

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMARI 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 Master d'état  
En Génie Civil  
Option: Construction Civile Et Industriel*

## THÈME

**CALCUL D'UNE TOUR  
(R+11+S-SOLS) À USAGE D'HABITATION  
ET COMMERCIAL AVEC APPLICATION DE  
ETABS (V9.7)**

*Dirigée par :*

*M<sup>me</sup> : BOUBRIT*

*Etudié par :*

*Mr : HAMADI Djamel*

*Promotion 2011/2012*

# Remerciements

*Au terme de ce travail, je tiens à exprimer mon vif remerciements à M<sup>me</sup> Boubrit pour avoir accepté de me diriger pour ce modeste travail, tout au long de l'élaboration du présent mémoire.*

*Je tiens à remercier tous les enseignants de GÉNIE CIVIL qui ont contribué à notre formation*

*Je tiens à remercier aussi le personnel de la bibliothèque de Génie Civil pour leur disponibilité.*

*Mon remerciements à tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire et qui se sont dévoués pour nous venir en aide.*

*Mon remerciements à ma familles et tous les amis (es)*

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

*Merci à tous*

# Dédicaces

***Je dédie ce travail à:***

***Mes très chers parents que dieu me les garde,***

***à Mes chers frères(rezak,mohend,rabah)***

***à Mes très chères sœurs(fadila,djaouida,..etouiza)***

***à Tous mes neveux et toutes mes nièces,***

***à toute la famillehamadi,***

***à tous mes ami(e)s,( kamal,ramdane,achour,idir,  
khaled,amirouche,kamilia,rbiha,nouara... )***

***à toute la promotion2011/2012.***

***HAMADI Djamal.***

# Sommaire

<b><u>Chapitre I</u></b> : description de l'ouvrage .....	1
<b><u>Chapitre II</u></b> : Pré dimensionnement des éléments.....	10
<b><u>Chapitre III</u></b> : Calcul des éléments.....	26
➤ III-1- L'acrotère.....	26
➤ III-2- Les planchers.....	34
➤ III-3- Les escaliers.....	73
➤ III-4- La poutre palière brisée.....	94
➤ III-5- La poutre palière étage courant	104
➤ III-6- Les balcons.....	109
➤ III-7- Les porte à faux.....	115
➤ III-6- La salle machine.....	121
<b><u>Chapitre IV</u></b> : Modélisation de la structure.....	131
<b><u>Chapitre V</u></b> : Combinaison d'action.....	144
<b><u>Chapitre VI</u></b> : Vérification RPA.....	154
<b><u>Chapitre VII</u></b> : Ferrailage des poutres.....	166
<b><u>Chapitre VIII</u></b> : Ferrailage des poteaux.....	176
<b><u>Chapitre IX</u></b> : Ferrailage des voiles.....	190
<b><u>Chapitre X</u></b> : Etude de l'infrastructure.....	204
<b><u>Chapitre XI</u></b> : Etude du mur plaque.....	232

**Conclusion**

**Bibliographie**

**L'annexe**

# Chapitre I

# Déscription de l'ouvrage

## **I) Introduction :**

L'humanité a marqué un grand nombre de catastrophes naturelles notamment les séismes qui causent parfois par leur importances des destructions massives.

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

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

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

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

La prévision de l'ampleur des manifestations sismiques attendues sur le site.

La destination de l'ouvrage.

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

## **I-1) Description de l'ouvrage :**

Le thème de notre mémoire consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'une tour en (R + 11+1 Sous-Sol) à ossatures mixtes, à usage d'habitation et commercial. Cet ouvrage, sera implanté à Draa Ben Khedda willaya de tizi ousou, classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 vérifié 2003) comme une zone de moyenne sismicité (Zone II<sub>A</sub>).

## **I-2) Caractéristiques géométriques :**

La présente structure a pour dimensions :

- Hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère) --- :40.84 m
- Longueur totale du bâtiment----- :26,85 m
- Largeur totale du bâtiment ----- :18,40 m
- Hauteur d'étage courant----- :3,06 m
- Hauteur du RDC ----- :4.08 m
- Hauteur du sous-sol ----- :4,08 m
- Hauteur de l'acrotère ----- :0 ,60 m

## **I-3) Eléments de l'ouvrage :**

### ➤ **Ossature :**

Le contreventement du bâtiment est à ossature mixte, composé de :

- ✚ Poteaux et poutres, formant un système de portiques dans les deux sens transversale et longitudinale, destinés à reprendre les charges et surcharges verticales et une partie des charges horizontales.

- ✚ Des voiles en béton armé disposés dans les deux sens longitudinal et transversal, constituent un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage ainsi ils reprennent une partie des charges verticales.

## ➤ Planchers :

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

### ➤ Planchers en corps creux :

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

### ➤ Dalle pleine en béton armé :

Une dalle d'épaisseur (e) et de longueur et largeur respectivement L et l avec ( $e \ll L$ ).

## ➤ Maçonnerie :

### ➤ Murs extérieurs :

Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur (10+5+10).

### ➤ Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

## ➤ les escaliers :

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

## ➤ Les Revêtements :

Les revêtements utilisés sont :

- Carrelages scelle pour le revêtement horizontale
- Céramiques pour les cuisines et salles d'eaux.
- Enduits plâtres pour les cloisons intérieurs.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

## ➤ Cage d'ascenseur :

Le bloc comporte aussi une cage d'ascenseur réalisée en voiles coulés sur place.

## ➤ les Balcons :

- les balcons sont en dalle pleine.

➤ **le coffrage :**

- Coffrage métallique pour les voiles.
- Coffrage classique en bois pour les portiques.

➤ **la terrasse inaccessible :**

Elle sera réalisé en corps creux avec un système d'étanchéité composé de :

- Forme de pente en béton armé 5%
- Revêtement d'étanchéité multicouche
- Protection lourde (gravier)

➤ **les fondations :**

Elles sont la partie encastré du bâtiment, leur rôle est de reprendre la totalité des charges verticales et horizontales de la structure et les transmettre au sol de façon à :

- Le sol du bâtiment ne se tasse pas.
- Le bâtiment ne se renverse pas.
- Le bâtiment ne se glisse pas contre le sol.

**I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

➤ **Le béton :**

Le béton est composé d'un mélange de ciment, sable, gravier et de l'eau. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment (CPJ 325).

La réalité pratique conduit vers le rapport :

- Eau / ciment = 0,5 cela pour limiter le retrait du béton.

- **Si eau / ciment > 0.5** : un dosage trop élevé en eau, ce qui va conduire à un fort retrait.
- **Si eau / ciment < 0.5** : il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entraînera un mauvais remplissage des moules et une mauvaise étanchéité.

N.B : Pour maintenir E/C = 0.5, il y a lieu d'ajouter des adjuvants.

➤ **Résistance caractéristique à la compression**

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, dite : résistance caractéristique à la compression, notée  $f_{c28}$ . Cette résistance est mesurée sur des cylindres normalisés (de diamètre  $\varnothing = 16$  cm, hauteur  $h = 32$  cm).

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

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

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

Pour le présent projet le (BAEL 91 ) nous a permis d'adopter pour les ouvrages d'habitation et commerce une résistance caractéristique pour le béton à la compression :

- $f_{c28} = 25$  MPA.

➤ **Résistance caractéristique à la traction** :(Art A-2 12 BAEL91)

Conventionnellement elle est définie de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06.f_{c28} \quad \text{MPa} \quad \text{donc } f_{t28}=2.1\text{MPa}$$

➤ **Contraintes limites de béton:**

○ **4.1.3.1 : Les états limites**

On appelle état limite, un état particulier au –delà duquel l'ouvrage ou un de ses éléments ne satisfait plus les conditions pour lesquelles il a été conçu. Les états limites satisfait strictement aux conditions de (stabilité, résistance, déformations) sous l'effet des actions extérieures sous formes (force, moment, couple) .

**Etat limite ultime (ELU) :**

Il correspond à la résistance maximale des éléments sans risque d'instabilité :

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante (Art. A.4.3.41, BAEL 91):

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1,15$  si la situation est accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$  si la situation est courante.

$\theta$  : Coefficient d'application

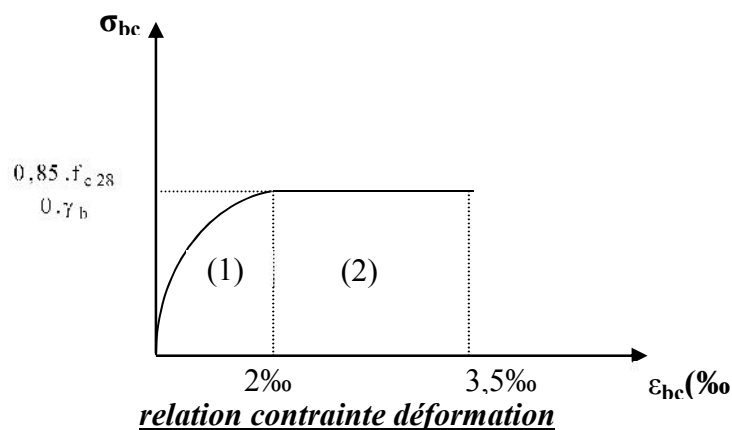
$\theta = 1$  lorsque  $j > 24$  heures ;

$\theta = 0,9$  lorsque  $1 < j < 24$  heures ;

$\theta = 0,85$  lorsque  $j < 1$  heure

○ **A l'ELU :**

La relation contrainte déformation est illustrée dans la figure ci-dessus.



$\epsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression

**✚ État limite de service (ELS) :**

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des contraintes ne sont plus satisfaites.

On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par (Art. A.4.5.2, BAEL 91) :

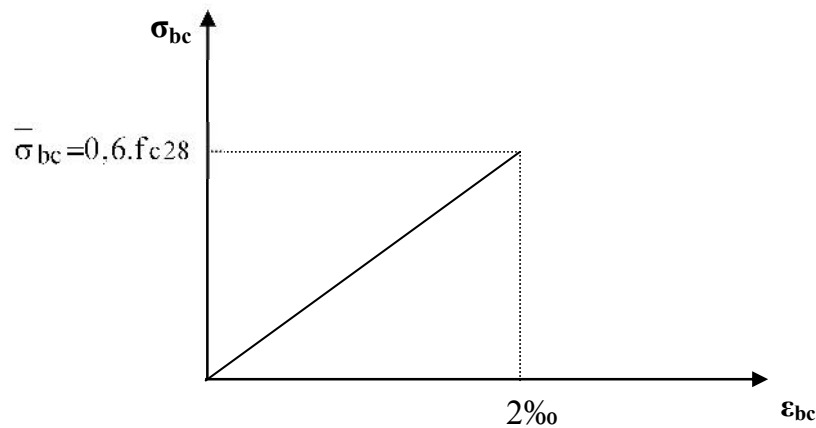
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{cj}$$

Dans notre cas :

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

**b : A l'ELS :**

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire. La relation contrainte déformation est illustrée dans la figure suivante :



**Diagramme contrainte déformation du béton (ELS).**

○ **4.1.3.2 : Contrainte limite de cisaillement :**

Elle est donnée par la formule suivante (Art. A.5.1, BAEL.91) :

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

$V_u$  : Effort tranchant dans la section étudiée (ELU).

$b$  : largeur de la section.

$d$  : hauteur utile.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes : (Art. A.5.1, BAEL.91)

-Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\tau_u = \min ( 0,10f_{c28} ; 4\text{Mpa} )$

-cas de fissuration préjudiciable :  $\tau_u = \min ( 0,13 f_{c28} ; 5 \text{ Mpa } )$

➤ **Module d'élasticité :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

○ **Module d'élasticité instantané :** (Art A – 2 .1. 21 BAEL91)

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

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

Avec :  $f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$

$$\Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPA.}$$

○ **Module d'élasticité différée :** (Art A – 2.1.22 BAEL91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec :  $f_{c28} = 20 \text{ MPA.}$

$$\Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

○ **Module d'élasticité transversale :**

$$G = E / 2 (1+\nu)$$

Avec:  $G = 13400 \text{ MPA.}$

E : Module de Young,

$\nu$ : Coefficient de Poisson.

○ **Coefficient de poisson :**(Art A.2 1 3 BAEL91)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

➤  $\nu = 0.2$       béton non fissuré (ELS)

➤  $\nu = 0$       béton fissuré (ELU)

❖ **Les aciers :**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

➤ **Caractéristiques des aciers utilisés :**

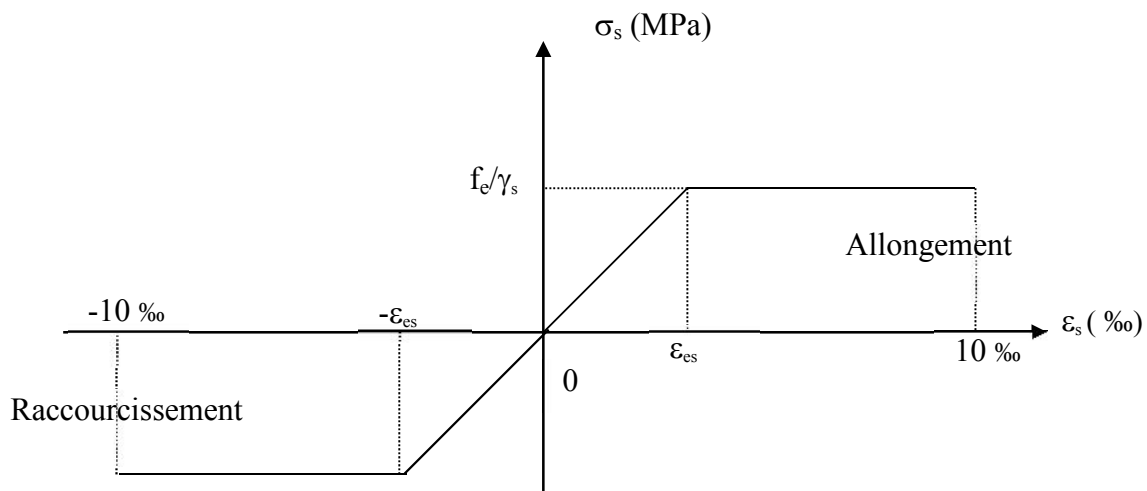
Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (Φ<6)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

➤ **module d'élasticité longitudinal :**

Il est noté ( $E_s$ ), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.  
 $E_s = 200000 \text{ MPa}$ .

➤ **Diagramme contrainte déformation de calcul :**

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant.



***Diagramme contraintes déformations***

➤ **Limite d'élasticité :**

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

Avec :

- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité
- $\gamma_s = 1,15$       En situation durable
- $\gamma_s = 1,00$       En situation accidentelle

➤ **La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S :**

Il est indispensable de limiter l'ouverture des fissures dans le béton (risque de corrosion des aciers) ; on distingue trois cas de fissuration :

- **Fissuration peu nuisible** : (BAEL9 / Art 4-5-32)

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

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

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \quad \text{MPa}$$

- **Fissuration très préjudiciable** : (BAEL91 / Art 4-5.34)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e , 90 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \text{ en MPa}$$

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

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

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

# Chapitre II

# Pré-dimensionnement

**II-1) Introduction :**

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux que les constituants, nous passerons aux pré dimensionnement des éléments.

**II-2) Pré-dimensionnement des éléments :**

❖ **Les planchers :**

Un plancher est une aire généralement plane, qui 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 éléments porteurs.
- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique.

➤ **Plancher en corps creux :**

Ce sont des planchers constitués de table de compression, de poutrelles et de corps creux, leur rôle principal 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 tâches, 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 suivantes :

$$h_{tp} \geq L/22.5$$

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

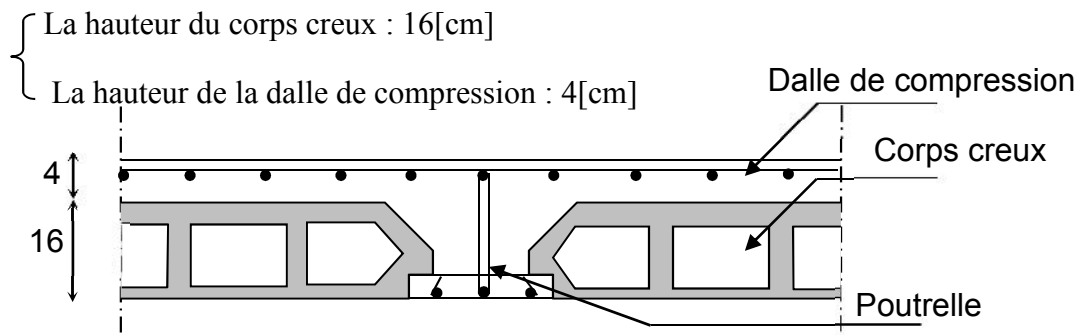
$L$  : longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles

Dans notre cas :  $L = 4.55 - 0,30 = 4.25 \text{ m}$

Ce qui nous donne :  $h_{tp} \geq 4.25/22,5 = 18,88 \text{ (cm)}$

Donc :  $h_t = 20 \text{ cm}$

Soit : (16+4) qui sera valable Pour tous les étages courants



*Schéma descriptif d'un plancher courant.*

➤ **Plancher en dalle pleine :**

○ **Condition de résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle pleine des balcons et porte à faux sera déterminée par la résistance à la flexion. Dans notre cas la dalle est considérée comme un porte à faux, sa hauteur doit satisfaire la condition suivante :

$$e_1 \geq \frac{L}{10}$$

Avec :

$e_1$  : la hauteur totale de la dalle.

$L$  : la largeur de porte à faux.

Dans notre cas :  $L = 120 \text{ cm}$ .  $e_1 = 12 \text{ cm}$ .

○ **La résistance au feu :**

Pour deux heures d'exposition au feu l'épaisseur minimale d'une dalle pleine est de 11cm  
 $e_2 = 11 \text{ cm}$

○ **L'isolation acoustique :**

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

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

$$\text{Pour } M > 200 \text{ Kg/m}^2 \mapsto L = 15 \log M + 9$$

$$M = \rho \times V \quad V = M / \rho$$

$$V = e_3 \times l \times l \quad e_3 = M / \rho$$

$M$  : la masse du plancher

$V$  : le volume du plancher

$\rho$  : la masse volumique du béton =  $2500 \text{ Kg/m}^3$

Donc pour avoir le confort acoustique de notre dalle, une masse surfacique est exigée

$$M = 350 \text{ Kg/m}^2. \quad e_3 = \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} \quad e_3 = 14 \text{ cm}$$

**Donc on adoptera une dalle de  $e = 15 \text{ cm}$  d'épaisseur.**

➤ **Les poutres :**

La poutre est destinée à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données par référence au BEAL 91 comme suit :

- $h_t$  hauteur comprise entre  $L/10 \leq h_t \leq L/15$ .
- $b$  largeur comprise entre  $0,4h_t \leq b \leq 0,7 h_t$ .
- $L$  : portée libre de la poutre.

Dans les constructions en béton armé on distingue deux types de poutres :

- poutres principales (ou porteuses).
- poutres secondaires (ou de chaînage)

➤ **poutres principales :**

✓ **Hauteur :**

○  $L=5.00-0.30=4.70 \text{ m}$

D'où :  $470/15 \leq h_t \leq 470/10 \Rightarrow 31.33 \leq h_t \leq 47 \text{ cm}$

On prendra comme hauteur  $h_t$  pour les poutres principales, et pour des raisons de sécurité

$h_t = 40 \text{ cm}$

✓ **Largeur :**

$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

Ce qui donne dans notre cas :

○  $0.4 (40) \leq b \leq 0.7 (40) \Rightarrow 16 \leq b \leq 28 \text{ cm}$

○  $b = 30 \text{ cm.}$

➤ **poutres secondaires :**

✓ **Hauteur :**

○  $L=4.55-0.30=4.25 \text{ m}$  pour les poutres secondaires.

D'où :  $425/15 \leq h_t \leq 425/10 \Rightarrow 28.33 \leq h_t \leq 42.5 \text{ cm}$

On prendra comme hauteur  $h_t$  pour les poutres secondaires, et pour des raisons de sécurité

$h_t = 35 \text{ cm}$

✓ **Largeur :**

$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

Ce qui donne dans notre cas :

○  $(35) \leq b \leq 0.7 (35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$

○  $b = 30 \text{ cm.}$

❖ **Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-5-1) :**

○ **Poutres principales :**

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$

$h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$

$h_t/b = 40/30 = 1.33 \leq 4$

⇒ Conditions vérifiées

○ **Poutres secondaires :**

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$

$$h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$h_t/b = 35/30 = 1.16 \leq 4$$

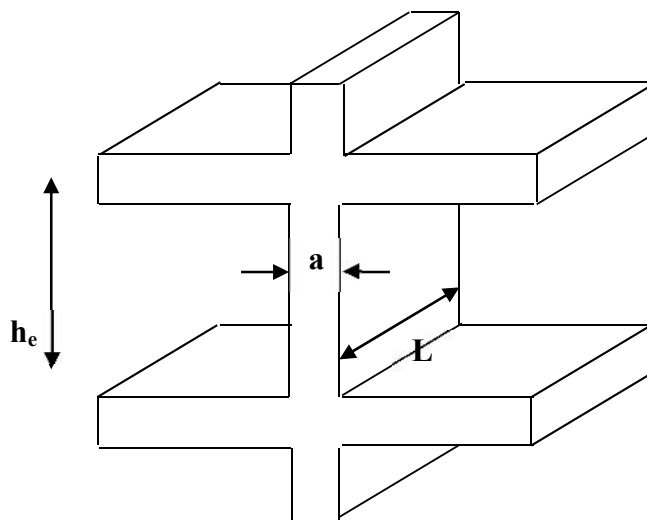
⇒ Conditions vérifiées.

