</sub> corres	- 1755.67	0.126	11.83+11.83	<b>0.69</b>	<b>0.190</b>	<b>0</b>	<b>0.25</b>
M <sub>2max</sub> → N <sub>corres</sub>	- 1001.44	60.1589	11.83+11.83	<b>0.39</b>	<b>90.73</b>	<b>0</b>	<b>119.68</b>

➤ Poteaux P2 (45x60):

➤ Sens 3-3 :

Combinaison	N(KN)	M <sub>3</sub> (KN.m)	A <sub>S3</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bs</sub> (Mpa)	σ <sub>ss</sub> (Mpa)	σ <sub>bi</sub> (Mpa)	σ <sub>si</sub> (Mpa)
N <sub>max</sub> → M <sub>3</sub> corres	- 134.275	12.6352	9.42+9.42	<b>0.064</b>	<b>25.97</b>	<b>0</b>	<b>35.28</b>
N <sub>min</sub> → M <sub>3</sub> corres	- 1228.51	-0.0877	9.42+9.42	<b>0.064</b>	<b>0.18</b>	<b>0</b>	<b>0.24</b>
M <sub>3max</sub> → N <sub>corres</sub>	- 471.591	16.5161	9.42+9.42	<b>0.22</b>	<b>33.95</b>	<b>0</b>	<b>46.12</b>

➤ Sens 2-2 :

Combinaison	N(KN)	M <sub>2</sub> (KN.m)	A <sub>S2</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bs</sub> (Mpa)	σ <sub>ss</sub> (Mpa)	σ <sub>bi</sub> (Mpa)	σ <sub>si</sub> (Mpa)
N <sub>max</sub> → M <sub>2</sub> corres	- 134.275	-0.1584	9.42+9.42	<b>0.064</b>	<b>0.325</b>	<b>0</b>	<b>0.442</b>
N <sub>min</sub> → M <sub>2</sub> corres	- 1228.51	23.126	9.42+9.42	<b>0.579</b>	<b>47.54</b>	<b>0</b>	<b>64.58</b>
M <sub>2max</sub> → N <sub>corres</sub>	- 501.726	61.2829	9.42+9.42	<b>0.24</b>	<b>125.97</b>	<b>0</b>	<b>171.155</b>

➤ Poteaux P3 (45x55):

➤ Sens 3-3 :

Combinaison	N(KN)	M <sub>3</sub> (KN.m)	A <sub>S3</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bs</sub> (Mpa)	σ <sub>ss</sub> (Mpa)	σ <sub>bi</sub> (Mpa)	σ <sub>si</sub> (Mpa)
N <sub>max</sub> → M <sub>3</sub> corres	3.179	0.0476	9.42+9.42	<b>0.001</b>	<b>0.107</b>	<b>0</b>	<b>0.133</b>
N <sub>min</sub> → M <sub>3</sub> corres	- 555.237	0.2696	9.42+9.42	<b>0.28</b>	<b>0.61</b>	<b>0</b>	<b>0.755</b>
M <sub>3max</sub> → N <sub>corres</sub>	-91.342	21.5581	9.42+9.42	<b>0.047</b>	<b>48.80</b>	<b>0</b>	<b>60.41</b>

➤ Sens 2-2 :

Combinaison	N(KN)	M <sub>2</sub> (KN.m)	A <sub>S2</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bs</sub> (Mpa)	σ <sub>ss</sub> (Mpa)	σ <sub>bi</sub> (Mpa)	σ <sub>si</sub> (Mpa)
N <sub>max</sub> → M <sub>2</sub> corres	3.179	0.1165	9.42+9.42	<b>0.02</b>	<b>0.26</b>	<b>0</b>	<b>0.326</b>
N <sub>min</sub> → M <sub>2</sub> corres corres	- 555.237	24.6526	9.42+9.42	<b>0.29</b>	<b>55.79</b>	<b>0</b>	<b>69.08</b>
M <sub>2</sub> max → N <sub>corres</sub>	- 101.506	59.2219	9.42+9.42	<b>2.21</b>	<b>134.06</b>	<b>0</b>	<b>165.95</b>

**Conclusion :**

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton..... ✓

❖ **Vérification 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:

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$\rho_d = 0.075$  si  $\lambda_g$  (élancement géométrique)  $\geq 5$  dans la direction considérée.  
 $\rho_d = 0.04$  si  $\lambda_g < 5$ .

$\lambda > 5$  donc le coefficient **ρ<sub>d</sub>** sera pris égal à **0.075**.  
 $\bar{\tau}_{bu} = 1.875$  Mpa.

$\lambda < 5$  donc le coefficient **ρ<sub>d</sub>** sera pris égal à **0.04**.  
 $\bar{\tau}_{bu} = 1$  Mpa.

Calcul de l'élancement géométrique  $\lambda_g$ :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \text{ avec } l_f = 0,7l_0 \text{ avec } l_0: \text{Longueur libre d'étage}$$

$$h=3,06\text{m} \Rightarrow l_0=3,06-0,45= 2.61\text{m} \Rightarrow l_f=0,7 \times 2.61= 1.827\text{m.}$$

$$h=3.30\text{m} \Rightarrow l_0=3.30-0,45= 2.85\text{m} \Rightarrow l_f=0,7 \times 2.85= 1.995\text{m}$$

$$h=3.50\text{m} \Rightarrow l_0=3.50-0,45= 3,05\text{m} \Rightarrow l_f=0,7 \times 3.05= 2.135\text{m.}$$

$$h=4,08\text{m} \Rightarrow l_0=4,08-0,45= 3,63\text{m} \Rightarrow l_f=0,7 \times 3.63= 2.541\text{m.}$$

h	Poteaux	35x55	40x60	50x65
3.06	λ <sub>ga</sub>	5.22	4.58	3.65
	λ <sub>gb</sub>	3.32	3.05	2.81
3.30	λ <sub>ga</sub>	5.7	4.99	3.99
	λ <sub>gb</sub>	3.62	3.32	3.07
3.50	λ <sub>ga</sub>	6.10	5.33	4.27
	λ <sub>gb</sub>	3.88	3.55	3.28

4.08	$\lambda_{ga}$	7.26	6.35	5.08
	$\lambda_{gb}$	4.62	4.24	3.91

➤ **Poteaux 1(50x65) :**

**Sens 3-3 :**

$$\tau_u = \frac{28.869 \times 10^3}{500 \times 620} = 0.093 MPa \dots\dots \checkmark$$

**Sens 2-2 :**

$$\tau_u = \frac{7.224 \times 10^3}{470 \times 650} = 0.024 MPa \dots\dots \checkmark$$

➤ **Poteaux 2 (45x60)::**

**Sens 3-3 :**

$$\tau_u = \frac{35.671 \times 10^3}{450 \times 570} = 0.14 MPa \dots\dots \checkmark$$

**Sens 2-2 :**

$$\tau_u = \frac{9.642 \times 10^3}{420 \times 600} = 0.038 MPa \dots\dots \checkmark$$

➤ **Poteaux 3(45x55):**

**Sens 3-3 :**

$$\tau_u = \frac{35.671 \times 10^3}{450 \times 520} = 0.15 MPa \dots\dots \checkmark$$

**Sens 2-2 :**

$$\tau_u = \frac{11.862 \times 10^3}{420 \times 550} = 0.051 MPa \dots\dots \checkmark$$

❖ **Conclusion :**

Les contraintes tangentielles sont admissibles.

❖ **Condition de non fragilité :**

La sollicitation provoquant la fissuration du béton de la section supposée non armée et non fissurée doit entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte au plus égale à la limite élastique  $f_e$ .

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left( \frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right)$$

➤ **Poteaux P1 (50x65):**

➤ **Sens 3-3 :**

Combinaison	N(KN)	M <sub>3</sub> (KN.m)	e <sub>s</sub> (cm)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
N <sub>max</sub> → M <sub>3</sub> corres	- 310.543	11.4394	-3.68	<b>6.06</b>	<b>27.68</b>
N <sub>min</sub> → M <sub>3</sub> corres corres	- 1755.67	-0.6508	0.04	<b>9.23</b>	<b>27.68</b>
M <sub>3</sub> max → N <sub>corres</sub>	- 778.114	15.757	-2.025	<b>8.39</b>	<b>27.68</b>

➤ **Sens 2-2 :**

Combinaison	N(KN)	M <sub>2</sub> (KN.m)	e <sub>s</sub> (cm)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
N <sub>max</sub> → M <sub>2</sub> corres	- 310.543	2.6742	-0.86	<b>8.59</b>	<b>27.68</b>
N <sub>min</sub> → M <sub>2</sub> corres corres	- 1755.67	0.126	-0.007	<b>9.07</b>	<b>27.68</b>
M <sub>2</sub> max → N <sub>corres</sub>	- 1001.44	60.1589	6.01	<b>21.12</b>	<b>27.68</b>

➤ **Poteaux P2 (40x60):**

➤ **Sens 3-3 :**

Combinaison	N(KN)	M <sub>3</sub> (KN.m)	e <sub>s</sub> (cm)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
N <sub>max</sub> → M <sub>3</sub> corres	- 134.275	12.6352	-9.41	<b>4.88</b>	<b>25.12</b>
N <sub>min</sub> → M <sub>3</sub> corres	- 1228.51	-0.0877	0.007	<b>6.77</b>	<b>25.12</b>
M <sub>3</sub> max → N <sub>corres</sub>	- 471.591	16.5161	3.50	<b>8.77</b>	<b>25.12</b>

**Sens 2-2 :**

Combinaison	N(KN)	M <sub>2</sub> (KN.m)	e <sub>s</sub> (cm)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
N <sub>max</sub> → M <sub>2</sub> corres	- 134.275	-0.1584	0.12	<b>6.66</b>	<b>25.12</b>
N <sub>min</sub> → M <sub>2</sub> corres corres	- 1228.51	23.126	-1.88	<b>5.75</b>	<b>25.12</b>
M <sub>2</sub> max → N <sub>corres</sub>	- 501.726	61.2829	12.21	<b>-2.31</b>	<b>25.12</b>

➤ **Poteaux P3 (35x55):**

**Sens 3-3 :**

Combinaison	N(KN)	M <sub>3</sub> (KN.m)	e <sub>s</sub> (cm)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
N <sub>max</sub> → M <sub>3</sub> corres	3.179	0.0476	1.497	<b>6.00</b>	<b>25.12</b>
N <sub>min</sub> → M <sub>3</sub> corres corres	- 555.237	0.2696	-0.048	<b>5.39</b>	<b>25.12</b>
M <sub>3</sub> max → N <sub>corres</sub>	-91.342	21.5581	-23.60	<b>3.13</b>	<b>25.12</b>

**Sens 2-2 :**

Combinaison	N(KN)	M <sub>2</sub> (KN.m)	e <sub>s</sub> (cm)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
N <sub>max</sub> → M <sub>2</sub> corres	3.179	0.1165	3.66	<b>10.25</b>	<b>25.12</b>
N <sub>min</sub> → M <sub>2</sub> corres corres	- 555.237	24.6526	4.44	<b>14.53</b>	<b>25.12</b>
M <sub>2</sub> max → N <sub>corres</sub>	- 101.506	59.2219	58.34	<b>1.80</b>	<b>25.12</b>

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées dans des plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher tout mouvement de celle-ci vers la paroi.

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales doit être:  $\phi_t \geq \frac{\phi_L^{\max}}{3} = 8.33\text{mm}$ .

Soit :  $\Phi_t = 10$  mm

$\phi_t$  : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour **4HA10= 3.14cm<sup>2</sup>**

**L'espace des armatures transversales :**

- en zone nodale :  $St = \begin{cases} St \leq \min(10\phi; 15\text{cm}) \\ St \leq 10\text{cm} \end{cases} = 10\text{cm}$
- en zone courante :  $St = \begin{cases} St \leq \min(b/2; h/2; 10\phi) \\ St \leq 15\text{cm} \end{cases} = 15\text{cm}$

**Délimitation de la zone nodale :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; 60\text{cm}\right) = 70\text{cm}$$

❖ Espacement armatures transversales:

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

**V<sub>u</sub>** : Effort tranchant de calcul

**h<sub>1</sub>** : Hauteur totale de la section brute

**f<sub>e</sub>** : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

**t** : Espacement des armatures transversales

**ρ<sub>a</sub>** : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2.50 si l'élançement géométrique λ<sub>g</sub> dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3.75 dans le cas contraire.

Le calcul se fera pour les poteaux du RDC en raison de leur élançement géométrique, et de l'effort tranchant qui est maximal à leur niveau.

Elançement géométrique du poteau :

Calcul de l'élançement géométrique λ<sub>g</sub>:

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \text{ avec } l_f = 0,7l_0 \text{ avec } l_0 : \text{Longueur libre d'étage}$$

$$h=3,06\text{m} \Rightarrow l_0=3,06-0,45= 2.61\text{m} \Rightarrow l_f=0,7 \times 2.61= 1.827\text{m.}$$

$$h=3.30\text{m} \Rightarrow l_0=3.30-0,45= 2.85\text{m} \Rightarrow l_f=0,7 \times 2.85= 1.995\text{m}$$

$$h=3.50\text{m} \Rightarrow l_0=3.50-0,45= 3,05\text{m} \Rightarrow l_f=0,7 \times 3.05= 2.135\text{m.}$$

$$h=4,08\text{m} \Rightarrow l_0=4,08-0,45= 3,63\text{m} \Rightarrow l_f=0,7 \times 3.63= 2.541\text{m.}$$

h	Poteaux	35x55	40x60	50x65
3.06	λ <sub>ga</sub>	5.22	4.58	3.65
	λ <sub>gb</sub>	3.32	3.05	2.81
3.30	λ <sub>ga</sub>	5.7	4.99	3.99
	λ <sub>gb</sub>	3.62	3.32	3.07
3.50	λ <sub>ga</sub>	6.10	5.33	4.27
	λ <sub>gb</sub>	3.88	3.55	3.28
4.08	λ <sub>ga</sub>	7.26	6.35	5.08
	λ <sub>gb</sub>	4.62	4.24	3.91

λ > 5 donc le coefficient ρ sera pris égal à 2.50.

λ < 5 donc le coefficient ρ sera pris égal à 3.75.

La section d'armatures transversale est égal à **A<sub>t</sub> = 3.14cm<sup>2</sup>**

L'effort tranchant max est égale à : Pot1=> $V_u=40.725$  Kn.  
 Pot2=> $V_u=50.158$  Kn.  
 Pot3=> $V_u=49.136$  Kn.

❖ Application numérique :

$$\text{Pot1} \Rightarrow t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{314 \times 50 \times 400}{2.5 \times 40.725 \times 10^3} = 61.68 \text{ cm}$$

$$\text{Pot2} \Rightarrow t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{314 \times 40 \times 400}{2.5 \times 50.158 \times 10^3} = 40.06 \text{ cm}$$

$$\text{Pot3} \Rightarrow t = \frac{A_t h_1 f_e}{\rho V_u} = \frac{314 \times 35 \times 400}{2.5 \times 49.136 \times 10^3} = 35.79 \text{ cm}$$

❖ Espacement maximal des armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 2003):

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «  $S_t$  » des armatures transversales est fixée comme suite :

L'espacement des armatures transversales :

- en zone nodale :  $S_t = \begin{cases} S_t \leq \min(10\phi; 15cm) \\ S_t \leq 10cm \end{cases} = 10cm$
- en zone courante :  $S_t = \begin{cases} S_t \leq \min(b/2; h/2; 10\phi) \\ S_t \leq 15cm \end{cases} = 15cm$

Délimitation de la zone nodale :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; 60cm\right) = 70cm$$

• Quantité d'armatures transversales minimale du RPA:

Pour  $\lambda_g \geq 5$ , la quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

➤ Poteaux 1 :

Niveaux 3.06 et 3.30m :  $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$  interpoler

Niv 3.06m =>  $A_t^{\min} = 0.420\% S_t \times b$

$A_{\min} = 0.0042 \times 15 \times 55 = 3.465 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2$  ..... X

Niv 3.30m =>  $A_t^{\min} = 0.345\% S_t \times b$

$A_{\min} = 0.00345 \times 15 \times 55 = 2.85 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2$  ..... ✓

Niv 3.50m =>  $A_t^{\min} = 0.280\% S_t \times b$

$$A_{\min} = 0.0028 \times 15 \times 55 = 2.31 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots \checkmark$$

$$\text{Niv } 4.08 \text{ m} \Rightarrow A_t^{\min} = 0.095\% S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.00095 \times 15 \times 55 = 0.014 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots \checkmark$$

➤ **Poteaux 2 :**

Niveaux 3.06 et 3.30 m :  $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$  interpoler

$$\text{Niv } 3.06 \text{ m} \Rightarrow A_t^{\min} = 0.487\% S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.00487 \times 15 \times 60 = 4.383 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots X$$

$$\text{Niv } 3.30 \text{ m} \Rightarrow A_t^{\min} = 0.42\% S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.0042 \times 15 \times 60 = 3.78 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots X$$

$$\text{Niv } 3.50 \text{ m} \Rightarrow A_t^{\min} = 0.363\% S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.00363 \times 15 \times 60 = 3.27 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots X$$

$$\text{Niv } 4.08 \text{ m} \Rightarrow A_t^{\min} = 0.272\% S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.00272 \times 15 \times 60 = 2.45 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots \checkmark$$

➤ **Poteaux 3 :**

Niveaux 3.06 et 3.30 m :  $\lambda_g < 3 \Rightarrow$

$$\text{Niv } 3.06 \text{ m} \Rightarrow A_t^{\min} = 0.8\% S_t \times b$$

$$A_{\min} = 0.008 \times 15 \times 65 = 7.80 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots X$$

➤  $\text{Niv } 3.30 \text{ m} \Rightarrow A_t^{\min} = 0.482\% S_t \times b$

➤  $A_{\min} = 0.00482 \times 15 \times 65 = 4.70 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots X$

➤  $\text{Niv } 3.50 \text{ m} \Rightarrow A_t^{\min} = 0.43\% S_t \times b$

➤  $A_{\min} = 0.0043 \times 15 \times 65 = 4.19 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots X$

➤  $\text{Niv } 4.08 \text{ m} \Rightarrow A_t^{\min} = 0.272\% S_t \times b$

$$A_{\min} = 0.00272 \times 15 \times 65 = 2.652 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots \checkmark$$

Les sections minimales du RPA ne sont pas vérifiées, nous avons le choix entre augmenter le diamètre des cadres en optant pour des HA10 ou bien adopter un écartement de **10cm** constant sur toute la longueur du poteau, pour des raisons de mise en œuvre on a opté pour la deuxième option.

➤ **Poteaux 1 :**

$A_{\min} = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.65 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$

➤ **Poteaux 2 :**

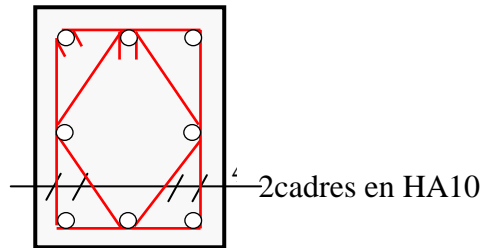
$A_{\min} = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.80 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$

➤ **Poteaux 3 :**

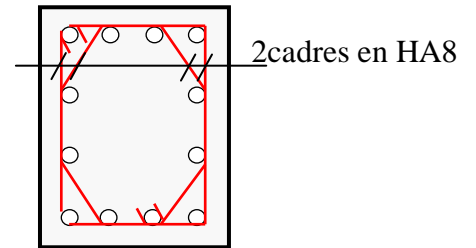
$A_{\min} = 0.003 \times 10 \times 65 = 1.95 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \checkmark$

Toutes les conditions sont vérifiées les armatures transversales seront disposé comme montré dans les schémas suivants :

Poteaux avec 8 barres



Poteaux avec 12 barres



Les crochets ont une longueur de 10cm.



**Chapitre VIII : Ferrailage des poutres.****➤ Introduction :**

Les poutres seront calculées en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

**➤ Recommandations du RPA :****❖ Pourcentage total minimum :**

$A_{\min} = 0.5\% (b \times h)$ , en toute section.

**Poutres principales PP1(35x45):**  $A_{\min} = 7.88 \text{ cm}^2$

**Poutres principales PP2(30x45):**  $A_{\min} = 6.75 \text{ cm}^2$

**Poutres principales PP3(30x40):**  $A_{\min} = 6.00 \text{ cm}^2$

**Poutres secondaires PS1(35x40):**  $A_{\min} = 7.00 \text{ cm}^2$ .

**Poutres secondaires PS2(30x35):**  $A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$ .

**Poutres secondaires PS3(30x30):**  $A_{\min} = 4.50 \text{ cm}^2$ .

**❖ Pourcentage total maximum**

$A_{\max} = 4\% (b \times h) \rightarrow$  En zone courante,

$A_{\max} = 6\% (b \times h) \rightarrow$  En zone de recouvrement.

**Poutres principales PP1(35x45):**

- Zone courante :  $A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$ ,

- Zone de recouvrement :  $A_{\max} = 94.5 \text{ cm}^2$ .

**Poutres principales PP2(30x45):**

- Zone courante :  $A_{\max} = 54 \text{ cm}^2$ ,

- Zone de recouvrement :  $A_{\max} = 81 \text{ cm}^2$ .

**Poutres principales PP3(30x40):**

- Zone courante :  $A_{\max} = 48 \text{ cm}^2$ ,

- Zone de recouvrement :  $A_{\max} = 72 \text{ cm}^2$ .

**Poutres secondaires PS1(35x40):**

- Zone courante :  $A_{\max} = 56 \text{ cm}^2$ ,
- Zone de recouvrement :  $A_{\max} = 84 \text{ cm}^2$ .

**Poutres secondaires PS2(30x35):**

- Zone courante :  $A_{\max} = 42 \text{ cm}^2$ ,
- Zone de recouvrement :  $A_{\max} = 63 \text{ cm}^2$ .

**Poutres secondaires PS3(30x30):**

- Zone courante :  $A_{\max} = 36 \text{ cm}^2$ ,
- Zone de recouvrement :  $A_{\max} = 54 \text{ cm}^2$ .

**1. Etapes de calcul de ferrailage :****1) Calcul du moment réduit «  $\mu$  » :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

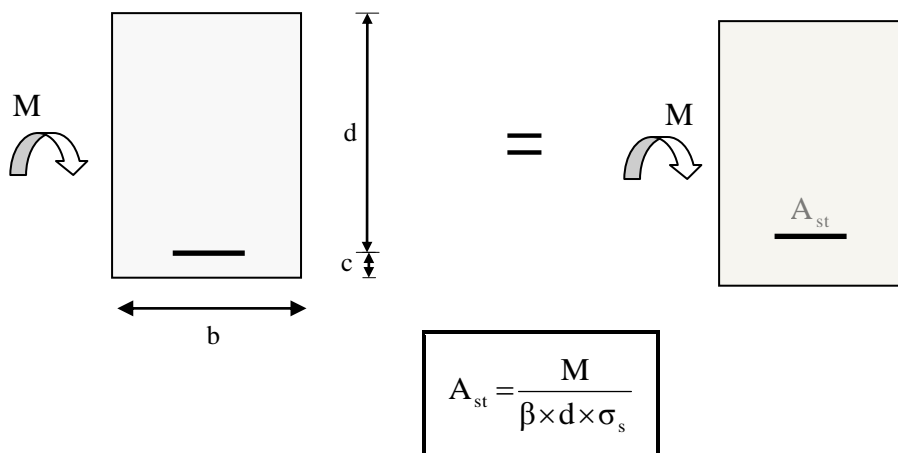
**2) Calcul du moment réduit limite «  $\mu_1$  » :**

Le moment réduit limite  $\mu_1$  est égale à 0.392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

**3) On compare les deux moments réduits «  $\mu$  » et «  $\mu_1$  » :**

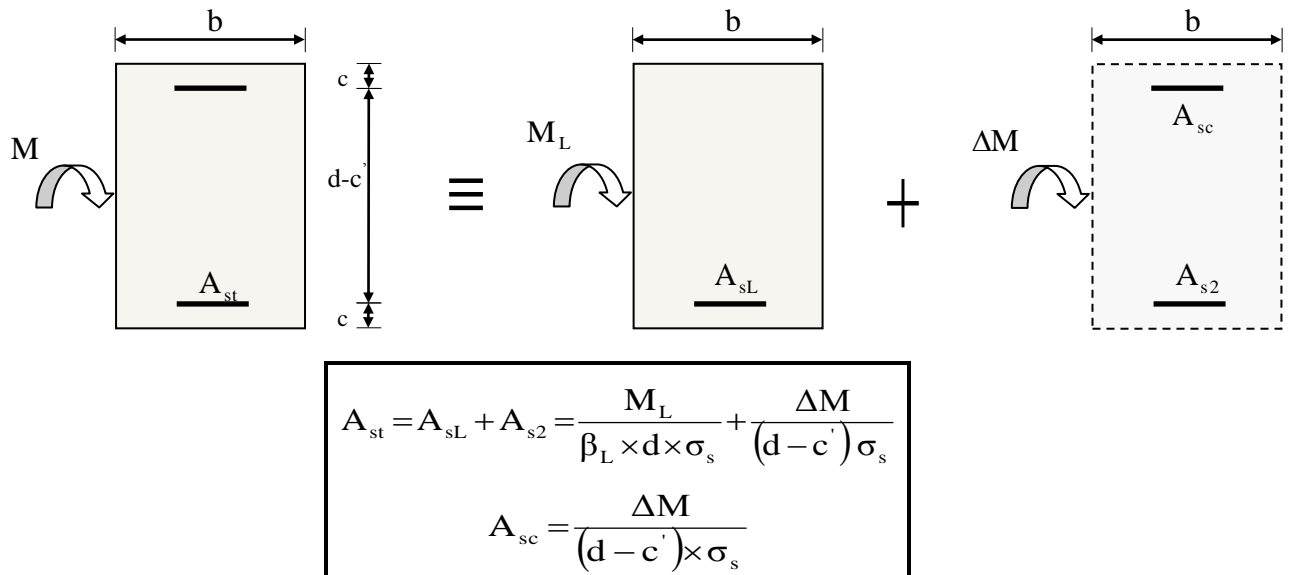
➤ **1er cas** :  $\mu \leq \mu_1 \Rightarrow$  Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $\rightarrow A_{sc} = 0$ .