Donc on opte pour :

- **Poutres principales** :  $(b \cdot h) = (30 \cdot 40)$
- **Poutres secondaires** :  $(b \cdot h) = (30 \cdot 35)$

➤ **Les voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés, d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales. Le Pré dimensionnement se fera conformément à (RPA 99 version 2003) :



❖ **Epaisseur du voile :**

Le pré dimensionnement des voiles de contreventement sera conforme au RPA 99 qui exige les conditions suivantes :

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

○ **Pour Rez-de chaussée et sous-sol :**

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

$$a = h_e / 20.$$

$$a = 388 / 20 = 19.4 \text{ cm.}$$

○ **Pour étages courants :**

$$h_e = 3.06 - 20 = 286 \text{ cm.}$$

$$a = h_e/20.$$

$$a = 286 / 20 = 14.3\text{cm.}$$

On prend l'épaisseur de voile  $a = 20 \text{ cm}$

❖ Largeur du voile :

Les voiles de contreventements doivent satisfaire la condition suivante :

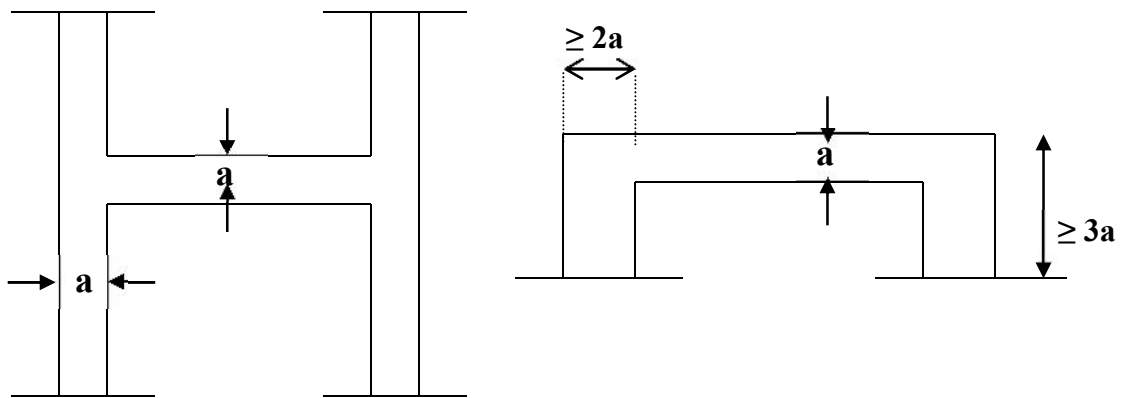
$$L_{\min} \geq 4a$$

Avec :

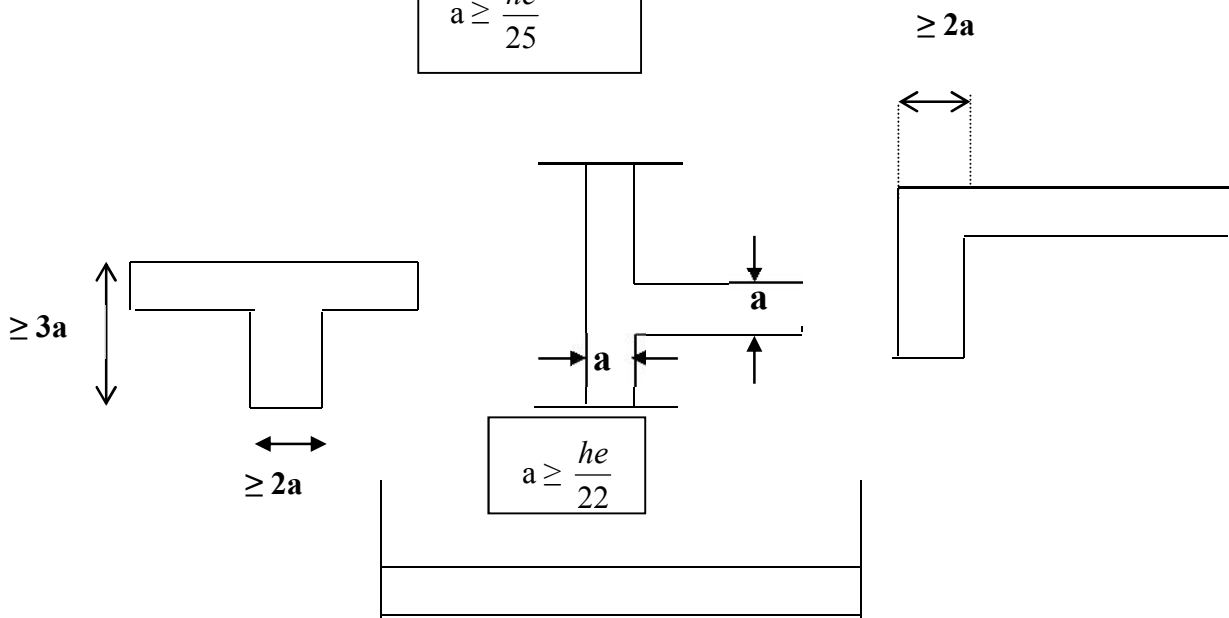
L : largeur du voile.

a : épaisseur du voile.

$L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm.} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.



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



$$a \geq \frac{h_e}{22}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

*Coupe des voiles en plan.*

➤ **Les poteaux :**

Les poteaux seront pré dimensionné à L'ELS en considérant un effort de compression axial  $N_S$ , qui sera repris uniquement par la section du béton.

La section du poteau à déterminer est donnée par la relation suivante :  $S \geq N_S/\sigma$

Avec :

$N_S$  : effort de compressions revenant au poteau qui est considéré égal à  $(G+Q)$

$\sigma_{bc}$  : contrainte admissible du béton à la compression simple

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

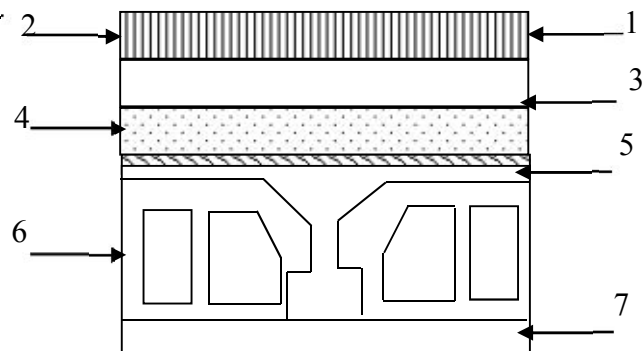
L'effort normal  $N_S$  sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du BAEL 91

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment, qui seront données par le tableau suivant :

✚ **Les charges permanentes :**

Dans notre cas on calculera les charges correspondantes aux planches terrasse ; étages courants; porte à faux ; murs extérieures et intérieures et l'acrotère.

❖ **plancher terrasse (inaccessible).**



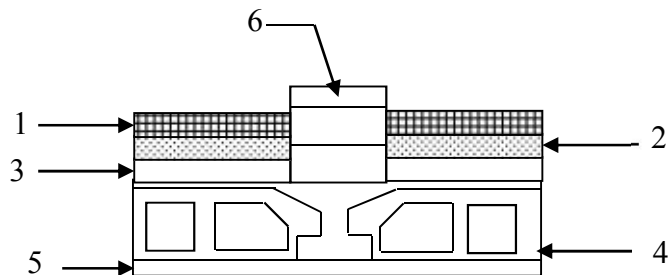
*Eléments constituant le plancher terrasse*

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

Tableau: Valeur de la charge permanente  $G_t$  du plancher terrasse :

N°	Désignation	Epaisseur en (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Formes de pentes	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	/	/	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Dalle à corps creux	0.16+0.04	14	2.8
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
				<b><math>G_t=05.68</math></b>

❖ étage courant :



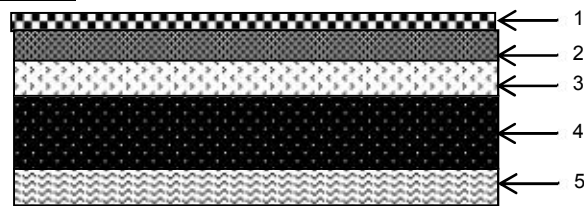
*Elément constituant les planches d'étage courant*

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

Tableau : Valeur de la charge permanente  $G_c$  de l'étage :

Valeur i	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Charge $G_t$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	22	0.02	0.44
2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
3	Couche de sable	18	0.02	0.36
4	Dalle en corps creux	14	0.2	2.8
5	Enduit en plâtre	12	0.02	0.24
6	Cloison de séparation	/	/	1
				<b>Totale <math>G_t= 5.24</math></b>

❖ Planchers dalle pleine :



*Coupe transversale de la dalle pleine*

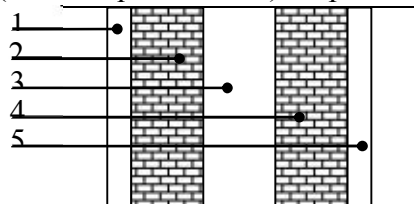
La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

Tableau : Valeur de la charge permanente  $G_t$  de la dalle pleine :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
<b><math>G_t = 5.31 \text{ KN/m}^2</math></b>				

❖ Mur extérieur :

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 25 cm.



*Coupe verticale d'un mur extérieur*

Tableau Valeur de la charge permanente  $G$  du mur extérieure :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	$G$ (KN / m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.1	9	0.9
3	Lamme d'air	0.05	/	0
4	Briques creuses	0.1	9	0.9
5	Enduit plâtre	0.02	12	0.24
<b>G Total</b>				<b>2.4</b>

❖ Mur intérieur :

Tableau : Valeur de la charge permanente de la maçonnerie (mur intérieur) :

N°	Eléments	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	épaisseur	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	12	0.04	0.48
2	Brique creuse	9	0.1	0.9
<b>Totale <math>G_t=1.38</math> KN/m<sup>2</sup></b>				

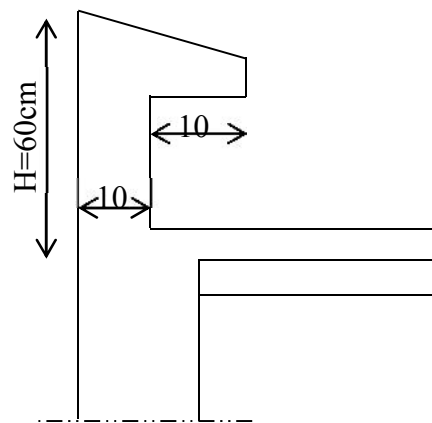
❖ L'acrotère :

On se basant sur les dimensions de l'acrotère dans le schéma illustré dans la figure ci-dessous, nous pouvons déterminer la charge permanente correspondant.

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

$$G_{acr} = 25 \left[ (0.5 \times 0.1) + (0.08 \times 0.2) + \left( \frac{0.02 \times 0.2}{2} \right) \right]$$

❖  $G_{acr}=1.7$  KN/ml.



*Coupe verticale de l'acrotère*

❖ Les charges d'exploitations :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (articles 7.2.1 et 7.2.2) comme suit :

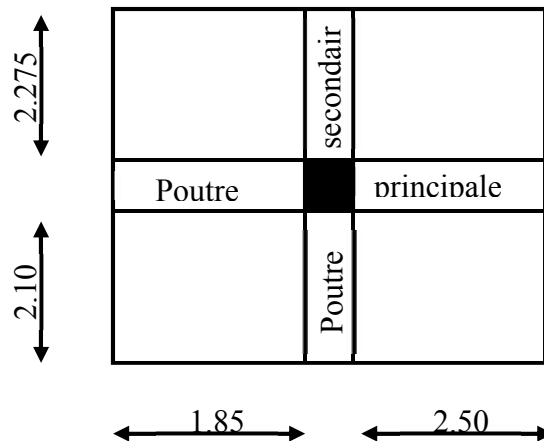
- Plancher terrasse Q = 1.00 KN/m<sup>2</sup>
- Plancher étage courant : à usage d'habitation Q = 1.50 KN/m<sup>2</sup>
- plancher rez de chaussé : à usage commercial Q = 4.00KN/m<sup>2</sup>

-plancher de sous- sol : parking couvert	$Q = 5.00 \text{KN/m}^2$
- L'acrotère	$Q = 1.00 \text{KN/m}^2$
- L'escalier	$Q = 2.50 \text{KN/m}^2$
- Les balcons	$Q = 3.50 \text{KN/m}^2$

➤ **Charges et surcharges revenant au poteau D<sub>3</sub> :**

❖ **Surface d'influence** : Surface d'influence du poteau D3

La descente de charge est effectuée pour le poteau D3.



Aire du plancher revenant au poteau le plus chargé (D<sub>3</sub>)

$$S_i = (2.275 \times 1.85) + (2.275 \times 2.50) + (2.10 \times 1.85) + (2.10 \times 2.50) = 19.03 \text{m}^2$$

❖ **Charges permanentes et charges d'exploitation revenant à chaque plancher :**

- <b>Plancher terrasse</b>	$G = 5.68 \text{KN/m}^2$
	$Q = 1.00 \text{KN/m}^2$
- <b>Plancher étage courant</b>	$G = 5.24 \text{KN/m}^2$
	$Q = 1.50 \text{KN/m}^2$
- <b>Plancher rez-de-chaussée</b>	$G = 5.24 \text{KN/m}^2$
	$Q = 4.00 \text{KN/m}^2$

❖ **Charges permanentes totales :**

○ Poids du plancher  $P = G \times S$

-Plancher terrasse :

$$P = 5.68 \times 19.03 = 108.09 \text{KN}$$

- Plancher étage :

$$P = 5.24 \times 19.03 = 99.72 \text{KN}$$

○ Poids des poutres :

-Poutres principales :

$$P = 4.35 \times 0.40 \times 0.30 \times 25 = 13.05 \text{ KN.}$$

-Poutres secondaires :

$$P = 4.375 \times 0.35 \times 0.30 \times 25 = 11.48 \text{KN.}$$

D'où le poids total  $P = 13.05 + 11.48$

Ce qui donne :  $P_t = 24.53 \text{ KN.}$

○ Poids des poteaux

- poteaux du 1,2..... 9 et 11<sup>ème</sup> niveau :

La section adopte est : (30x30)

$$G_{\text{POT}} = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 3.06 = 6.885 \text{KN}$$

- poteaux du rez de chaussée et du sous-sol :

La section adopte est : (30x30)

$$G_{\text{POT}} = 25 \times 0.30 \times 0.30 \times 4.08 = 9.18 \text{ KN.}$$

❖ Surcharges d'exploitation :

○ plancher terrasse  $Q_0 = 1.00 \times 19.03 = 19.03 \text{KN.}$

○ plancher courant  $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots \dots Q_{11} = 1.50 \times 19.03 = 28.545 \text{KN}$

○ plancher rez de chaussée  $Q_{12} = 4.00 \times 19.03 = 76.12 \text{KN.}$

🚩 Loi de dégression de charges :

En raison du nombre d'étage qui compose le bâtiment étudiée  $n > 5$ , en doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différente

$$\Sigma_0 = S_0$$

$$\Sigma_1 = S_0 + S_1$$

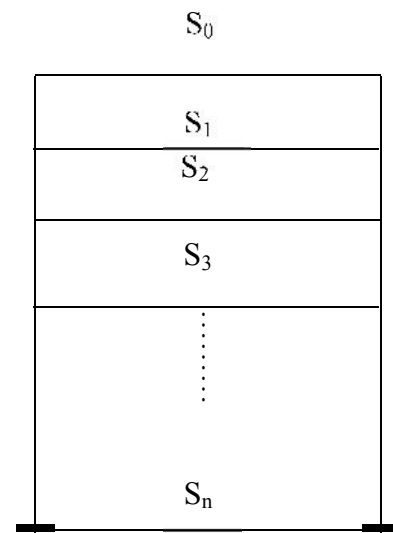
$$\Sigma_2 = S_0 + 0,9 (S_1 + S_2)$$

$$\Sigma_3 = S_0 + 0,8 (S_1 + S_2 + S_3)$$

⋮  
⋮  
⋮

$$\Sigma_n = S_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n S_i$$

Pour  $n \geq 5$



Les résultats et les coefficients de la dégression des surcharges sont donnés le schéma ci-dessous :

NIV 13	$Q_0=19.03 \text{ KN}$
NIV 12	$Q_0+Q_1=19.03+28.545=47.575 \text{ KN.}$
NIV 11	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)=19.03+0.95 (28.545 \times 2)=73.265 \text{ KN.}$
NIV 10	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)=19.03+0.90 (28.545 \times 3)=96.10 \text{ KN.}$
NIV 09	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=19.03+0.85 (28.545 \times 4)=116.08 \text{ KN.}$
NIV 08	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=19.03+0.80 (28.545 \times 5)=133.21 \text{ KN.}$
NIV 07	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=19.03+0.75 (28.545 \times 6)=147.48 \text{ KN.}$
NIV 06	$Q_0+0.72 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)= 19.03+0.72 (28.545 \times 7)=$ $162.89 \text{ KN.}$
NIV 05	$Q_0+0.69 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)= 19.03+0.69 (28.545 \times 8)$ $=176.60 \text{ KN.}$
NIV 04	$Q_0+0.67 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)=19.03+0.67$ $(28.545 \times 9)=191.15 \text{ KN.}$
NIV03	$Q_0+0.65 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})=19.03+0.65$ $(28.545 \times 10)=204.57 \text{ KN.}$
NIV02	$Q_0+0.63 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+ Q_{11})=19.03+0.63$ $(28.545 \times 11)=216.84 \text{ KN.}$
NIV01	$Q_0+0.62 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+ Q_{11}+ Q_{12})=19.03+0.62$ $(28.545 \times 11+76.12)=390.115 \text{ KN.}$

**Dégression des surcharges**

❖ **Descente de charge sous poteaux D<sub>3</sub> :**

NIV	Charges permanents (KN)					Charges d'exploitations		Effort normal N <sub>s</sub> =G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	Section du Poteau	
	G <sub>Plancher</sub>	G <sub>Poutr</sub>	G <sub>Potea</sub>	G <sub>total</sub>	G <sub>Cumul</sub>	Q <sub>Plancher</sub>	Q <sub>Cumul</sub>		S <sub>Trouvée</sub>	S <sub>Adoptée</sub>
13	108.1	24.53	0	132.63	132.63	19.03	19.03	151.66	101.1	30x30
12	99.72	24.53	6.885	131.13	263.76	28.55	47.58	311.34	207.56	30x30
11	99.72	24.53	6.885	131.13	394.89	28.55	73.27	468.16	312.1	30x30
10	99.72	24.53	6.885	131.13	526.02	28.55	96.1	622.12	414.74	30x30
9	99.72	24.53	6.885	131.13	657.15	28.55	116.1	773.25	515.5	30x30
8	99.72	24.53	6.885	131.13	788.28	28.55	133.2	921.48	614.32	35x35
7	99.72	24.53	6.885	131.13	919.41	28.55	147.5	1066.91	711.27	35x35
6	99.72	24.53	6.885	131.13	1050.54	28.55	162.9	1213.44	808.96	35x35
5	99.72	24.53	6.885	131.13	1181.67	28.55	176.6	1358.27	905.51	35x35
4	99.72	24.53	6.885	131.13	1312.8	28.55	191.2	1504	1002.66	40x40
3	99.72	24.53	6.885	131.13	1443.93	28.55	204.6	1648.53	1099.02	40x40
2	99.72	24.53	6.885	131.13	1575.06	28.55	216.8	1791.86	1194.57	40x40
1	99.72	24.53	9.18	133.43	1708.49	76.12	390.1	2098.59	1399.06	40x40

❖ **Observation :** Les calculs effectués précédemment sur des ouvrages similaires ont démontré la nécessité d'augmenter les sections de béton calculées.

**II-2-4-5) Vérification :**

❖ **vérification relative aux coffrages (Art 7.4.1 RPA 99) :**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(30,30) \geq 30 \dots \text{OK} \\ \text{Min}(35,35) \geq 30 \dots \text{OK} \\ \text{Min}(40,40) \geq 30 \dots \text{OK} \end{array} \right.$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \Rightarrow \text{Min}(30,30) \geq \frac{408-20}{20} = 19.4 \dots \text{OK}$
- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4 \Rightarrow 1/4 \leq 30/30 = 1.00 \leq 4 \dots \text{OK}$

Toutes les conditions sont vérifiées.

❖ Condition de stabilité de forme :

➤ **Vérification au flambement :** on doit vérifier que l'élanement :

$$\lambda = l_f/i \leq 50$$

Avec :

$\lambda$  : Elancement du poteau

$l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0.7 h_e$ )

$i$  : Rayon de giration  $(I/S)^{1/2}$  ;  $I = bh^3 / 12$ .

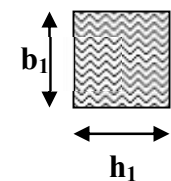
$S$  : Section transversale du Poteau ( $S = b \times h$ )

$h_e$  : Longueur libre du poteau.

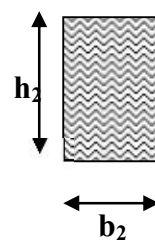
Ce qui donne  $\lambda = 2.42 h_e / h$ .

$I$  : moment d'inertie du poteau

(Pour la section des poteaux on a des sections carrées).



Section I-I



Section II-II

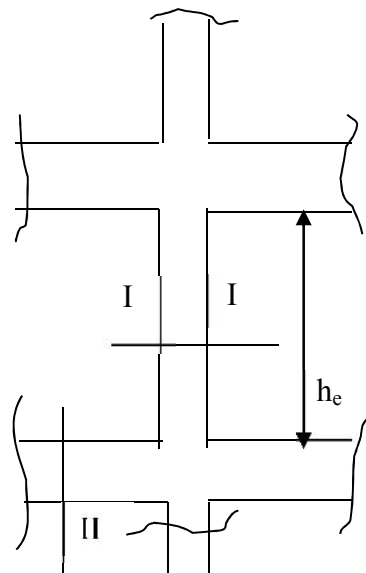


Tableau : Vérification de l'élanement

Section des poteaux en (cm <sup>2</sup> )	30x30	35x35	40x40
Elancement	23.07	19.77	23.47

Donc l'élanement  $\lambda \leq 50 \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

Donc ; Pas de risque de flambement

### **Conclusion :**

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

- hauteur du plancher  $ht = 20\text{cm}$  soit un plancher de  $(16 + 4)\text{ cm}$
- section des poutres principales  $(30 \times 40)\text{ cm}^2$
- section des poutres secondaires  $(30 \times 35)\text{ cm}^2$
- section des poteaux
  - SS, RDC, 1, 2 →  $(40 \times 40)\text{ cm}^2$
  - 3, 4, 5, 6 →  $(35 \times 35)\text{ cm}^2$
  - 7, 8, 9, 10, 11 →  $(30 \times 30)\text{ cm}^2$
- épaisseur de la dalle pleine  $e = 15\text{ cm}$ .
- épaisseur des voiles  $e = 20\text{ cm}$ .

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs aux prochains chapitres.

**III-3-5) poutre palière (étage courant) :**

**5-1) Introduction :** Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 4.55m.

**5-2) pré dimensionnement :**

➤ **Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{4.55}{15} \leq h_t \leq \frac{4.55}{10} \Rightarrow 30.33\text{cm} \leq h_t \leq 45.5\text{cm}.$$

On opte pour  $h_t = 35\text{cm}$

➤ **La largeur :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}.$$

On opte pour  $b = 25\text{cm}$

Selon le RPA 2003,  $b \geq 20\text{cm}$  et  $\frac{h}{b} \leq 4$

Donc la poutre aura pour dimension  $b \times h = 25 \times 35\text{cm}^2$

**5-3) Charges revenant à la poutre :**

Poids propre de la poutre :  $G_p = 0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.19\text{KN/ml}$

Poids du mur :  $G_{\text{mur}} = p_{\text{mur}} \times h_0$

Avec  $h_0$  : hauteur libre d'étage.

$G_{\text{mur}} = 2.4 \times 2.71 = 6.504\text{KN/ml}$ .

$G = G_{\text{mur}} + G_p = (6.504 + 2.19) = 8.694\text{KN/ml}$ .

L'effort tranchant à l'appui B :

ELU :  $T_u = 22.80\text{KN}$

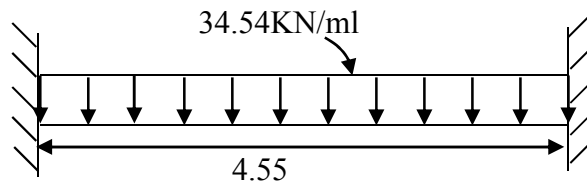
ELS :  $T_s = 16.37\text{KN}$

**5-4) Calcul à L'ELU :**

**5-4-1) Calcul du moment et de l'effort tranchant :**

le calcul se fera pour 1ml de longueur de la poutre :

$$Q_u = 1.35G + \frac{T_u}{L} = 1.35 \times 8.694 + \frac{22.80}{1\text{ml}} = 34.54\text{KN/ml}.$$



**Schéma statique de la poutre palière**

Moment isostatique :  $M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{34.54 \times 4.55^2}{8} = 39.383\text{KN.m}$

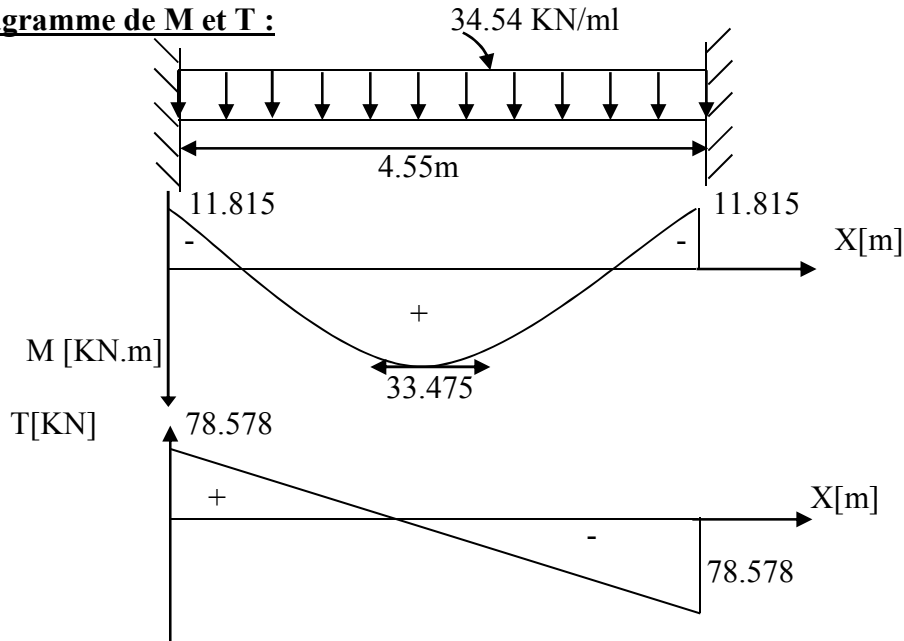
L'effort tranchant :  $T_u^{\text{max}} = \frac{q_u L}{2} = \frac{34.54 \times 4.55}{2} = 78.578\text{KN}.$

Pour tenir compte de semi encastrement, on affecte  $M_0$  par des coefficients numérateurs, on aura donc les valeurs suivantes :

$M_a = (-0.3) M_0 = -11.815\text{KN.m}$

$M_t = (0.85) M_0 = 33.475\text{KN.m}$

**5-4-2) Diagramme de M et T :**



***Diagramme des efforts internes***

**5-4-3) Ferrailage :**

➤ **En travée :**

$$u_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{33.475 \times 10^6}{250 \times (320)^2 \times 14.2} = 0.092$$

$$u_b < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$u_b = 0.092 \Rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{33.475 \times 10^3}{0.952 \times 32 \times 348} = 3.16 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 3\text{HA}10 + 3\text{H}8 = 3.86 \text{ cm}^2$ .

**Aux appuis:**

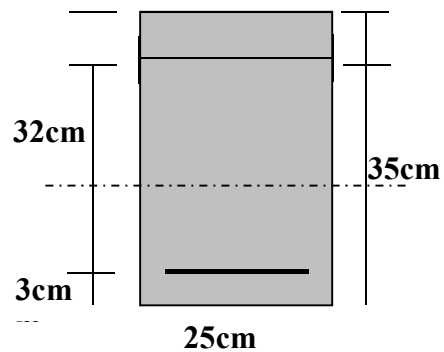
$$u_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.815 \times 10^6}{250 \times (320)^2 \times 14.2} = 0.0325$$

$$u_b = 0.0325 < u_r = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$u_b = 0.0325 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.815 \times 10^3}{0.984 \times 32 \times 348} = 1.08 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$



**5-5) Vérifications :**

**5-5-1) Condition de non fragilité : (BAEL91/Art4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 0.966\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.86\text{cm}^2 > 0.966\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a = 2.35 > 0.53\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\} = \min\{3.33\text{MPa}, 5\text{MPa}\} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{78.578 \times 10^3}{250 \times 320} = 0.982\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**5-5-3) Vérification de l'adhérence aux appuis :**

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n\pi\Phi = 3.14(3 \times 10 + 38) = 169.56\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{78.578 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 169.56} = 1.61\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \rightarrow \text{Vérifié.}$$

Donc Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

**5-5-4) Ancrage des barres aux appuis :**

$$L_s = \frac{\Phi f_e}{4\bar{\tau}_s}, \text{ avec } \bar{\tau}_s = 0.6\psi^2 f_{t28} = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.73\text{mm} = 35.2\text{cm.} \Rightarrow \text{Soit } L_s = 40\text{cm.}$$

Pour des raisons pratiques il est nécessaire d'adopter un crochet normale, d'après le BAEL91 ; la longueur nécessaire pour les aciers HA est  $0.4L_s = 0.4 \times 40 = 16\text{cm}$

Soit un crochet de 20cm.

**5-5-5) les armatures transversales :**

$$\varphi_t = \frac{\varphi}{3} = \frac{10}{3} = 3.33\text{mm} \quad \text{On prend } \varphi_t = 8\text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8.

❖ **Vérification du diamètre des armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min\left(\varphi_i \frac{b}{10}, \frac{h}{35}\right) = \min(10, 25, 10)\text{mm}$$

$$\varphi_t = 8\text{mm} < 10\text{mm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA2003 Art (7,5.2.2) on aura :

➤ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30\right) = \min\left(\frac{35}{4}, 12 \times 1, 30\right) = 8.75\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 8\text{cm}$

➤ **En dehors de la zone nodale :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5\text{cm}, \text{ Soit : } S_t = 15\text{cm}.$$

**Remarque :**

les premières armatures transversales doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appuis ou de l'encastrement

**5-6) Etat limite de service L'ELS :**

**5-6-1) Calcul des moments et de l'effort tranchant :**

$$Q_s = G + \frac{T_s}{L} = 8.694 + \frac{16.37}{1\text{ ml}} = 25.064\text{KN/ml}$$

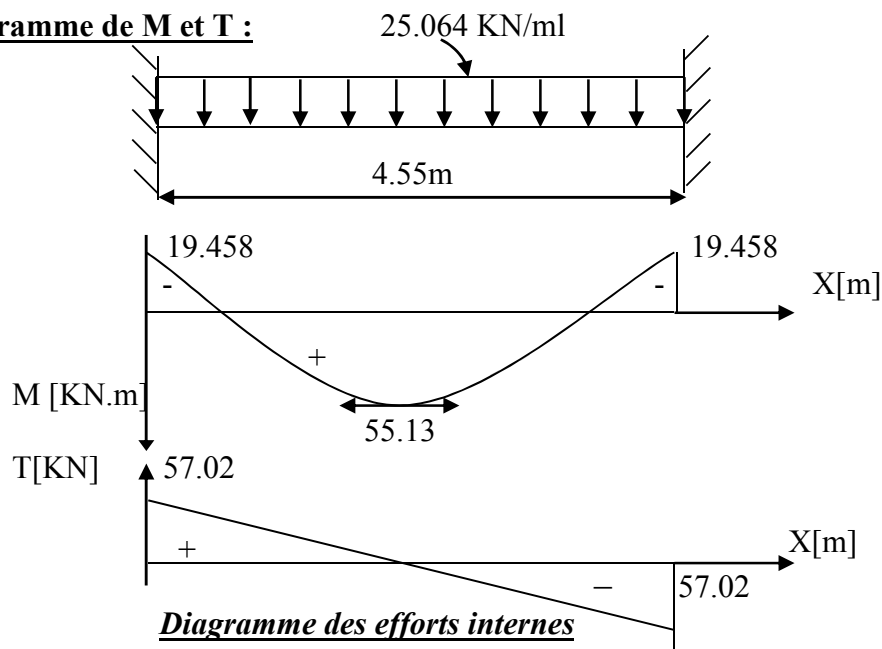
$$\text{Moment isostatique : } M_{os} = \frac{q_s L^2}{8} = \frac{25.064 \times (4.55)^2}{8} = 64.86\text{KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_s^{\max} = \frac{q_s L}{2} = \frac{25.064 \times 4.55}{2} = 57.02\text{KN}$$

Tenant compte du semi encastrement on aura :

$$M_{sa} = (-0.3) \times M_{os} = -19.458\text{KN.m} \quad M_{St} = (0.85) \times M_{os} = 55.13\text{KN.m}$$

**5-6-2) Diagramme de M et T :**



**5-6 -3) Vérification des contraintes:**

❖ **Etat limite de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

○ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.35}{25 \times 32} = 0.294 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 43.14 \Rightarrow K = \frac{1}{K1} = 0.0239 \\ \beta_1 = 0.914 \end{cases}$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{19.458 \times 10^3}{0.914 \times 32 \times 2.35} = 283.10 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.0239 \times 283.1 = 6.766 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

○ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.86}{25 \times 32} = 0.482 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 32.62 \Rightarrow \kappa = 0.0306 \\ \beta_1 = 0.895 \end{cases}$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{55.13 \times 10^3}{0.895 \times 32 \times 3.86} = 498.68 \text{MPa} > \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

Il faut augmenter le ferrailage :

En adopte  $A_t = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}10 = 5.74 \text{cm}^2$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{55.13 \times 10^3}{0.895 \times 32 \times 5.74} = 335.35 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.0306 \times 335.35 = 10.26 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{455} = 0.0769 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{35}{455} = 0.0769 > \frac{55.13}{10(64.86)} = 0.0849 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.74}{25 \times 32} = 0.0071 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

**Conclusion :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Appuis** : 3 HA10 = 2.35 cm<sup>2</sup>.
- **Travée** : 3 HA 10+3HA8 = 3.86 cm<sup>2</sup>.
- **Armature transversales** : 4 HA8 = 3.01 cm<sup>2</sup> avec
  - St=8cm zone nodale.
  - St=15cm zone courante.

**NB :** pour le schéma de ferrailage voir l'annexe.

# Chapitre III

## Calcul des éléments

**Introduction :**

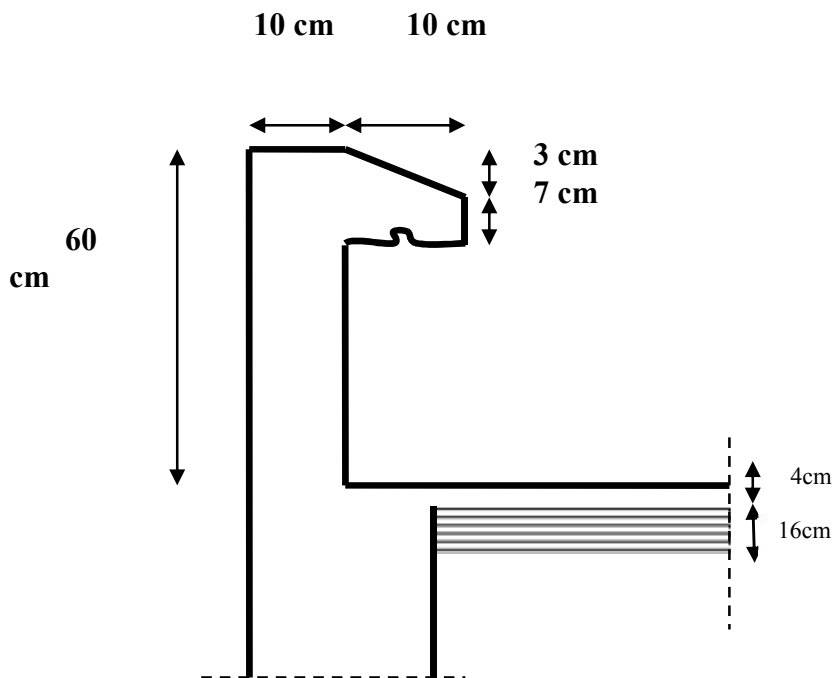
Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être isolés sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent.

Le calcul se fera conformément aux règles (BAEL 91 modifié 99).

**III-1) Calcul de l'acrotère :**

L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à l'effort « G » du à son poids propre et à un effort horizontale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « M » dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Les calculs se feront pour une bande de 1m de largeur et le ferrailage sera déterminé en flexion composée.



*Coupe verticale de l'acrotère*

**III -1-1) Détermination des sollicitations :**

- Poids propre :

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1)] \times 25 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

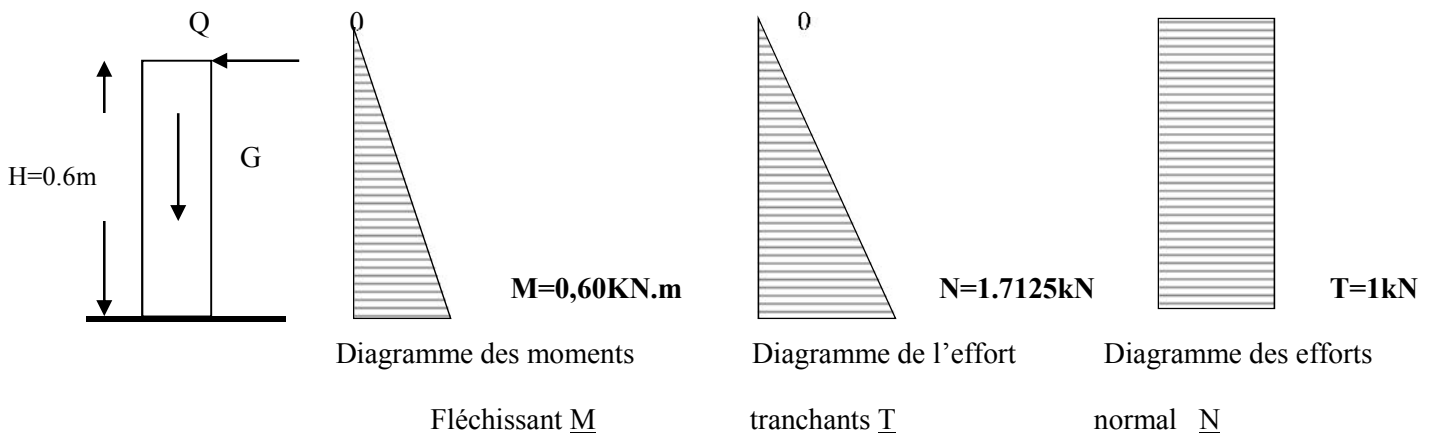
$$G = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation:  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$ .
- Effort normal dus au poids propre G :

$$N = G \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$$

- Effort tranchant :  $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$ .
- Moment de renversement du à la surcharge Q :  
 $M_q = Q \times H \times 1 = 0.60 \text{ KN} \cdot \text{m}$

**III-1-2 ) Diagramme des efforts :**



*Schema statique de calcul de l'acrotère.*

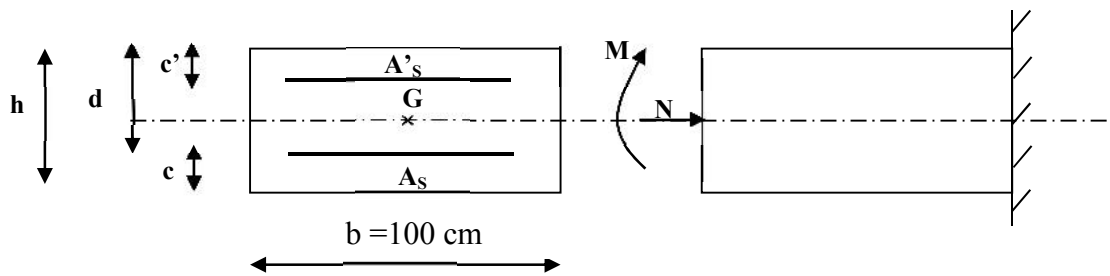
**III-1-3 ) Combinaisons de Charge :**

- ❖ ELU :  $1.35G + 1.5Q$   
 $N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312 \text{ KN}$  (du à G).  
 $M_u = 1.5 M_q = 1.5 \times 0.6 = 0.90 \text{ KN m}$  (du à Q).  
 $T_u = 1.5 \times T = 1.5 \text{ KN}$ .
- ❖ ELS :  $G + Q$   
 $N_s = G = 1.7125 \text{ KN}$ .  
 $M_s = M = 0.60 \text{ KN.m}$   
 $T_s = T = 1 \text{ KN}$ .

**III-1-4 ) Ferrailage de l'acrotère :**

❖ **Calcul des armatures à l'ELU :**

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous ( $N_u$ ) et ( $M_u$ ), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous ( $N_s$ ) et ( $M_s$ ).



❖ **Position du centre de pression :**

$$e_v = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.90}{2.312} = 0.389\text{m} = 39 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - C = \frac{10}{2} - 2.5 = 2.5 \text{ cm}$$

$e_u > \frac{h}{2} - C \Rightarrow$  Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à

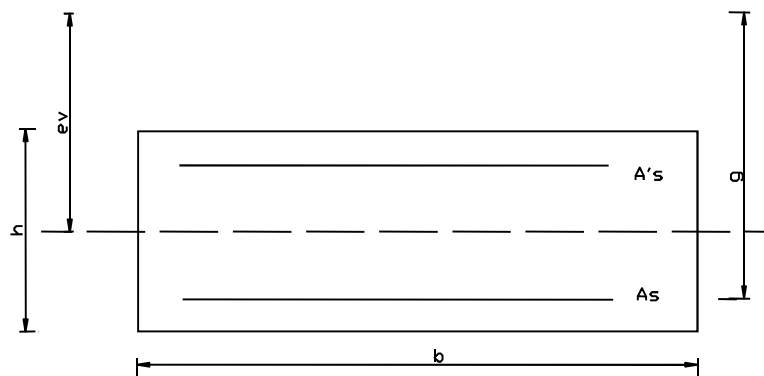
l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec :  $M_u$  : moment du à la compression ;  $N_u$  : effort de compression ;

$C_p$  : centre de pression ;  $e_u$  : excentricité ;

$C$  : l'enrobage ;

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif «  $M_f$  » puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.



❖ **Calcul en flexion simple :**

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

*Avec :*  $g = eu + \left(\frac{h}{2} - c\right)$

$g$  : la distance entre le centre de compression et le centre de gravité de la section d'armature tendues.

$$M_f = 2.312 \times \left[0.39 + \left(\frac{0.1}{2} - 0.02\right)\right] = 0.970 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 0.970 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d f_{bu}} = \frac{0.970 \times 10^3}{100 \times 7.5^2 \times 14.2} = 0.0106$$

$\mu_b = 0.0106 < \mu_l = 0.392$ . La section est simplement armée (SSA), les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A_{sc} = 0$ .

$$\mu_b = 0.0106 \quad \text{----->} \quad \beta = 0.995$$

➤ **Armatures fictives (flexion simple) :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad \beta = 0.995$$

Donc :  $A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{970}{0.995 \times 8 \times 348} = 0.350 \text{ cm}^2$ .