➤ **2ème cas** :  $\mu \geq \mu_l \Rightarrow$  Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



➤ **Ferrailage des poutres :**

Après avoir extrait les moments, nous avons constaté que les poutres principales de **2m20** reposant sur les **bouts de voiles** sont **très** sollicitées, nous allons leur adopter un ferrailage particulier.

**Nota :**

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

$M_{elU}$  : Moment max à l'ELU

$M_{sa}$  : Moment max du aux combinaisons accidentelles.

**Poutres principales de 1m80, 3m75, 5m85, 1m80, 4m80 et 3.10m :****❖ Ferrailage en travée :**

Niv	M <sub>elu</sub> (KN.m)	M <sub>sa</sub> (KN.m)	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>s max</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	A <sub>s adopté</sub> [cm <sup>2</sup> ]
Ss1	91.0367	64.284	91.0367	6.59	<b>3HA20</b>	<b>9.42</b>
Ss2	82.9613	58.9269	82.9613	5.97	<b>3HA20</b>	<b>9.42</b>
RDC	84.3683	59.8896	84.3683	<b>6.14</b>	<b>3HA20</b>	<b>9.42</b>
1	83.6727	59.3966	83.6727	<b>6.10</b>	<b>3HA20</b>	<b>9.42</b>
2	85.6531	60.8082	85.6531	<b>6.24</b>	<b>3HA20</b>	<b>9.42</b>
3	88.7027	62.966	88.7027	<b>6.47</b>	<b>3HA20</b>	<b>9.42</b>
4	61.149	44.3137	61.149	<b>5.02</b>	<b>3HA16</b>	<b>6.03</b>
5	63.3688	46.1805	63.3688	<b>5.21</b>	<b>3HA16</b>	<b>6.03</b>

**Ferrailage en appuis :**

Niv	M <sub>elu</sub> (KN.m)	M <sub>sa</sub> (KN.m)	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>s max</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	A <sub>s adopté</sub> [cm <sup>2</sup> ]
Ss1	172.8727	119.2026	172.8727	<b>13.30</b>	<b>3HA20+3HA14 (chapeaux)</b>	<b>14.04</b>
Ss2	153.9918	106.6912	153.9918	<b>11.68</b>	<b>3HA20+3HA12 (chapeaux)</b>	<b>12.81</b>
RDC	160.4546	114.9881	160.4546	12.50	<b>3HA20+3HA12 (chapeaux)</b>	<b>12.81</b>
1	155.8064	107.8185	155.8064	<b>12.08</b>	<b>3HA20+3HA12 (chapeaux)</b>	<b>12.81</b>
2	159.4374	110.3518	159.4374	<b>12.40</b>	<b>3HA20+3HA12 (chapeaux)</b>	<b>12.81</b>
3	161.0236	111.4668	161.0236	<b>12.54</b>	<b>3HA20+3HA12(chapeaux)</b>	<b>12.81</b>
4	105.1102	76.1395	105.1102	<b>9.07</b>	<b>3HA16+3HA12(chapeaux)</b>	<b>9.42</b>
5	97.8852	71.0631	97.8852	<b>8.38</b>	<b>3HA16+3HA10(chapeaux)</b>	<b>8.39</b>

**Conclusion :**

Les poutres principales **PP1** seront ferrillées comme suit :

**Le sous-sol 1 :**

Lit inférieur : **3HA20 filantes**

Lit supérieur : **3HA20 filantes + 3HA14 en chapeaux** au niveau des appuis.

**Du sous-sol 2 au 3<sup>eme</sup> étage :**

Lit inférieur : **3HA20 filantes**

Lit supérieur : **3HA20 filantes + 3HA12 en chapeaux** au niveau des appuis.

**Le 4<sup>eme</sup> étage :**Lit inférieur : **3HA16 filantes**Lit supérieur : **3HA16 filantes + 3HA12 en chapeaux** au niveau des appuis.**Terrasse :**Lit inférieur : **3HA16 filantes.**Lit supérieur : **3HA16 filantes + 3HA10 en chapeaux** au niveau des appuis.**1) Vérifications des sections minimales pour les poutres principales :****❖ Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)**

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$Pp (45 \times 35) \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 35 \times 42 \times 2,1}{400} = 1,77 \text{ cm}^2$$

$$Pp (45 \times 30) \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 42 \times 2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$Pp (40 \times 30) \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

**❖ Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003):**Le **pourcentage total minimum** des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section

$$Pp (45 \times 35) \Rightarrow A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 7,875 \text{ cm}^2$$

$$Pp (45 \times 30) \Rightarrow A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$Pp (40 \times 30) \Rightarrow A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 6,00 \text{ cm}^2$$

**Conclusion :**La **section minimale** adoptée, elle est **supérieure** aux sections minimales exigées par les règlements.

### Poutres secondaires

Ces poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces sismiques, dans ce cas le RPA exige des **armatures symétriques** avec une section **en travée** au moins égale à **la moitié de la section sur appui**

❖ Ferrailage en travée :

Niv	M <sub>elu</sub> (KN.m)	M <sub>sa</sub> (KN.m)	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>s max</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	A <sub>s adopté</sub> [cm <sup>2</sup> ]
Ss1	14.9596	10.6221	14.9596	<b>1.24</b>	<b>3HA14</b>	<b>4.62</b>
Ss2	19.5276	13.9626	19.5276	<b>1.63</b>	<b>3HA14</b>	<b>4.62</b>
RDC	18.4107	13.2098	18.4107	<b>1.80</b>	<b>3HA14</b>	<b>4.62</b>
1	24.9224	17.8956	24.9224	<b>2.45</b>	<b>3HA14</b>	<b>4.62</b>
2	39.32	21.0683	39.32	<b>3.94</b>	<b>3HA14</b>	<b>4.62</b>
3	32.1366	23.1205	32.1366	<b>3.19</b>	<b>3HA14</b>	<b>4.62</b>
4	24.0504	17.2627	24.0504	<b>2.40</b>	<b>3HA12</b>	<b>3.39</b>
5	21.1513	15.1664	21.1513	<b>2.10</b>	<b>3HA12</b>	<b>3.39</b>

❖ Ferrailage appui :

Niv	M <sub>elu</sub> (KN.m)	M <sub>sa</sub> (KN.m)	M <sub>max</sub> (KN.m)	A <sub>s max</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferrailage	A <sub>s adopté</sub> [cm <sup>2</sup> ]
Ss1	32.956	23.4709	32.956	<b>2.80</b>	<b>3HA14+3HA8 (chapeaux)</b>	<b>6.13</b>
Ss2	37.0112	26.5359	37.0112	<b>3.13</b>	<b>3HA14+3HA8 (chapeaux)</b>	<b>6.13</b>
RDC	34.3575	24.6435	34.3575	<b>3.42</b>	<b>3HA14+3HA8 (chapeaux)</b>	<b>6.13</b>
1	40.9195	29.3658	40.9195	<b>4.11</b>	<b>3HA14+3HA8 (chapeaux)</b>	<b>6.13</b>
2	45.4928	32.6659	45.4928	<b>4.60</b>	<b>3HA14+3HA8 (chapeaux)</b>	<b>6.13</b>
3	48.5423	34.8882	48.5423	<b>4.92</b>	<b>3HA14+3HA8 (chapeaux)</b>	<b>6.13</b>
4	36.2641	26.1633	36.2641	<b>3.70</b>	<b>3HA12+3HA8 (chapeaux)</b>	<b>4.90</b>
5	32.971	23.8166	32.971	<b>3.35</b>	<b>3HA12+3HA8 (chapeaux)</b>	<b>4.90</b>

Conclusion :

Les poutres secondaires seront ferrillées comme suit :

Du sous-sol1 au 3<sup>eme</sup> étage :

Lits inférieur et supérieur: **3HA14 filantes +3HA8 en chapeaux** au niveau des appuis

Le 4<sup>eme</sup> étage :

Lits inférieur et supérieur: **3HA12 filantes +3HA8en chapeaux** au niveau des appuis

### Terrasse :

Lits inférieur et supérieur: **3HA10 filantes +3HA8en chapeaux** au niveau des appuis

#### ❖ Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)

$$P_s (40 \times 35) \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 35 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$P_s (35 \times 30) \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 32 \times 2,1}{400} = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$P_s (30 \times 30) \Rightarrow A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

#### ❖ Exigences du RPA pour les aciers longitudinaux : (Art 7.5.2.1/RPA2003):

$$P_s (40 \times 35) \Rightarrow A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 7,00 \text{ cm}^2$$

$$P_s (35 \times 30) \Rightarrow A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 5,25 \text{ cm}^2$$

$$P_s (30 \times 30) \Rightarrow A_{\min} = 0,5 \% (b \times h) = 4,50 \text{ cm}^2$$

### Conclusion :

La **section minimale** adoptée , elle est **supérieure** aux sections minimales exigées par le RPA et le BAEL.

#### ➤ Calcul des barres en bateau (formulaire béton armé Davidovici page 273):

Il est conseillé d'employer des barres en bateau disposé sur une longueur  $l_0$ , leur section  $A_s$  doit pouvoir équilibrer de réaction  $V_u$  de la **poutre portée**.

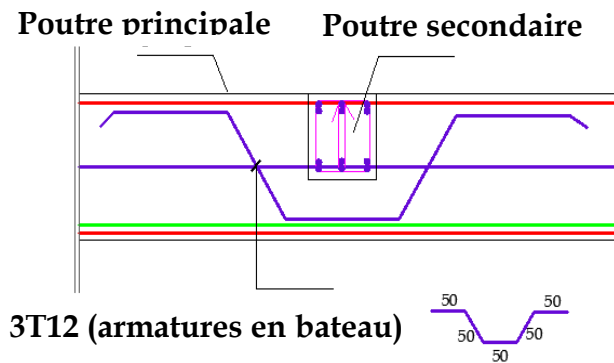
$$A_s = V_u / f_{ed}$$

La longueur  $l_0$  est pris égal à **50cm**.

L'effort tranchant est max à l'ELU : **26.592KN**.

$$\underline{\text{A.N}} : A_s = V_u / f_{ed} = 26,592 \times 10 / 348 \quad \underline{\text{donc}} : A_s = 0,76 \text{ cm}^2$$

On optera pour **3 HA12 = 3,39cm<sup>2</sup>**



❖ **Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentelles** :(BAEL91.art A.5.1)

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = T_u / b \cdot d$$

➤ **Poutres principales PP1 :**

$$\tau_u = \frac{173.186 \times 10^3}{350 \times 420} = 1.18 \text{ MPa}$$

➤ **Poutres principales PP2 :**

$$\tau_u = \frac{155.248 \times 10^3}{300 \times 420} = 1.23 \text{ MPa}$$

➤ **Poutres principales PP3 :**

$$\tau_u = \frac{113.511 \times 10^3}{300 \times 370} = 1.02 \text{ MPa}$$

➤ **Poutres secondaires PS1 :**

$$\tau_u = \frac{48.292 \times 10^3}{350 \times 370} = 0.37 \text{ MPa}$$

➤ **Poutres secondaires PS2 :**

$$\tau_u = \frac{45.362 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.47 \text{ MPa}$$

➤ **Poutres secondaires PS3 :**

$$\tau_u = \frac{34.036 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.42 \text{MPa}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**(BAEL91.art A.5.1.21)

La fissuration étant peu nuisible, la contrainte  $\tau_u$  doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min \left\{ 0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa} \right\} = 3,33 \text{Mpa}$$

**Poutres principales PP1 :**  $\tau_u = 1.18 \text{Mpa} < 3.33 \text{Mpa} \dots\dots \checkmark$

**Poutres principales PP2 :**  $\tau_u = 1.23 \text{Mpa} < 3.33 \text{Mpa} \dots\dots \checkmark$

**Poutres principales PP3 :**  $\tau_u = 1.02 \text{Mpa} < 3.33 \text{Mpa} \dots\dots \checkmark$

**Poutres secondaires PS1:**  $\tau_u = 0,37 \text{Mpa} < 3.33 \text{Mpa} \dots\dots \checkmark$

**Poutres secondaires PS2:**  $\tau_u = 0,47 \text{Mpa} < 3.33 \text{Mpa} \dots\dots \checkmark$

**Poutres secondaires PS3:**  $\tau_u = 0,42 \text{Mpa} < 3.33 \text{Mpa} \dots\dots \checkmark$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui** (BAEL91art 5.1.32)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Poutres principales PP1 :**

$T_u = 173.186 \text{KN} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0,9 \times 0,42 \cdot 0,35 \times 25 \times 10^3}{1,15} = 1150.43 \text{KN} \dots\dots \checkmark$

**Poutres principales PP2 :**

$\dots\dots \checkmark$

$$T_u = 155.248\text{KN} < \bar{T}_u = 0.4x \frac{0,9 \times 0,42.0,3x25x10^3}{1,15} = 986.09\text{KN}$$

**Poutres principales PP3 :**

$$T_u = 113.511\text{KN} < \bar{T}_u = 0.4x \frac{0,9 \times 0,37.0,3x25x10^3}{1,15} = 868.70\text{KN} \quad \dots\dots \checkmark$$

**Poutres secondaires PS1 :**

$$T_u = 48.292\text{KN} < \bar{T}_u = 0.4x \frac{0,9 \times 0,37.0,35x25x10^3}{1,15} = 1013.48\text{KN} \quad \dots\dots \checkmark$$

**Poutres secondaires PS2 :**

$$T_u = 45.362\text{KN} < \bar{T}_u = 0.4x \frac{0,9 \times 0,32.0,30x25x10^3}{1,15} = 751.30\text{KN} \quad \dots\dots \checkmark$$

**Poutres secondaires PS3 :**

$$T_u = 34.036\text{KN} < \bar{T}_u = 0.4x \frac{0,9 \times 0,27.0,30x25x10^3}{1,15} = 633.91\text{KN} \quad \dots\dots \checkmark$$

**❖ Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

➤ **Appuis de rive :** (Art 5.1.31 / BAEL91)

On doit prolonger au delà du bord de l'appui coté travée et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant  $V_u$ .

**Poutres principales PP1 :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{173.186.10^3}{348.100} = 4.98\text{cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \underline{\underline{14.04\text{cm}^2}} \dots\dots \checkmark$$

**Poutres principales PP2 :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{155.248.10^3}{348.100} = 4.46\text{cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \underline{\underline{12.81\text{cm}^2}} \dots\dots \checkmark$$

**Poutres principales PP3 :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{113.511.10^3}{348.100} = 3.26\text{cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \underline{\underline{9.42\text{cm}^2}} \dots\dots \checkmark$$

**Poutres principales PP4 :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{107.253.10^3}{348.100} = 3.08\text{cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \underline{\underline{8.32\text{cm}^2}} \dots\dots \checkmark$$

**Poutres secondaires PS1 :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{48.292.10^3}{348.100} = 1.39 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \underline{\underline{6.13\text{cm}^2}} \dots\dots \checkmark$$

**Poutres secondaires PS2 :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{45.362.10^3}{348.100} = 1.30 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \underline{6.13\text{cm}^2} \dots \dots \dots \checkmark$$

**Poutres secondaires PS3 :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{34.0362.10^3}{348.100} = 0.98 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \underline{4.90\text{cm}^2} \dots \dots \dots \checkmark$$

**Poutres secondaires PS 4:**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{31.452.10^3}{348.100} = 0.90 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \underline{3.87\text{cm}^2} \dots \dots \dots \checkmark$$

➤ **Appuis intermédiaire :** (Art 5.1,32/ BAEL91)

Lorsqu'au droit d'un appui l'effort tranchant  $T_{est}$  est supérieur à  $\frac{M_u}{0.9 \times d}$ , on doit prolonger les armatures au-delà de l'appui et y ancrer une section d'armature supérieur à :

$$A_s \geq \left( T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{1}{f_{su}}$$

**Poutres principales PP1 :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left( 173.186 - \frac{172.8727}{0.9 \times 0.42} \right) \times \frac{1}{f_{su}} = -0.812\text{cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \underline{14.04\text{cm}^2} \checkmark$$

**Poutres principales PP2 :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left( 155.248 - \frac{161.0236}{0.9 \times 0.42} \right) \times \frac{1}{f_{su}} = -1.214\text{cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \underline{12.81\text{cm}^2} \checkmark$$

**Poutres principales PP3 :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left( 113.511 - \frac{105.1102}{0.9 \times 0.42} \right) \times \frac{1}{f_{su}} = -0.47\text{cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \underline{8.32\text{cm}^2} \checkmark$$

**Poutres secondaires PS1 :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left( 48.292 - \frac{37.0112}{0.9 \times 0.37} \right) \times \frac{1}{f_{su}} = -0.17\text{cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \underline{6.13\text{cm}^2} \checkmark$$

**Poutres secondaires PS2 :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left( 45.362 - \frac{48.5423}{0.9 \times 0.32} \right) \times \frac{1}{f_{su}} = -0.35\text{cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \underline{6.13\text{cm}^2} \checkmark$$

**Poutres secondaires PS3 :**

$$A_{st \text{ min à ancrer}} = \left( 34.036 - \frac{36.2641}{0.9 \times 0.27} \right) \times \frac{1}{f_{su}} = -0.33 \text{ cm}^2; A_{st \text{ adopté}} = \underline{\underline{3.87 \text{ cm}^2}}. \checkmark$$

**❖ Vérification de l'entraînement des barres :** (BAEL91 art. A6.13)

$$\tau_{se} = \frac{T_U}{0.9 \times d \times U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_S \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$U_i$  : périmètre utile des barres.

**Poutres principales PP1:** 3HA20  $\rightarrow U_i = 18.84 \text{ cm}$ .

$$\tau_{se} = \frac{173.186}{0.9 \times 42 \times 18.84} = 0.24 \text{ Mpa} \quad \dots \checkmark$$

**Poutres principales PP2:** 3HA20  $\rightarrow U_i = 18.84 \text{ cm}$ .

$$\tau_{se} = \frac{155.248}{0.9 \times 42 \times 18.84} = 0.22 \text{ Mpa} \quad \dots \checkmark$$

**Poutres principales PP3:** 3HA16  $\rightarrow U_i = 15.09 \text{ cm}$ .

$$\tau_{se} = \frac{113.511}{0.9 \times 37 \times 18.84} = 0.18 \text{ Mpa} \quad \dots \checkmark$$

**Poutres secondaires PS1:** 3HA14  $\rightarrow U_i = 13.20 \text{ cm}$ .

$$\tau_{se} = \frac{48.292}{0.9 \times 37 \times 13.20} = 0.11 \text{ Mpa} \quad \dots \checkmark$$

**Poutres secondaires PS1:** 3HA12  $\rightarrow U_i = 11.31 \text{ cm}$ .

$$\tau_{se} = \frac{45.362}{0.9 \times 32 \times 11.31} = 0.20 \text{ Mpa} \quad \dots \checkmark$$

**Poutres secondaires PS1:** 3HA10  $\rightarrow U_i = 9.42 \text{ cm}$ .

$$\tau_{se} = \frac{34.036}{0.9 \times 27 \times 9.42} = 0.15 \text{ Mpa} \quad \dots \checkmark$$

**❖ Longueur de scellement droit des barres :**

On définit la longueur de scellement droit  $l_s$  comme la longueur à mettre en œuvre pour avoir un bon ancrage droit.

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

La valeur de la contrainte d'adhérence est donnée de façon forfaitaire par la relation :  $\tau_{su} = 0.6\Psi^2 \times f_{tj} = 2.835 \text{ Mpa}$ .

- Pour les HA10 :  $l_s = 40.00 \text{ cm}$ .
- Pour les HA12 :  $l_s = 45.00 \text{ cm}$ .
- Pour les HA14 :  $l_s = 50.00 \text{ cm}$ .
- Pour les HA16 :  $l_s = 60.00 \text{ cm}$ .
- Pour les HA20 :  $l_s = 70.00 \text{ cm}$ .

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à **0,4.Ls** pour les aciers H.A

- Pour les HA10 :  $l_s = 15.00 \text{ cm}$ .
- Pour les HA12 :  $l_s = 18.00 \text{ cm}$ .
- Pour les HA14 :  $l_s = 20.00 \text{ cm}$ .
- Pour les HA16 :  $l_s = 25.00 \text{ cm}$ .
- Pour les HA20 :  $l_s = 30.00 \text{ cm}$ .

#### ❖ Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(11.42\text{mm}, 10\text{mm}, 30\text{mm})$$

Soit :  $\Phi_t = 8\text{mm}$ .

On optera pour un cadre et un étrier soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ .

#### ❖ Espacement max des armatures transversales : (Art A.5.1,22 / BAEL91)

$$S_{t \max} \leq \min(0,9d ; 40\text{cm})$$

$$S_{t1} \leq \min(37.80 ; 40\text{cm}) = \underline{\underline{37.80 \text{ cm}}}$$

$$S_{t2} \leq \min(33.3 ; 40\text{cm}) = \underline{\underline{33.3 \text{ cm}}}$$

❖ Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante (Art.A.5.1,232 / BAEL91).

$$S_{t1} = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(1.24 - 0.3 \times 2.1) \cdot 1.15 \times 35} = 29.47 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{2.01 \times 0,9 \times 400}{(1.24 - 0.3 \times 2.1) \cdot 1.15 \times 30} = 34.38 \text{ cm}$$

❖ Exigences du RPA pour les aciers transversales :(Art 7.5.2.2/RPA2003):

➤ Poutres principales :

Poutre principales1(45x35) :

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) \cdot b \cdot \gamma_s}$$

• Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{45}{4}; 12 \times 2; 30 \text{ cm}\right\}\right) = \min(11.25 \text{ cm}; 24 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = \mathbf{11.25 \text{ cm}}$$

Soit :  $S_{t \max} \leq \min(37.80 \text{ cm}; 29.47 \text{ cm}; 11.25 \text{ cm}) = 11.25 \text{ cm}.$

On opte pour  $S_{t \max} = \mathbf{10 \text{ cm}}.$

• Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}.$$

Soit :  $S_{t \max} \leq \min(37.80 \text{ cm}; 22.5 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$

On opte pour  $S_{t \max} = \mathbf{15 \text{ cm}}$

Poutre principales2(45x30) :

• Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right) = \min\left(\left\{\frac{45}{4}; 12 \times 2; 30 \text{ cm}\right\}\right) = \min(11.25 \text{ cm}; 24 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = \mathbf{11.25 \text{ cm}}$$

Soit :  $S_{t \max} \leq \min(37.80 \text{ cm}; 34.38 \text{ cm}; 11.25 \text{ cm}) = 11.25 \text{ cm}.$

On opte pour  $S_{t \max} = \mathbf{10 \text{ cm}}.$

• Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}.$$

$$\text{Soit : } S_{t \max} \leq \min (37.80\text{cm} ; 22.5\text{cm})=22.5\text{cm}$$

On opte pour  $S_{t \max} = \underline{15\text{cm}}$

**Poutre principales 3(40x30) :**

• **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min \left( \left\{ \frac{40}{4} ; 12 \times 1.6 ; 30 \text{ cm} \right\} \right) = \min (10\text{cm} ; 19.2\text{cm} ; 30\text{cm}) = \underline{10\text{cm}}$$

$$\text{Soit : } S_{t \max} \leq \min (34.38\text{cm} ; 33.3\text{cm} ; 10\text{cm}) = 10\text{cm.}$$

On opte pour  $S_{t \max} = \underline{10 \text{ cm.}}$

• **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20\text{cm.}$$

$$\text{Soit : } S_{t \max} \leq \min (33.3\text{cm} ; 20\text{cm}) = 20\text{cm}$$

On opte pour  $S_{t \max} = \underline{15\text{cm}}$

➤ **Poutres secondaires :**

Ces poutres sont sollicitées essentiellement par les charges sismiques, par conséquent l'effort tranchant est constant sur toute leurs longueurs ; on se doit de maintenir un écartement constant des armatures transversales.

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min \left( \left\{ \frac{30}{4} ; 12 \times 1.0 \right\} \right) = \min (7.5 \text{ cm} ; 12\text{cm}) = \underline{7.5 \text{ cm}}$$

$$\text{Soit : } S_{t \max} \leq \min (34.38\text{cm} ; 24.30\text{cm} ; 7.5\text{cm}) = 7.5\text{cm.}$$

On opte pour  $S_t = \underline{8 \text{ cm.}}$

❖ **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas de poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale  $L'$  est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

**Poutres principales PP1 :**  $L' = 2 \times 45 = 90\text{cm.}$

**Poutres principales PP2 :**  $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm.}$

❖ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

$$A_{\min} = 1.60 \text{ cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots \checkmark$$

-Le premier cadre d'armatures transversales sera disposé à **5cm** du nu de l'appui.

➤ **Dispositions constructives pour les armatures longitudinales:**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale :

- À  $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À  $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

❖ **Vérification à L'ELS :**

➤ **Etat d'ouverture des fissures :**

La fissuration, dans le cas des poutres, est considérée peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'**ELS**, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton :  $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

❖ **Poutres principales PP1:**

❖ DuSs1 au 4<sup>ème</sup> étage :

	Moments <u>max</u> à l'ELS	Ferrailage e (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	$\sigma_{st}$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)
En travée	64.284	7.46	1.116	0.855	19.48	<b>239.96</b>	<b>12.24</b>
Appui sup	119.2026	13.69	0.937	0.864	21.76	<b>239.95</b>	<b>11.02</b>

❖ Terrasse :

	Moments <u>max</u> à l'ELS	Ferrailage (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	$\sigma_{st}$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)
En travée	46.1805	6.10	1.182	0.852	18.78	<b>240.15</b>	<b>12.78</b>
Appui sup	71.0631	9.19	0.814	0.871	23.76	<b>239.94</b>	<b>10.07</b>

❖ Poutres secondaires :❖ DuSs1 au 4<sup>ème</sup> étage :

	Moments <u>max</u> à l'ELS	Ferrailage (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	$\sigma_{st}$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)
En travée	23.1205	2.82	0.238	0.922	49.1	<b>277.88</b>	<b>5.64</b>
En Appui	34.8882	4.35	0.388	0.904	37.08	<b>277.25</b>	<b>7.485</b>

❖ Terrasse :

	Moments <u>max</u> à l'ELS	Ferrailage (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	$\sigma_{st}$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)
En travée	15.1664	2.57	0.912	0.912	41.82	<b>239.65</b>	<b>5.752</b>
En Appui	23.8166	4.115	0.506	0.893	31.73	<b>240.05</b>	<b>7.68</b>

Conclusion :

Les contraintes admissibles sont atteintes. .... ✓

❖ ELS vis à vis des déformations

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{A_s f_e}{b.d} < 4.2 \quad ; \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$$

$A_s$  : Section adoptée en travée.

$f_e$  : Limite élastique des aciers (400 Mpa).

$M_t$  : Moment max à l'ELS (à partir du logiciel).

$M_0$  : Moment max isostatique ( $q_{max} l^2 / 8$ ).

❖ Vérification des conditions :

1<sup>ère</sup> condition 2<sup>ème</sup> condition 3<sup>ème</sup> condition

	$h/l$	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_s f_e / b.d$	$M_t(\text{cm}^2)$	$M_0$	$M_t / 10 M_0$
PP1 de 3.10	$0.14 > 1/16 \dots \checkmark$	9.42	$2.56 < 4.2 \dots \checkmark$	17.9859	45.70	$h/l > 0.039 \dots \checkmark$
PP1 de 4.80	$0.094 > 1/16 \dots \checkmark$	9.42	$2.56 < 4.2 \dots \checkmark$	44.4577	109.55	$h/l > 0.040 \dots \checkmark$
PP1 de 1.80	$0.25 > 1/16 \dots \checkmark$	9.42	$2.52 < 4.2 \dots \checkmark$	5.0404	15.41	$h/l > 0.033 \dots \checkmark$
PP1 de 5.85	$0.077 > 1/16 \dots \checkmark$	9.42	$2.52 < 4.2 \dots \checkmark$	23.12	162.73	$h/l > 0.033 \dots \checkmark$
PP1 de 3.75	$0.12 > 1/16 \dots \checkmark$	9.42	$2.52 < 4.2 \dots \checkmark$	23.12	66.87	$h/l > 0.034 \dots \checkmark$
PP1 de 1.80	$0.25 > 1/16 \dots \checkmark$	9.42	$2.52 < 4.2 \dots \checkmark$	0	15.41	$h/l > 0 \dots \checkmark$
PP2 de 3.10	$0.14 > 1/16 \dots \checkmark$	9.42	$2.99 < 4.2 \dots \checkmark$	18.5762	41.25	$h/l > 0.045 \dots \checkmark$
PP2 de 4.80	$0.094 > 1/16 \dots \checkmark$	9.42	$2.99 < 4.2 \dots \checkmark$	39.9934	98.90	$h/l > 0.040 \dots \checkmark$
PP2 de 1.80	$0.25 > 1/16 \dots \checkmark$	9.42	$2.99 < 4.2 \dots \checkmark$	15.2898	13.91	$h/l > 0.11 \dots \checkmark$
PP2 de 5.85	$0.077 > 1/16 \dots \checkmark$	9.42	$2.99 < 4.2 \dots \checkmark$	62.966	146.90	$h/l > 0.043 \dots \checkmark$
PP2 de 3.75	$0.12 > 1/16 \dots \checkmark$	9.42	$2.99 < 4.2 \dots \checkmark$	26.727	60.36	$h/l > 0.044 \dots \checkmark$
PP2 de 1.80	$0.25 > 1/16 \dots \checkmark$	9.42	$2.99 < 4.2 \dots \checkmark$	49.0164	13.91	$h/l > 0.35 \dots \checkmark$
PP3 de 3.10	$0.13 > 1/16 \dots \checkmark$	6.03	$2.01 < 4.2 \dots \checkmark$	16.3102	30.14	$h/l > 0.054 \dots \checkmark$
PP3 de 4.80	$0.083 > 1/16 \dots \checkmark$	6.03	$2.01 < 4.2 \dots \checkmark$	29.2272	72.25	$h/l > 0.040 \dots \checkmark$
PP3 de 1.80	$0.22 > 1/16 \dots \checkmark$	6.03	$2.01 < 4.2 \dots \checkmark$	18.3196	10.16	$h/l > 0.018 \dots \checkmark$
PP3 de 5.85	$0.068 > 1/16 \dots \checkmark$	6.03	$2.01 < 4.2 \dots \checkmark$	46.1805	107.33	$h/l > 0.043 \dots \checkmark$
PP3 de 3.75	$0.107 > 1/16 \dots \checkmark$	6.03	$2.01 < 4.2 \dots \checkmark$	16.9739	44.10	$h/l > 0.038 \dots \checkmark$
PP3 de 1.80	$0.22 > 1/16 \dots \checkmark$	6.03	$2.01 < 4.2 \dots \checkmark$	22.3802	10.16	$h/l > 0.22 \dots \checkmark$

Ps1 de 2.80	$0.143 > 1/16 \dots \checkmark$	4.62	$1.42 < 4.2 \dots \checkmark$	9.32	6.55	$h/l > 0.142 \dots \checkmark$
Ps1 de 3.00	$0.133 > 1/16 \dots \checkmark$	4.62	$1.42 < 4.2 \dots \checkmark$	5.8835	7.52	$h/l > 0.07 \dots \checkmark$
Ps1 de 3.00	$0.133 > 1/16 \dots \checkmark$	4.62	$1.42 < 4.2 \dots \checkmark$	10.0003	7.52	$h/l > 0.132 \dots \checkmark$
Ps1 de 3.70	$0.108 > 1/16 \dots \checkmark$	4.62	$1.42 < 4.2 \dots \checkmark$	6.4712	11.43	$h/l > 0.06 \dots \checkmark$
Ps1 de 3.70	$0.108 > 1/16 \dots \checkmark$	4.62	$1.42 < 4.2 \dots \checkmark$	7.9017	11.43	$h/l > 0.069 \dots \checkmark$
Ps2 de 2.80	$0.125 > 1/16 \dots \checkmark$	4.62	$1.925 < 4.2 \dots \checkmark$	8.1575	6.55	$h/l > 0.124 \dots \checkmark$
Ps2 de 3.00	$0.117 > 1/16 \dots \checkmark$	4.62	$1.925 < 4.2 \dots \checkmark$	8.0509	7.52	$h/l > 0.107 \dots \checkmark$
Ps2 de 3.00	$0.117 > 1/16 \dots \checkmark$	4.62	$1.925 < 4.2 \dots \checkmark$	4.5053	7.52	$h/l > 0.060 \dots \checkmark$
Ps2 de 3.70	$0.094 > 1/16 \dots \checkmark$	4.62	$1.925 < 4.2 \dots \checkmark$	6.150	6.55	$h/l > 0.093 \dots \checkmark$
Ps2 de 3.70	$0.094 > 1/16 \dots \checkmark$	4.62	$1.925 < 4.2 \dots \checkmark$	5.0026	6.55	$h/l > 0.0763 \dots \checkmark$
Ps3 de 2.80	$0.107 > 1/16 \dots \checkmark$	3.39	$1.67 < 4.2 \dots \checkmark$	4.60	4.32	$h/l > 0.1064 \dots \checkmark$
Ps3 de 3.00	$0.10 > 1/16 \dots \checkmark$	3.39	$1.67 < 4.2 \dots \checkmark$	4.032	4.96	$h/l > 0.081 \dots \checkmark$
Ps3 de 3.00	$0.10 > 1/16 \dots \checkmark$	3.39	$1.67 < 4.2 \dots \checkmark$	4.4504	4.96	$h/l > 0.089 \dots \checkmark$
Ps3 de 3.70	$0.081 > 1/16 \dots \checkmark$	3.39	$1.67 < 4.2 \dots \checkmark$	5.2847	7.55	$h/l > 0.07 \dots \checkmark$
Ps3 de 3.70	$0.081 > 1/16 \dots \checkmark$	3.39	$1.67 < 4.2 \dots \checkmark$	4.0577	7.55	$h/l > 0.053 \dots \checkmark$
Ps ter de 2.80	$0.107 > 1/16 \dots \checkmark$	2.36	$1.65 < 4.2 \dots \checkmark$	4.3580	4.12	$h/l > 0.105 \dots \checkmark$
Ps ter de 3.00	$0.10 > 1/16 \dots \checkmark$	2.36	$1.65 < 4.2 \dots \checkmark$	5.109	4.725	$h/l > 0.108 \dots \checkmark$
Ps ter de 3.00	$0.10 > 1/16 \dots \checkmark$	2.36	$1.65 < 4.2 \dots \checkmark$	4.3307	37.80	$h/l > 0.011 \dots \checkmark$
Ps ter de 3.70	$0.081 > 1/16 \dots \checkmark$	2.36	$1.65 < 4.2 \dots \checkmark$	5.3029	7.19	$h/l > 0.07 \dots \checkmark$
Ps ter de 3.70	$0.081 > 1/16 \dots \checkmark$	2.36	$1.65 < 4.2 \dots \checkmark$	7.6081	11.43	$h/l > 0.066 \dots \checkmark$

❖ **Conclusion :**

Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, on se dispense de la vérification de la flèche



## Chapitre IX : Ferrailage des Voiles.

### IX.1.introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul se fera en flexion composée et au cisaillement.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend quatre (4) types de voiles, que nous allons ferrailer par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

- Zone1 : Ss1,Ss2.
- Zone2 : RDC.
- Zone3 :1, 2 , 3et 4 étage.
- Zone4 :5 étage.

### ➤ Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA version 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

### IX.2.Ferrailage des voiles

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande largeur (d).

### IX.2.1.Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec : B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ;  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

$L_t$  : longueur tendue

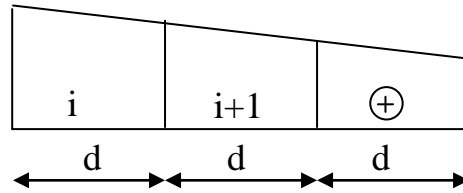
Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

• **Section entièrement comprimée**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

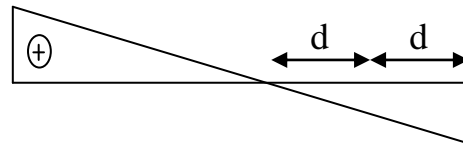
Avec : « e » épaisseur du voile



• **Section partiellement comprimée**

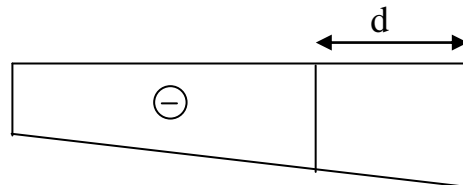
$$N_i = \frac{\sigma_{MIN} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



• **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



**1. Armatures verticales :**

• **Section entièrement comprimée**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

• **Section partiellement comprimée**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$\sigma_{s10}$  : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

- **Section entièrement tendue**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$\sigma_{s2}$  : Contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

## 2. Armatures minimales :

- **Compression simple (Art.A.8.1, 2 BAEL91) :**

-  $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

-  $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$  avec B : section du béton comprimée

### 1. Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91})$$

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

### 2. Exigences de RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %

- En zone courantes 0.10 %

#### a. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \Phi$ .

- D'après le BEAL 91 :

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- D'après le RPA99 (version 2003) :  $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

#### **b. Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

#### **c. Armatures de coutures**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :  $T = 1.4 L V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

#### **d. Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ .

#### **e. Espacement :**

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA99 (version 2003), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec :  $e$  = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

#### f. Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

#### g. Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.

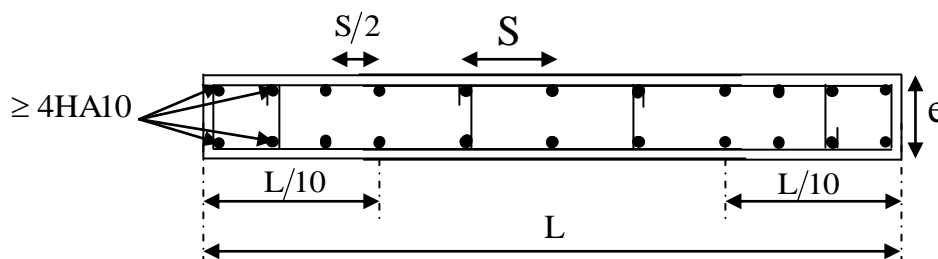


Figure IX.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

### IX.3.Vérification :

#### IX.3.1Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué

$B$  : Section du béton

$A$  : Section d'armatures adoptée

### IX.3.2 Vérification de la contrainte de cisaillement :

❖ D'après le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec :  $V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile ( $d = 0.9 h$ )

$h$  : Hauteur totale de la section brute

❖ D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{ej}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

❖ Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile de type I de la zone I :

$$L = 3.70 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = -1030.58 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -3717.83 \text{ kn/m}^2$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

$$L_c = 0.80 ; L_t = 2.90 \text{ m} ; d = 0.53 \text{ m.}$$

Le découpage de diagramme est en bandes de longueur (d)

$$\text{Avec } d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 0.53 \text{ m}$$

Soit un tronçon  $d = 0.53 \text{ m}$ .

$$N_{i+1} = \frac{-3717.83 - 3038.36}{2} \cdot 0.53 \cdot 0.2 = -358.08$$

➤ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{358.08 \times 10}{348} = 10.29 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales :**

$$\begin{aligned} A_{\min} &= \max \left( 0.15 \% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right) \\ &= \max (1.59 \text{ cm}^2, 5.57 \text{ cm}^2) \\ A_{\min} &= 5.57 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Le ferrailage a adoptée sur toute la surface de la bande du voile est  $A_v = 10.29 \text{ cm}^2$

Soit 6 HA16 = 12.06 cm<sup>2</sup>/nappe

▶ 6 HA16 = 12.06 cm<sup>2</sup>/nappe ,  $S_t = 10 \text{ cm}$

Donc pour le voile V1LT de longueur 3.70 m on adopte 36 HA16 = 72.36 cm<sup>2</sup>

➤ **Armatures horizontales**

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = 3.02 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA99 (version 2003) :  $A_H \geq 0.15 \% \cdot B = 3.015 \text{ cm}^2$

Soit 5 HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup>/ml

Et 5 HA10 = 3.93 cm<sup>2</sup>/nappe avec :  $S_t = 10 \text{ cm}$

➤ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

➤ **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 2.8 \times 63,59 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 6.85 \text{ cm}^2$$

Soit 8HA12 = 9.05 cm<sup>2</sup>

Et 4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>

➤ **Vérification des contraintes :**

$$\text{- BAEL 91 : } \tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{63,59 \times 10^4}{200 \times 0,9 \times 2800} = 1,26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\text{- RPA 2003 : } \tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 63,59 \times 10^4}{200 \times 0,9 \times 2800} = 1,76 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,76 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15.A} \Rightarrow \sigma_b = \frac{308,28 \times 10^4}{200 \times 2800 + 15 \times 11.31 \times 10^2} = 5,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5,34 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

**Type I : L=3.70m**

	ZONES	I	II	III	IV
	L[m]	3.70	3.70	3.70	3.70
Caractéristiques	e	0.200	0.200	0.200	0.200

Géométriques	B	0.740	0.740	0.740	0.740
	I	0.844	0.844	0.844	0.844
	V=L/2	1.850	1.850	1.850	1.850
Les sollicitations et les ferrailages	Vu [KN]	529.37	201.09	147.58	110.18
	Ns [KN]	620.72	511.07	357.6	190.76
	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-1030.58	-941.55	-257.95	-555.17
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-3717.83	-3359.65	-2961.32	-1097.47
	Nature de la section	SET	SET	SET	SET
	Lc [m]	0.80	0.81	0.30	2.46
	Lt [m]	2.90	2.89	3.40	1.24
	d1 [m]	0.53	0.54	0.20	0.83
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-	-	-	-
	N <sub>1</sub> (KN)	3038.36	-2743.52	-2787.12	-362.87
	d2 [m]	-358.08	-329.57	-114.97	-121.21
	$\sigma_2$ [KN/m <sup>2</sup> ]	0.53	0.54	0.20	0.83
	N <sub>2</sub> [KN]	-2358.90	-2104.14	-2612.93	371.72
	A <sub>v1</sub> [cm <sup>2</sup> ]	-286.05	-261.77	-108.00	0.73
	A <sub>v2</sub> [cm <sup>2</sup> ]	10.29	9.47	3.30	3.48
	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	8.22	7.52	3.10	0.021
	A <sub>1</sub> (adopté) /nappe	5.57	5.67	2.10	8.72
	Section des barres	10.29	9.47	3.30	8.72
	A <sub>2</sub> (adopté)/nappe	6HA16	6HA16	6HA14	6HA14
	Section des barres	8.22	7.52	3.10	8.72
	Espacement [cm] S <sub>v1</sub>	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
	Espacement [cm] S <sub>v2</sub>	10.00	10.00	10.00	15.00
	Ah [cm <sup>2</sup> ]	10.00	10.00	10.00	15.00
	Ah min [cm <sup>2</sup> ]	3.015	3.015	2.31	2.31
	Ah adopte [cm <sup>2</sup> ]/nappe	1.59	1.62	0.60	2.49
	Section des barres	3.02	3.02	2.31	2.49
	Espacement [cm] S <sub>H</sub>	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
	At [cm <sup>2</sup> ]	15	15	15	15
	Avj [cm <sup>2</sup> ]	4 épingles de HA8/ml			
	Section des barres	20.381	7.742	5.682	4.242
		10HA16	4HA16	4HA14	4HA14

Vérifications des contraintes	$\tau_b < 5$ [MPa]	1.525	0.579	0.425	0.317
	$\tau_U < 2.5$ [MPa]	1.089	0.414	0.304	0.227
	$\sigma_{bc} < 15$ [MPa]	1.095	0.908	0.635	0.339

**Type II :L=5.85m**

	ZONES	I	II	III	IV
Caractéristiques Géométriques	L[m]	5.85	5.85	5.85	5.85
	e	0.200	0.200	0.200	0.200
	B	1.17	1.17	1.17	1.17
	I	3.34	3.34	3.34	3.34
	V=L/2	2.925	2.925	2.925	2.925
Les sollicitations et les ferrailages	Vu[KN]	529.37	201.09	147.58	110.18
	Ns [KN]	620.72	511.07	357.6	190.76
	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-631.96	-511.62	-106.17	325.35
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-2652.27	-2575.24	-2142.85	-807.26
	Nature de la section	SET	SET	SET	SPC
	Lc [m]	1.13	0.97	0.28	0.29
	Lt [m]	4.72	4.88	5.57	5.56
	d1 [m]	0.75	0.65	0.19	0.19
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-	-2232.23	-2069.75	-779.67
	N <sub>1</sub> (KN)	-366.23	-312.48	-80.04	-30.15
	d2 [m]	0.75	0.65	0.19	0.19
	$\sigma_2$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-1809.39	-1783.67	-1565.78	-752.09
	N <sub>2</sub> [KN]	-303.02	-301.20	-272.66	-145.52
	A <sub>v1</sub> [cm <sup>2</sup> ]	10.52	8.98	2.3	0.87
	A <sub>v2</sub> [cm <sup>2</sup> ]	8.71	8.66	7.84	4.18
	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	7.88	6.83	2.00	2.00
	A <sub>1</sub> (adopté) /nappe	10.52	8.98	2.30	2.00
Section des barres	6HA16	6HA14	6HA12	6HA10	
A <sub>2</sub> (adopté)/nappe	8.71	8.66	7.84	4.18	

	Section des barres	6HA14	6HA14	6HA14	6HA12
	Espacement [cm] $S_{V1}$	15.00	15.00	15.00	15.00
	Espacement [cm] $S_{V2}$	15.00	15.00	15.00	15.00
	Ah [cm <sup>2</sup> ]	3.015	2.31	2.31	1.695
	Ah min [cm <sup>2</sup> ]	2.25	1.95	0.57	0.57
	Ah adopte [cm <sup>2</sup> ]/nappe	3.015	2.31	2.31	1.695
	Section des barres	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
	Espacement [cm] $S_H$	15.00	15.00	15.00	15.00
	At [cm <sup>2</sup> ]	4 épingles de HA8/ml			
	Avj [cm <sup>2</sup> ]	20.381	7.742	5.682	4.242
	Section des barres	10HA16	4HA16	4HA14	4HA14
	Vérifications des contraintes	$\tau_b < 5$ [MPa]	1.525	0.579	0.425
$\tau_U < 2.5$ [MPa]		1.089	0.414	0.304	0.227
$\sigma_{bc} < 15$ [MPa]		1.095	0.908	0.635	0.339

**Type III :L=4.80m**

	ZONES	I	II	III	IV
Caractéristiques Géométriques	L[m]	4.80	4.80	4.80	4.80
	e	0.200	0.200	0.200	0.200
	B	0.96	0.96	0.96	0.96
	I	1.843	1.843	1.843	1.843
	V=L/2	2.40	2.40	2.40	2.40
	Vu[KN]	529.37	201.09	147.58	110.18
	Ns [KN]	620.72	511.07	357.6	190.76
	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-698.04	-625.30	-249.85	8.56
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-3069.98	-2485.65	-2092.57	-801.55
	Nature de la section	SET	SET	SET	SPC

Les sollicitations et les ferrailages	Lc [m]	0.89	0.20	0.51	0.051
	Lt [m]	3.91	4.60	4.29	4.75
	d1 [m]	0.59	0.13	0.34	0.034
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-2606.73	-2485.65	-1926.72	-795.81
	N <sub>1</sub> (KN)	-334.92	-64.63	-136.65	-5.43
	d2 [m]	0.59	0.13	0.34	0.034
	$\sigma_2$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-2143.50	-2345.16	-1760.88	-790.08
	N <sub>2</sub> [KN]	-280.26	-62.80	-125.38	-5.39
	A <sub>v1</sub> [cm <sup>2</sup> ]	9.62	1.86	3.93	0.16
	A <sub>v2</sub> [cm <sup>2</sup> ]	8.05	1.80	3.60	0.15
	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	6.20	1.40	2.04	0.36
	A <sub>1</sub> (adopté) /nappe	9.62	1.86	3.93	0.36
	Section des barres	6HA16	6HA12	6HA12	6HA10
	A <sub>2</sub> (adopté)/nappe	8.05	1.80	3.60	0.36
	Section des barres	6HA14	6HA12	6HA10	6HA10
	Espacement [cm] S <sub>v1</sub>	10.00	10.00	10.00	10.00
	Espacement [cm] S <sub>v2</sub>	10.00	10.00	10.00	10.00
	Ah [cm <sup>2</sup> ]	3.015	1.695	1.695	1.1775
	Ah min [cm <sup>2</sup> ]	1.77	0.39	1.02	0.102
	Ah adopte [cm <sup>2</sup> ]/nappe	3.015	1.695	1.695	1.1775
	Section des barres	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
	Espacement [cm] S <sub>H</sub>	15.00	15.00	15.00	15.00
	At [cm <sup>2</sup> ]	4 épingles de HA8/ml			
	Avj [cm <sup>2</sup> ]	20.381	7.742	5.682	4.242
	Section des barres	10HA16	4HA16	4HA14	4HA14
	Vérifications des contraintes	$\tau_b < 5$ [MPa]	1.525	0.579	0.425
$\tau_U < 2.5$ [MPa]		1.089	0.414	0.304	0.227
$\sigma_{bc} < 15$ [MPa]		1.095	0.908	0.635	0.339

Type IV :L=1.80m

	ZONES	I	II	III	IV
Caractéristiques Géométriques	L[m]	1.80	1.80	1.80	1.80
	e	0.200	0.200	0.200	0.200
	B	0.36	0.36	0.36	0.36
	I	0.0972	0.0972	0.0972	0.0972
	V=L/2	0.90	0.90	0.90	0.90
Les sollicitations et les ferrailages	Vu[KN]	529.37	201.09	147.58	110.18
	Ns [KN]	620.72	511.07	357.6	190.76
	$\sigma_{\max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-1025.02	-935.74	-253.50	-22.28
	$\sigma_{\min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-3592.6	-3057.43	-2449.83	-720.3
	Nature de la section	SET	SET	SET	SET
	Lc [m]	0.40	0.23	0.09	0.03
	Lt [m]	1.40	1.57	1.71	1.77
	d1 [m]	0.27	0.27	0.06	0.02
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-2899.74	-2531.63	-2363.87	-712.16
	N <sub>1</sub> (KN)	-175.29	-150.90	-28.88	-2.90
	d2 [m]	0.27	0.27	0.06	0.02
	$\sigma_2$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-2206.88	-2005.83	-2277.91	-704.02
	N <sub>2</sub> [KN]	-137.88	122.51	-27.58	2.83
	A <sub>v1</sub> [cm <sup>2</sup> ]	5.04	4.34	0.83	0.10
	A <sub>v2</sub> [cm <sup>2</sup> ]	3.96	3.52	0.79	0.08
	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	2.84	2.84	0.63	0.84
	A <sub>1</sub> (adopté) /nappe	5.04	4.34	0.83	0.84
	Section des barres	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10
	A <sub>2</sub> (adopté) /nappe	3.96	3.52	0.79	0.84
	Section des barres	5HA12	5HA12	5HA10	5HA10
	Espacement [cm] S <sub>v1</sub>	7.00	7.00	7.00	7.00
	Espacement [cm] S <sub>v2</sub>	7.00	7.00	7.00	7.00
	Ah [cm <sup>2</sup> ]	1.4125	1.4125	0.9825	0.9825
	Ah min [cm <sup>2</sup> ]	0.8505	0.8505	0.18	0.06
	Ah adopte [cm <sup>2</sup> ]/nappe	1.4125	1.4125	0.9825	0.9825
	Section des barres	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10
	Espacement [cm]S <sub>H</sub>	15.00		15.00	15.00

			15.00		
	At [cm <sup>2</sup> ]	4 épingles de HA8/ml			
	Avj [cm <sup>2</sup> ]	20.381	7.742	5.682	4.242
	Section des barres	10HA16	4HA16	4HA14	4HA14
Vérifications des contraintes	$\tau_b < 5$ [MPa]	1.525	0.579	0.425	0.317
	$\tau_U < 2.5$ [MPa]	1.089	0.414	0.304	0.227
	$\sigma_{bc} < 15$ [MPa]	1.095	0.908	0.635	0.339

**Chapitre X : Etude de l'infrastructure.****X). Etude des fondations :****X.1).Introduction :**

-Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la superstructure.