➤ **Armature réelles (flexion composée) :**

$$A_{st} = A_{stf} - \left(\frac{N_u}{\sigma_{st}}\right) = 0.350 - \frac{2.312 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.284$$

$$A_s = 0.284 \text{ cm}^2$$

**III-1-5) Vérifications:**

❖ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2.1) :**

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

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :  $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e [e_s - 0,455 \cdot d / e_s - 0,185 \cdot d]$$

$$e_s = M_s / N_s = 0,6 / 1,7125 = 0,350 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 0,06 \cdot (25) + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 7,5 \times 2,1 / 400 [35 - (0,455 \times 7,5) / 35 - (0,185 \times 7,5)] = 0,851 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.851 \text{ cm}^2$$

Remarquons que :  $A_s < A_{\min}$ , la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale  $A_s = A_{\min} = 0.851 \text{ cm}^2$ .

La section d'acier est 4HA 8 / ml = 2.01 cm<sup>2</sup> avec un espacement de St = 25 cm.

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A_r = 4 \text{ HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ . Espacées de 25 cm<sup>2</sup>.

➤ **Vérification aux cisaillements :** (Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99) :

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{avec : } \tau_u : \text{contrainte de cisaillement}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \text{ (MPa)}$$

Et  $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{situation courante.} \\ V_u = 1.5 Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN.} \end{cases}$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.018 \quad \min \{ 0.15, 25/1.5, 4 \} = 2.5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{la condition est}$$

vérifiée, donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

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

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} \quad \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} ; \quad U_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum U_i = 4 \pi r = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 10.05} = 0.207 \text{ MPa.}$$

On a  $\tau_{se} = 0.207 < \tau_{se} = 3.15 \text{ MPa} \longrightarrow$  donc il n y a pas risque d'entraînement des barres.

La longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)

$$L_s = 40 = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm.}$$

➤ **Vérification des espacements des barres :(Art A.4.5, 33 / BAEL 91 modifiée 99) :**

La fissuration est préjudiciable ; donc  $S_t = \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$

$h = 10 \text{ cm}$ . C'est l'épaisseur de la section de l'acrotère.

On a adopté un espacement de 25 cm ; donc la condition est vérifiée.

❖ **Vérification à l'ELS :**

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min \{2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\}.$$

Les aciers  $\begin{cases} HA : \phi \geq 6 \text{ mm} \\ fe E 400 \end{cases} \longrightarrow \eta = 1.6$

$$\sigma_{st} = \min \{(2/3) 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

Calcul de  $\sigma_{st}$  :  $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} ; \text{ avec : } A_s = 2.01 \text{ cm}^2$

Calcul de  $\beta_1$  :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.253$$

$$\rho = 0.253 \longrightarrow \beta_1 = 0.920 \longrightarrow K_1 = 47.50 \longrightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.02 .$$

$$\sigma_{st} = \frac{600}{0.920 \times 8 \times 2.01} = 40.55 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{st} = 40.55 \text{ MPa} < 201.63 \text{ MPa} ; \longrightarrow$  condition est vérifiée.

Vérifions que :  $\sigma_{bs} \leq \sigma_{bs}$  avec :  $\sigma_{bs} = k \sigma_c$

$\sigma_{bs} = 0.02 \times 40.55 = 0.811 \text{ MPa}$  ; et  $\sigma_{bs} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  condition vérifiée.

❖ **Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99 / Art A.6.2.3)**

D'après le RPA 99 (version 2003), les forces horizontales de calcul ( $F_p$ ) agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculés suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p.$$

**A** : coefficient d'accélération de la zone, obtenu à partir du tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone II a} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{array} \right. \rightarrow A = 0.15$

**C<sub>p</sub>** : facteur de forces horizontales pour un élément secondaire varie entre 0.3 et 0.8 (voir tableau (6-1) du RPA 99 modifié 2003),

dans notre cas **C<sub>p</sub>** = 0.8

**W<sub>p</sub>** : poids de l'élément secondaire (acrotère) ;

**W<sub>p</sub>** = G = 1.7125 KN/ml.

D'où :

**F<sub>p</sub>** =  $4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0.822 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow$  Condition vérifiée

Remarque :

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force **F<sub>p</sub>**.

Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Armatures principales** : 4 HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> /ml avec un espacement de 25 cm.
- **Armatures de répartition** : 4 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup> /ml avec un espacement de 25 cm.

**NB** : Pour les schémas de ferrailage voir l'annexe.

**III-6) calcul des balcons :**

On a trois types de balcons.

**III-6-1) balcon sur 3 appuis:**

Notre plancher comprend un balcon encastré de 3 cotés et de 15cm d'épaisseur.

❖ **Calcul d'efforts:**

Le calcul d'efforts se fera par l'application de la méthode exposée au BAEL(Annexe E3).

➤ **Principe de la méthode:**

Soit  $L_x$  et  $L_y$  les distances mesurées entre nus d'appuis et  $q$  la charge uniformément répartie par unité de longueur.

-Nous supposons que le panneau est simplement appuyé sur ses débords.

-Nous définissons  $\alpha = L_x / L_y$  avec:  $L_x < L_y$

- Si  $\alpha < 0.4 \Rightarrow$  panneau travaillant dans un seul sens ( $L_x$ ) .au centre de la dalle :  
pour une bande de 1 m de largeur:

$M_{0x} = q (L_x)^2 / 8 , M_{0y} = 0.$

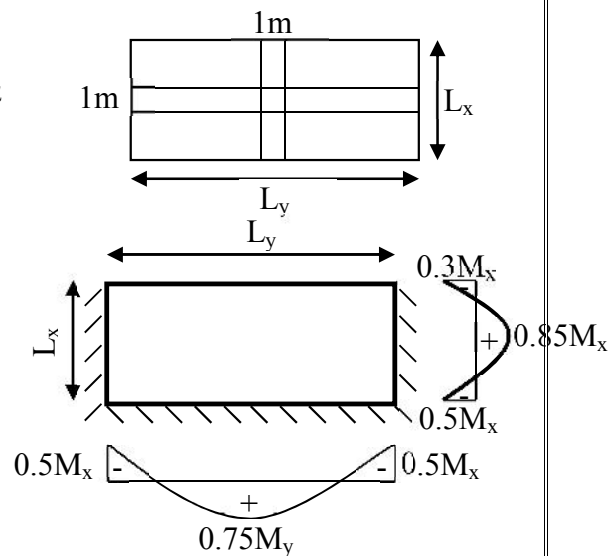
- Si  $0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$  panneau travaillant dans les deux sens. Au centre de la dalle:

- sens  $L_x \Rightarrow M_{0x} = \mu_x q (L_x)^2$

- sens  $L_y \Rightarrow M_{0y} = \mu_y M_{0x}.$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  : Coefficients multiplicateurs donnés en fonction de  $\alpha$  et du coefficient de poisson  $\nu$ .

Vérification:  $M_{0y} / M_{0x} \geq 0,25.$



**Remarque:**

✚ **Panneau de dalle continu au-delà de ses appuis:**

-Moment en travées  $\Rightarrow 0.75 (M_{0x} , M_{0y}).$

-Moment sur appuis  $\Rightarrow 0.5 ( M_{0x} ).$

✚ **Panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel:**

-Moment en travée  $\Rightarrow 0.75$  ou  $0.85 (M_{0x} , M_{0y}).$

-Moment sur appuis de rive  $\Rightarrow 0.3 ( M_{0x} ).$

-Moment sur appuis intermédiaires  $\Rightarrow 0.5 ( M_{0x} ).$

❖ **Application pour sur le balcon reposant sur 03 appuis :**

➤ **Calcul de panneau à l'ELU:**

$L_x = 1.20m \} \alpha = L_x / L_y = 1.20 / 4.55 = 0.26 \Rightarrow \alpha \leq 0.4$

$L_y = 4.55m \} \Rightarrow$  le panneau travaille dans un seul sens.

Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisé en dalle pleine.

**III-6-2) Balcon sur 2 appuis:**

➤ **Calcul de panneau à l'ELU:**

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 1.20\text{m.} \\ L_y = 3.50\text{m} \end{array} \right\} \alpha = L_x / L_y = 1.20/3.50 = 0.34 \Rightarrow \alpha \leq 0.4$$

⇒ le panneau travaille dans un seul sens.

Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisée en dalle pleine.

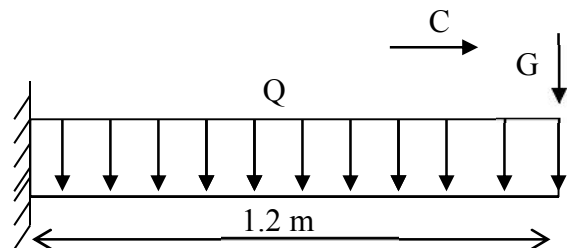
**Remarque :**

(le ferrailage des balcons reposant sur 2 appuis et reposant sur 3 appuis sera calculé ci-dessous. Même ferrailage avec le balcon encastré reposant sur 1 seul appuis).

**III-6-3) balcon sur 1 seul appuis:**

Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisée en dalle pleine.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :



**Schéma Statique**

Q : charges et surcharges verticales revenant au balcon.

G : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuses de 10cm d'épaisseur.

**3-1) Dimensionnement du balcon**

L'épaisseur du balcon est déterminée comme suit

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12\text{cm} \quad \text{soit } e_p = 15\text{cm}$$

**3-2) Charge et surcharge du balcon**

○ **Les charges permanentes :**

Poids de la dalle pleine :  $25 \times 0.15 \times 1 = 3.75\text{KN/m}^2$ .

Poids des revêtements :-Carrelage  $22 \times 0.02 = 0.44\text{KN/m}^2$ .

-Mortier de pose  $20 \times 0.02 = 0.40\text{KN/m}^2$ .

-Couche de sable  $18 \times 0.02 = 0.36\text{KN/m}^2$ .

-Enduit de ciment  $18 \times 0.02 = 0.36\text{KN/m}^2$ .

---

$G = 5,31\text{KN/m}^2$ .

○ **Charge concentrée (poids de garde-corps) :**

Poids de la brique :	$0.1 \times 9 = 0.9 \text{ KN/m}^2$ .
Poids de l'enduit ciment :	$0.02 \times 18 \times 2 = 0.72 \text{ KN/m}^2$ .
	$G_1 = 1.62 \text{ KN/m}^2$ .

○ **Charge concentrée Q1 :**

Charge due a la main courante  $q_1=1\text{KN}$

○ **Surcharge d'exploitation :**

$Q = 3.5\text{KN /m}^2$  (uniformément répartie)

**3-3) Calcul à L'ELU :**

❖ **Combinaisons de charge :**  $1.35G+1.5Q$

Pour la dalle :  $q_u = (1.35G + 1.5Q) = 1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 3.5 = 12.42 \text{ KN / m}^2$ .

Garde-corps  $g_u = 1.35 \times 1.62 = 2.187\text{KN/m}^2$ .

Main courante  $c_u = 1.5 \times 1 = 1.5\text{KN/m}^2$

❖ **Ferraillage :**

○ **Le Moment total aura comme valeur:**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \times l + c_u \times h = \frac{12,42 \times 1.2^2}{2} + 2.187 \times 1.20 + 1.5 \times 1 = 13.06 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

○ **Détermination du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{13.06}{1.5} = 8.70 \text{ m}$$

$$\frac{h_c}{2} - c = \frac{15}{2} - 3 = 0.045 \text{ m} \quad e_u > h/2 - c \quad \text{section partiellement comprimée.}$$

○ **Calcul des armatures en flexion simple :**

$$M_f = N_u (e_u - h/2 + c)$$

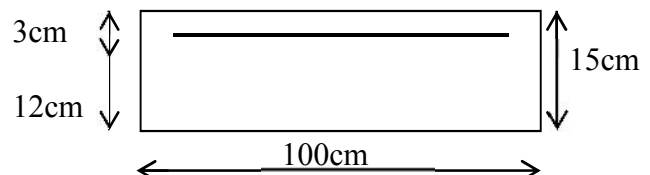
$$M_f = 1.5 [(8.70 - 0.075) + 0.03] = 12.98 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12.98 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.063 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.063 \Rightarrow \beta = 0.967$$

○ **Les armatures fictives :**



$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.98 \times 10^3}{0.967 \times 12 \times 348} = 3.21 \text{ cm}^2 .$$

○ **Calcul en flexion composée :**

✚ **La section réelle des armatures :**

$$A_s = A_f - N_u / \sigma_s$$

$$A_s = 3.21 - (1.5 \times 10) / 348 = 3.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 20\text{cm}$$

✚ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

**3-4) Vérifications a l'ELU :**

❖ **Vérification de la condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL 91) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Espacement des barres : (BAEL.91.Art5.1.42) :**

➤ Armatures principales :  $S_t \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} > S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

➤ Armatures répartitions:  $S_t \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} > S_t = 25 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée

❖ **Vérification au cisaillement (Art.5.1.211.) :**

$$\bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} , 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = V_u / (b.d).$$

$$V_u = q_u \times L + g_u = 12.42 \times 1.2 + 2.187 = 17.09 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 17.09 \times 10^3 / (120 \times 1000) = 0,142 \text{ MPa.}$$

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

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de l'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 3.14 \times 5 \times 1.0 = 15.70 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{17.09 \times 10}{0.9 \times 12 \times 12.42} = 1.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**3-5) Vérification à L'ELS :**

❖ **Combinaisons de charge :** G+Q

Pour la dalle :  $q_s = G + Q = 5.31 + 3.5 = 8.81 \text{KN} / \text{m}^2$ .

Garde-corps  $g_s = 1 \times 1.62 = 1.62 \text{KN} / \text{m}^2$ .

Main courante  $c_s = 1 \times 1 = 1.5 \text{KN} / \text{m}^2$

$$M_s = \left( \frac{q_s L^2}{2} + g_{s1} L + c_s \times h \right) = \left( \frac{8.81 \times 1.2^2}{2} + 1.62 \times 1.2 + 1 \right) = 9.29 \text{KN} \cdot \text{m}.$$

❖ **Détermination d'armature à E.L.S :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.29 \times 10^6}{10^3 \times 120^2 \times 201,63} = 0,00319$$

$$\mu_1 = 0,00319 \Rightarrow \beta = 0,908$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9.29 \times 10^3}{0,908 \times 12 \times 201,63} = 4.23 \text{cm}^2$$

On adopte 4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup> avec st = 25cm

$$\text{Donc } A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{cm}^2$$

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

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

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

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans le béton si les conditions suivantes sont satisfaites :

-La section est rectangulaire.

-La nuance des aciers est FEe400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire b = 100 cm ; e = 15cm, armée par des aciers de nuance FeE 400

soit à vérifier  $\alpha$  .  $\gamma = \frac{12.42}{9.29} = 1.33$

Le moment total agissant aura la valeur suivante :

$$\mu = 0.00319 \Rightarrow \alpha = 0.276 < \frac{1.33-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.415 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de  $\sigma_{bc}$  n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les HA}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = 0,376 \Rightarrow \beta = 0.875$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta \cdot d} = 195.74 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Armatures principales** : 4 HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup> /ml avec un espacement de 25 cm.
- **Armatures de répartition** : 4 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup> /ml avec un espacement de 25 cm.

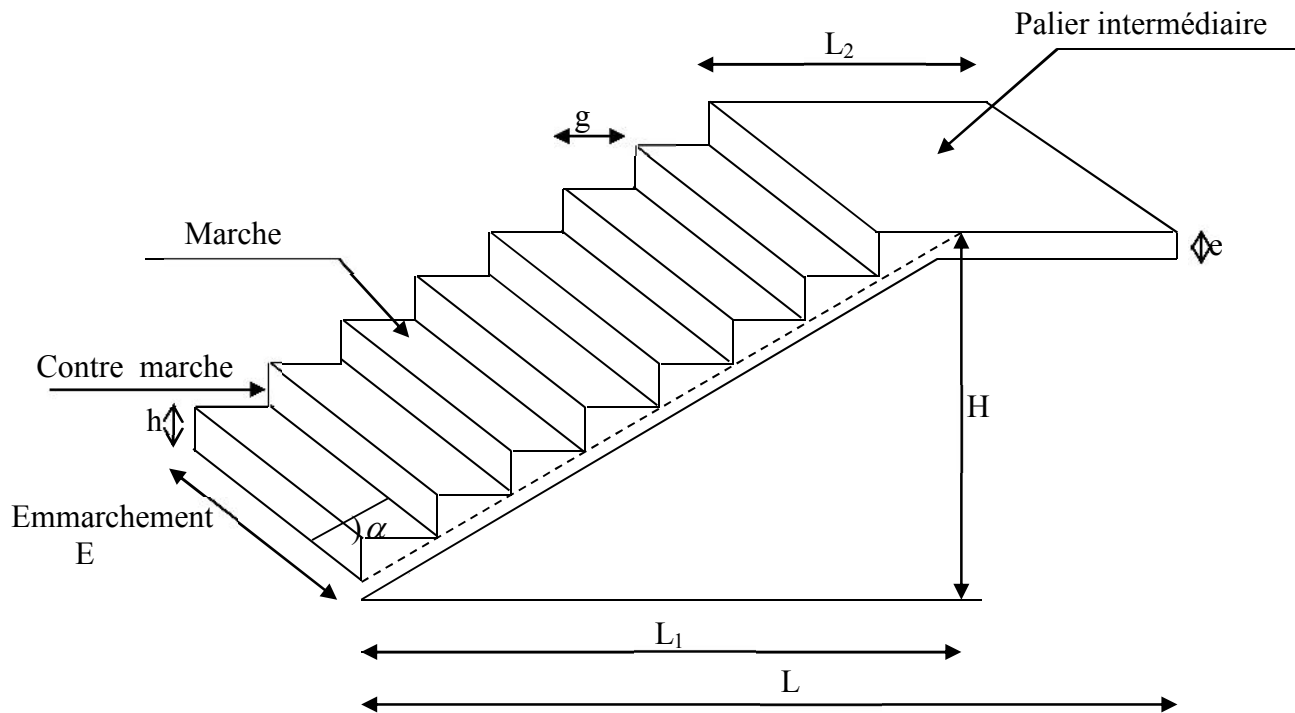
**NB :** Pour les schémas de ferrailage voir l'annexe.

**III-3) Calcul de l'escalier :**

**III-3-1) Introduction :**

Un escalier est un ouvrage constitué d'un ensemble de marches échelonné, permet le passage d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment comporte un deux types d'escalier. Escalier étages courants (à deux volées avec un palier intermédiaire) en BA, escalier RDC et sous-sol à trois volées en BA.



***Coupe de l'escalier***

- La marche est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
  - La contre marche est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
  - Le giron g est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
  - La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est L<sub>1</sub>.
  - La paillasse d'épaisseur e<sub>p</sub>, est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
  - L'emmarchement E représente la largeur de la marche.
  - le palier de longueur L<sub>2</sub>, est l'élément intermédiaire entre deux volées
- La montée H représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs

**III-3-2) Pré-dimensionnement de l'escalier étages courants :**

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

❖ **marches et contremarches :**

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \quad [\text{cm}]$$

Où : h : la hauteur de la contre marche  $14 \leq h \leq 18$  [cm].

g : le giron  $28 \leq g \leq 32$  [cm].

On adopte : h=17cm .

❖ **Le nombre de contremarches (n) est donné par :**

$$n = H/h.$$

Pour l'étage courant  $H = 3.06m$ .

Alors :  $n = 3.06/0.17 = 18$ .

Comme l'étage courant comporte deux paillasse identiques, on aura alors 9 contremarches et 8 marches par volée.

❖ **Calcul du giron :**

Le giron « g » est donné par la formule suivante :  $g = L_1/n-1$ .

On a :  $L_1=2.4m, L_2=1.30m$

$$L_1 = 2.4m \Rightarrow g = 2.4/8 = 0.3m \Rightarrow g = 30cm.$$

○ **Vérification de la relation de BLONDEL :**

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64cm$$

On a :  $59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

❖ **Pré dimensionnement de la paillasse :**

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

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

L : longueur projetée du palier et de la paillasse ;  $L=L_1+L_2$

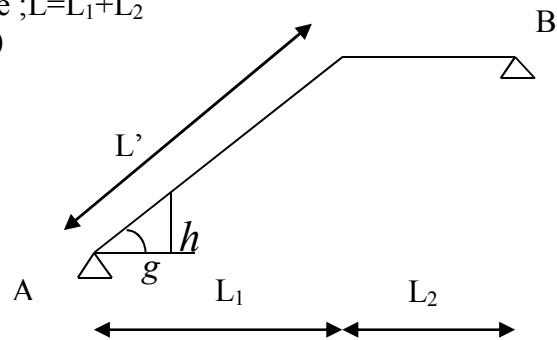
$$370/30 \leq e_p \leq 370/20 \Rightarrow 12.33 \leq e_p \leq 18.50$$

Soit  $e_p = 15cm$ .

Calcul de  $\alpha$  :  $tg\alpha = \frac{h}{g}$

$$tg\alpha = \frac{17}{30} = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$\cos\alpha = \frac{L_1}{L'} = 0.87 \Rightarrow L' = 276cm$$



schémas de la volée

❖ **Détermination des charges et surcharges :**

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de projection horizontale, considérant une poutre simplement appuyée aux endroits des deux paliers.

○ **charge permanente :**

➤ **Paillasse**

Eléments	Poids propre [KN/m <sup>2</sup> ]
Paillasse	$25 \times \frac{15}{\cos\alpha} = 4.31$
Marches	$25 \times \frac{0.17}{2} = 2.125$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.015 = 0.27$
<b>G<sub>ps</sub> = 7.905</b>	

➤ **Palier**

Eléments	Poids propre [KN/m <sup>2</sup> ]
Palier	$25 \times 0.15 = 3.75$
Revêtement :	
Carrelage [2cm]	$22 \times 0.02 = 0.44$
Mortier de pose	$20 \times 0.02 = 0.40$
Lit de sable	$18 \times 0.02 = 0.36$
Enduit de ciment (1.5cm)	$18 \times 0.015 = 0.27$
<b>G<sub>pl</sub> = 5.22</b>	

○ **Charges d'exploitation**

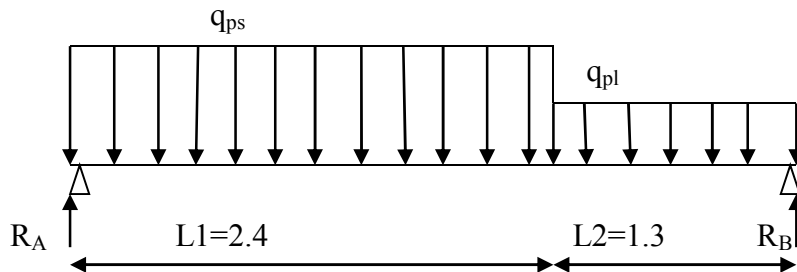
- Palier : **Q<sub>pl</sub> = 2.5KN/ml**
- Paillasse : **Q<sub>ps</sub> = 2.5KN/ml**

**2-1) Calcul à l'ELU:**

❖ **Calcul des sollicitations :**

○ **Combinaisons des charges :**

- paillasse  $q_{ps} = [1.35 \times 7.905 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 14.42 \text{KN/ml}$
- palier  $q_{pl} = [1.35 \times 5.22 + 1.5 \times 2.5] \times 1 = 10.80 \text{KN/ml}$



**Chargement à l'ELU.**

○ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 14.42 \times 2.4 + 10.80 \times 1.30$$

$$R_A + R_B = 48.65 \text{KN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow 3.70 R_B = 10.80 \times 1.30 \times 3.05 + 14.42 \times 2.4 \times 1.2 \Rightarrow R_B = 22.80 \text{KN}$$

$$\text{Ce qui donne } R_A = 25.85 \text{KN}$$

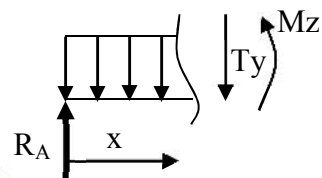
○ **Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants**

Pour  $0 \leq x \leq 2.4\text{m}$ :

$$T_y = R_A - q_{ps}x$$

$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 25.85 \text{KN}$$

$$X = 2.4\text{m} \rightarrow T_y = 25.85 - 14.42 \times 2.4 = -8.78 \text{KN}$$



$$M_Z = R_A x - q_{ps} x^2 / 2$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = 0$$

$$X = 2.4\text{m} \rightarrow M_Z = 20.51 \text{ KNm}$$

Pour  $2.4 \leq x \leq 3.70\text{m}$  :

$$T_y = R_A - q_{ps} \times 2.4 - q_{pl} (x - 2.4)$$

$$X = 2.4 \rightarrow T_y = -8.76 \text{ KN}$$

$$X = 3.70 \rightarrow T_y = -22.80 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - (q_{ps} \times 2.4)(x - 1.2) - q_{pl} \frac{(x - 2.4)^2}{2}$$

$$X = 2.4 \rightarrow M_Z = 20.51 \text{ KNm}$$

$$X = 3.70 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KNm}$$

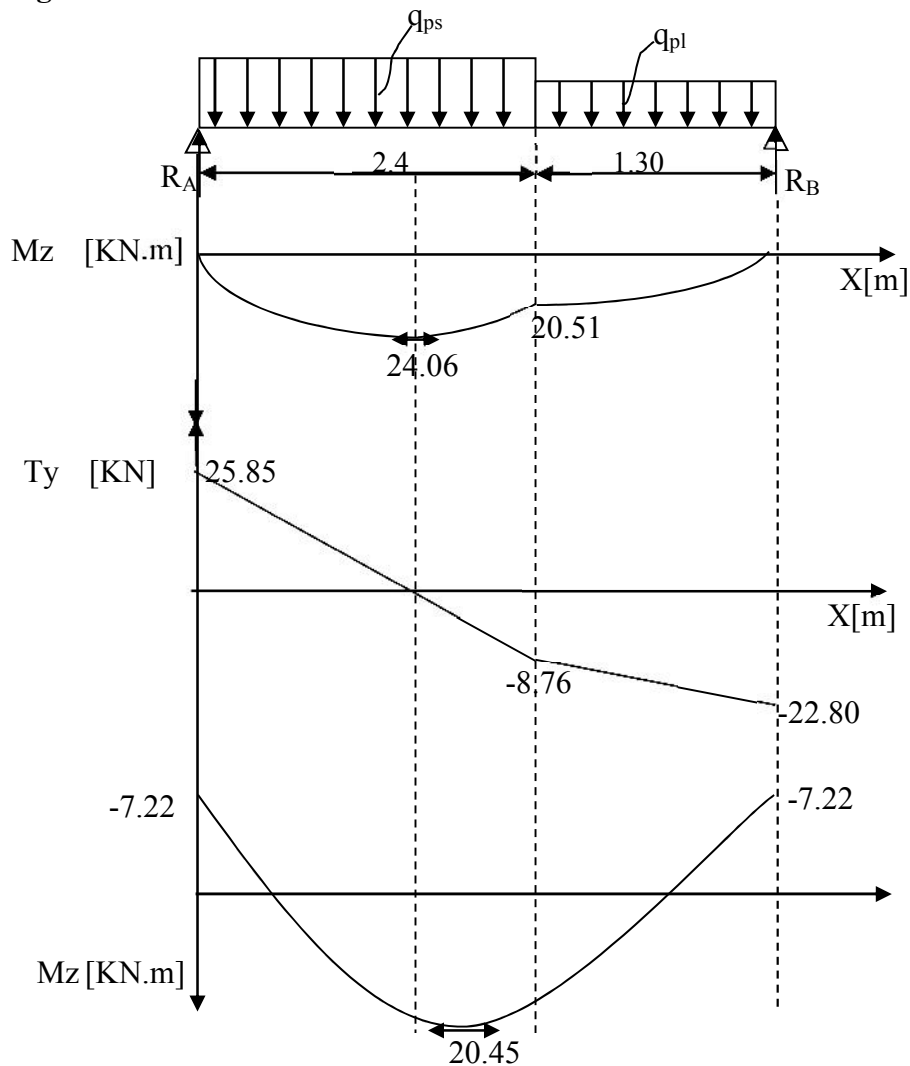
Le moment  $M_Z(x)$  est maximal pour la valeur de  $x=1.59\text{m}$  d'où  $M_Z^{\max}=24.06\text{KNm}$

$$M_0 = M_Z^{\max} = 24.06 \text{ KNm}$$

➤ Aux appuis :  $M_a = -0.3 \times M_Z^{\max} = -7.22 \text{ KNm}$

➤ En travée :  $M_t = 0.85 \times M_Z^{\max} = 20.45 \text{ KNm}$

○ **Diagramme des efforts :**



**2-2) Calcul des armatures :**

❖ **Armatures principales :**

➤ **En travée**

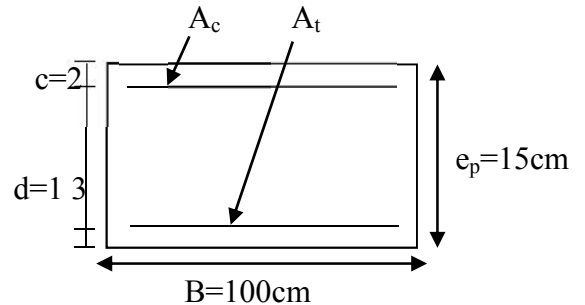
$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{20.45 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.085 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.085 \rightarrow \beta = 0.955$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20.45 \times 10^6}{0.955 \times 130 \times 348} = 4.73 \text{ cm}^2$$

soit **5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>/ml**

Avec un espacement de 20cm



➤ **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.22 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.030 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.030 \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_a = \frac{7.22 \times 10^6}{0.985 \times 130 \times 348} = 1. \text{ cm}^2$$

soit **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml.**

Avec un espacement de 25cm.

❖ **Armatures de répartition:**

➤ **En travée :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

soit **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml.**

Avec un espacement de 25cm

➤ **En appuis:**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

soit **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml.**

Avec un espacement de 25cm.

**2-3) Vérifications à effectuer :**

❖ **condition de non fragilité : (Art.4.2.1 BAEL91)**

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

-**En travée :**  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

-**Aux appuis :**  $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

❖ **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 principales :**

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

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 20 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**-Armatures de répartition:**

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

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \min (0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}.$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas  $V_U^{\max}(x) = 25.85 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{25.85 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.199 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de la condition d'adhérence :** (Art .A.6.13 / BAEL 91).

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 4 \times \pi \times 8$$

$$\tau_{se} = \frac{25.85 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 4 \times 3.14 \times 8} = 2.199 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

- **Influence sur le béton :** On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2500 \times 0.9 \times 100 \times 13}{1.5} = 780 \text{ KN}.$$

$$V_u^{\max} = 25.85 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :** On doit vérifier que :

$$Aa \geq \left[ \frac{1.15}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -7.22 \text{ KN.m}$$

$$Aa \geq \left[ \frac{1.15 \times 10}{400} \left( 25.85 - \frac{7.22 \times 10^2}{0.9 \times 13} \right) \right] = -1.031 \text{ cm}^2 < 0$$

$$Aa = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

○ **Ancrage des barres :**

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

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} \text{ Avec : } \tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm. soit } L_s = 30 \text{ cm.}$$

**D'après le BAEL91 :**

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

On remarque que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée. donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à  $0.4 L_s$ .

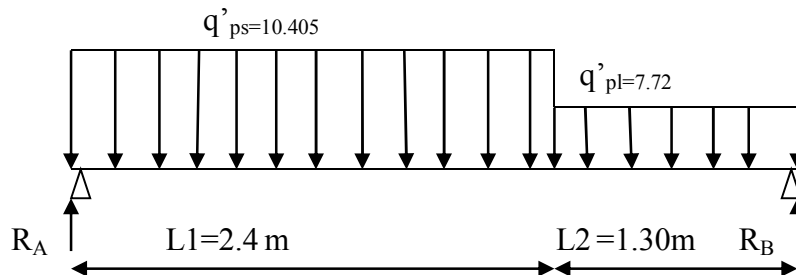
$$0.4 L_s = 0.4 \times 32 = 12.8 \text{ cm soit } L_{cr} = 15 \text{ cm}$$

**2-4) Calcul à l'ELS :**

❖ **Combinaison de charges :**

$$q'_{ps} = G_{ps} + Q_{ps} = 7.905 + 2.5 = 10.405 \text{ KN/ml}$$

$$q'_{pl} = G_{pl} + Q_{pl} = 5.22 + 2.5 = 7.72 \text{ KN/ml}$$



*Schéma statique de calcul à l'ELS*

❖ **Réaction d'appuis :**

$$\Sigma F_x = 0$$

$$\Sigma F_y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 10.405 \times 2.4 + 7.72 \times 1.30$$

$$R_A + R_B = 35.008 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0$$

$$\Rightarrow 3.70 R_B = 7.72 \times 1.30 \times 3.05 + 10.405 \times 2.4 \times 1.2 \Rightarrow R_B = 16.37 \text{ KN}$$

Ce qui donne  $R_A = 18.638 \text{ KN}$

○ **Calcul des moments fléchissant et efforts tranchants :**

Pour  $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$ :

$$T_y = R_A - q'_{ps}x$$

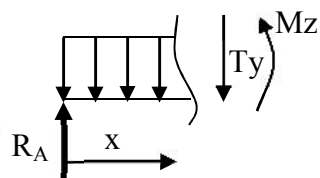
$$X = 0 \rightarrow T_y = R_A = 18.638 \text{ KN}$$

$$X = 2.4 \text{ m} \rightarrow T_y = 18.638 - 10.405 \times 2.4 = -6.334 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A x - q'_{ps} x^2 / 2$$

$$X = 0 \rightarrow M_Z = 0$$

$$X = 2.4 \text{ m} \rightarrow M_Z = 14.765 \text{ KNm}$$



Pour  $2.4 \leq x \leq 3.70\text{m}$  :

$$T_y = R_A - q'_{ps} \times 2.4 - q'_{pl} (x - 2.4)$$

$$X = 2.4 \rightarrow T_y = -6.334 \text{ KN}$$

$$X = 3.70 \rightarrow T_y = -16.37 \text{ KN}$$

$$M_Z = R_A X - (q'_{ps} \times 2.4) (x - 1.2) - q'_{pl} \frac{(x - 2.4)^2}{2}$$

$$X = 2.4 \rightarrow M_Z = 14.765 \text{ KNm}$$

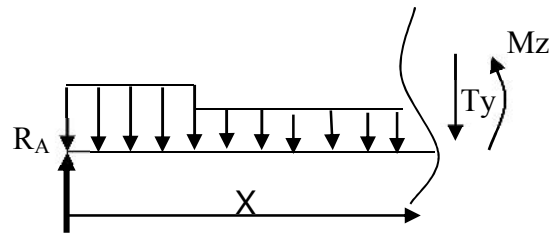
$$X = 3.70 \rightarrow M_Z = 0 \text{ KNm}$$

Le moment  $M_Z(x)$  est maximal pour la valeur de  $x = 1.59\text{m}$  d'où  $M_Z^{\max} = 17.36 \text{ KNm}$

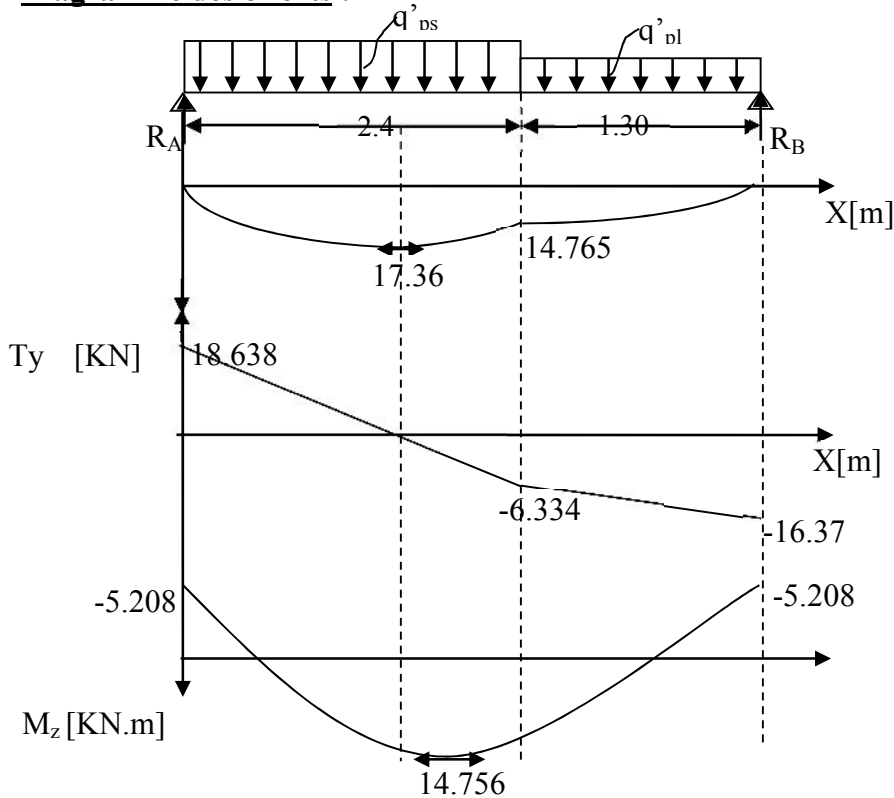
$$M_0 = M_Z^{\max} = 17.36 \text{ KNm}$$

➤ **Aux appuis** :  $M_{sa} = -0.3 \times M_Z^{\max} = -5.208 \text{ KNm}$

➤ **En travée** :  $M_{st} = 0.85 \times M_Z^{\max} = 14.756 \text{ KNm}$



❖ **Diagramme des efforts :**



**Diagramme des efforts internes**

**2-5) Vérification à l'ELS:**

❖ **Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

❖ **Etat limite de compression dans le béton :**

on doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ .

○ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.936 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.192 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.0158$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5.208 \times 10^6}{0.936 \times 130 \times 201} = 203.813 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0158 \times 203.813 = 3.22 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

○ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.899 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.303 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.029$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{14.756 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 565} = 223.469 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.029 \times 223.469 = 6.48 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de déformation :** (BAEL 91 Art B.6.5.3)

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{370} = 0.0405 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{370} = 0.0405 \leq \frac{14.756}{10(17.36)} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

la 1<sup>ère</sup> et la 2<sup>ème</sup> condition ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

○ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :  $q_s = \max(q'_{ps} ; q'_{pl}) = \max(10.405 ; 7.72) = 10.405 \text{ KN/mL}$

$E_v$  : Module de déformation différé

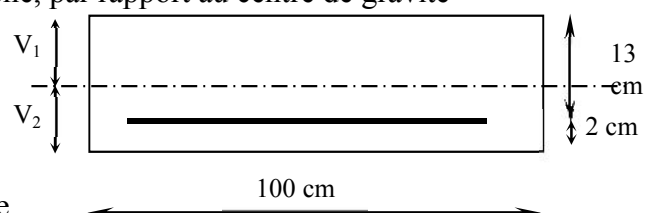
$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène



$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 5.65 \times 13) = 12351.75 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 5.65) = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.79 \text{ cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 15 - 7.79 = 7.21 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{100}{3} \times ((7.79)^3 + (7.21)^3) + 15 \times 5.65 \times (7.21 - 2)^2$$

$$I = 41551.61 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.405 \times 10^3 \times (3.70)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 41551.61 \times 10^{-8}} = 0.56 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$  Condition vérifiée

### **Conclusion :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

➤ **Armatures principales :**

b) En appuis:  $A_a = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Avec un espacement de 25cm.

a) En travée :  $A_t = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Avec un espacement de 20cm.

➤ **Armatures de répartition :**

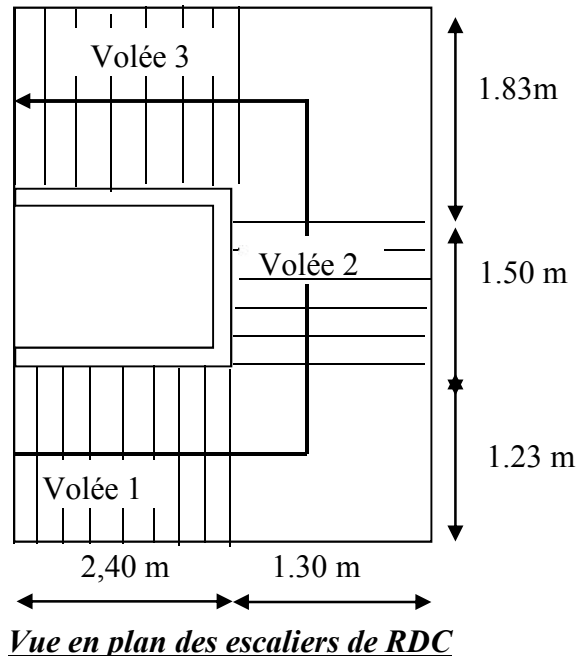
b) En appuis:  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Avec un espacement de 25cm.

a) En travée :  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Avec un espacement de 25cm.

**NB :** Pour les schémas de ferrailage voir l'annexe.

**III-3-3) Pré-dimensionnement de l'escaliers RDC et sous-sol :**

Il comporte trois volées, de hauteur égale à 1.53m pour la volée 1 et volée 3 ; 1.02m pour la volée 2.



**Volée 1 et volée 3 :** même type de l'étage courant

❖ **Dimensionnement de la volée 2 :**

➤ **Volée 2 (H = 1.02 m) :**

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

Le nombre de contre marche :  $n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6$

Le nombre de marches  $m = n - 1 = 5$  marches.

On prend le girant  $g = 30 \text{ cm}$

$L = g \times m = 30 \times 5 = 150 \text{ cm}$

❖ **Vérification de la loi de Blondel :**

$60 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 64 \text{ cm}$

$60 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$       condition vérifiée.