Dans le cas général un élément de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ✓ **Un effort normal** : charge et surcharge verticale centrée dont la connaissance de leurs valeurs extrême est nécessaire.
- ✓ **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- ✓ **Un moment** : qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans des plans différents.

-Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des éléments spéciaux (puits, pieux).

-On distingue deux types de fondations selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, et qui sont :

**a/Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- \* Les semelles isolées.
- \* Les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- \* Les radiers.

**b/Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une profondeur importante. Les principaux types de ces dernières sont :

- \* Les pieux.
- \* Les puits.

➤ **X.2). Etude du sol de fondation :**

Le terrain étudié, sis au lieu dit Beauchay –commune de Oued Koreiche (APCde BabEl Oued ),est localisé au pied d'un talus de nature gréseuse d'une hauteur d'environ 15m

Aperçu géologique régional

Le terrain d'étude est située dans la partie nord du bassin de la Mitidja dans les terrains de la ride du sahel (marnes plais ancien)

Il s'agit des formations pliocènes représentées par l'asien du plais ancien, surmonté par une épaisse série de calcaire 'il apparaît très peu épais sur la bordure méridionale de la Mitidja avec une épaisseur de 100 à 150 m en diminuant vers l'Ouest

Un plais ancien constitué par une séquence uniforme et épaisse de marnes grises ou bleues parfois jaunes, sur laquelle repose le majeur parti de la plaine

## Reconnaissance in situ

Les essais de reconnaissance in situ ont constitué en la réalisation de :

- Deux (2) sondages carottés de 15m et 20m de profondeur (SC1-SC2)
  - Quatre (4) essais au pénétromètre dynamique de 12 à 15 m de profondeur (Pd1,Pd2, Pd3, Pd4 )

Ces essais sont implantés de manière à pouvoir délimiter les différentes Couches, remblai et sol en place

## a) Contexte géologique local :

Les sondages SC-1 et SC-2 révèlent de succession lithologique suivante (de haut en bas)

Un remblai hétérogène constitué de limon jaunâtre caillouteux , d' une épaisseur de 1 à 3 m

Une couche de grés calcaire de 5 m d'épaisseur reconnue au droit du Sandage (SC-2)

Une assise marneuse ou l' on distingue deux zones :

une altérée de couleur grisâtre et trace d'oxydation , plastique son épaisseur varie de 3 à 5m

une zone saine , constitué de marne grise et compacte ,devenant dure en profondeur .

## b) essais pénétrométriques

Les résistance dynamiques enregistrer sont illustrés dans le tableau ci – Dessous :

N° DE COUCHE	Nature	Variation $R_d$ moy (bar)
01	Remblai Limon -caillouteux	10-20
02	Grés calcaire	50-10
03	Marne gréseuse	$R_d > 100$

- **Reconnaissance de laboratoire :**

Sur les échantillons intacts, prélevé des sondage carottés il à été réalisé les essais suivant :

Essais d'identification :

- \* Mesure de la teneur en eau (W)
- \* Mesure des densités sèches (Yd)
- \* Mesure des degrés de saturation (Sr)
- \* MESURE DES LIMITES LIQUIDES (WL, Ip, Wp)
- \* Mesure de l'équivalente de sable (ES)
- \* Analyses granulométriques (GH)
- \* Analyses sédimentaires (DIE)

Essais mécaniques

- \* Compressibilité à l'odomètre

\* Cisaillement rectiligne à la boîte de casa grande type UU saturé

#### 4- Interprétation des résultats

La lithologie du terrain est composée par trois (03) couche distinguée à savoir :

- Couche de remblai de nature limono caillouteux (prof : 0.0 à 3.0 m)
- Couche de grés calcaire (prof : 3 à 9 m)
- Couche de marne gréseuse (prof : 9 à 20 m)

Le pourcentage des passons  $80\mu\text{m}$  est de l'ordre de 92 % les teneurs en eau de limites de liquidité (WL) et les indice de plasticité (IP) sont respectivement de 48 et 24 %

Selon la classification géologique USCS, ces matériaux appartient à la famille des sols fins à savoir des argiles plastique (CL)

Les densités sèche sont de  $1,55 \text{ t/m}^3$  et les teneurs en eau naturelles sont de 25 %  
Ces sols sont moyennement saturés ( $S_r$  de 97 % )

Les essais de compressibilité à l'oedométrique donnent les résultats suivants :

Sondage / profondeur (m)	$\sigma_c$ (bar)	$C_c$	$C_g$
SC -1 (2.2 / 2.7)	2,7	0,08	0,05
SC -1 (5.0 / 5.9)	4,5	0,099	0,02
SC -1 (9.0 / 9.5)	3	0,09	0,03
SC-1 (14.0 / 14.7)	3,8	0,198	0,06
SC -2 (8.3 / 8.6)	3,1	0,109	0,058

$\sigma_c$  (bar) : pression de consolidation

$C_c$  : coefficient de tassement

$C_g$  : coefficient de gonflement

Il s'agit d' une formation sur consolidée ( $\sigma_c > \sigma_0$ ) avec  $\sigma_0 = \sum \gamma_i H_i$   
moyennement compressible avec une tendance au gonflement ( $C_g$  6 % )

Les essais de cisaillement (saturée) rapides réalisée à la boîte de casa grande ont été donné les paramètre de résistance suivants :

Sondage / prof (m)	Cohésion C(bar)	Angle de frottement $\varphi$ ( $^\circ$ )
SC -1 (2.2 / 2.7)	0,9	20,00
SC -1 (5.0 / 5.9)	1,24	21,40
SC -1 (9.0 / 9.5)	1,55	5
SC-2 (4.0 / 4.8)	1,00	6
SC -2 (8.6 / 8,9)	1,02	4,24

- **Calculs de la contraintes admissible :**

La contrainte admissible  $Q_{adm}$  pour une fondation superficielles fondée à une profondeur  $D$  est calcules à partir des résultat obtenus par les essais au pénétromètre dynamique en appliquant la formules suivent :

$$Q_{adm} = R_p / 20$$

$Q_{adm}$  : contrainte admissible

$R_p$  : résistance de pointe en bars

$R_{p_{min}}$  égal à 40 bores

D'où , la contrainte admissible du sol est de 2 bars .

Evaluation du tassement induit

Le calcule des tassement a été évalué à partir des essais pénétrométriques et tien compte des notion suivantes :

$C_c$  : coefficient de compressibilité déterminé à partir de l'essais pénétrométriques

$e_0$  : Indice des vide initial

$P_c$  : pression de consolidation du sol

$\sigma_s$  : Accroissement de contrainte dans le sol induit par la superstructure

$\sigma_0$  : contraint initial dans le sol , due au poids de terre

$I_z$  : Facteur d'influence déterminer à mi hauteur de la couche .

$\Delta H$  : tassement élémentaire d' une tranche de sol de faible épaisseur

Tableau récapitulatif des résultats de calcules :

Prof(m)	$C_c$	$e_0 + 1$	$P_c$ (bars )	$\sigma_s$ (bars )	$\sigma_0$ (bars )	$I_z$	$\Delta H$ (cm)
1,5à1,8	9.9	1.793	4.5	1.92	0.32	0.96	0.353
1,8 à 3,7	9.9	1.789	4.5	0.898	0.53	0.449	0.809
3,7 à 5,6	9.9	1.784	4.5	0.182	0.89	0.091	0.167
5,6 à7,5	9.9	1.782	4.5	0.08	1.24	0.04	0.056

$$\Delta H (\text{total}) = 1.47 \text{cm}$$

Le tassement admissible retenue et de **1.5 cm**

- **Conclusion :**

les résultats de la présent étude permet de conclure de la possibilité de réalisation du projet en question ( R+5 + 2s/sol )

les sondages caroté ont révélé la présence d'une remblai limono caillouteux de 3 m de hauteur , recouvrons une couche de marne gréseuse de 11 à 14 m , laquelle en surmontée par une couche de grés calcaire au droit du sondage SC -2 de 6 m d'épaisseur

les résultat des essais pénétrométriques ont révélé un sol dense et compacte en profondeur .la contrainte admissible calculés et de 1.8 bars

le tassement calculé est de l'ordre de 1,5 cm .ce qui est inférieur au tassement admissible .

il est signaler que pour les besoins de dimensionnement des dispositif de soutènement , les caractéristique du sol à considérer son t un angle de frottement  $\varphi= 1^0$  et de cohésion  $c= 1,2$  bars

### 8-3- Choix de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 1.8 bars Il ya lieu de projeter à priori , des fondations de type :

Semelles isolées sous poteau.

Semelles filantes sous mur.

Semelles filantes sous plusieurs poteaux.

Radier.

✓ **Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :**

- La stabilité de l'ouvrage (rigidité) ;
- La facilité d'exécution (coffrage) ;
- L'économie.

#### B). Dimensionnement des semelles:

##### 1. Semelles continues sous voiles :

$$\sigma_{\text{SOL}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{S} \Rightarrow \sigma_{\text{SOL}} \geq \frac{G + Q}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{SOL}} \times L}$$

**Avec :**

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur du voile.

G et Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{\text{SOL}}$  : Contrainte admissible du sol.

**Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux suivants :**

##### 1.1. Surface de semelles continues sous voiles (sens longitudinal) :

Voiles	G+Q[KN]	L[m]	B[m]	SSv =B.L [m <sup>2</sup> ]	Nº voiles	S =n.B.L [m <sup>2</sup> ]
VL1	1629.66	5.85	1.05	6.15	1	6.15
VL2	3018	6.60	2.55	16.83	1	16.83
						Somme : 22.98

##### 1.2. Surface de semelles continues sous voiles (sens transversal) :

Voiles	G+Q[KN]	L[m]	B[m]	SSv =B.L [m <sup>2</sup> ]	Nº voiles	S =n.B.L [m <sup>2</sup> ]
VT1	3018	3.70	4.55	16.76	1	16.84
						16.84

## 2. semelles isolées revenantes à chaque poteau

la surface du semelle sera déterminer en vérifiant la condition suivante :

**N.B :** dans ce cas en prendre  $\sigma = 1.8 \text{ bar}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \sigma_{sol} \quad \text{Avec} \quad \sigma_{sol} = 1.8 \text{ bars} = 180 \text{ KN/m}^2$$

$$\Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les surfaces des semelles isolées revenantes à chaque poteau sont données par le tableau suivant :

Semelles	Nser (KN)	S=Nser/ $\sigma$ (m <sup>2</sup> )	Semelles	Nser (KN)	S=Nser/ $\sigma$ (m <sup>2</sup> )
1	903.56	5.02	19	1278.847	7.10
2	1273.305	7.07	20	1161.534	6.45
3	1485.077	8.25	21	941.668	5.23
4	1255.056	6.97	22	525.453	2.91
6	1294.81	7.19	23	602.1	3.35
7	1274.75	7.08	24	832.34	4.62
8	1601.5	8.90	25	532.212	2.96
10	1755.671	9.75	26	759.28	4.22
11	1499.34	8.33	27	1167.26	6.48
12	1141.302	6.34	28	1343.652	7.45
13	1285.575	7.14	29	1356.14	7.53
14	1398.104	7.77			Somme=159.69
15	1254.152	6.96			

$$S_i = 159.69 + 22.98 + 16.84 = 199.51 [m^2] (76.02\%)$$

$$\checkmark \text{ La surface totale du bâtiment : } S_{bat} = 16.20 \times 16.20 = 262.44 [m^2]$$

### ✓ Conclusion :

-Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50 % de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

### XI.3). Étude du radier :

-Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée de son poids propre.

**Un radier est :**

- \* Rigide en son plan horizontal ;
- \* Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ;
- \* Facilité de coffrage ;
- \* Rapidité d'exécution ;

\* Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

### A. Pré dimensionnement du radier :

#### ♣ Epaisseur du tablier :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$h_d = \frac{L_{\max}}{20}$  ; Avec :  $L_{\max}=5.85$  [m] (  $L_{\max}$  : distance maximal entre deux nervures successives.)

$$\text{AN : } h_d = \frac{585}{20} = 29.25[\text{cm}],$$

Soit :  $h_d=30[\text{cm}]$ .

#### ♣ Hauteur des nervures :

La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_t$  qui vérifie la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{585}{10} = 58.5[\text{cm}]$$

Soit  $h_n=60[\text{cm}]$ .

#### ❖ Selon la condition forfaitaire :

##### ✓ Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$h_n$  : hauteur de la nervure.

$$L_{\max} = 5.85 \text{ m} \Rightarrow 73.13 \text{ cm} \leq h \leq 117 [\text{cm}]$$

On prend :  $h_n = 80[\text{cm}]$

##### ✓ Sous poteaux :

#### Le tablier :

Le tablier du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 [cm]

$$h_d \geq \frac{585}{20} = 29.25[\text{cm}]$$

Soit :  $h_d = 30[\text{cm}]$

#### ❖ Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 E I}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 K}{E}}$$

**Avec :**

$L_e$  : Longueur élastique ;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40$  MPa pour un sol moyen ;

$I$  : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19$  [MPa]

**D'où :**

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.85\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{32164.19}} = 0.895 \text{ m}$$

**\* Conclusion :**

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

Hauteur des nervures suivant les deux sens  $h_n = 90$  [cm].

Largeur de la nervure : -suivant le sens longitudinal :  $b_n = 45$  [cm].

-suivant le sens transversal :  $b_n = 40$  [cm].

Hauteur de la dalle  $h_d = 30$  [cm].

**B. Détermination des efforts :**

- Charge permanente :  $G = 27199.24$  [KN]
- Charge d'exploitation :  $Q = 10997.73$  [KN]

**❖ Combinaison d'actions**

$$A \text{ P'ELU : } N_u = 1,35G + 1,5Q = 53215.56 \text{ [KN]}$$

$$A \text{ P'ELS : } N_s = G + Q = 38196.97 \text{ [KN].}$$

**1. Détermination de la surface du radier :**

$$A \text{ P'ELU : } S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{53215.56}{1,33 \times 180} = 222.28 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$A \text{ P'ELS : } S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{38196.97}{180} = 212.20 \text{ [m}^2\text{]}$$

**D'où :**

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 222.28[m^2]$$

$$S_{bat} = 281.57 m^2 > S_{rad} = 244.34[m^2]$$

**Remarque :**

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Mais en revanche les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$h_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45[\text{cm}]$$

On opte pour un radier avec une haute :  $h_{deb} = 80 [\text{cm}]$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{rad} = 308.39[m^2]$

**2. Détermination des efforts à la base du radier :**

**Poids total du radier :**

$P_{rad}$  = poids du tablier + poids des nervure + poids la dalle flottante + poids du remblai.

$$P_{rad} = (0,3 \times 25 \times 308.39) + (0,6 \times 87.78 \times 25) + (0.15 \times 308.39 \times 25) + (0.45 \times 308.39 \times 17) = 7145.27[\text{KN}]$$

$P_{tot} = P$  (superstructure) +  $P$  (infrastructure)

$$P_{tot} = 27199.146 + 7145.27 = 34344.41[\text{KN}]$$

❖ **Combinaison d'actions :**

$$\text{A l'ELU : } N'_u = N_u + 1.35P_{rad} = 53215.56 + 1.35 \times 7145.27 = 62861.67[\text{KN}]$$

$$\text{A l'ELS : } N'_s = N_s + P_{rad} = 38196.97 + 7145.27 = 45342.24[\text{KN}]$$

**C. Vérification :**

**1. Vérification à la contrainte de cisaillement :** Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4[\text{MPa}]\right)$$

$$b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 [\text{cm}]$$

$$T_u^{\max} = N'_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N'_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{62861.67 \times 1.}{308.39} \times \frac{5.85}{2} = 596.23 [\text{KN}]$$

$$\tau_u = \frac{596.23}{1. \times 0,27} = 2.21 [\text{MPa}]$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 [\text{MPa}].$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## 2. Vérification de la stabilité du radier :

- Vérification à l' ELS :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Le poids de radier

$$N_t = N + N_{\text{Grad}} = N_t = N + N_{rad} = 45342.24 \text{kn}$$

$$\sigma = \frac{N_t}{S_{rad}} = 147 \text{kn/m}^2 < \sigma_{sol} < 180 \text{kn/m}^2 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- Vérification à l' ELU:

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ult} + P_{rad}}{S_{rad}} < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{sol} = \frac{62861.67}{308.39} = 203.83 < 1.33 \times 180 = 239.4 \text{kn/m}^2 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 8.38 [\text{m}] ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 9.20 [\text{m}]$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

- Moment d'inertie du radier

$$I_{yy} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 7218.69 [\text{m}^4]$$

$$I_{xx} = \frac{h \cdot b^3}{12} = 8700.53 [\text{m}^4]$$

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) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M}_j = \mathbf{M}_{j(k=0)} + \mathbf{T}_{j(k=0)} \quad \mathbf{h}$$

**Avec :**

$\mathbf{M}_{j(k=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment ;

$\mathbf{T}_{j(k=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

$\mathbf{I}_{xx}, \mathbf{I}_{yy}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

$\mathbf{h}$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3}{4} \sigma_1 + \sigma_2$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3}{4} \sigma_1 + \sigma_2 \leq 1,33 \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3}{4} \sigma_1 + \sigma_2 \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \quad \mathbf{V}$$

- Sens longitudinal(x-x) :

$$\mathbf{M}_{x(k=0)} = 36897.65 [\text{KN.m}].$$

$$\mathbf{T}_{x(k=0)} = 1449.97 [\text{KN}].$$

$$\text{A l'ELU : } \quad \mathbf{M}_x = 36897.65 [\text{KN.m}]$$

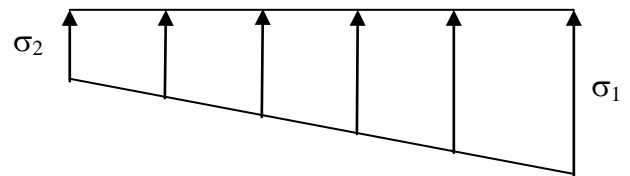
$$\sigma_1 = \frac{N'_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \quad \mathbf{V} = \frac{62861.67}{308.39} + \frac{36897.65}{7218.69} \times 8.38 = 246.67 [\text{KN/m}^2]$$

$$\sigma_2 = \frac{N'_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \quad \mathbf{V} = \frac{62861.67}{308.39} - \frac{36897.65}{7218.69} \times 8.38 = 161 [\text{KN/m}^2]$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 246.67 + 161}{4} = 225.25 [\text{KN/m}^2] ; 1,33 \sigma_{SOL} = 1,33 \times 180 = 239.4 [\text{KN/m}^2]$$

$$\sigma_m < 1,33 \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



**Diagramme des contraintes**

- **A P'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \quad V = \frac{45342.24}{308.39} + \frac{36897.65}{7218.69} \times 8.38 = 189.86 [KN/m^2]$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \quad V = \frac{45342.24}{308.39} - \frac{36897.65}{7218.69} \times 8.38 = 104.19 [KN/m^2]$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 189.86 + 104.19}{4} = 168.44 [KN/m^2] ; \sigma_{SOL} = 180 [KN/m^2]$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

- **Sens transversal :**

$$M_{y(k=0)} = 28582.22 [KN.m].$$

$$T_{y(k=0)} = 1854.059 [KN].$$

- **A P'ELU :**

$$M_y = 28582.22 [KN.m]$$

$$\sigma_1 = \frac{N'_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \quad V = \frac{62861.67}{308.39} + \frac{28582.22}{8700.53} \times 9.20 = 234.06 [KN/m^2]$$

$$\sigma_2 = \frac{N'_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \quad V = \frac{62861.67}{308.39} - \frac{28582.22}{8700.53} \times 9.20 = 173.61 [KN/m^2]$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 234.06 + 173.61}{4} = 218.94 [KN/m^2] ; 1,33 \sigma_{SOL} = 1,33 \times 180 = 239.4 KN/m^2$$

$\sigma_m < 1,33 \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

- **A P'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \quad V = \frac{45342.24}{308.39} + \frac{28582.22}{8700.53} \times 9.20 = 177.25 [KN/m^2]$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \quad V = \frac{45342.24}{308.39} - \frac{28582.22}{8700.53} \times 9.20 = 116.80 [KN/m^2]$$

D'où  $\sigma_m = \frac{3 \times 177.25 + 116.80}{4} = 162.14 KN/m^2 ; \sigma_{SOL} = 180 KN/m^2$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**C. Vérification au poinçonnement**

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

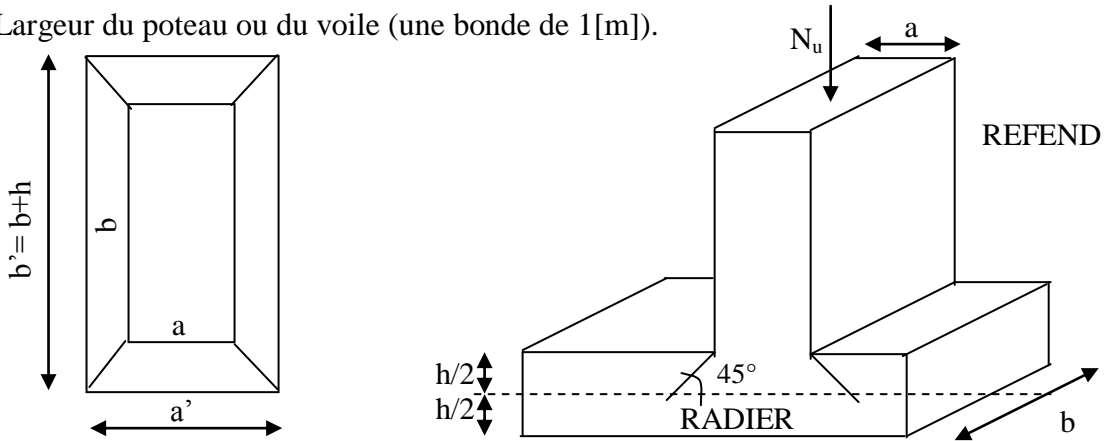
$$N_u \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \mu_c h f_{c28}$$

**Avec :**  $N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1[m]).



**Périmètre utile des voiles et des poteaux**

**Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :**

**•Poteaux :**

$$\mu_c = 2 (a' + b') = 2 (a + b + 2 h) = 2 \times (0,5 + 0,65 + 2 \times 0,9) = 5.90 [m]$$

$$N_u = 1755.671 KN$$

$$N_u < 0,046 \times 5.9 \times 0.9 \times 25000 = 6106.5 [KN] \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**•Voile :**

$$\mu_c = 2 (a' + b') = 2 (a + b + 2 \times h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,9) = 6 [m]$$

$$N_u = 4219.4 [KN]$$

**Condition vérifiée.**

$$N_u < 0,046 \times 6 \times 0.9 \times 25000 = 6210 [KN]$$

**VIII. Ferrailage du radier :**

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL 91**.