❖ **Dimensionnement de la paillasse :**

$\frac{L'}{30} \leq e_p \leq \frac{L'}{20}$

Angle d'inclinaison :

$tg \alpha = \frac{H}{L} = \frac{17}{30} = 0.56 \Rightarrow \alpha = 29.24^\circ$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{150}{\cos 29.24^\circ} = 171.90 \text{ cm}$$

Longueur réelle de la paillasse :

$$L' = L_1 + L_2 + L_3 = 183 + 171.90 + 123 = 477.9 \text{ cm.}$$

D'où

$$\frac{477.9}{30} \leq e_p \leq \frac{477.9}{20} \Rightarrow 14.93 \text{ cm} \leq e_p \leq 23.89 \text{ cm}$$

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

### 3-1) Calcul des efforts interne :

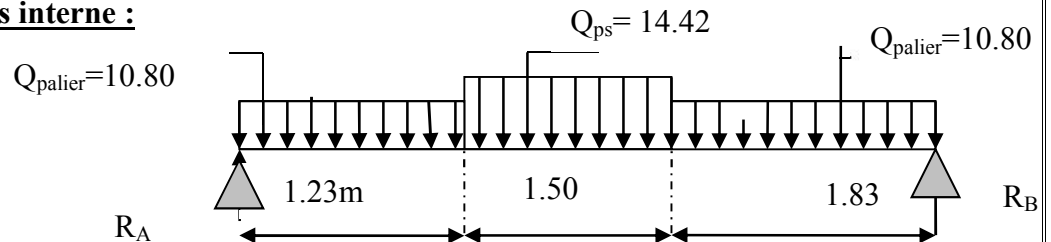


Schéma statique

#### ❖ Réaction d'appuis :

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.23q_{pl} + 1.50q_{ps} + 1.83q_{pl} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.23 \times 10.80 + 1.50 \times 14.42 + 1.83 \times 10.80 = 54.678 \text{ KN / ml .}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times L = q_{pl} \times 1.23 \times \frac{1.23}{2} + q_{ps} \times 1.50 \times \left(1.23 + \frac{1.50}{2}\right) + q_{pl} \times 1.83 \times (1.23 + 1.50 + 1.83 \div 2)$$

$$R_B \times 4.56 = 10.80 \times 1.23 \times 1.23 \div 2 + 14.42 \times 1.50 (1.23 + 0.75) + 10.80 (1.23 + 1.50 + 1.83)$$

$$R_B = 26.98 \text{ KN.}$$

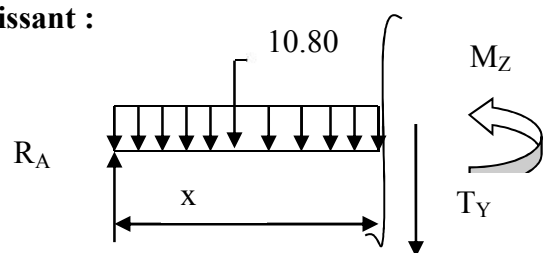
$$R_A = 54.678 - 26.98 = 27.698 \text{ KN}$$

$$R_A = 27.698 \text{ KN}$$

#### o calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

##### o 1<sup>ier</sup> tronçon : $0 \leq x \leq 1.23$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_{pl} \cdot x \\ T(x=0) \Rightarrow T_Y = 27.698 \text{ KN} \\ T(x=1.23) = 27.698 - 10.80 \times 1.23 = 14.414 \text{ KN.} \end{cases}$$



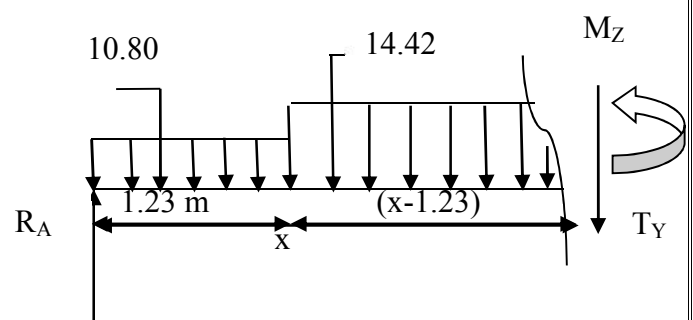
$$\begin{cases} M(x) = R_A x - q_{pl} \frac{x^2}{2} = 27.698x - \frac{10.80}{2} x^2 \\ M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.23) = 25.898 \text{ KN.m} \end{cases}$$

##### o 2<sup>ieme</sup> tronçon : $1.23 \leq x \leq 2.73$

$$T(x) = R_A - q_{pl} (1.23) - q_{ps} (x-1.23)$$

$$T(x=1.23) = 14.414 \text{ KN}$$

$$T(x=2.73) = -7.216 \text{ KN.}$$



- **Calcul de la valeur de x pour laquelle  $T_y = 0$  et  $M_z = \max$**

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{pl} \times 1.23 - (x-1.23) q_{ps} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{pl} \times 1.23 + 1.23 \times q_{ps}}{q_{ps}} = 2.23 \text{ m}$$

$$x = 2.23 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.23, 2.73].$$

$$M(x) = R_A x - q_{pl} \times 1.23 \times (x - 0.615) - q_{ps} \left( \frac{(x - 1.23)^2}{2} \right)$$

$$\begin{cases} M(x=1.23) = 25.898 \text{ KN.m} \\ M(x=2.73) = 31.297 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **3<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.83$ .**

$$T(x) = R_B - q_{pl} x$$

$$\begin{cases} T(x=0) \Rightarrow T_y = 26.98 \text{ KN} \\ T(x=1.83) = 7.216 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = R_B x - q_{pl} \frac{x^2}{2} = 26.98x - \frac{10.80}{2} x^2$$

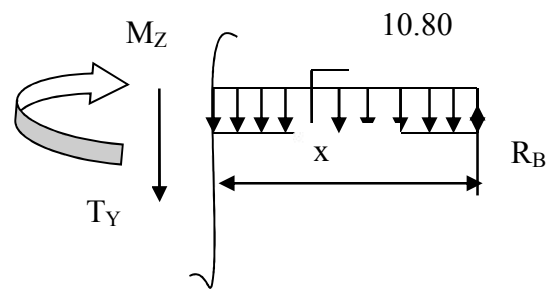
$$\begin{cases} M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.83) = 31.289 \text{ KN.m} \end{cases}$$

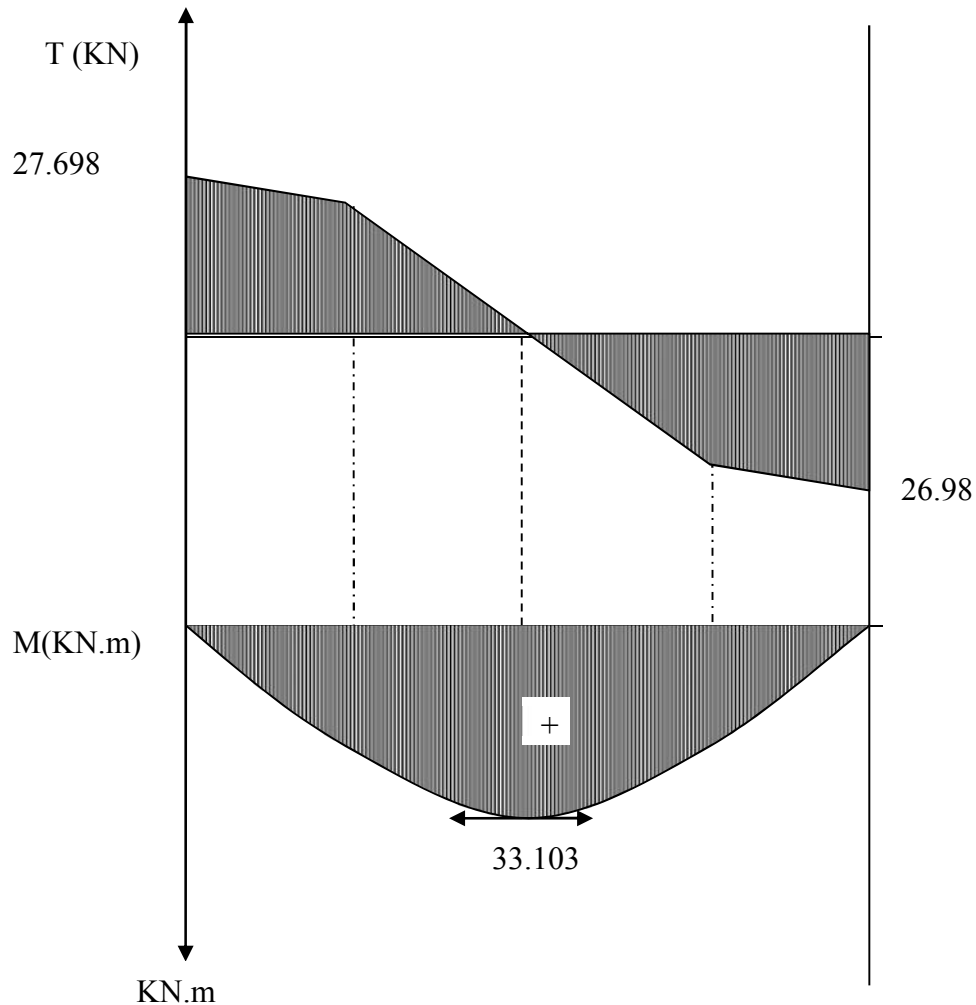
- **Calcul du moment max :**

On a pour :  $x = 2.23 \text{ m} : T_y = 0 \text{ KN}$ .

$$M^{\max}(x=2.23) = 27.698(2.23) - 10.80 \times 1.23(2.23 - 0.615) - 14.42 \left( \frac{(2.23 - 1.23)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(2.37) = 33.103 \text{ KN.m}$$



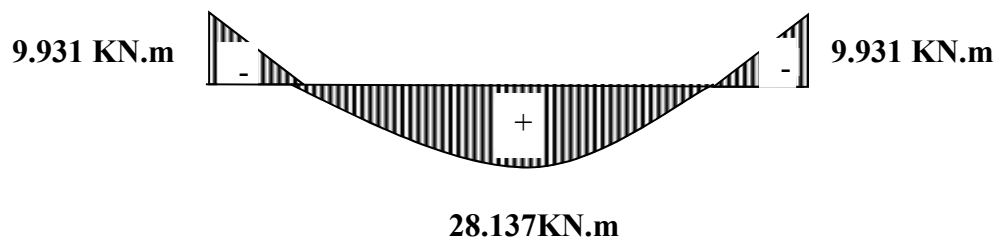


***Diagramme des efforts interne(ELU)***

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment  $M_{u\max}$  au niveau des appuis et en travée.

- Aux appuis :  $M_u^a = - 0.3 M^{\max} = - 0.3 (33.103) = - 9.931 \text{ KN.m}$
- En travées :  $M_u^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (33.103) = 28.137 \text{ KN.m}$



***Diagramme des moments fléchissant(ELU)  
En tenant compte de l'encastrement partiel.***

**3-2) Calcul des armatures:**

❖ **Armatures principales :**

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{28.137 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.117 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.117 \rightarrow \beta = 0.937$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{28.137 \times 10^6}{0.937 \times 130 \times 348 \times 10^2} = 6.64 \text{ cm}^2$$

soit **5HA14 = 7.70 cm<sup>2</sup>/ml**

Avec un espacement de 20cm

➤ **Aux appuis :**

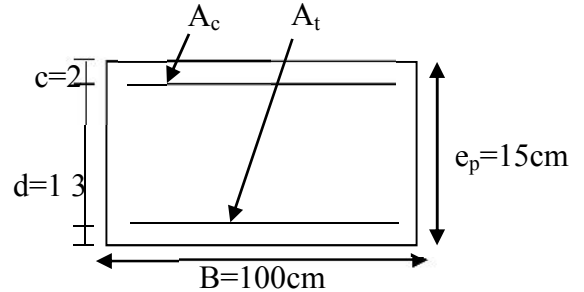
$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.931 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.041 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.041 \rightarrow \beta = 0.979$$

$$A_a = \frac{9.931 \times 10^6}{0.979 \times 130 \times 348 \times 10^2} = 2.24 \text{ cm}^2$$

soit **5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>/ml.**

Avec un espacement de 20cm.



❖ **Armatures de répartition:**

➤ **En travée :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.93 \text{ cm}^2$$

soit **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml.**

Avec un espacement de 25cm

➤ **En appuis:**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$$

soit **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml.**

Avec un espacement de 25cm.

**3-3) Vérifications à effectuer :**

❖ **condition de non fragilité : (Art.4.2.1 BAEL91)**

$$A_{\min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

-**En travée :**  $A_t = 7.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

-**Aux appuis :**  $A_a = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

❖ **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 principales :**

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

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 20 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Armatures de répartition:**  $e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm.}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \min(0.1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

Pour cela il suffit de vérifier la section la plus sollicitée.

Dans notre cas  $V_U^{\max}(x) = \text{KN.}$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} = \frac{27.698 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.213 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification de la condition d'adhérence :** (Art .A.6.13 / BAEL 91).

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \sum U_i = 5 \times \pi \times 8$$

$$\tau_{se} = \frac{27.698 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 5 \times 3.14 \times 8} = 1.88 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

○ **Influence sur le béton :** On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} < \frac{0.4 f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 2500 \times 0.9 \times 100 \times 13}{1.5} = 780 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 27.698 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

○ **Influence sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

$$Aa \geq \left[ \frac{1.15}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{Ma}{0.9d} \right) \right] \quad \text{avec } Ma = -9.931 \text{ KN.m}$$

$$Aa \geq \left[ \frac{1.15 \times 10}{400} \left( 27.698 - \frac{9.931 \times 10^2}{0.9 \times 13} \right) \right] = -1.64 \text{ cm}^2 < 0$$

$$Aa = 2.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Ancrage des barres :**

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

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} \text{ Avec : } \tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm. soit } L_s = 30 \text{ cm.}$$

**D'après le BAEL91 :**

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm}$$

On remarque que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à  $0.4 L_s$ .  
 $0.4 L_s = 0.4 \times 32 = 12.8 \text{ cm}$  soit  $L_{cr} = 15 \text{ cm}$

**3-3) Calcul à l'ELS :**

**3-3-1) Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS :**

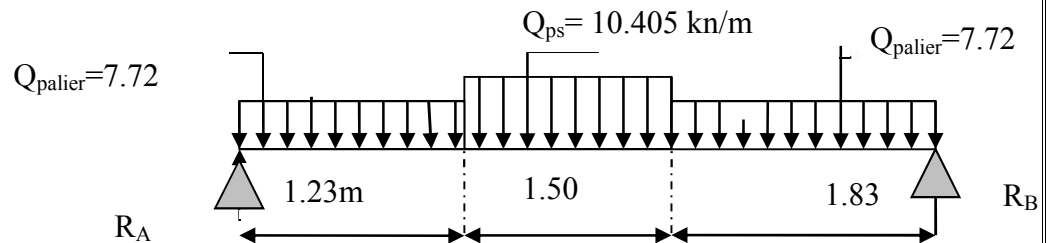


Schéma statique

❖ **Réaction d'appuis :**

$$\sum F / y = 0 \Rightarrow 1.23q_{pl} + 1.50q_{ps} + 1.83q_{pl} = R_A + R_B.$$

$$R_A + R_B = 1.23 \times 7.70 + 1.50 \times 10.405 + 1.83 \times 7.70 = 39.169 \text{ KN / ml .}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow R_B \times L = q_{pl} \times 1.23 \times \frac{1.23}{2} + q_{ps} \times 1.50 \times \left(1.23 + \frac{1.50}{2}\right) + q_{pl} \times 1.83 \times (1.23 + 1.50 + 1.83 \div 2)$$

$$R_B \times l = 7.70 \times 1.23 \times 1.23 \div 2 + 10.405 \times 1.50 (1.23 + 0.75) + 7.70 \times 1.83 \times (1.23 + 1.50 + 1.83 \div 2)$$

$$R_B = 19.318 \text{ KN.}$$

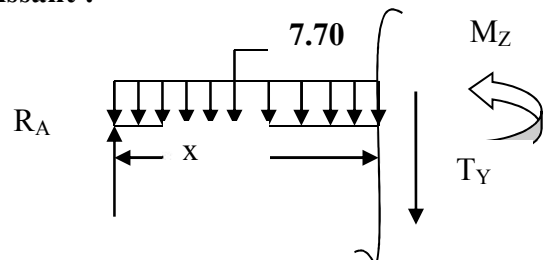
$$R_A = 39.169 - 19.318 = 19.851 \text{ KN}$$

$$R_A = 19.851 \text{ KN}$$

○ **calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

○ **1<sup>ier</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.23$ .**

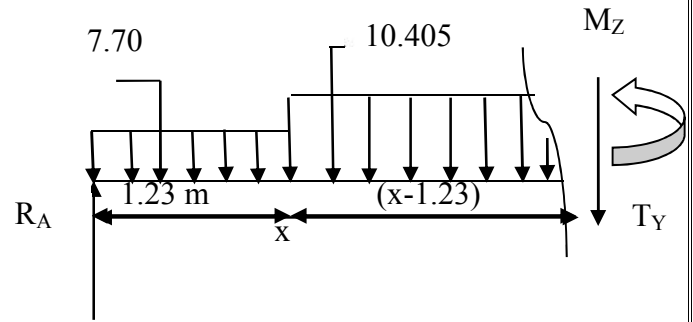
$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_{pl} \cdot x \\ T(x=0) \Rightarrow T_Y = 19.851 \text{ KN} \\ T(x=1.23) = 19.851 - 7.70 \times 1.23 = 10.38 \text{ KN.} \end{cases}$$



$$\begin{cases} M(x) = R_A x - q_{pl} \frac{x^2}{2} = 19.851x - \frac{7.70}{2} x^2 \\ M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.23) = 18.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

○ **2<sup>ème</sup> tronçon** :  $1.23 \leq x \leq 2.73$

$$\begin{aligned} T(x) &= R_A - q_{pl}(1.23) - q_{ps}(x-1.23) \\ T(x=1.23) &= 10.38 \text{ KN} \\ T(x=2.73) &= -5.23 \text{ KN} \end{aligned}$$



○ **Calcul de la valeur de x pour laquelle  $T_y = 0$  et  $M_z = \max$**

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{pl} \times 1.23 - (x-1.23) q_{ps} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{pl} \times 1.23 + 1.23 \times q_{ps}}{q_{ps}} = 2.23 \text{ m}$$

$$x = 2.23 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.23, 2.73]$$

$$\begin{cases} M(x) = R_A x - q_{pl} \times 1.23 \times (x - 0.615) - q_{ps} \left( \frac{(x-1.23)^2}{2} \right) \\ M(x=1.23) = 18.59 \text{ KN.m} \\ M(x=2.73) = 22.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

○ **3<sup>ème</sup> tronçon** :  $0 \leq x \leq 1.83$

$$T(x) = R_B - q_{pl} x$$

$$T(x=0) \Rightarrow T_y = 19.318 \text{ KN}$$

$$T(x=1.83) = 5.227 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_B x - q_{pl} \frac{x^2}{2} = 19.318x - \frac{7.70}{2} x^2$$

$$M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

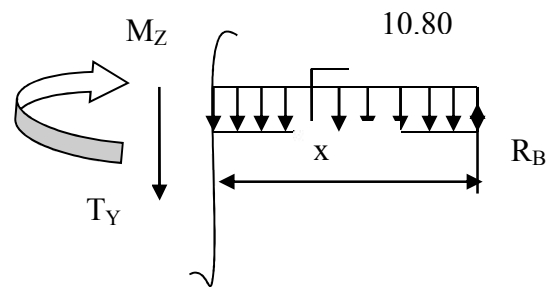
$$M(x=1.83) = 22.46 \text{ KN.m}$$

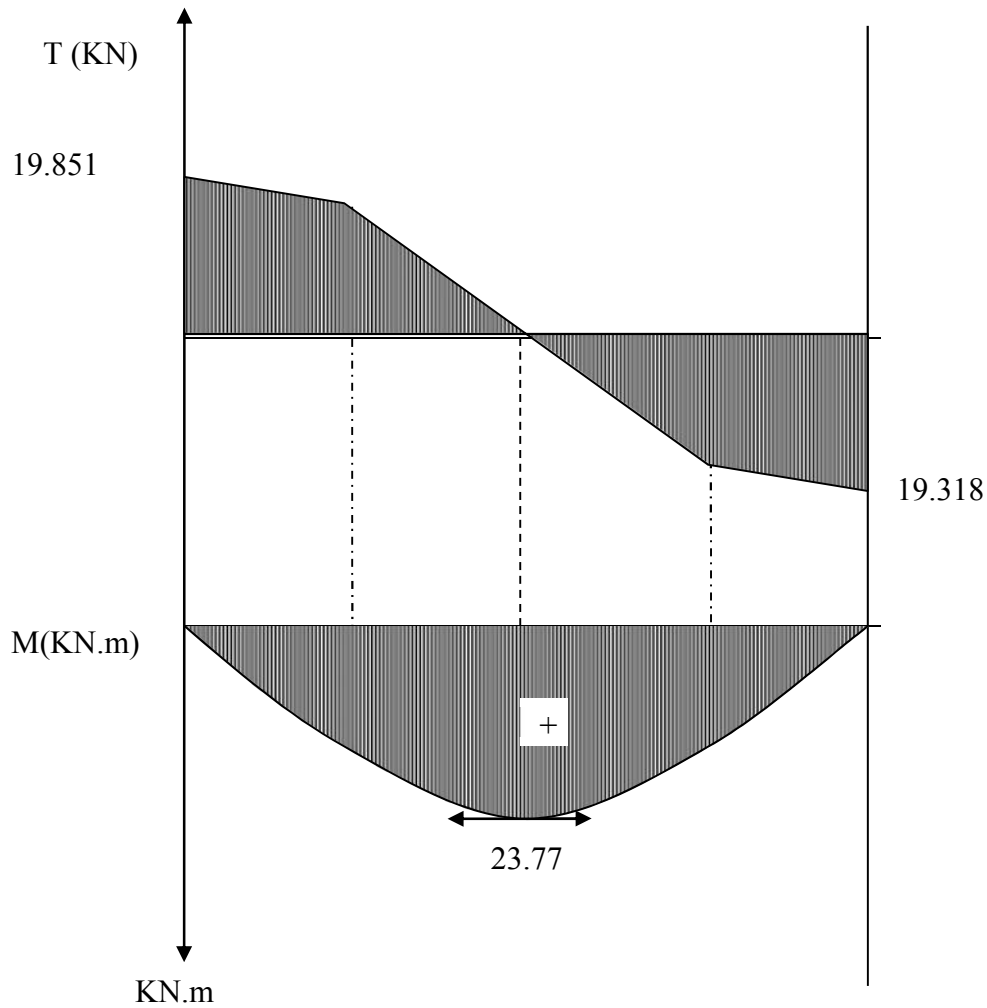
○ **Calcul du moment max :**

On a pour :  $x = 2.23 \text{ m} : T_y = 0 \text{ KN}$ .

$$M^{\max}(x=2.23) = 19.851(2.23) - 7.70 \times 1.23(2.23 - 0.615) - 10.405 \left( \frac{(2.23 - 1.23)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(2.37) = 23.77 \text{ KN.m}$$



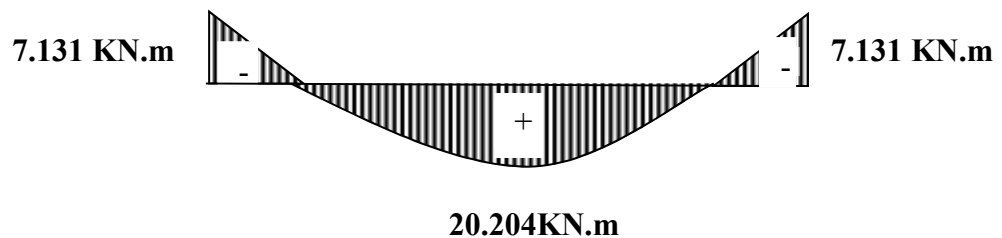


*Diagramme des efforts interne (ELS)*

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment  $M_{umax}$  au niveau des appuis et en travée.