❖ **Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis :**

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :**

Si  $\alpha < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas :**

Si  $0,4 \leq \alpha \leq 1$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y)$$

**Remarque :**

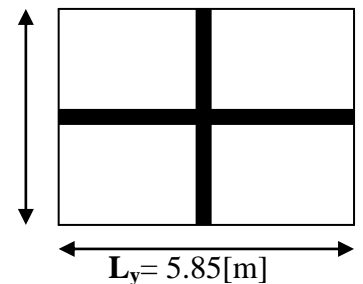
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

**A- Identification du panneau le plus sollicité (panneau intermédiaire) :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.70}{5.85} = 0,63$$

$$L_x = 3.70[\text{m}]$$

$0,4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.



Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

**• A'ELU :**

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{N_{urad}}{S_{rad}} = 218.94 - \frac{9646.11}{308.39} = 187.66[\text{KN}/\text{m}^2]$$

**• A'ELS :**

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{N_{rad}}{S_{rad}} = 162.14 - \frac{7145.27}{308.29} = 138.96[\text{KN}/\text{m}^2]$$

**B. Calcul à l'ELU :****1. Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$  :**

On obtient :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,63 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0772 \\ \mu_y = 0,343 \end{cases}$$

$$M_x = 0,0772 \times 187,66 \times 3,7^2 = 198,33 [KN.m]$$

$$M_y = 0,343 \times 198,33 = 68,03 [KN.m]$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant de (0,5) aux appuis et (0,75) en travée.

**2. Ferrailage suivant le sens x-x :**✓ **Moments aux appuis :**

$$M_a = (0,5) M_x$$

$$M_a = (0,5) \times 198,33$$

$$M_a = 99,17 [KN.m]$$

**Moments en travée :**

$$M_t = (0,75) M_x$$

$$M_t = (0,75) \times 198,33$$

$$M_t = 148,75 [KN.m]$$

• **Aux appuis**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{99,17 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,096 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.  $\mu_u = 0,096 \rightarrow \beta_u = 0,951$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{96,67 \times 10^4}{0,951 \times 270 \times 348} = 10,81 [cm^2 / ml]$$

$$A_a = 10,81 [cm^2 / ml]$$

Soit : 6HA16/ml = 12,06 [cm<sup>2</sup> / ml] avec un espacement de 16 [cm]

• **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{148,75 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,143 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,143 \rightarrow \beta_u = 0,924$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{148,75 \times 10^6}{0,924 \times 270 \times 348} = 17,13 [cm^2 / ml]$$

$$A_t = 17,13 cm^2 / ml$$

Soit : 6HA20 = 18,84 [cm<sup>2</sup> / ml]

avec un espacement de 16 [cm]

**3. Ferrailage dans le sens y-y :****Moments aux appuis :**

$$M_a = (0,5) M_y$$

$$M_a = (0,5) \times 68.03$$

$$M_a = 34.02 [KN.m]$$

**Moments en travée :**

$$M_t = (0,75) M_y$$

$$M_t = (0,75) \times 68.03$$

$$M_t = 51.02 [KN.m]$$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{34.02 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0,033 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.  $\mu_u = 0,033 \rightarrow \beta_u = 0,9835$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{34.02 \times 10^4}{0,9835 \times 270 \times 348} = 3.68 [cm^2 / ml]$$

$$A_a = 3.68 [cm^2 / ml]$$

Soit : 5HA10/ml = 3.93 [cm<sup>2</sup>/ml] avec un espacement de 20 [cm]

• **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{51.02 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0,049 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,049 \rightarrow \beta_u = 0,9745$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{51.02 \times 10^6}{0,9745 \times 270 \times 348} = 5.57 [cm^2 / ml]$$

$$A_t = 5.57 [cm^2 / ml]$$

Soit : 7H12 = 7.91 [cm<sup>2</sup>/ml] avec un espacement de 15 [cm]

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en appuis	6HA16/ml e=16cm	5HA10/ml e=16cm
Armatures en travées	6HA20/ml e=20cm	7HA12/ml e=15cm

**B. Calcul à l'ELS :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,63 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0825 \\ \mu_y = 0,508 \end{cases}$$

**1. Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$  :**

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y M_x$$

On obtient :

$$M_x = 0,0825 \times 138,96 \times 3,7^2 = 156,95 [KN.m]$$

$$M_y = 0,508 \times 156,95 = 79,73 [KN.m]$$

**Sens x-x :**

**Moments aux appuis :**

$$M_a = (0,5) M_x$$

$$M_a = (0,5) \times 156,95$$

$$M_a = 78,48 [KN.m]$$

**Moments en travée :**

$$M_t = (0,75) M_x$$

$$M_t = (0,75) \times 156,95$$

$$M_t = 117,71 [KN.m]$$

• **Aux appuis**

$$\mu_s = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{78,48 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,076 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.  $\mu_s = 0,076 \rightarrow \beta_s = 0,960$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{78,48 \times 10^4}{0,960 \times 270 \times 348} = 8,70 [cm^2 / ml]$$

$$A_a = 8,70 [cm^2 / ml]$$

Soit : 6HA14/ml = 9,24 [cm<sup>2</sup>/ml] avec un espacement de 16 [cm]

• **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{117,71 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,114 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_s = 0,114 \rightarrow \beta_s = 0,939$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{117,71 \times 10^6}{0,939 \times 270 \times 348} = 13,34 [cm^2 / ml]$$

$$A_t = 16,70 cm^2 / ml$$

Soit : 6HA20 = 18,84 [cm<sup>2</sup>/ml] avec un espacement de 16 [cm]

**3. Ferrailage dans le sens y-y :**

**Moments aux appuis :**

$$M_a = (0,5) M_y$$

$$M_a = (0,5) \times 79,73$$

$$M_a = 39,87 [KN.m]$$

**Moments en travée :**

$$M_t = (0,75) M_y$$

$$M_t = (0,75) \times 79,73$$

$$M_t = 59,80 [KN.m]$$

- **Aux appuis :**

$$\mu_s = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{39.87 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0,0385 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.  $\mu_s = 0,038 \rightarrow \beta_u = 0,981$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{39.87 \times 10^4}{0,981 \times 270 \times 348} = 4.33 [cm^2 / ml]$$

$$A_a = 4.33 [cm^2 / ml]$$

Soit : 5HA12/ml = 5.65 [cm<sup>2</sup> / ml] avec un espacement de 20 [cm]

- **En travée**

$$\mu_s = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{59.83 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0,058 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_s = 0,058 \rightarrow \beta_s = 0,970$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{59.83 \times 10^6}{0,970 \times 270 \times 348} = 3.48 [cm^2 / ml]$$

$$A_t = 3.48 [cm^2 / ml]$$

Soit : 5H12 = 5.65 [cm<sup>2</sup> / ml] avec un espacement de 20 [cm]

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en appuis	6HA14/ml e=16cm	5HA12/ml e=20cm
Armatures en travées	6HA20/ml e=16cm	5HA12/ml e=20cm

C). Vérification a l'état limite ultime :

- ◆ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \delta_0 b h \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - \frac{3.7}{5.85}}{2} = 2.84 [cm^2 / ml]$$

**Aux appuis :**  $A_a^x = 12.06[cm^2] > A_{min} = 2,84[cm^2/ml] \rightarrow$  condition vérifiée  
 $A_a^y = 3.93[cm^2] > A_{min} = 2,84[cm^2/ml] \rightarrow$  condition vérifiée

**En travée :**  $A_t^x = 18.84[cm^2] > A_{min} = 2,84[cm^2/ml] \rightarrow$  condition vérifiée  
 $A_t^y = 7.91[cm^2] > A_{min} = 2,84[cm^2/ml] \rightarrow$  condition vérifiée

♦ **Vérification des espacement (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 total de la dalle.

**Sens x-x :**

$$S_t \leq \min(3h, 33[cm]) \iff S_t = 16[cm] \leq 33[cm] \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$S_t = 15[cm] \leq 33[cm] \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**Sens y-y :**

$$S_t \leq \min(4h, 45[cm]) \iff S_t = 16[cm] \leq 33[cm] \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

**D. Vérification a l'état limite de service :**

♦ **. Vérification des contraintes dans le béton**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**(Sens x-x) :**

• **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{99.17}{78.48} = 1,26 \quad \text{et } \mu = 0,076 \rightarrow \alpha = 0,0989.$$

$$\alpha = 0,0989 < \frac{1,26 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,38 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travées :**

$$\gamma = \frac{148.75}{117.71} = 1,26 \quad \text{et } \mu = 0,114 \rightarrow \alpha = 0,1894.$$

$$\alpha = 0,1894 < \frac{1,26 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,38 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**(Sens v-v) :**

• **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{34.02}{39.87} = 0.85 \quad \text{et } \mu = 0,038 \rightarrow \alpha = 0,0485.$$

$$\alpha = 0,0485 < \frac{0.85 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,175 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travées :**

$$\gamma = \frac{51.02}{59.80} = 0.85 \quad \text{et } \mu = 0,058 \rightarrow \alpha = 0,0747.$$

$$\alpha = 0,0747 < \frac{0.85 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,175 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**XI.4) .Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie ; illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

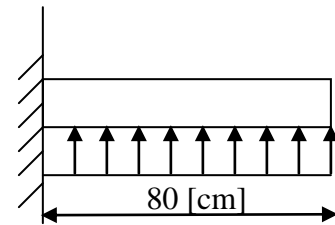
**1. Sollicitation de calcul**

- **A l'ELU :**  $q_u = 187.66 [KN/ml]$

$$M_u = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-187.66 \times 0.8^2}{2} = -60.05 [KN.m]$$

- **A l'ELS :**  $q_s = 138.96 [KN/ml]$

$$M_s = \frac{-q_s l^2}{2} = \frac{-138.96 \times 0.8^2}{2} = -44.47 [KN.m]$$



**Schéma statique du débord**

**2. Calcul des armatures :**

$b = 1 [m]$  ;  $d = 27 [cm]$  ;  $f_{bc} = 14.2 [MPa]$  ;  $\sigma_s = 348 [MPa]$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{60.05 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,058 < \mu_r = 0,392 \quad \mu_u = 0,058 \rightarrow \beta_u = 0,970$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{60.05 \times 10^6}{0,970 \times 270 \times 348} = 7.11 [cm^2 / ml]$$

$$A_u = 7.11 [cm^2 / ml]$$

**On adopte :** 5 HA14 = 7.70 [cm<sup>2</sup>].

**3. Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26[\text{cm}^2]$$

$$A_u = 7.91 \text{cm}^2 > A_{\min} = 4.52[\text{cm}^2] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**4. Calcul de l'espacement :**

$$S_r = \frac{100}{5} = 20[\text{cm}]$$

**5. Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.91}{4} = 1,98[\text{cm}^2] \Rightarrow \text{On adopte 4 HA 10/ml donc } A_r = 3.14 [\text{cm}^2] \quad S_r = 25 [\text{cm}].$$

**6. Vérification à l'ELS :**

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{44.47 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14,2} = 0,043 < \mu_r = 0,392$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{60.05}{44.47} = 1,35, \mu = 0,043 \rightarrow \alpha = 0,0549$$

$$\alpha = 0,043 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,425$$

**XI.5). Ferrailage des nervures :**

$$q_u = 187.66 \text{kn}$$

$$q_s = 138.96 \text{kn}$$

**❖ Répartition des charges :**

Les charges réparties sur la nervure sont triangulaires ou trapézoïdales.

A fin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties ; on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Ainsi sous le chargement devenu uniformément répartie, le calcul devient classique.

**Pour les charges triangulaires :**

$$l_m = 0.333 \times l_x.$$

$$l_t = 0.25 \times l_x.$$

**Pour les charges trapézoïdales :**

$$l_m = lx \cdot (0.5 - \rho_x^2 / 6).$$

$$l_t = lx \cdot (0.5 - \rho_x / 4).$$

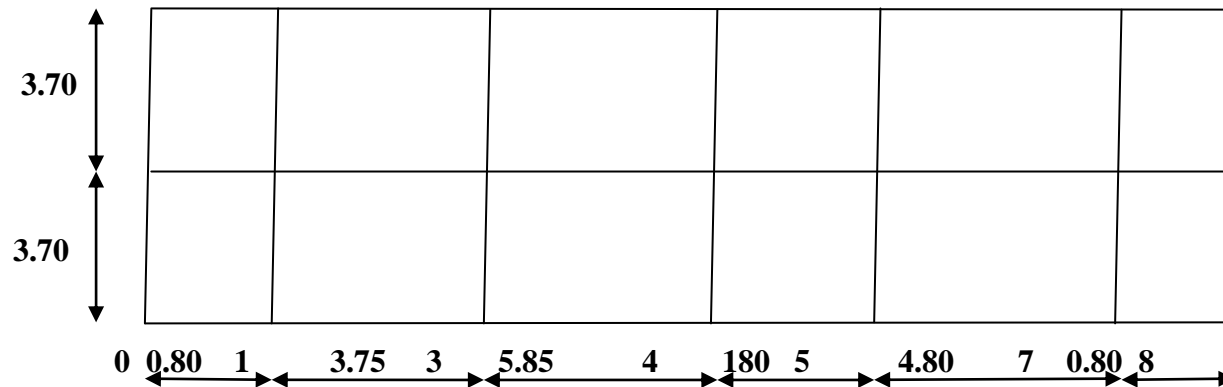
$$\left. \begin{array}{l} \mathbf{Qu} = q_u \times l_m \\ \mathbf{Qs} = q_s \times l_m \end{array} \right\} \text{ Pour les moments fléchissant.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \mathbf{Qu} = q_u \times l_t \\ \mathbf{Qs} = q_s \times l_t \end{array} \right\} \text{ Pour les efforts tranchant.}$$

**Les résultats obtenus sont donnés dans les tableaux suivant :**

1) Suivant le sens longitudinal :

Travee	panneaux	lx[m]	ly[m]	Chargement	lm[m]	lt[m]	$\Sigma LM$	$\Sigma LT$	Moment [KN/ml]		Efforts tranchants [KN/ml]	
									Qu	Qs	Qu	Qs
0-1	1	0.80	3.70	Triangle	0.27	0.20	0.54	0.40	101.34	75.04	75.06	55.58
	2	0.80	3.70	Triangle	0.27	0.20						
1-3	1	3.7	3.75	Trapèze	1.25	0.94	2.50	1.88	469.15	347.40	352.80	261.24
	2	3.7	3.75	Trapèze	1.25	0.94						
3-4	1	3.7	5.85	Trapèze	1.60	1.26	3.2	2.52	600.51	444.67	472.90	350.18
	2	3.7	5.85	Trapèze	1.60	1.26						
4-5	1	1.80	3.70	Trapèze	0.83	0.68	1.66	1.36	311.52	230.67	255.22	188.98
	2	1.80	3.70	Trapèze	0.83	0.68						
5-7	1	3.70	4.80	Trapèze	1.48	1.14	2.96	2.28	555.47	411.32	427.86	316.83
	2	3.70	4.80	Trapèze	1.48	1.14						
7-8	1	0.8	3.7	Triangle	0.27	0.20	0.54	0.40	101.34	75.04	75.06	55.58
	2	0.8	3.7	Triangle	0.27	0.20						



2) Suivant le sens transversal :

Travée	panneaux	Lx[m]	ly[m]	Chargement	lm[m]	Lt[m]	$\Sigma LM$	$\Sigma LT$	Moment [KN/ml]		Efforts tranchants [KN/ml]	
									Qu	Qs	Qu	Qs
A-B	1	2.80	5.85	Trapèze	0.76	0.38	0.92	0.99	172.64	127.84	185.78	137.57
	2	1.80	2.80	Trapèze	0.16	0.61						
B-C	1	3	5.85	Trapèze	0.71	1.12	0.96	1.75	180.15	133.40	328.40	243.18
	2	1.80	3	Trapèze	0.25	0.63						
C-D	1	3	5.85	Trapèze	0.71	1.12	0.96	1.75	180.15	133.40	328.40	243.18
	2	1.80	3	Trapèze	0.25	0.63						
D-E	1	3.70	5.85	Trapèze	0.37	1.26	0.84	1.94	157.63	116.73	364.06	269.58
	2	1.80	3.70	Trapèze	0.47	0.68						
E-F	1	3.70	5.85	Trapèze	0.37	1.26	0.84	1.94	157.63	116.73	364.06	269.58
	2	1.80	3.70	Trapèze	0.47	0.68						

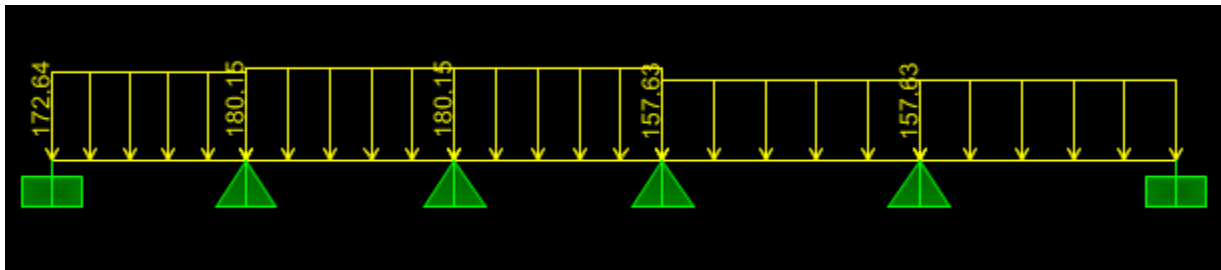
➤ **A). Détermination des efforts :**

Pour déterminer les efforts, on utilise le logiciel **SAP2000**.

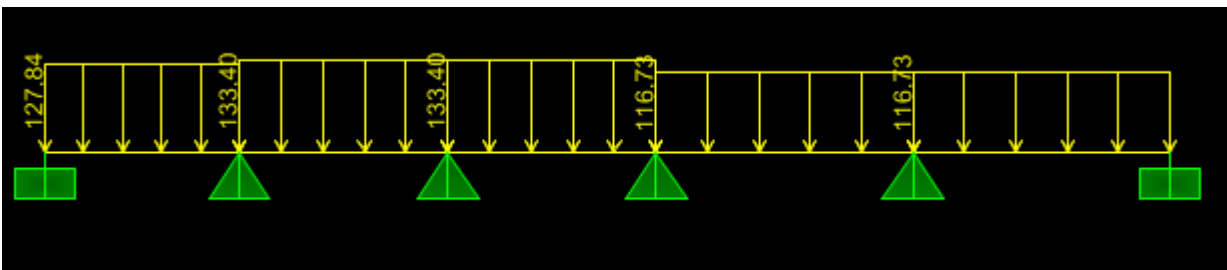
Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

**a). Suivant le sens transversal :**

\* **Charge à L'ELU :**

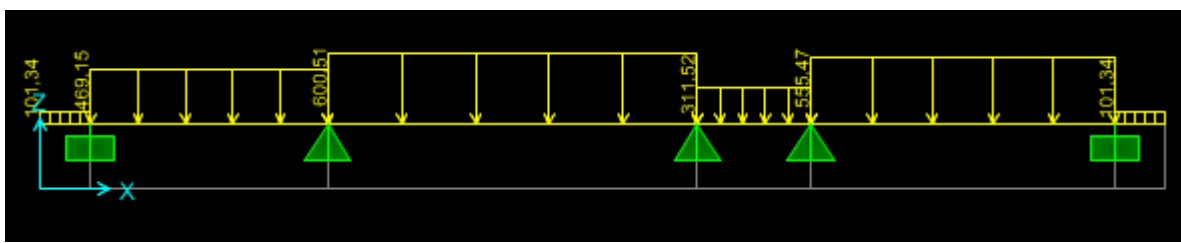


\* **Charge à L'ELS :**

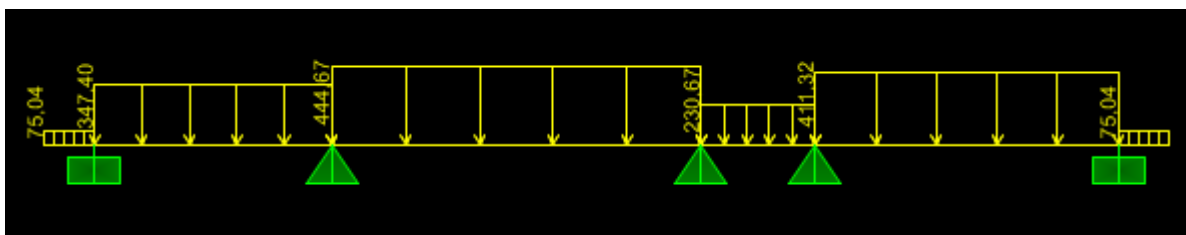


**b). Suivant le sens longitudinal :**

\* **Charge à L'ELU :**



**Charge à L'ELS :**



**B). Calcul du ferrailage des nervures :**

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travées :

**a). Suivant le sens transversal :**✓ **Les efforts tranchants à l'ELU :**

Travées	Efforts tranchants
A-B	247.47
B-C	285.79
C-D	293.39
D-E	300.69
E-F	310.39

✓ **Les moments fléchissant à l'ELU :**

Travées	Moments	
	Travées	Appuis
A-B	55.21	132.35
B-C	77.34	138.56
C-D	59.74	167.55
D-E	103.59	195.57
E-F	93.51	195.57

$$b = 40 \text{ [cm]}; \quad d = 87 \text{ [cm]}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ [MPa]}; \quad \sigma_s = 348 \text{ [MPa]}$$

❖ **Ferraillage suivant le sens transversal:**

	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\beta$	A [cm <sup>2</sup> ]	A adoptée [cm <sup>2</sup> ]
<b>Travée</b>	103.59	0.024	0.988	3.46	8HA10=6.28
<b>Appuis</b>	195.57	0.045	0.977	6.61	8HA10(fil)+3HA10(chap)=8.64

b). **Suivant le sens longitudinal:**✓ **Les efforts tranchants à l'ELU :**

Travées	Efforts tranchants
0-1	81.22
1-2	1237.19
2-3	1745.16
3-4	750.6
4-5	1500.87
5-6	81.22

✓ **Les moments fléchissant à l'ELU :**

Travées	Moments	
	travées	appuis
0-1	8.12	32.48
1-2	917.69	1446.06
2-3	1158.39	1446.06
3-4	1070.32	1376.52
4-5	676.98	1333.39
5-6	8.12	32.49

$$b = 45 \text{ [cm]}; \quad d = 87 \text{ [cm]}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ [MPa]}; \quad \sigma_s = 348 \text{ [MPa]}$$

❖ **Ferraillage suivant le sens longitudinal :**

	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	$\beta$	A [cm <sup>2</sup> ]	A adoptée [cm <sup>2</sup> ]
Travée	1158.39	0.24	0.861	44.45	10HA25=49.10
Appuis	1446.06	0,30	0.816	159.20	10HA25+10HA40=174.80

**Armatures transversales :**

**a) Suivant le sens transversal :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{10}{3} = 3.33 \text{ [mm]}$$

Soit :  $\phi = 10 \text{ mm}$ .

**b) Suivant le sens longitudinal:**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{40}{3} = 13.33 \text{ [mm]}$$

Soit ;  $\phi = 14 \text{ [mm]}$ .

**Espacement des armatures :**

**a) Suivant le sens transversal :**

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t \right\} = \min \{22.5; 120\} = 22.5 \text{ cm} \quad S_t = 15 \text{ [cm]};$$

➤ **En zone courante :**

$$S_t < \frac{h}{2} \Rightarrow S_t < 45 \text{ cm.} \quad S_t = 20 \text{ [cm]};$$

**b) Suivant le sens longitudinal:**

➤ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_t \right\} = \min \{22.5; 480\} = 22.5 \text{ [cm]} \quad S_t = 15 \text{ [cm]};$$

➤ **En zone courante :**

$$S_t < \frac{h}{2} \Rightarrow S_t < 45 \text{ [cm].} \quad S_t = 20 \text{ [cm]};$$

**Armatures transversales minimales :****a) Suivant le sens transversal :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2.7 \text{ [cm}^2 \text{]}$$

Soit :  $A_t = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ [cm}^2 \text{]}$  (1 cadre, 1 étrier)

**b) Suivant le sens longitudinal:**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 3.04 \text{ [cm}^2 \text{]}$$

Soit :  $A_t = 4 \text{ HA } 10 = 3.14 \text{ [cm}^2 \text{]}$  (1 cadre, 1 étrier)

**XI.V1). Vérification à l'ELU****1. Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Sens transversal :  $A_{\min} = 4.2 \text{ [cm}^2 \text{]}$ .

Sens longitudinal :  $A_{\min} = 4.72 \text{ [cm}^2 \text{]}$

Les sections d'armatures adoptées vérifient la condition dans les deux sens.

**2. Vérification contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ [MPa]} \right) = 2.5 \text{ [MPa]}$$

**Suivant le sens transversal:**

$$T_{u \max} = 310.39 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{310.39 \times 10^3}{400 \times 870} = 0.89 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{La condition vérifiée}$$

**.Suivant le sens longitudinal :**

$$T_{u \max} = 1747.16 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{1747.16 \times 10^3}{450 \times 870} = 4.46 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

**➤ Calcul des armatures longitudinal:**

Selon le **BAEL91**, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \theta_t, \frac{b}{10} \right) = \min(25.71, 40, 40) \text{ [mm]}$$

soit  $\phi_t = 14 \text{ [mm]}$

On optera pour deux cadre  $A_t = 4 \text{ HA } 14 = 6.16 \text{ [cm}^2 \text{]}$

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante (**Art.A.5.1,232 / BAEL91**).

$$S_t \leq \frac{A_{ad} \cdot 0,9 \cdot f_e}{(\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28}) \cdot b \cdot \gamma_s}$$

$$S_t = \frac{6.16 \times 0,9 \times 400}{(2.98 - 0.3 \times 2.1) \times 1.15 \times 45} = 18.23 [\text{cm}]$$

**Conclusion :** on prend un écartement constant des armatures longitudinal le long de la nervure pour équilibré les efforts tranchants soit  $S_t = 15 [\text{cm}]$

#### XI.VI).Vérification à l'ELS :

- ✓ Suivant le sens transversal :
- \* Les efforts tranchants a l'ELS :

Travées	Efforts tranchants
A-B	196.70
B-C	215.13
C-D	220.95
D-E	238.35
E-F	234.22

\*Les moments fléchissant a l'ELS :

Travées	Moments	
	Travées	Appuis
A-B	41.60	99.68
B-C	58.23	104.27
C-D	44.91	126.31
D-E	78.20	147.60
E-F	70.55	147.59

• **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{195.57}{78.20} = 2.50$$

$$\alpha = 0,05755 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 1 \Rightarrow \text{Condition - vérifiée}$$

• **En travées**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{103.59}{147.60} = 0.7$$

$$\alpha = 0,05755 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.10 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée alors il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

✓ **Suivant le sens longitudinal :**

\* **Les efforts tranchants à l'ELS :**

Travées	Efforts tranchants
0-1	60.18
1-2	916.24
2-3	1310.02
3-4	555.89
4-5	1111.51
5-6	60.184

\*Les moments fléchissant à L'ELS :

Travées	Moments	
	travées	appuis
0-1	6.02	24.07
1-2	679.61	1070.91
2-3	857.87	1070.91
3-4	792.64	1019.41
4-5	507.06	987.48
5-6	6.02	24.07

#### Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1446.06}{1070.91} = 1.35$$

$$\alpha = 0.2345 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.64 \Rightarrow \text{Condition - vérifiée}$$

- **En travées**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{827.9}{527.9} = 1,57$$

$$\alpha = 0.3486 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.53 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition est alors vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton à l'ELS.

## Chapitre XI : Etude de mur de soutènement.

### I- Introduction :

Afin de stabiliser le talus derrière notre structure et pour faire face au remblai retenu (poussées des terres) ainsi qu'aux charges d'exploitation éventuelles supportées par le remblai, il est nécessaire de prévoir un mur de soutènement en béton armé dont la hauteur est inférieure à 6m.

### II- pré dimensionnement du mur de soutènement :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2 ) pour le mur de soutènement est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

#### 1) Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale

$\sigma_V$  : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = 0.577 \text{ (pour le sable)}$$

Avec :  $K_0$  : coefficient des poussées des terres au repos.

$\varphi$  : angle de frottement interne

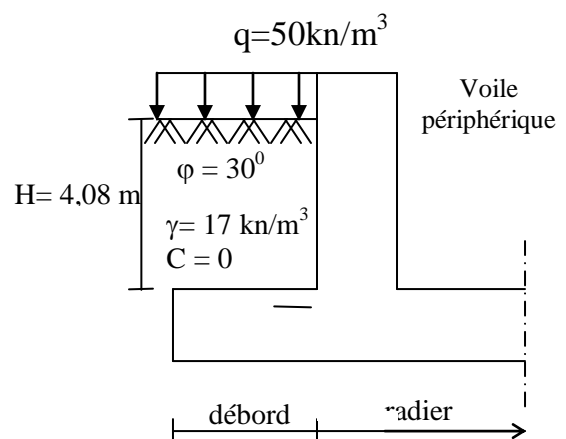
#### 2) Caractéristiques du sol :

Surcharges éventuelles  $q = 50 \text{ kn/m}^2$

Poids volumique des terres  $\gamma = 17 \text{ kn/m}^3$

Angle de frottement interne  $\varphi = 30^\circ$

Cohésion  $c = 0$



#### 3) Calcul des sollicitations :

##### ELU :

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,577 \times 1,5 \times 5 = 4.33 \text{ kn/m}^2$$

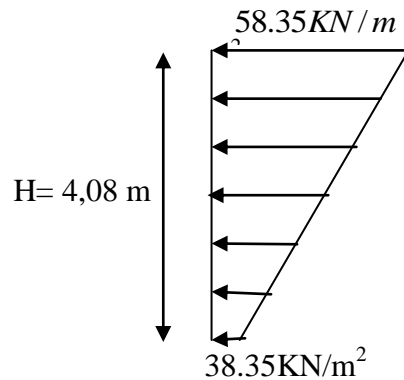
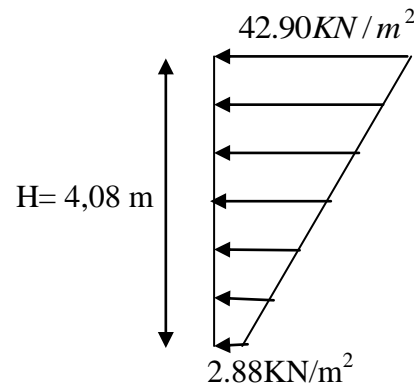
$$h = 4,08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,577 \times (1,35 \times 17 \times 4,08 + 1,5 \times 5) = 58.35 \text{ kn/m}^2$$

**ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,577 \times 5 = 2.88 \text{ kn/m}^2$$

$$h = 4,08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,577 (5 + 17 \times 4,08) = 42.90 \text{ kn/m}^2$$

**4) Diagrammes des contraintes :****ELU****ELS****5) Charge moyenne :**

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 58.35 + 4.33}{4} = 44.84 \text{ kn/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 42.90 + 2.88}{4} = 32.89 \text{ t/ml}$$

**III- Ferrailage du mur de soutènement :****1. Méthode de calcul :**

Le mur de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées des quatre cotés (au niveau des nervures, des poteaux ainsi qu'au niveau du plancher du S-SOL).

**2. Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,85
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
  - 0,3 → appui de rive
  - 0,5 → autre appui

**3. Identification des panneaux :**

$$l_x = 3.70 \text{ m}$$

$$l_y = 4,08 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.70}{4,08} = 0,90 > 0,4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

**4. Calcul des moments isostatiques :**• **ELU :**

$$\rho = 0,90 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0,0458 \times 44.84 \times 3.70^2 = 28.11 \text{ kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,778 \times 28.11 = 21.87 \text{ kn.m}$$

❖ **Correction des moments :**➤ **sens XX :**

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte les moments sur appuis par la valeur 0,5 et en travée par la valeur 0,85.

Aux appuis :  $M_a = -0,5 M_{0x} = 0,5 \times 28.11 = -14.06 \text{ kn.m}$

En travée :  $M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 28.11 = 23.89 \text{ kn.m}$

➤ **Sens YY :**

Aux appuis :  $M_a = -0,5 M_{0y} = 0,5 \times 21.87 = -10.95 \text{ kn.m}$

En travées :  $M_t = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 21.87 = 18.60 \text{ knm}$

• **ELS :**

$$\rho = 0,90 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0458 \\ \mu_y = 0,778 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0,0458 \times 32.89 \times 3.7^2 = 20.62 \text{ knm}$$

$$M_{0y} = 0,778 \times 20.62 = 16.04 \text{ m}$$

❖ **correction des moments :**• **Sens XX :**

Aux appuis :  $M_a = -0,5 M_{0x} = -10.31 \text{ knm}$

En travée :  $M_t = 0,85 M_{0x} = 17.53 \text{ m}$

- **Sens YY :**

Aux appuis :  $M_a = -0,5M_{0x} = -8.02knm$

En travée :  $M_t = 0,85M_{0y} = 13.94kn.m$

### 5. Ferrailage :

#### Détermination des armatures :

H = 20 cm

Sens	zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_U$	$\mu_1$	section	$\beta$	A(cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	e (cm)
XX	Appuis	14.06	0,034 2	0,39 2	SSA	0,98 3	2.42	2	5HA12=5.6 5	20
	Travée	23.89	0,058	0,39 2	SSA	0,97 0	4.16	2	5HA12=5.6 5	20
YY	travée	18.60	0,045	0,39 2	SSA	0,97 7	3.21	2	5HA12=5.6 5	20

d = 17 cm

b = 100 cm

$A_{min} = 0,10\%.b \times H = 2 \text{ cm}^2$  (RPA 2003/ART 10.1.2)

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

$$A_s = \frac{M_u}{\beta.d\sigma_{st}}$$

**Tableau 1- ferrailage du mur de soutènement**

### 6. Recommandations du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum 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 épingles/m<sup>2</sup> de HA8.

### IV- vérification à l'ELS :

- **vérification de la contrainte dans le béton :**

on doit vérifier que :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

$$\alpha = \gamma/d < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

**tableau 2- vérification des contraintes à l'ELS**

sens	zone	Mu(KN.m)	Ms(KN.m)	$\gamma$	$\alpha$	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	obs
XX	Appui	14.06	10.31	1.364	0.033	0.432	vérifiée
	Travée	23.89	17	1.376	0.033	0.438	vérifiée
YY	travée	18.60	13.94	1.334	0.034	0.417	vérifiée

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

• **Vérification de la flèche :**

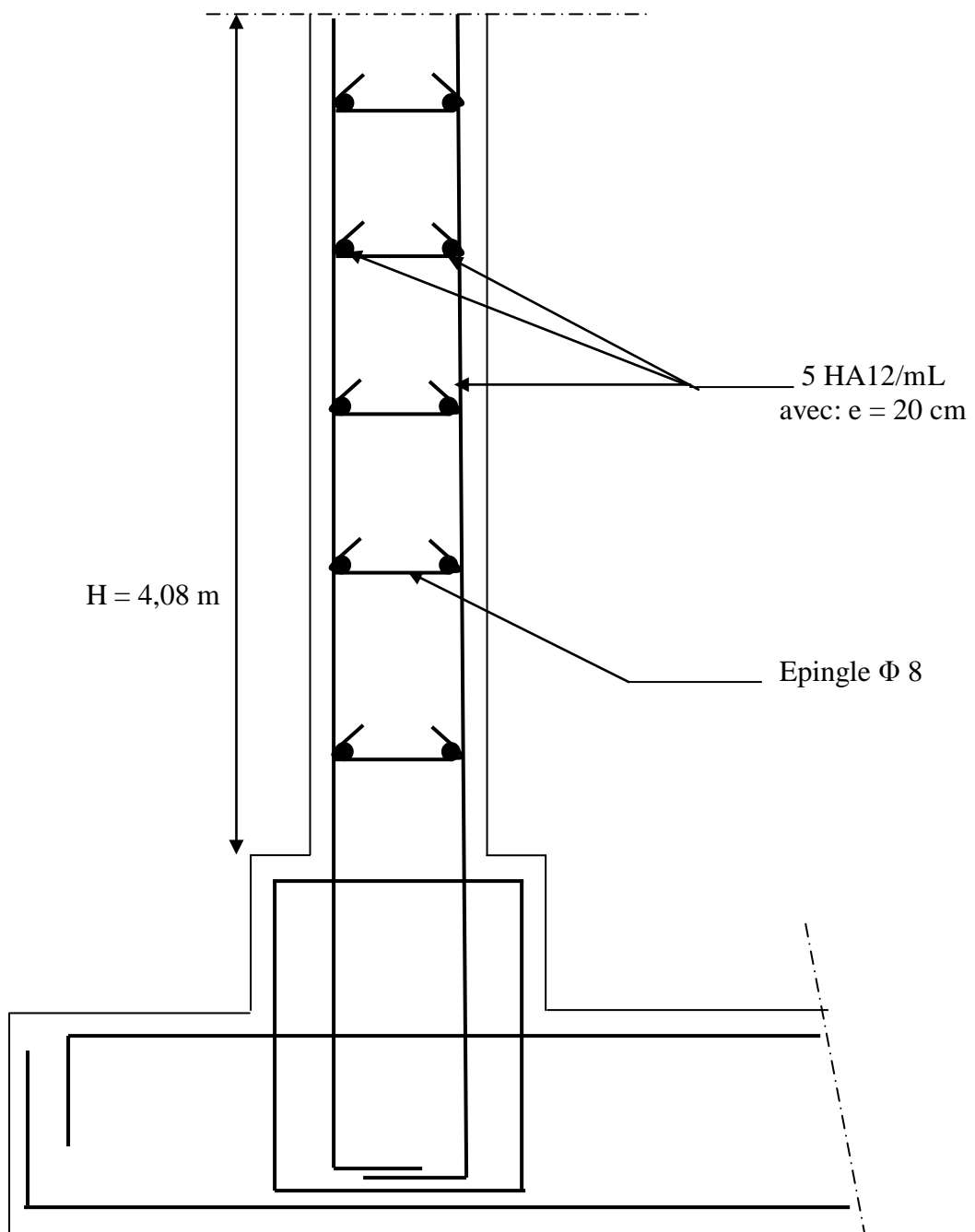
Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l_x} = 0,05 \geq \frac{M_t}{20M_U} = 0,04 \Rightarrow (\text{vérifiée})$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{370} = 0,05 > \frac{M_t}{20M_U} = 0,04 \Rightarrow (\text{vérifiée})$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{4,085}{100 \times 17} = 0,002 < \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow (\text{vérifiée})$$

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



**Ferrailage du mur de soutènement**

---

## 1. Ferrailage des portiques:

### A. Ferrailage des poutres:

Les poutres sont calculées en flexion simple à l'ELU sous les combinaisons les plus défavorables puis vérifiées à l'ELS en tenant compte des conditions et recommandations du RPA.

#### Les recommandations du RPA :

##### ❖ Les armatures longitudinales :

- Pourcentage minimal des armatures sur toute la longueur de la poutre :

$$A_{\min} = 0,5\% (b.h)$$

- Pourcentage maximum d'aciers longitudinaux :

**4% bh** en zone courante.

**6% bh** en zone de recouvrement.

- La longueur minimal de recouvrement est de  $40\Phi$  (zone II).

##### ❖ Les armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_t = 0,003.S_t.d$$

- L'espace maximal entre les armatures transversales :

✓  $S_t = \min (h/4, 12\phi_L)$  en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

✓  $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

$\phi_L$ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui.

**Calcul d'armatures à l'ELU:**

❖ **Armatures longitudinales:**

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et sur appuis résultant des combinaisons de charges les plus défavorables.

• **Calcul du moment réduit ultime:**

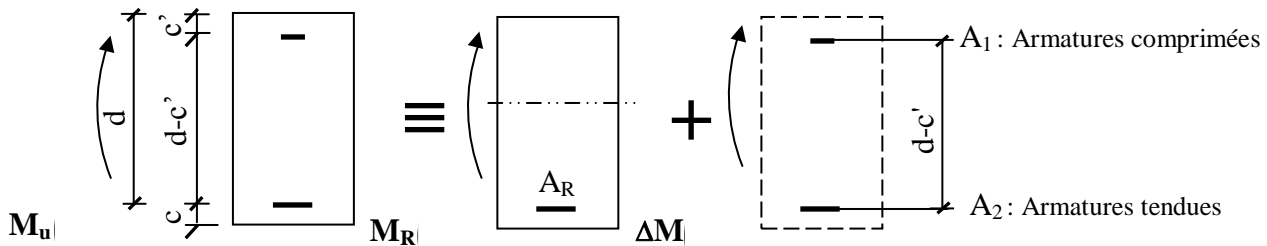
$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} \quad \text{avec :} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{MPa} \quad \text{et} \quad \gamma_b = 1,5.$$

Si:  $\mu_b < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$  section simplement armée (**S.S.A**).

$$A_s = \frac{M_u}{(\beta d f_e / \gamma_s)}$$

Si:  $\mu_b > \mu_R = 0,392 \Rightarrow$  section doublement armée (**S.D.A**).

$$M_u = M_R + \Delta M$$



$$M_R = \mu_R \nu d^2 f_{bc}$$

$$A_R = \frac{M_R}{(\beta d f_e / \gamma_s)}$$

$$A_1 = \frac{\Delta M}{\sigma_{st} (d - c')} \quad \text{et} \quad A_2 = \frac{\Delta M}{\sigma_{st} (d - c')}$$

**N.B :** On ferraille le portique le plus sollicité, puis on opte un même ferrailage pour l'autre portique

### Ferraillage des poutres transversales aux appuis :

Niv	Section (cm <sup>2</sup> )	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>β</sub>	Obs	β	As cal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	As adopté (cm <sup>2</sup> )
10	30×35	47.39	0.124	SSA	0.934	4.86003429	5.25	3HA16+2HA14=9.11
9	30×35	54.76	0.143	SSA	0.923	5.68278519	5.25	3HA16+2HA14=9.11
8	30×35	55.32	0.144	SSA	0.922	5.74712644	5.25	3HA16+2HA14=9.11
7	30×35	55.32	0.144	SSA	0.922	5.74712644	5.25	3HA16+2HA14=9.11
6	30×35	55.32	0.144	SSA	0.922	5.74712644	5.25	3HA16+2HA14=9.11
5	30×35	55.32	0.144	SSA	0.922	5.74712644	5.25	3HA16+2HA14=9.11
4	30×35	55.32	0.144	SSA	0.922	5.74712644	5.25	3HA16+2HA14=9.11
3	30×35	55.32	0.144	SSA	0.922	5.74712644	5.25	3HA16+2HA14=9.11
RDC	30×35	53.61	0.14	SSA	0.924	5.55742151	5.25	3HA16+2HA14=9.11
S.SOL	30×35	69.93	0.182	SSA	0.899	7.45080741	5.25	3HA16+2HA14=9.11

### Ferraillage des poutres transversales en travées :

Niv	Section (cm <sup>2</sup> )	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>β</sub>	Obs	β	As cal (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	As adopté (cm <sup>2</sup> )
10	30×35	38.93	0.102	SSA	0.946	3.94178351	5.25	3HA16=6.03
9	30×35	35.74	0.093	SSA	0.951	3.59975988	5.25	3HA16=6.03
8	30×35	35.67	0.093	SSA	0.951	3.59270943	5.25	3HA16=6.03
7	30×35	35.67	0.093	SSA	0.951	3.59270943	5.25	3HA16=6.03
6	30×35	35.67	0.093	SSA	0.951	3.59270943	5.25	3HA16=6.03
5	30×35	35.67	0.093	SSA	0.951	3.59270943	5.25	3HA16=6.03
4	30×35	35.67	0.093	SSA	0.951	3.59270943	5.25	3HA16=6.03
3	30×35	35.67	0.093	SSA	0.951	3.59270943	5.25	3HA16=6.03
RDC	30×35	32.79	0.086	SSA	0.955	3.28880063	5.25	3HA16=6.03
S.SOL	30×35	45.07	0.118	SSA	0.937	4.60731036	5.25	3HA16=6.03

#### ❖ Condition de non fragilité:

La section minimale d'armatures longitudinales est de:  $A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 30 \times \frac{2,1}{400} = 1,08 \text{ cm}^2$$

La section choisie des armatures dépasse de 20% la section théorique de calcul, la CNF est inutile [BAEL 91].

---

❖ **Vérifications à l'ELS:**

• **Vérifications de la Contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min\{0.13f_{c28} ; 4MPa\} = 3.25 MPa. \quad (\text{Fissuration peu nuisible}).$$

➤ Poutres transversales:  $\tau_u = \frac{94,2 \times 10^3}{300 \times 300} = 1,04 MPa$

➤ Poutres longitudinales:  $\tau_u = \frac{22,4 \times 10^3}{300 \times 300} = 0,25 MPa$

Donc les contraintes sont vérifiées.

• **Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures :**

Pour que les armatures longitudinales inférieures ne soient soumises à aucun effort de traction, on doit avoir :

$$A \geq \frac{1,15}{f_e} \left( |V_u| + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$M_U$  : Moment ultime agissant au droit de l'appui considéré pris avec son signe.

➤ Poutres longitudinales :  $V_u - \frac{Mu}{0,9d} = 22,4 - \frac{23,77}{0,9 \times 0,3} < 0$

➤ Poutres transversales :  $V_u - \frac{Mu}{0,9d} = 94,2 - \frac{69,93}{0,9 \times 0,3} < 0$

Aucune vérification n'est nécessaire.

• **Vérification de l'adhérence des barres :**

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s f_{t28} = 3,15 MPa$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Pour les barres de diamètre isolées ou en paquets.}$$

Poutres longitudinales :  $\tau_s = 0,55 MPa$

Poutres transversales :  $\tau_s = 2,3 MPa$

Donc la contrainte d'adhérence est vérifiée.

---

- **Vérification de la flèche :**

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci après ne sont pas vérifiées

➤ Sens transversal :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{35}{450} \succ \frac{1}{16} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} = 0,077 \succ \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{45,07}{10 \times 113,9} = 0,039 \implies \text{condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b.d} = \frac{6,03}{30 \times 30} = 0,0067 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,011 \implies \text{conditions vérifiées.}$$

➤ Sens longitudinal :

$$1) \frac{h}{L} = \frac{35}{370} \succ \frac{1}{16} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} = 0,095 \succ \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{9,26}{10 \times 63,82} = 0,014 \implies \text{condition vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b.d} = \frac{6,03}{30 \times 30} = 0,0067 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,011 \implies \text{conditions vérifiées.}$$

$\Rightarrow$  Il n'y a donc pas lieu de vérifier la flèche.

- ❖ **Armatures transversales:**

- **Diamètre d'aciers transversaux:**

$$\phi_t \leq \min (h/35, \phi_{\text{Long}}, b/10) = \min( 10\text{mm}, 16\text{mm}, 30\text{mm} ).$$

$$\text{Nous prendrons un cadre est un étrier de : } \phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$$

- **Espacement maximal:**

$$S_t \leq \min (0,9d, 40\text{cm}, 15\phi_{\text{Long}}) = \min(27\text{cm}, 40\text{cm}, 24\text{cm})$$

$$\text{Nous prendrons } S_t = 20 \text{ cm.}$$

- ❖ **Vérification des exigences du RPA:**

- **Espacement d'armatures transversales:**

$$\text{Zone nodale} \Rightarrow S_t \leq \min (h/4, 12\phi_L) \Rightarrow S_t \leq 8,75\text{cm.}$$

$$\text{Zone courante} \Rightarrow S_t \leq h/2 = 17,5\text{cm.}$$

$$\Rightarrow S_t = 7 \text{ cm en zone nodale.}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm en zone courante.}$$

---

❖ **Section minimale d'armatures transversales:**

$$A_t \geq 0,003 S_t \quad b = 0,003.15.30 = 1,35\text{cm}^2$$

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2 > 1,35\text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{f_e \times A_t}{b \times S_t} = \frac{2,01 \times 400}{30 \times 20} > 0,4 \text{ Mpa} \quad (\text{vérifiée}).$$

❖ **Délimitation de la zone nodale :**

$$l' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70\text{cm}$$

**Remarque :** Les premières armatures transversales doivent être déposées à 5cm de l'appui.

**B .Ferrailage des poteaux:**

**Recommandation du RPA 2003**

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  $40\phi$  (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 ferrillés symétriquement.

❖ **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0.8 %** de la section du béton :

**Poteaux P1 (50x65) :**  $A_{s \text{ min}} = 26.00 \text{ cm}^2$

**Poteaux P2(40x60) :**  $A_{s \text{ min}} = 19.20 \text{ cm}^2$

**Poteaux P4(30x30) :**  $A_{s \text{ min}} = 7.20 \text{ cm}^2$

❖ **Pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :

➤ **Zone courante :**

**Poteaux 50x65:**  $A_{s \text{ max}} = 130 \text{ cm}^2$

**Poteaux 40x60:**  $A_{s \text{ max}} = 96 \text{ cm}^2$

**Poteaux 35x55:**  $A_{s \text{ max}} = 77 \text{ cm}^2$

**Poteaux 30x30 :**  $A_{s \text{ min}} = 36 \text{ cm}^2$

---

➤ **Zone de recouvrement :**

**Poteaux 50x65:**  $A_{s \max} = 195 \text{ cm}^2$

**Poteaux 40x60:**  $A_{s \max} = 144 \text{ cm}^2$

**Poteaux 35x55:**  $A_{s \max} = 115.5 \text{ cm}^2$

**Poteaux 30x30 :**  $A_{s \min} = 54 \text{ cm}^2$

❖ **les 'armatures transversales:**

La section d'armatures transversales est donnée par:

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_t \cdot f_e}$$

$V_u$ : Effort tranchant de calcul.

$h_t$ : Hauteur totale de la section de calcul.

$f_e$ : Contrainte limite élastique d'armatures transversales.

$\rho_a$ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$  si  $\lambda_g$  (élancement géométrique)  $\geq 5$  dans la direction considérée.

$\rho_a = 3,75$  si  $\lambda_g < 5$ .

$S_t$ : C'est l'espacement des armatures transversales.

▪  $S_t \leq \min(10\phi_L, 15 \text{ cm}) \Rightarrow$  en zone nodale.

▪  $S_t \leq 15\phi_L \Rightarrow$  en zone courante.

$\phi_L$ : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

**Armatures transversales minimales:**

$A_t / S_t$  en % sera comme suit:

si:  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$ .

si:  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$ .

si:  $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$  interpoler entre les valeurs précédentes.

$\lambda_g = (l_f/a, l_f/b)$ .

Les cadres et les étiers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  minimum.

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

Les poteaux sont calculés à l'ELU selon les deux directions principales puis vérifiés à l'ELS en flexion composée, sous un effort de compression  $N$  et un moment de flexion  $M$ .