- Aux appuis :  $M_s^a = - 0.3 M^{max} = - 0.3 (23.77) = - 7.131 \text{ KN.m}$
- En travées :  $M_s^t = 0.85 M^{max} = 0.85 (23.77) = 20.204 \text{ KN.m}$



*Diagramme des moments fléchissant(ELS)*  
*En tenant compte de l'encastrement partiel.*

**3-4) Vérification à l'ELS:**

❖ **Etat limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire ; alors la section est justifiée vis avis des ouvertures des fissures.

❖ **Etat limite de compression dans le béton :**

on doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ .

○ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.929 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.213 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.018$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7.131 \times 10^6}{0.929 \times 130 \times 251} = 235.24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.018 \times 235.24 = 4.23 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

○ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 13} = 0.592$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.886 \Rightarrow \alpha_1 = 3(1 - \beta_1) = 0.342 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = 0.0346$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{20.204 \times 10^6}{0.886 \times 130 \times 770} = 227.80 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0346 \times 227.80 = 7.88 < 15 \text{ MPa.} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de déformation :** (BAEL 91 Art B.6.5.3)

$$1/ \frac{h}{\bar{l}} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{456} = 0.0329 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{456} = 0.0329 \leq \frac{20.204}{10(23.77)} = 0.085 \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.70}{100 \times 13} = 0.0059 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

la 1<sup>ère</sup> et la 2<sup>ème</sup> condition ne sont pas vérifiées, alors le calcul de la flèche est nécessaire.

○ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :  $q_s = \max(q'_{ps} ; q'_{pl}) = \max(10.405; 7.72) = 10.405 \text{ KN/mL}$

$E_v$  : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S_{xx'} = \frac{100 \times (15)^2}{2} + (15 \times 7.70 \times 13) = 12751.5 \text{ cm}^3$$

$B_0$  : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (100 \times 15) + (15 \times 7.70) = 1615.5 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow V_1 = \frac{12751.5}{1615.5} = 7.89 \text{ cm} ; V_2 = h - V_1 = 15 - 7.89 = 7.11 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - C_2)^2$$

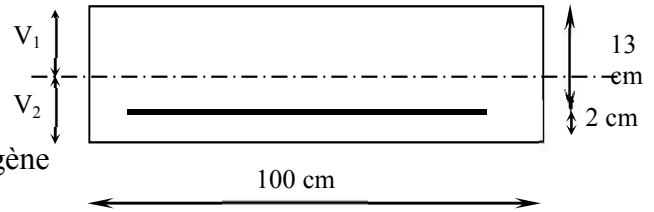
$$I = \frac{100}{3} \times ((7.89)^3 + (7.11)^3) + 15 \times 7.70 \times (7.11 - 2)^2$$

$$I = 31369.09 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.405 \times 10^3 \times (4.56)^4}{10818.86 \times 10^6 \times 31369.09 \times 10^{-8}} = 0.017 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{456}{500} = 0.912 \text{ cm}$$

$f < \bar{f} \Rightarrow$  Condition vérifiée



### Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

➤ **Armatures principales :**

a) En appuis:  $A_a = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Avec un espacement de 20cm.

b) En travée :  $A_t = 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Avec un espacement de 20cm.

➤ **Armatures de répartition :**

a) En appuis:  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Avec un espacement de 25cm.

b) En travée :  $A_f = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ . Avec un espacement de 25cm.

**NB :** Pour les schémas de ferrailage voir l'annexe.

**III-2) Calcul des plancher :****2-1) Introduction :**

La structure comporte des planchers à corps creux dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

On fera l'étude pour deux types de planchers :

Plancher RDC

plancher étage courant et terrasse

**2-2) Plancher en corps creux (rez-de-chaussée)****2-2-1) Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle aura une épaisseur de **4 cm** et sera armée d'un treillis soudé (**TLE 520,  $\Phi \leq 6$  mm**) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (art B.6.8.423)**.

-**33 cm** pour les barres // aux poutrelles.

-**20 cm** pour les barres  $\perp$  aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

**✚ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_c}$$

Avec **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles.

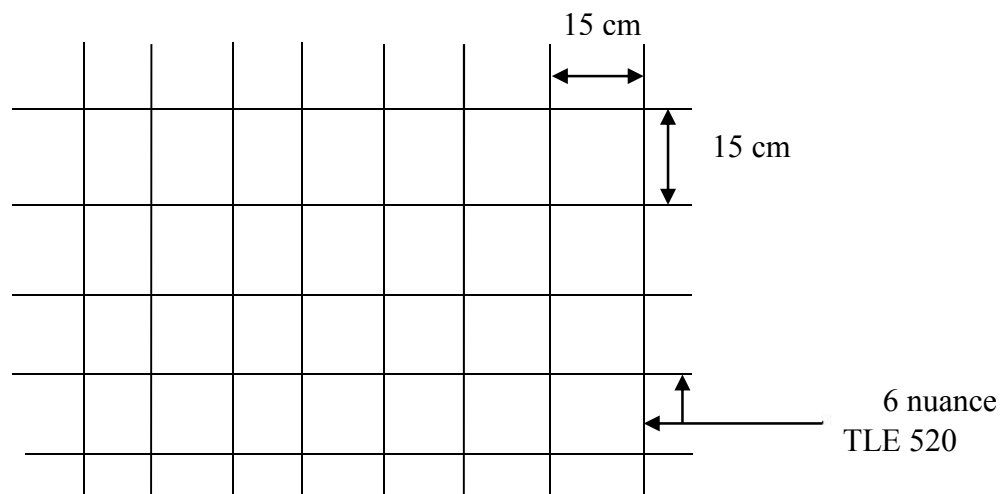
$$\text{D'où } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement de 15 cm

**Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_{//} = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement de 15 cm.



*Treillis soudées de 15 x15 cm*

**Conclusion :**

On adopte pour le ferrailage de la nuance TLE 520 de dimensions (6x6x150x150).

**2-2-2) Calcule de la poutrelle :**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

**Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

**a) Critère de la petite portée :**

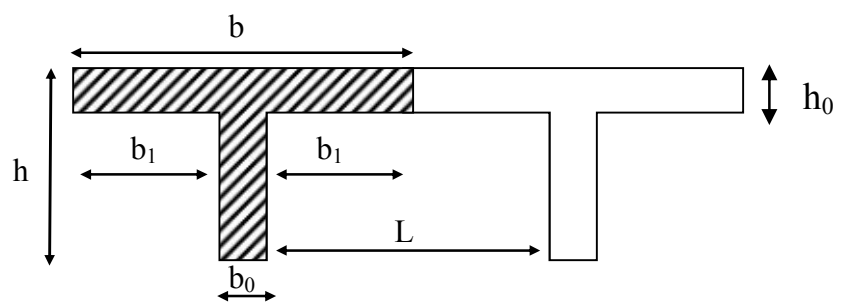
Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

**b) Critère de la continuité :**

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{l_1}{2} \end{array} \right.$$



Avec :

L : distance entre axe des poutrelles ;

$l_1$  : portée de la plus grande travée telle que  $l_1 = 4.55$  m (la travée la plus sollicitée) ;

b : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs ;

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

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression ( $h_0 = 4$  cm) ;

**Remarque :**

Dans le calcul de la poutrelle, on s'intéressera au plancher le plus sollicité, c - à - d celui qui porte la plus grande surcharge. Dans notre cas c'est le plancher à usage bureau.

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes

❖ **1<sup>ère</sup> étape : Avant coulage de la dalle de compression**

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités .elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à 0.95 KN / m<sup>2</sup> et la surcharge de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle :  $G_1=0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{KN} / \text{ml}$
- Poids du corps creux :  $G_2=0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{KN} / \text{ml}$

Avec :  $l=65\text{cm}$  ; longueur de l'hourdis

$$G=G_1+G_2=0.12+0.62= 0.74\text{KN/ml}$$

- Surcharge due à l'ouvrier :  $Q= 1\text{KN/ml}$ .

❖ **Calcul à L'ELU :**

- **Combinaison de charges :**

$$q_u=1.35G +1.5Q$$

$$q_u=1.35(0.74)+1.50(1)=2.5\text{KN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.55)^2}{8} = 6.469 \text{KN} . \text{ml}$$

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

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4.55}{2} = 5.687 \text{KN}$$

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

Soit l'enrobage  $c=2\text{cm}$

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

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.469 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 9.49 \gg 0.392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

**Conclusion :**

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (12 x 4) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ( $A_{sc} = 0$ ) ne soient pas nécessaires.

❖ **2<sup>ème</sup> étapes : Après coulage de la dalle de compression**

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

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

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

➤ **Largeur efficace de la table de compression :**

(Article A.4.1, / BAEL 91) (Voir cours BAEL 91, E.II.5.b) :

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

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{455}{10} = 45.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{455}{2} = 141.66 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{On prend} \quad b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

**2-2-3) Choix de la méthode :**

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

- Méthode forfaitaire ;
- ❖ Méthode de Caquot ;
- ❖ Méthode des trois moments ;

**2-2-4) Méthode forfaitaire :**

❖ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

(Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99) :

1) La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m<sup>2</sup>.

$$Q = 4 \leq \max\{2G; 5 \text{ KN/ml}\} = 10.48 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

2) Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées  
 $\Rightarrow$  la condition est vérifiée.

3) Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{400}{420} = 0.952 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{420}{455} = 0.923 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{455}{400} = 1.14 \end{array} \right. \Rightarrow \text{La condition vérifiée}$$

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

**Conclusion :**

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

❖ **Principe de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à une fraction fixée de manière forfaitaire de la valeur maximale du moment «  $M_0$  » dans la travée dite de comparaison, c'est – à – dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux même charge que la travée considérée.

○ **Exposé de la méthode :**

Les valeurs  $M_t$ ,  $M_w$  et  $M_e$  doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- $M_0$  : moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison.  
 $M_0 = q l^2 / 8$  ; dont « l » longueur entre nus d'appuis.
- $M_w$  et  $M_e$  : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.
- $M_t$  : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$$1) M_t \geq \max [1.05 M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

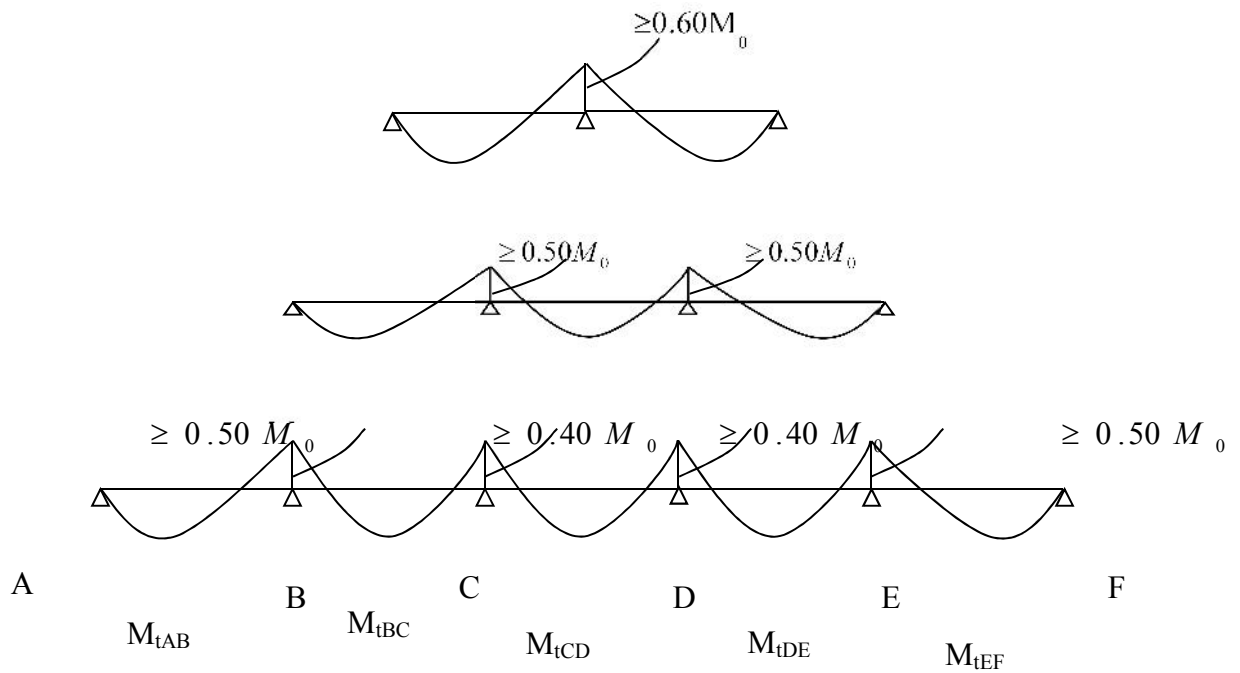
$$2) M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée intermédiaire.}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans une travée de rive.}$$

3) La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- a. **0.6  $M_0$**  pour une poutre de deux travées.
- b. **0.5  $M_0$**  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- c. **0.4  $M_0$**  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Dans notre cas on a une poutre reposant sur six (06) appuis, on aura le diagramme suivant



❖ **Application :**

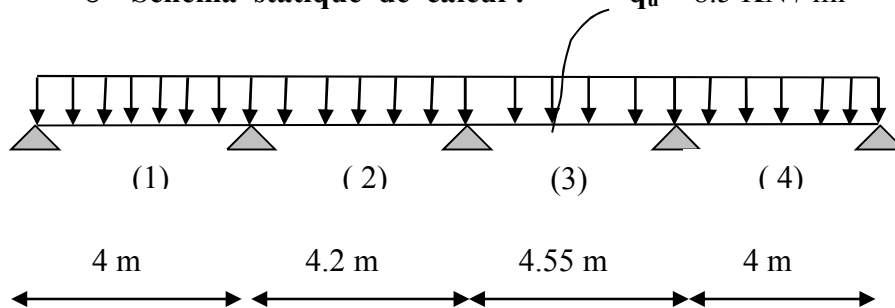
○ **Combinaison de charge :**

$$\begin{cases} G = 5.24 \times 0.65 = 3.406 \text{ KN/ml} \\ Q = 4 \times 0.65 = 2.6 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

A l'E.L.U:  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.5 \text{ KN / ml}$

A l'E.L.S:  $q_s = G + Q = 6 \text{ KN / ml}$

○ **Schema statique de calcul :**  $q_u = 8.5 \text{ KN / ml}$



*Schéma statique de la poutre continue reposant sur cinq appuis*

❖ Calcul des rapports des charges :

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

$$\alpha = \frac{4}{5.24 + 4} = 0.433 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
$\alpha$	$(1+0.3\alpha)$	$(1+0.3\alpha)/2$	$(1.2+0.3\alpha)/2$
0.433	1.13	0.5649	0.6649

❖ Calcul des moments isostatique :

- *En travée*

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_2^2}{8}$$

Travée	A - B	B - C	C - D	D - E
<b>L(m)</b>	4.00	4.20	4.55	4.00
<b>M<sub>0</sub></b>	17	18.74	22	17

- *En appuis :*

$$M_{appui} = \beta M_0^{max}$$

Appuis	A	B	C	D	E
<b>Coefficient forfaitaire</b> $\frac{\beta}{B}$	0.3	0.5	0.4	0.5	0.3
<b>M<sub>appui</sub></b>	5.1	9.37	8.8	11	5.1

❖ **Calcul des moments en travées :**

○ **Travée de rive A – B**

$$\text{➤ } M_{tAB} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.0$$

$$M_{tBC} \geq 1.13 \times 17 - \frac{5.1 + 9.37}{2} \quad M_{tAB}$$

$$\geq 11.97 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ } M_{tAB} \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0.6649 \times 17 = 11.30 \text{ KN. M}$$

On prend :

$$M_{tAB} = 11.97 \text{ KN. m}$$

➤ **Travée intermédiaire B - C**

$$\text{➤ } M_{tBC} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tBC} \geq 1.13 \times 18.74 - \frac{9.37 + 8.8}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 12.09 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ } M_{tBC} \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} = 0.5649 \times 18.74 = 10.58 \text{ KN. m}$$

On prend :

$$M_{tBC} = 12.09 \text{ KN. m}$$

➤ **Travée intermédiaire C- D**

$$\text{➤ } M_{tCD} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tCD} \geq 1.13 \times 22 - \frac{8.8 + 11}{2}$$

$$M_{tCD} \geq 14.96 \text{ KN.m}$$

$$\text{➤ } M_{tCD} \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{03} = 0.5649 \times 22 = 12.43 \text{ KN. m}$$

On prend :

$$M_{tCD} = 14.96 \text{ KN. M}$$

➤ **Travée rive D-E**

➤  $M_{iDE} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2}$  et  $(1 + 0.3\alpha) \geq 1.05$

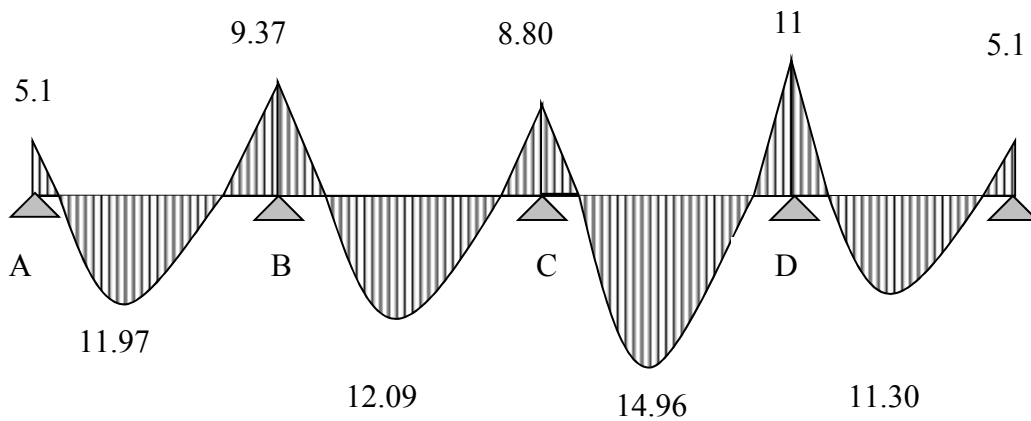
$$M_{iDE} \geq 1.13 \times 17 - \frac{11 + 5.1}{2}$$

$$M_{iDE} \geq 11.16 \text{ KN.m}$$

➤  $M_{iDE} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_{04} = 0.6649 \times 17 = 11.30 \text{ KN.m}$

On prend :

$$M_{iDE} = 11.30 \text{ KN.}$$



**Diagramme des moments fléchissant**

❖ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l}$$

➤ **La travée A - B**

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_A = \frac{8.5 \times 4}{2} + \frac{(-9.37) - (-5.1)}{4}$$

$$V_A = 15.93 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{8.5 \times 4}{2} + \frac{(-9.37) - (-5.1)}{4}$$

$$V_B = -18.07 \text{ KN.}$$

➤ **La travée B-C**

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_B = \frac{8.5 \times 4.2}{2} + \frac{(-8.8) - (-9.37)}{4.20}$$

$$V_B = 17.98 \text{ KN.}$$

$$V_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_C = -\frac{8.5 \times 4.20}{2} + \frac{(-8.80) - (-9.37)}{4.20}$$

$$V_C = -17.71 \text{ KN.}$$

➤ **La travée C-D**

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_C = \frac{8.50 \times 4.55}{2} + \frac{(-11) - (-8.80)}{4.55}$$

$$V_C = 18.85 \text{ KN.}$$

$$V_D = -\frac{8.50 \times 4.55}{2} + \frac{(-11) - (-8.80)}{4.55}$$

$$V_D = -19.82 \text{ KN}$$

➤ **La travée D – E**

$$V_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_D = \frac{8.50 \times 4}{2} + \frac{(-5.10) - (-11)}{4}$$

$$V_D = 18.47 \text{ KN.}$$

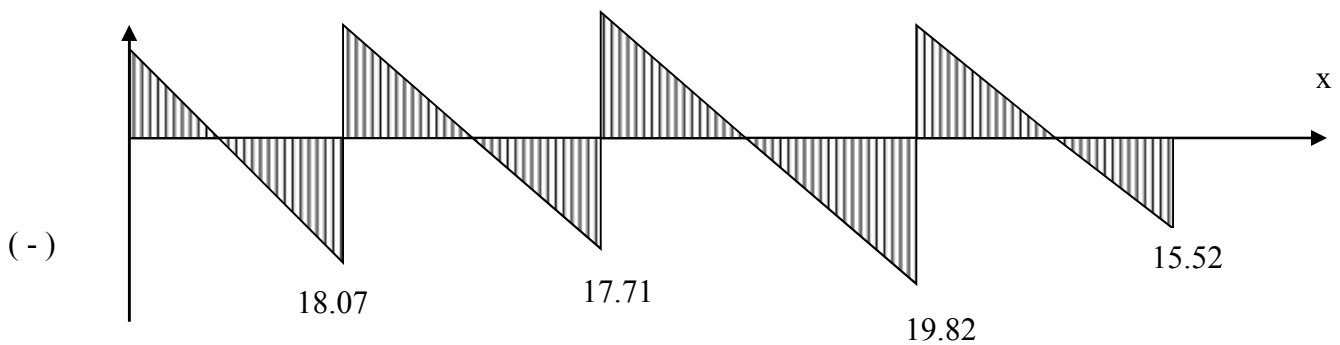
$$V_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_E = -\frac{8.50 \times 4}{2} + \frac{(-5.10) - (-11)}{4}$$

$$V_E = -15.52 \text{ KN.}$$

**T(x)(KN)**

(+)      5.93                      17.98                      18.85                      18.47



**Diagramme des efforts tranchants**

**2-2-5) Ferrailage à l'E.L.U :**

❖ **Armature longitudinale :**

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 14.96 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 11 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0=12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0=4\text{cm}; d = 18\text{cm}$$

➤ **En travées :**

$$M_t^{\max} = 14.96 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

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

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M^{\max}_t = 14.96 \text{ KN.m} < M_t \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression ;}$$

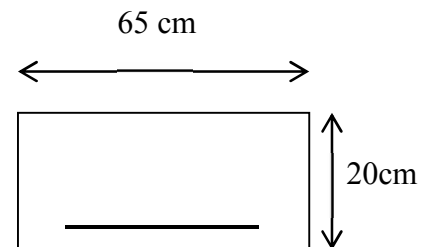
D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de (65 x 20).

$$\mu = \frac{M^{\max}_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{14.96 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,05$$

$$\mu = 0,05 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,05 \rightarrow \beta = 0,974$$

$$A = \frac{M^{\max}_t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{14.96 \times 10^5}{0,974 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 2.45 \text{ cm}^2$$



$$A_t = 2.45 \text{ cm}^2 \text{ on adopte; } \mathbf{3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2}$$

○ **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 11 \text{ KN.m}$$

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur **b<sub>0</sub>=12cm** et de hauteur **h =20cm**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{11 \times 10^5}{12 \times (18)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0.200$$

$$\mu = 0,200 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.200 \Rightarrow \beta = 0.887$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{11 \times 10^5}{0,887 \times 18 \times \frac{400}{1,15} \times 10^2} = 1,98 \text{ cm}^2.$$

$A_a = 1,98 \text{ cm}^2$  on adopte ; **2HA12 = 2,26 cm<sup>2</sup>**

**Conclusion :**

*En travée*, on adoptera : **3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**.