Le calcul s'effectuera en considérant les combinaisons suivantes:

$N_{\max}$  et  $M_{\text{corr}}$

$M_{\max}$  et  $N_{\text{corr}}$

$N_{\min}$  et  $M_{\text{corr}}$

• **Calcul du centre de pression :**

$$e = \frac{M}{N}$$

Deux cas peuvent se présenter :

- **Section partiellement comprimée (SPC).**

$$\text{SPC} \Rightarrow e = \frac{M}{N} > \frac{h}{2} - c$$

$$N(d - c') - M_f \leq (0,337h - 0,81c).b.h.f_{bc}.$$

$M_f$ : Moment par rapport au centre de gravité des armatures inférieures.

$$M_f = N.g \text{ avec } g = e + \frac{h}{2} - c.$$

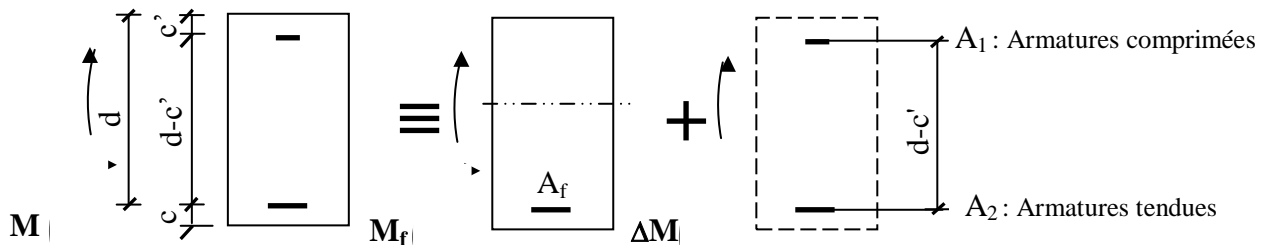
✓ **Calcul des armatures :**

$$\text{SSA} \Rightarrow \mu_f = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} \text{ avec : } f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{MPa} \text{ et } \gamma_b = 1,5.$$

Si:  $\mu_f < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  section simplement armée (**S.S.A**).

La section réelle d'armature est :  $A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}}$  avec  $A_f = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_{st}}$

**SDA**  $\Rightarrow$  Si:  $\mu_f > \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  section doublement armée (**S.D.A**).



$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c').\sigma_{st}} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c').\sigma_{st}}$$

- **Section entièrement comprimée (SEC).**

**SEC**  $\Rightarrow$  dans le cas contraire.

$$e = \frac{M}{N} < \frac{h}{2} - c$$

$$N(d - c') \leq M_f > (0,337h - 0,81c).b.h.f_{bc}.$$

---

Si:  $N(d - c') - M_f > (0,5h - c').b.h.f_{bc}$

$$A_1 = \frac{[M_f - (d - 0,5h).h.b.f_{bc}]}{(d - c').\sigma_{st}} \quad \Rightarrow \quad A_2 = \frac{(N - h.b.f_{bc})}{\sigma_{st}} - A_1$$

$$\text{Si: } N(d - c') - M_f \leq (0,5h - c').b.h.f_{bc} \quad \Rightarrow \quad A_1 = \frac{(N - \Psi.h.b.f_{bc})}{\sigma_{st}} \quad A_2 = 0$$

$$\text{avec } \Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

**Calcul des armatures des poteaux :**

NIV	Sec	Solli	Nu(KN)	Mu(KN.m)	e(m)	(h/2)-c'	Mf(KN.m)	nature	$\mu$	Obs	$\beta$	Acal(cm <sup>2</sup> )	Amin(cm <sup>2</sup> )	As adopté(cm <sup>2</sup> )
3,4,5	35X55	Numax	- 426.479	16.02	- 0.0376	0.245	-88.45	SEC	0.059	SSA	0.969	6.91	15.40	<b>8HA20=25.12</b>
	35X55	Numin	- 2453.68	18.44	- 0.0075	0.245	-582.75	SEC	0.387	SSA	0.738	24.20		
	35X55	Nucor	- 1395.90	84.75	- 0.0607	0.245	-257.26	SEC	0.171	SSA	0.9055	23.45		
RDC ,1,2	40X60	Numax	-184.20	17.62	-0.096	0.27	-32.05	SEC	0.016	SSA	0.992	3.66	19.20	<b>8HA20=25.12</b>
	40X60	Numin	- 1714.10	32.54	- 0.0189	0.27	-430.41	SEC	0.21	SSA	0.881	24.38		
	40X60	Nucor	-696.13	86.16	-0.12	0.27	-104.42	SEC	0.051	SSA	0.9735	14.60		
Ss1,Ss2	50X65	Numax	4.291	0.15	0.034	0.295	1.41	SEC	0.0004	SSA	0.1998	0.20	26	<b>4HA16+4HA25=27.68</b>
	50X65	Numin	-769.11	34.73	-0.045	0.295	-192.28	SEC	0.064	SSA	0.967	12.89		
	50X65	Nucor	-138.08	81.85	-0.592	0.295	-41.01	SPC	0.014	SSA	0.993	2.05		

❖ **Calcul des armatures transversales:**

Les armatures transversales sont disposées dans des plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher tout mouvement de celle-ci vers la paroi.

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales doit être:  $\phi_t \geq \frac{\phi_L^{\max}}{3} = 8.33\text{mm}$ .

Soit :  $\Phi_t = 10 \text{ mm}$

Les armatures longitudinales seront encadrées avec deux cadres de section transversales : **HA10**

**L'espace des armatures transversales :**

- en zone nodale :  $St = \begin{cases} St \leq \min(10\phi; 15\text{cm}) \\ St \leq 10\text{cm} \end{cases} = 10\text{cm}$
- en zone courante :  $St = \begin{cases} St \leq \min(b/2; h/2; 10\phi) \\ St \leq 15\text{cm} \end{cases} = 15\text{cm}$

**Délimitation de la zone nodale :**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; 60\text{cm}\right) = 70\text{cm}$$

❖ **Les vérifications :**

**A. La quantité minimale d'armatures transversales:**

Calcul de l'élançement géométrique  $\lambda_g$ :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \text{ avec } l_f = 0,7l_0 \text{ avec } l_0: \text{Longueur libre d'étage}$$

$$h=3,06\text{m} \Rightarrow l_0=3,06-0,45= 2.61\text{m} \Rightarrow l_f=0,7 \times 2.61= 1.827\text{m}.$$

$$h=3.30\text{m} \Rightarrow l_0=3.30-0,45= 2.85\text{m} \Rightarrow l_f=0,7 \times 2.85= 1.995\text{m}$$

$$h=3.50\text{m} \Rightarrow l_0=3.50-0,45= 3,05\text{m} \Rightarrow l_f=0,7 \times 3.05= 2.135\text{m}.$$

$$h=4,08\text{m} \Rightarrow l_0=4,08-0,45= 3,63\text{m} \Rightarrow l_f=0,7 \times 3.63= 2.541\text{m}.$$

<b>h</b>	<b>Poteaux</b>	35x55	40x60	50x65
<b>3.06</b>	$\lambda_{ga}$	5.22	4.58	3.65
	$\lambda_{gb}$	3.32	3.05	2.81
<b>3.30</b>	$\lambda_{ga}$	5.7	4.99	3.99
	$\lambda_{gb}$	3.62	3.32	3.07
<b>3.50</b>	$\lambda_{ga}$	6.10	5.33	4.27
	$\lambda_{gb}$	3.88	3.55	3.28
<b>4.08</b>	$\lambda_{ga}$	7.26	6.35	5.08
	$\lambda_{gb}$	4.62	4.24	3.91

---

Nous avons  $\lambda_g > 5 \Rightarrow A_t / St.b = 0,3\%$

$$A_{\min} = 0,3\% \cdot St.b = 0,3 \cdot 15 \cdot 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} \quad \text{Donc nous adoptons : } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

### B. Les armatures longitudinales :

- Leur pourcentage minimal est de :

$$A_{\min} = 0,8\% (bxh) = 7,2 \text{ cm}^2 < A = 10,67 \text{ cm}^2$$

- Leur pourcentage maximal est de :

✓ en zone courante :  $A_{\max} = 4\% b.h = 0,04 \cdot 30 \cdot 30 = 36 \text{ cm}^2$

✓ en zone de recouvrement :  $A_{\max} = 6\% b.h = 0,06 \cdot 30 \cdot 30 = 54 \text{ cm}^2$

- La longueur minimale de recouvrement :

$$l_r = 40\phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

On prend :  $l_r = 65 \text{ cm}$

### Vérification à L'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton

➤ **Vérification d'une section partiellement comprimée :**  $e_s > \frac{h}{6}$

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

$y_1$  : la distance entre l'axe neutre à L' ELS et la fibre la plus comprimée ;

$y_2$  : la distance entre l'axe neutre à L' ELS et le centre de pression  $C_P$  ;

$l_c$  : la distance entre l'axe 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 :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6.n.A'_u \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6.n.A_u \cdot \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6.n.A'_u \cdot \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6.n.A_u \cdot \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si  $\Delta \geq 0 : t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t}; y_2 = u - \frac{p}{3u}$

Si  $\Delta > 0 \Rightarrow$  l'équation admet trois racines

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right); y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \times \left[ A_u \cdot (d - y_1)^2 + A'_u (y_1 - d')^2 \right]$$

► **Vérification des contraintes de compression dans le béton (BAEL91 Art .A.4.5.2)**

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_1 \leq \overline{\sigma}_b$$

► **Vérification d'une section entièrement comprimée : ( $e_s < h/6$ )**

On calcule l'aire de la section homogène totale :  $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_1 + A_2)$

On détermine la position du centre de gravité résistante qui est situé à une distance  $X_G$  au dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A_1 \cdot (0,5h - c') - A_2 \cdot (d - 0,5h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_1 + A_2)}$$

On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot \left[ A_1 \cdot (0,5h - c' - X_G)^2 + A_2 \cdot (d - 0,5h + X_G)^2 \right]$$

Les contraintes dans le béton sont données par les formules suivantes :

---

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_g) \left( \frac{h}{2} - X_G \right)}{I}$$
$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_g) \left( \frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$

**Remarque :**

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée. On vérifie que la plus grande de ces contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible du béton.

$\overline{\sigma}_b$

**Vérification à L'ELS :**

Niv	solli	Ns(KN)	Ms(KN.m)	es(cm)	h/6 (cm)	nature	A <sub>1</sub> =A <sub>2</sub>	S (cm <sup>2</sup> )	X <sub>G</sub> (cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>sup</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	σ <sub>inf</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
10	Nsmax	83.65	5.63	4.0252	5	SEC	10.67	1220.1	0	113594.4	0.1130214	0.024099	1.5	vérifiée
	Nsmin	11.92	7.71	35.909	5	SPC	10.67							
	Nscor	51.7	34.61	4.0252	5	SEC	10.67	1220.1	0	113594.4	0.069853	0.014894	1.5	vérifiée
9	Nsmax	181.12	4	1.2036	5	SEC	10.67	1220.1	0	113594.4	0.1772328	0.119661	1.5	vérifiée
	Nsmin	37.14	3.88	7.1219	5	SPC	10.67							
	Nscor	114.44	21	1.2036	5	SEC	10.67	1220.1	0	113594.4	0.1119839	0.075607	1.5	vérifiée
8	Nsmax	278.6	3.87	0.733	5	SEC	10.67	1220.1	0	113594.4	0.2553092	0.201375	1.5	vérifiée
	Nsmin	62.36	3.67	4.0146	5	SEC	10.67	1220.1	0	113594.4	0.084169	0.018052	1.5	
	Nscor	177.16	20.09	0.733	5	SEC	10.67	1220.1	0	113594.4	0.1623495	0.128053	1.5	
7	Nsmax	376.08	3.87	0.5338	5	SEC	10.67	1220.1	0	113594.4	0.3347464	0.281728	1.5	vérifiée
	Nsmin	87.58	3.67	2.8428	5	SEC	10.67	1220.1	0	113594.4	0.1046571	0.038905	1.5	
	Nscor	239.9	20.09	0.5338	5	SEC	10.67	1220.1	0	113594.4	0.2135335	0.179713	1.5	
6	Nsmax	473.56	3.87	0.4197	5	SEC	14.2	1326	0	128844	0.3802749	0.333994	1.5	vérifiée
	Nsmin	112.8	3.67	2.2007	5	SEC	14.2	1326	0	128844	0.1139678	0.056168	1.5	
	Nscor	302.62	20.09	0.4197	5	SEC	14.2	1326	0	128844	0.2430078	0.213433	1.5	
5	Nsmax	571.03	3.87	0.3458	5	SEC	14.2	1326	0	128844	0.4536315	0.407651	1.5	vérifiée
	Nsmin	138.02	3.67	1.7952	5	SEC	14.2	1326	0	128844	0.1329336	0.075241	1.5	
	Nscor	365.35	20.09	0.3458	5	SEC	14.2	1326	0	128844	0.2902374	0.260818	1.5	
4	Nsmax	668.51	3.87	0.5124	5	SEC	14.2	1326	0	128844	0.5440345	0.464276	1.5	vérifiée
	Nsmin	163.24	3.67	1.5159	5	SEC	14.2	1326	0	128844	0.1519162	0.094298	1.5	
	Nscor	428.08	20.09	0.5124	5	SEC	14.2	1326	0	128844	0.3483722	0.297299	1.5	

Suite :

3	Nsmax	766	3.87	0.2558	5	SEC	33.17	1895.1	0	210794.4	0.4181415	0.390259	1.5	vérifiée
	Nsmin	188.46	3.67	1.3118	5	SEC	33.17	1895.1	0	210794.4	0.1170384	0.081853	1.5	
	Nscor	490.81	20.09	0.2558	5	SEC	33.17	1895.1	0	210794.4	0.2679217	0.250056	1.5	
RDC	Nsmax	868	3.04	0.2391	7	SEC	33.17	2595.1	0	500917.2	0.3427616	0.326191	1.5	vérifiée
	Nsmin	217.96	3.09	1.2449	7	SEC	33.17	2595.1	0	500917.2	0.0948231	0.073155	1.5	
	Nscor	558	16.34	0.2391	7	SEC	33.17	2595.1	0	500917.2	0.2203468	0.209694	1.5	
S.SOL	Nsmax	996.78	4.43	0.203	7	SEC	33.17	2595.1	0	500917.2	0.392178	0.376024	1.5	vérifiée
	Nsmin	250.92	4.9	1.0847	7	SEC	33.17	2595.1	0	500917.2	0.1075566	0.085823	1.5	
	Nscor	641.58	24.79	0.203	7	SEC	33.17	2595.1	0	500917.2	0.2524264	0.242029	1.5	

Suite :

Niv	solli	Ns(KN)	Ms(KN.m)	es(cm)	h/6 (cm)	nature	P(cm <sup>2</sup> )	q(cm <sup>2</sup> )	Y2(cm)	Y1(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	$\overline{\sigma}_{bc}$	Obs
10	Nsmin	9.19	3.3	35.9086	5	SPC	-1688.1	-29706.074	49.8	70.7	4573133.88	0.007075	1.5	vérifiée
9	Nsmin	30.61	2.18	7.12186	5	SPC	267.312	-13432.206	20.06	27.96	318439.452	0.053914	1.5	vérifiée

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire, car la fissuration est non préjudiciable.

## **Conclusion**

Nous terminons par une conclusion suivante :

Ce projet de fin d'étude qui consiste l'étude d'un bâtiment à ossature mixte (voile –portique) contreventée par les voiles, est une expérience qui a permis de mettre en application notre connaissance théorique acquise tout au long de notre formation et d'application du logiciel de calcul (SAP 2000).

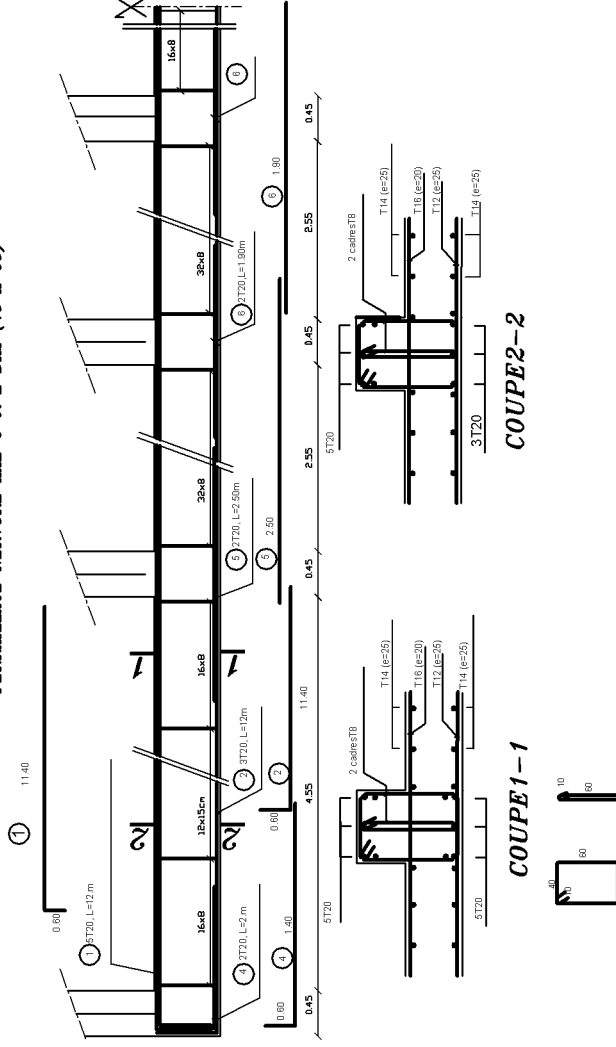
Il nous a permis de voir d'autres méthodes utiles à l'ingénieur en Génie Civil en tenant compte des règlements en vigueur et aussi nous a incité à nous documenter davantage.

Nous souhaitons que ce modeste travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

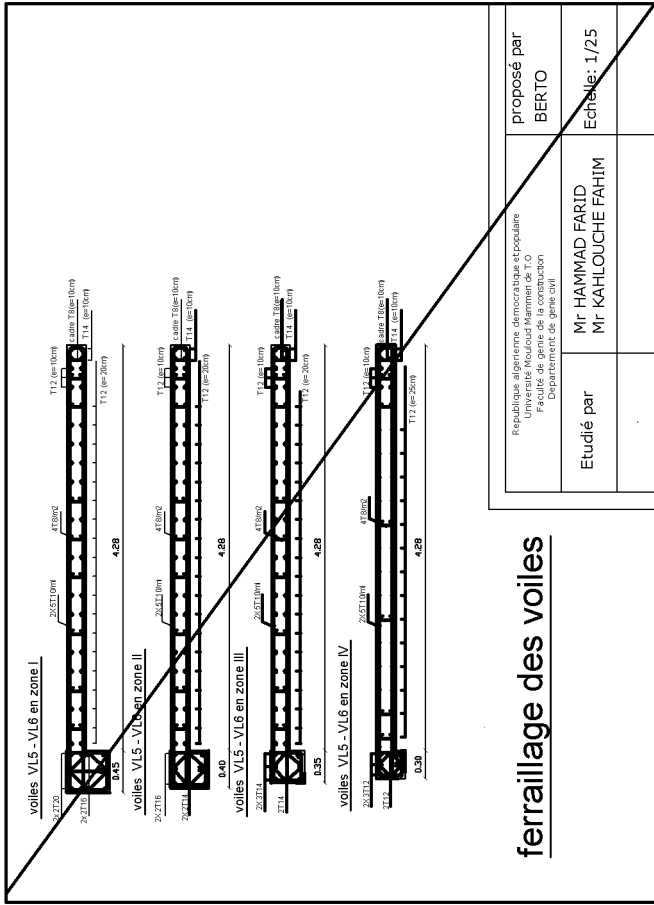
## **BIBLIOGRAPHIE**

- Règles parasismique algérienne RPA99 (version 2003).
- Béton arme BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié99, règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Formulaire de béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVEDOVICI).
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- Cours et TD (Béton I, Béton II et RDM I).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

**FERRAILLAGE NERVURE AXE C et E DIM (45 X 66)**

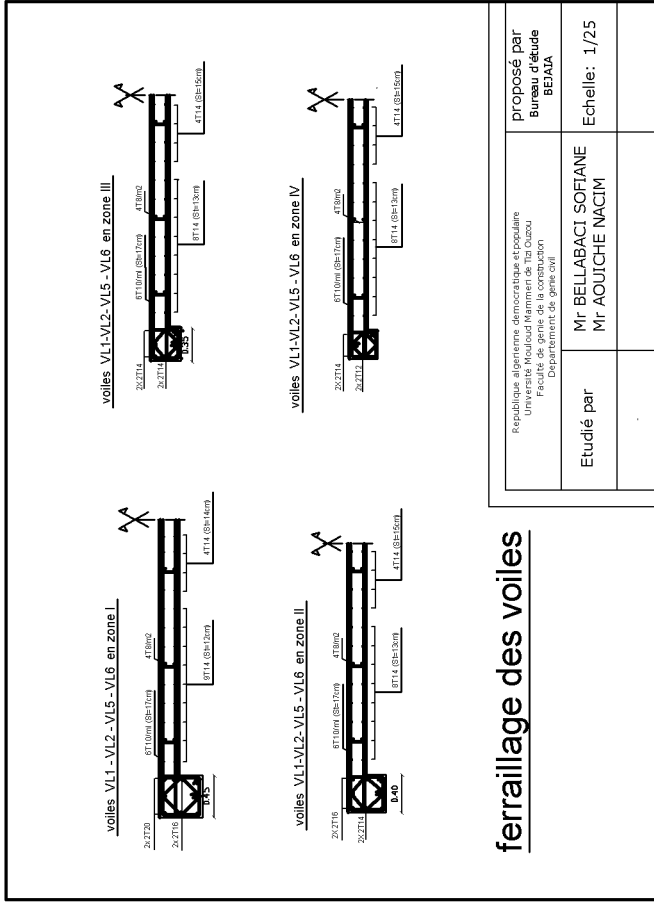


République Algérienne démocratique et populaire Université Moukoud-Mammeri de T.O. Faculté de génie de la construction Département de génie civil		Proposé par BERTO
Etude par Mr: HAMMAD FARTID Mr: KAHLLOUCHE FAHIM	Echelle: 1/25-1/10	



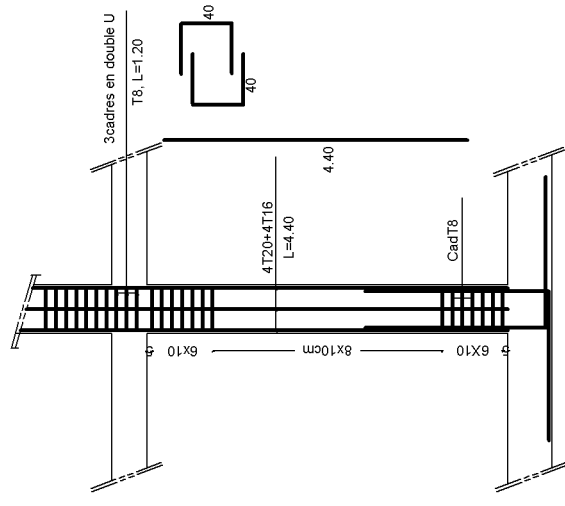
### ferrailage des voiles

Republique algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par <b>BERTO</b>
Etudié par <b>Mr: HAMMAD FARID</b> <b>Mr: KAHLOUCHE FAHIM</b>	Echelle: 1/25	

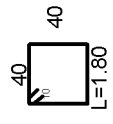
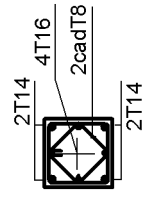


### ferrailage des voiles

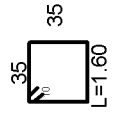
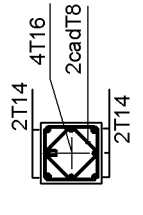
Republique algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil		proposé par <b>Bureau d'étude</b> <b>BEJAA</b>
Etudié par <b>Mr: BELLABACT SOFFIANE</b> <b>Mr: AOUICHE NACTIM</b>	Echelle: 1/25	



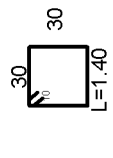
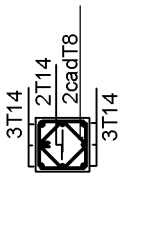
coupe poteau zoneI



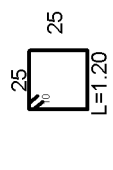
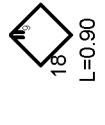
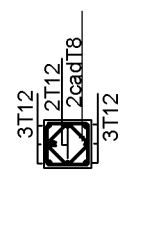
coupe poteau zoneII



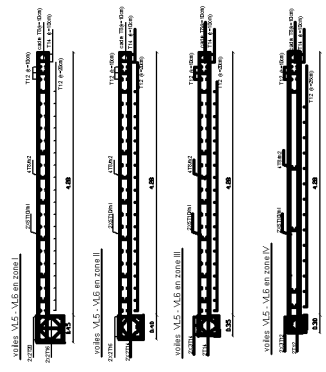
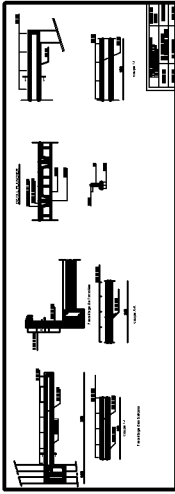
coupe poteau zoneIII



coupe poteau zoneIV

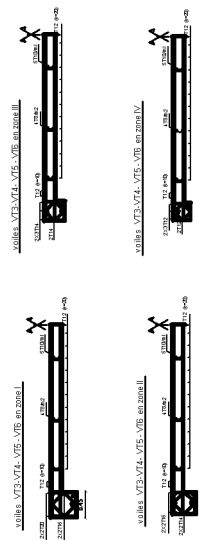


Exemple: Detail d'espacement des cadres des poteaux RDC

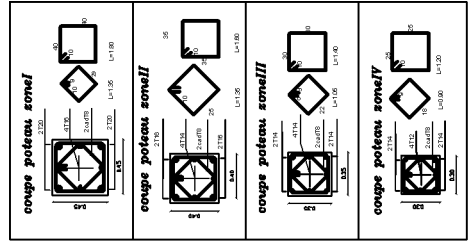


ferrailage des voiles

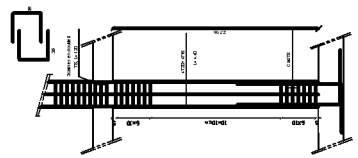
ferrailage des voiles



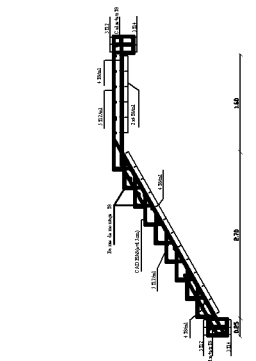
Proposé par BERTO		proposé par BERTO
Etude par M. HAMMAD FARID M. KHALOUCHE FARIM		Echelle: 1/25-1/10
Dirigé par M. CHEHREED		Jun 2006



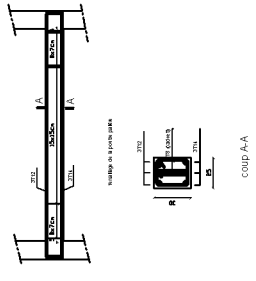
ferrailage des poteaux



ferrailage des poteaux



Ferrailage de l'escalier

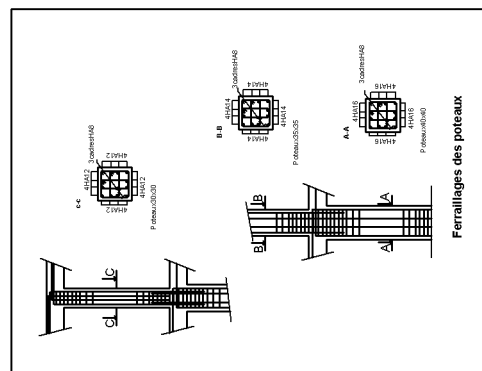
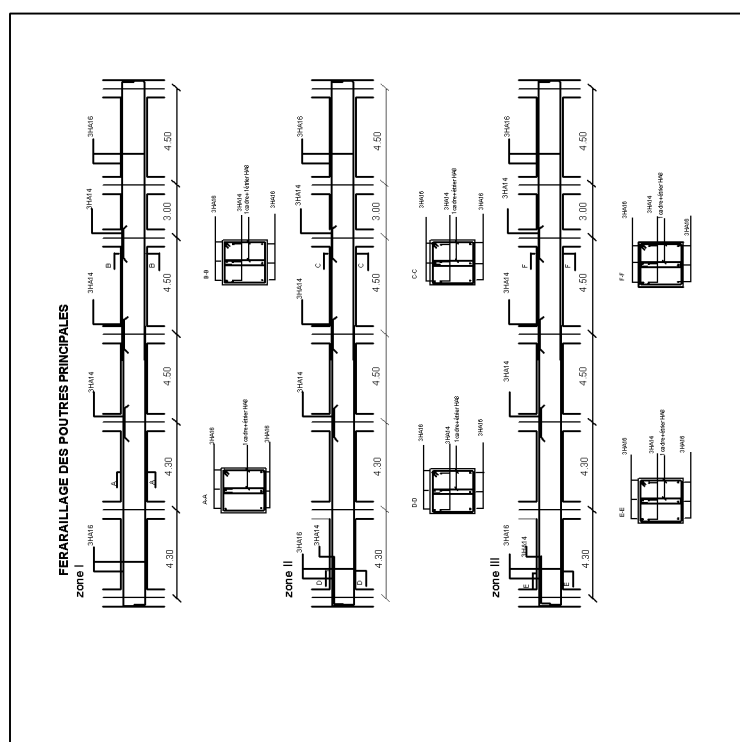
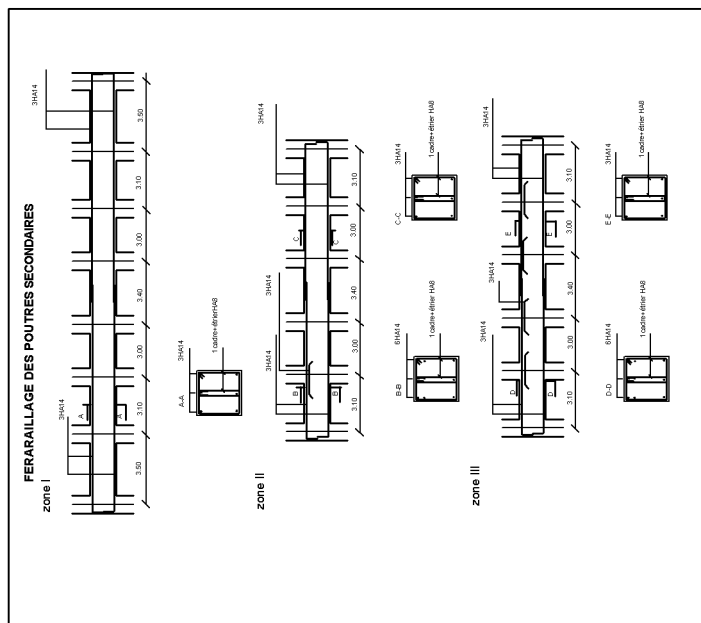


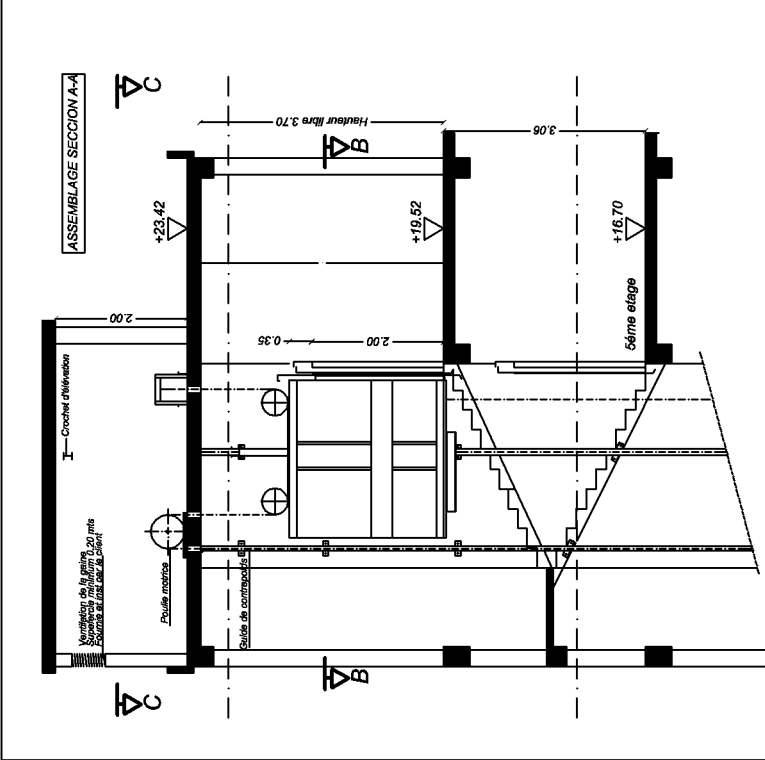
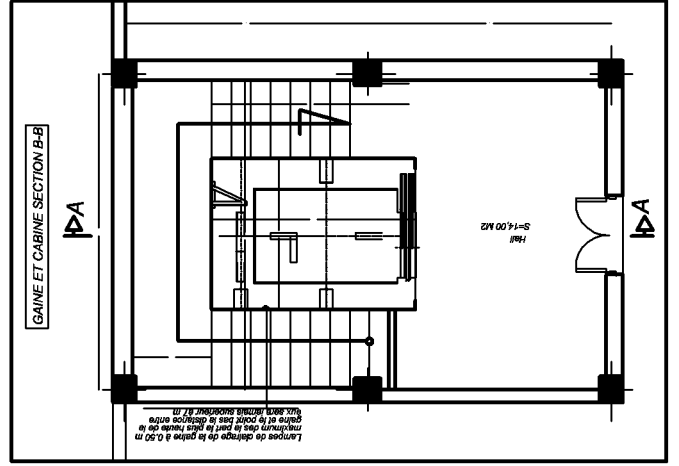
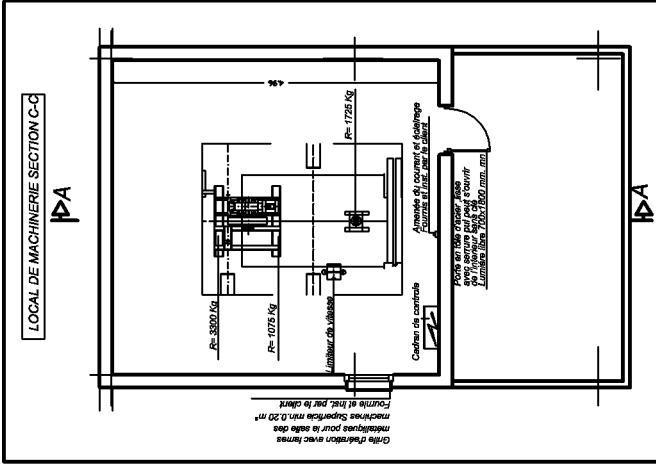
COUP A-A

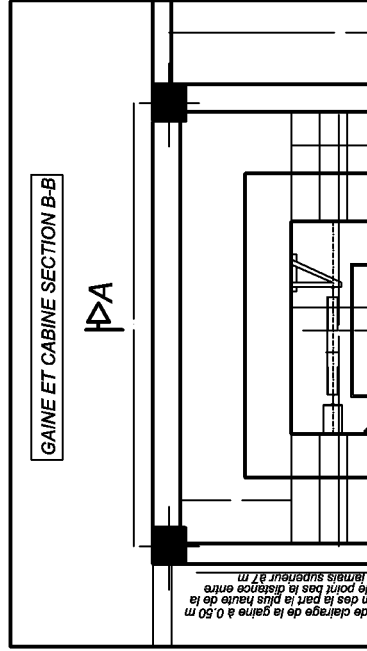
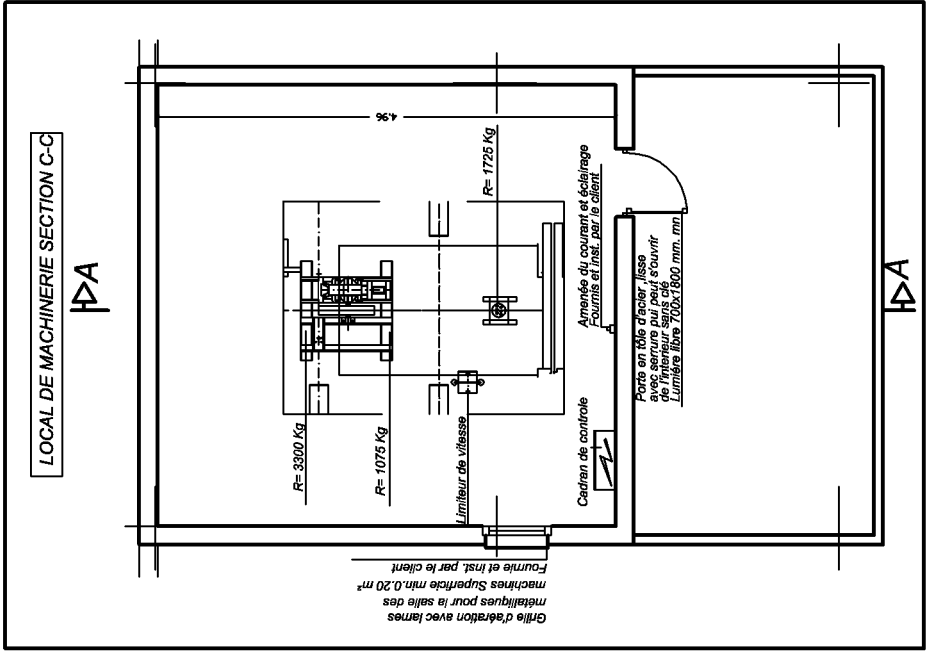
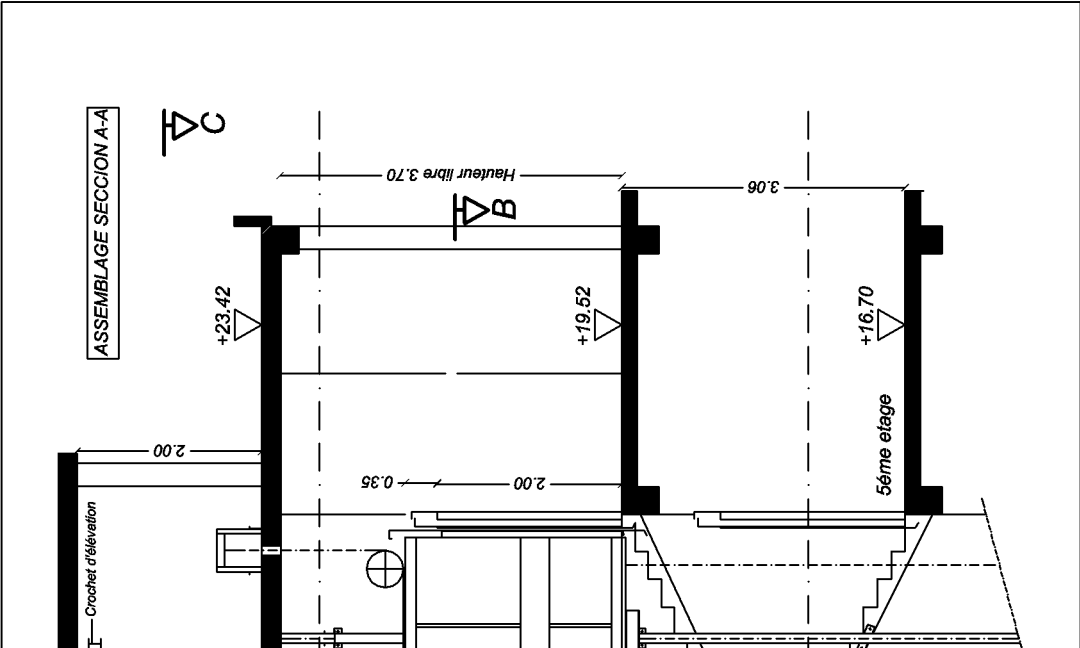
Proposé par BERTO		proposé par BERTO
Etude par M. BELLAÏDI Bouakim Mme BELLABACI Lynda		Echelle: 1/25-1/10
Dirigé par M. BOUMASSA		Jun 2006

Proposé par BERTO		proposé par BERTO
Etude par M. HAMMAD FARID M. KHALOUCHE FARIM		Echelle: 1/25-1/10
Dirigé par M. CHEHREED		Jun 2006

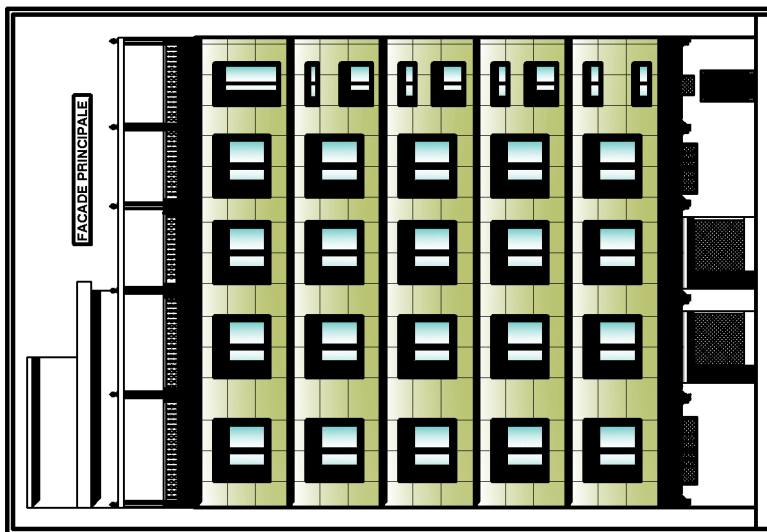
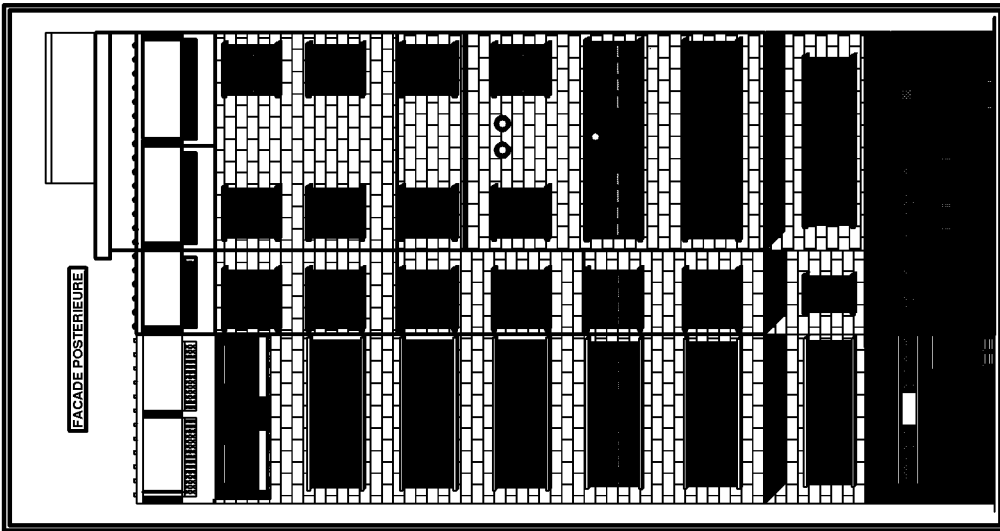
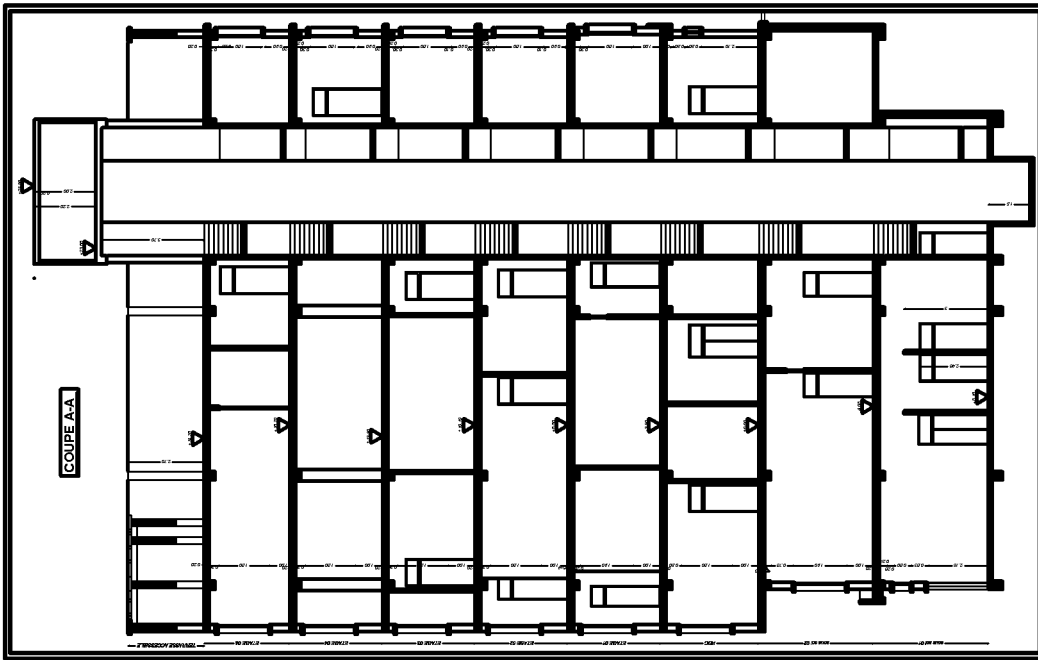








de la cage de la gaine à 0.50 m  
des la part la plus haute de la  
le point bas la distance entre  
l'entree supérieure à 1 m

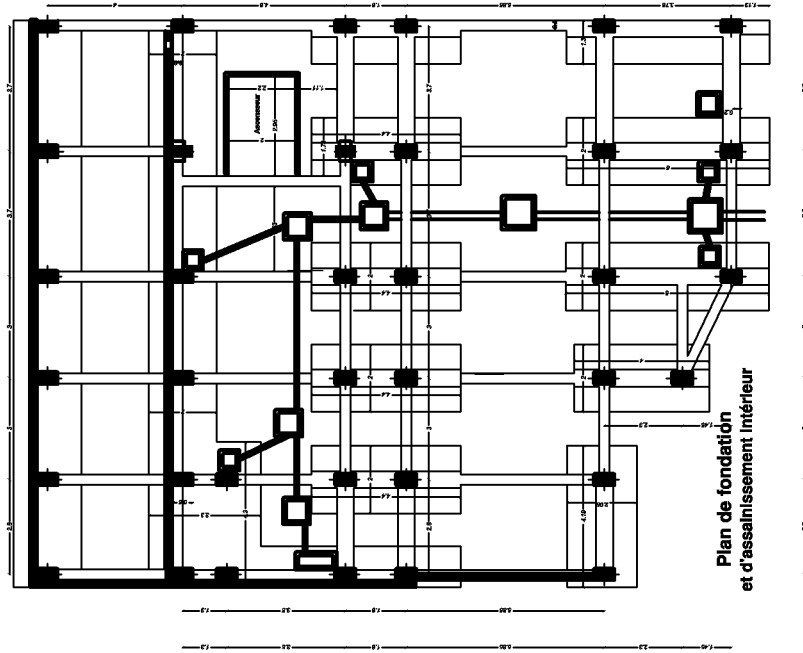




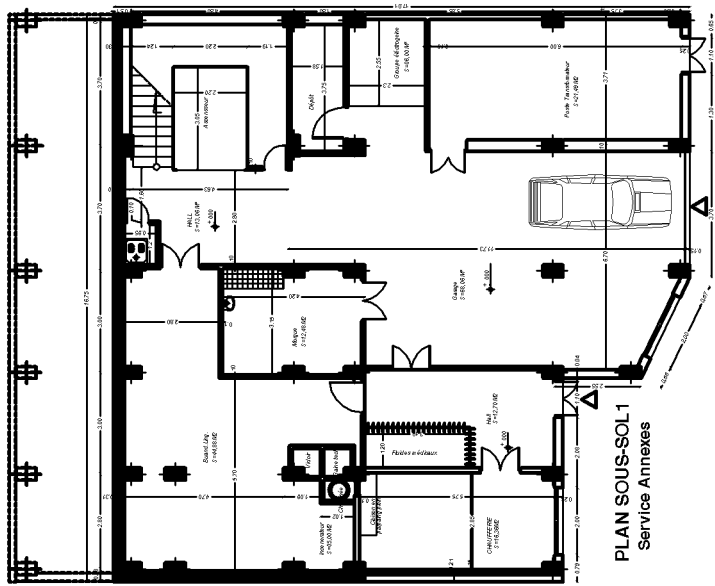


# CLINIQUE MEDICO-CHIRURGICALE

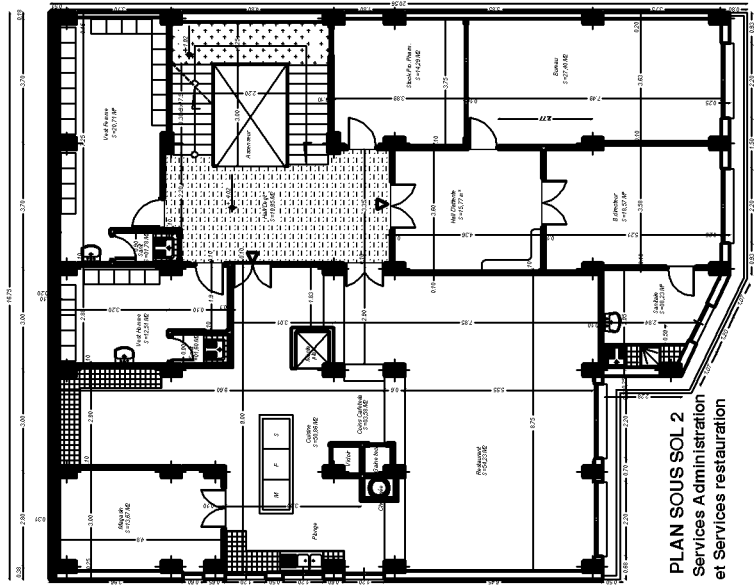
## PLAN DE FONDATION



Plan de fondation  
et d'assainissement intérieur



PLAN SOUS-SOL 1  
Service Annexes



PLAN SOUS-SOL 2  
Services Administration  
et Services restauration

# CLINIQUE MEDICO-CHIRURGICALE