*Aux appuis*, on adoptera : **2HA12 = 2,26 cm<sup>2</sup>**.

Pour les aciers de continuité, on place **1HA12 = 1,13 cm<sup>2</sup>**

❖ **Armatures transversales : (Art.A.7.2.2/BAEL91) :**

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2\right) = 0,57 \text{ cm}$$

**Espacement des armatures : (Art.A.5.1.22.BAEL91) :**

On adopte **2 HA8 = 1,00 cm<sup>2</sup>**.

**2-2-6) Vérification à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité :**

○ **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23 b d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1/400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

○ **Sur appuis :**

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

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

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$V_u^{\max} = 19,82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 19.82 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0,917 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,917 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (3 \times 12) = 113 \text{ mm:}$$

$$\tau_{se} = \frac{19.82 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113} = 1.08 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

❖ **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis : (Art : A.5. 1. 313)**

○ **Sur le béton**

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_0$$

$$V_u^{\max} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 19.82 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

○ **Sur l'acier :**

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

condition vérifiée.

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1,15}{400} \left( 19.82 + \frac{11}{0,9 \times 18} \right) = 0.059$$

○ **l'ancrage des barres :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2.83 \text{ MPa}, \text{ avec } \psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42.40 \text{ cm}$$

D'après le BAEL91 :

$$\text{Pour } f_e \text{E400, acier HA, } L_s = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \longrightarrow L_s = 48 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec  $L_s = 0.4L_s$

$$L_s = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{ cm}$$

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

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 Art A.5.1.1)**

$$V_{u \max} = 19.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{19.82 \times 10^3}{650 \times 180} = 0.169$$

$$\tau_u = 0.169 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.1,2.1.1})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{4.347, 5 \text{ MPa}\}$$

$$\bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.169 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**2-2-7) Calcul à l'E.L.S :**

❖ **Moment de flexion à l'E.L.S (BAEL 91 ; modifié 99)**

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient  $q_s / q_u = 0.705$

$$\left. \begin{array}{l} q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.5 \text{ KN / ml} \\ q_s = G + Q = 6 \text{ KN / m} \end{array} \right\} q_s / q_u = 0.705$$

○ **Les moments en travées :**

$$M_{tAB} = 11.97 \times 0.705 = 8.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = 12.09 \times 0.705 = 8.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = 14.96 \times 0.705 = 10.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} = 11.30 \times 0.705 = 7.96 \text{ KN.m}$$

○ **Les moments en appuis**

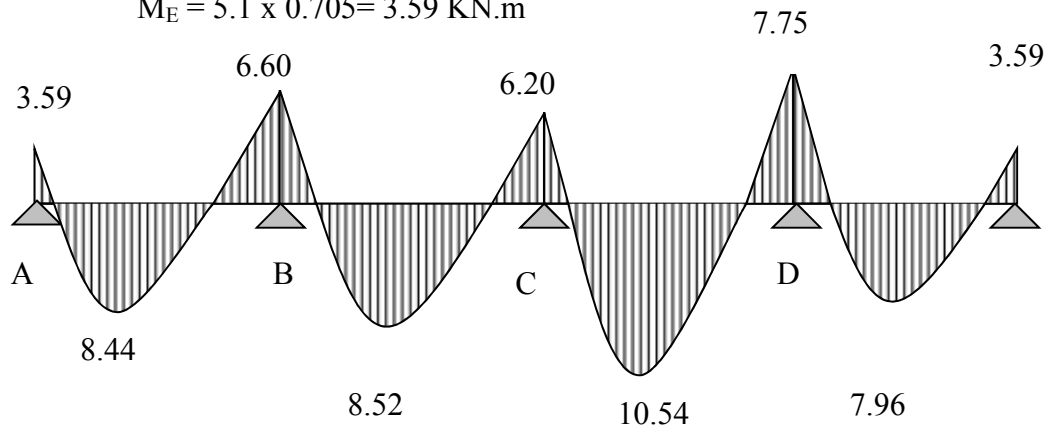
$$M_A = 5.1 \times 0.705 = 3.59 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 9.37 \times 0.705 = 6.60 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 8.8 \times 0.705 = 6.20 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 11 \times 0.705 = 7.75 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 5.1 \times 0.705 = 3.59 \text{ KN.m}$$



**Diagramme des moments fléchissant**

❖ **Effort tranchant à l'E.L.S :**

○ **Travée A – B**

$$V_A = 15.93 \times 0.705 = 11.23 \text{ KN}$$

$$V_B = -18.07 \times 0.705 = - 12.74 \text{ KN}$$

○ **Travée B – C**

$$V_B = 17.98 \times 0.705 = 12.67 \text{ KN}$$

$$V_C = -17.21 \times 0.705 = - 12.13 \text{ KN}$$

○ **Travée C – D**

$$V_C = 18.85 \times 0.705 = 13.28 \text{ KN}$$

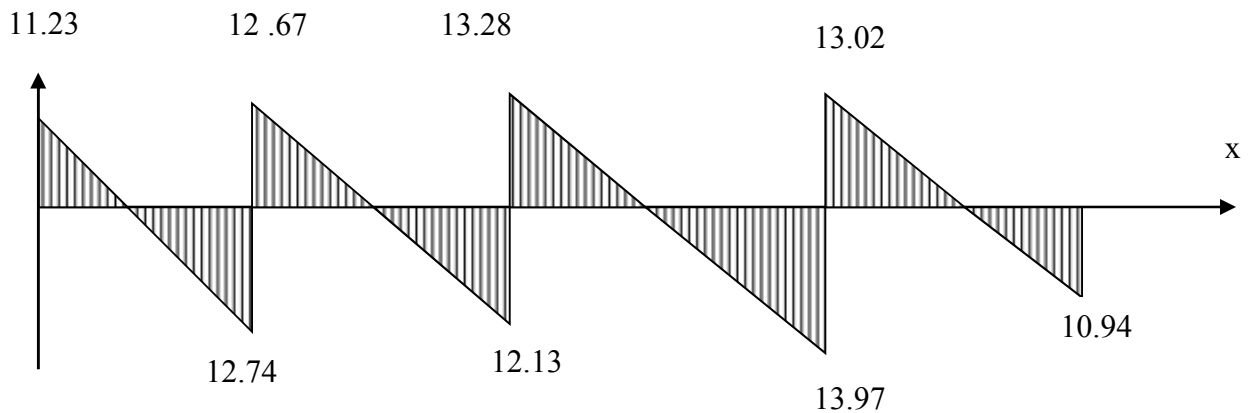
$$V_D = -19.82 \times 0.705 = - 13.97 \text{ KN}$$

○ **Travée D – E**

$$V_D = 18.47 \times 0.705 = 13.02 \text{ KN}$$

$$V_E = -15.52 \times 0.705 = - 10.94 \text{ KN}$$

(+)  $T(x)(KN)$



(-)

Diagramme des efforts tranchants

2-2-7) Vérification à l'E.L.S :

❖ **Etat limite de la compression du béton :**

○ **en travée :**

$$M_t^{\max} = 10.54 \text{ KN.m}$$

➤ **contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 3.39}{18 \times 12} = 1.57$$

$$\rho_1 = 1.57 \rightarrow \beta_1 = 0.837 \rightarrow K_1 = 15.67 \rightarrow K = 0.064$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{10.54 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 206.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte de compression dans le béton :**

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

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

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.064 \times 206.37 = 13.21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

○ **aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 7.75 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 2.26}{18 \times 12} = 1.046$$

$$\rho_1 = 1.046 \rightarrow \beta_1 = 0.858 \rightarrow K = 0.049$$

➤ **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{7.75 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2.26} = 222 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.049 \times 222 = 10.9 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

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

**Conclusion :**

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

**2-2-8) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

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

**2-2-9) Vérification de la flèche :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. Les règles de BAEL (art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de

Procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

- 1-  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- 2-  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- 3-  $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_c}$

avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

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

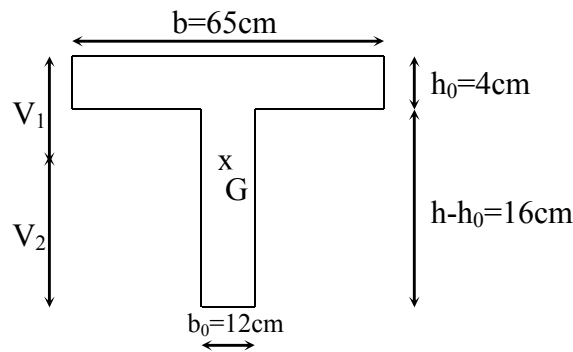
b<sub>0</sub> : largeur de nervure

1-  $\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.062$  .....condition non vérifiée

La première condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

❖ Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)

$$f_v = \frac{M_t^{\text{ser}} L^2}{10 E_v I_f}$$



section en té

Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39 = 502.85 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.4 = 12.56 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.1^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7.44 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799.84 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0157 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1.047$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0157 \times 206.37 + 2.1}; 0) = 0.244$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 21799.84}{1 + 1.047 \times 0.244} = 19100.3 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{10.54 \times (4.25)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 19100.3} = 0.92 > \frac{L}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

La flèche n'est pas vérifiée pour 3HA12, alors on augmente le ferrailage à 3HA14 et on refait

➤ **Contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 4.62}{18 \times 12} = 2.139$$

$$\rho_1 = 2.139 \rightarrow \beta_1 = 0.819 \rightarrow K_1 = 12.62 \rightarrow K = 0.079$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{10.54 \times 10^3}{0.819 \times 18 \times 4.62} = 154.75 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa}$$

Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 4.62 = 521.3 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 4.62 \times 18 = 4071.4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{4071.4}{521.3} = 7.81 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.81 = 12.19 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.81^3 + 12.19^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7.81 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 4.62 (12.19 - 2)^2$$

$$I_0 = 19398.95 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.02139 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 0.769$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.02139 \times 154.75 + 2.1}; 0) = 0.239$$

$$I_f_v = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 19398.95}{1 + 0.769 \times 0.239} = 18025.85 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{10.54 \times (4.25)^2 10^7}{10 \times 10818.86 \times 18025.85} = 0.97 > \frac{L}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

La flèche ne pas vérifiée, alors on augmente le ferrailage à 3HA16 et on refait calcul

➤ **contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 6.03}{18 \times 12} = 2.792$$

$$\rho_1 = 2.792 \rightarrow \beta_1 = 0.804 \rightarrow K_1 = 10.51 \rightarrow K = 0.095$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{10.54 \times 10^3}{0.804 \times 18 \times 4.62} = 157.64 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa}$$

Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 6.03 = 542.45 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 6.03 \times 18 = 4452.1 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{4452.1}{542.45} = 8.21 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 8.21 = 11.79 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (8.21^3 + 11.79^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (8.21 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 6.03 (11.79 - 2)^2$$

$$I_0 = 25896.34 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.02792 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 0.589$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.02792 \times 157.64 + 2.1}; 0) = 0.186.$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 25896.34}{1 + 0.589 \times 0.186} = 25673.35 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{10.54 \times (4.25)^2 10^7}{10 \times 10818.86 \times 25673.35} = 0.68 < \frac{L}{500} = 0.84 \text{ cm} \dots \text{ La flèche est vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Appuis :** 2 HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>.
- **Travée :** 3 HA 16 = 6.03 cm<sup>2</sup>.
- **Armatures transversales :** 2HA8 = 1.00cm<sup>2</sup> avec un espacement de 15 cm
- Pour les aciers de continuité, on place **2HA8 = 1.00cm<sup>2</sup>**

**NB :** Pour les schémas de ferrailage voir l'annexe.

**2-3) Plancher en corps creux (étage courant) :**

**2-3-1) Ferrailage de la dalle de compression**

On adopte même ferrailage de plancher de RDC.

**2-3-2) Calcul de la poutrelle :**

Le calcul de la poutrelle se fait en deux étapes :

❖ **1<sup>ère</sup> étape : avant coulage de la dalle de compression :**

les armatures comprimées ( $A_{sc} = 0$ ) ne soient pas nécessaires (même calcul de planche RDC) ; il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées

❖ **2<sup>ème</sup> étapes : Après coulage de la dalle de compression:**

**2-3-3) Méthode forfaitaire :**

D'après la poutrelle du plancher RDC ,la méthode forfaitaire seras applicable pour le plancher d'étage courant :

❖ **Application :**

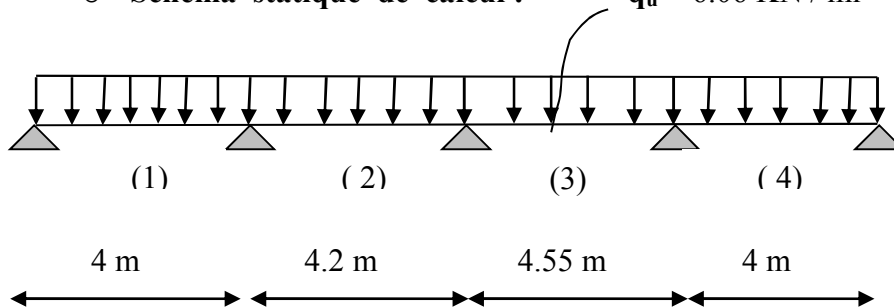
○ **Combinaison de charge :**

$$\begin{cases} G = 5.24 \times 0.65 = 3.406 \text{ KN/ml} \\ Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

A l'E.L.U:  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.06 \text{ KN / ml}$

A l'E.L.S:  $q_s = G + Q = 4.38 \text{ KN / ml}$

○ **Schema statique de calcul :**  $q_u = 6.06 \text{ KN / ml}$



**Schéma statique de la poutre continue reposant sur cinq appuis**

○ Calcul des rapports des charges :

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

$$\alpha = \frac{1.5}{5.24 + 1.5} = 0.222 < \frac{2}{3}$$

		Travée intermédiaire	Travée de rive
$\alpha$	$(1+0.3\alpha)$	$(1+0.3\alpha)/2$	$(1.2+0.3\alpha)/2$
0.222	1.0666	0.5333	0.6333

○ Calcul des moments isostatique :

➤ En travée

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l_2^2}{8}$$

Travée	A - B	B - C	C - D	D - E
<b>L(m)</b>	4.00	4.20	4.55	4.00
<b>M<sub>0</sub></b>	12.12	13.36	15.68	12.12

➤ En appuis :

$$M_{\text{appui}} = \beta M_0^{\text{max}}$$

Appuis	A	B	C	D	E
<b>Coefficient forfaitaire</b> $\beta$	0.3	0.5	0.4	0.5	0.3
<b>M<sub>appui</sub></b>	3.64	6.68	6.27	7.84	3.64

○ Calcule des moments en travées :

➤ Travée de rive A - B

$$M_{tAB} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3 \alpha) \geq 1.0$$

$$M_{tBC} \geq 1.0666 \times 12.12 - \frac{3.64 + 6.68}{2}$$

$$M_{tAB} \geq 7.767 \text{ KN.m}$$

$$M_{tAB} \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{01} = 0.6333 \times 12.12 = 7.675 \text{ KN. M}$$

On prend :  $M_{tAB} = 7.767 \text{ KN. m}$

***Travée intermédiaire B - C***

$$M_{tBC} \geq (1 + 0.3.\alpha).M_{02} - \frac{M_B + M_c}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3 \alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tBC} \geq 1.0666 \times 13.36 - \frac{6.68 + 6.27}{2}$$

$$M_{tBC} \geq 7.775 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{02} = 0.5333 \times 13.36 = 7.125 \text{ KN. m}$$

On prend :

$$M_{tBC} = 7.775 \text{ KN. m}$$

➤ ***Travée intermédiaire C- D***

$$M_{tCD} \geq (1 + 0.3.\alpha).M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3 \alpha) \geq 1.05$$

$$M_{tCD} \geq 1.0666 \times 15.68 - \frac{6.27 + 7.84}{2}$$

$$M_{tCD} \geq 9.669 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \left( \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{03} = 0.5333 \times 15.68 = 8.362 \text{ KN. m}$$

On prend :

$$M_{tCD} = 9.669 \text{ KN. M}$$

➤ ***Travée rive D-E***

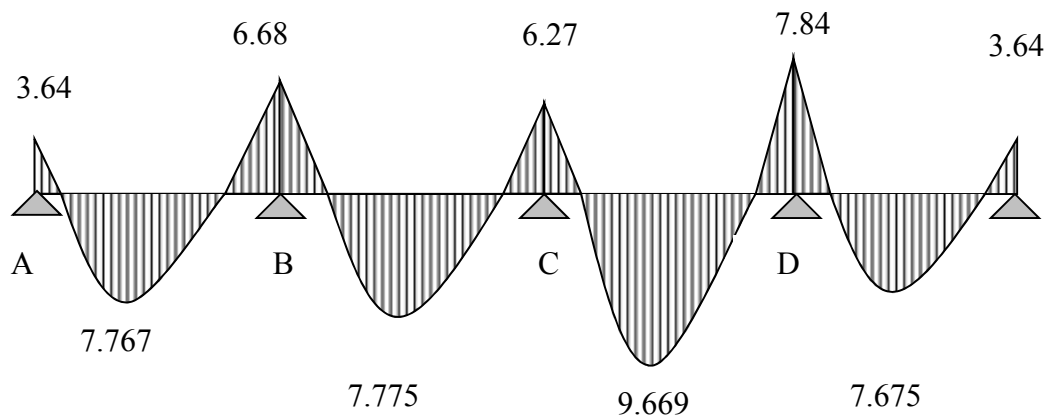
$$M_{iDE} \geq (1 + 0.3 \cdot \alpha) \cdot M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} \quad \text{et } (1 + 0.3 \cdot \alpha) \geq 1.05$$

$$M_{iDE} \geq 1.0666 \times 12.12 - \frac{7.84 + 3.64}{2}$$

$$M_{iDE} \geq 7.187 \text{ KN.m}$$

$$M_{iDE} \geq \left( \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{04} = 0.6333 \times 12.12 = 7.675 \text{ KN.m}$$

On prend :  $M_{iDE} = 7.675 \text{ KN.m}$



**Diagramme des moments fléchissant**

○ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_w^i = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_e^{i+1} - M_w^i}{l}$$

$$V_e^{i+1} = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w^i - M_e^{i+1}}{l}$$

➤ **La travée A - B**

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_A = \frac{6.06 \times 4}{2} + \frac{(-6.68) - (-3.64)}{4}$$

$$V_A = 11.36 \text{ KN.}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}}$$

$$V_B = -\frac{6.06 \times 4}{2} + \frac{(-6.68) - (-3.64)}{4}$$

$$V_B = -12.88 \text{ KN.}$$

➤ **La travée B- C**

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_B = \frac{6.06 \times 4.2}{2} + \frac{(-6.27) - (-6.68)}{4.20}$$

$$V_B = 12.82 \text{ KN.}$$

$$V_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}}$$

$$V_C = -\frac{6.06 \times 4.20}{2} + \frac{(-6.27) - (-6.68)}{4.20}$$

$$V_C = -12.63 \text{ KN.}$$

➤ **La travée C - D**

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_C = \frac{6.06 \times 4.55}{2} + \frac{(-7.84) - (-6.27)}{4.55}$$

$$V_C = 13.44 \text{ KN.}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}}$$

$$V_D = -\frac{6.06 \times 4.55}{2} + \frac{(-7.84) - (-6.27)}{4.55}$$

$$V_D = -14.13 \text{ KN.}$$

➤ **La travée D – E**

$$V_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_D = \frac{6.06 \times 4}{2} + \frac{(-3.64) - (-7.84)}{4}$$

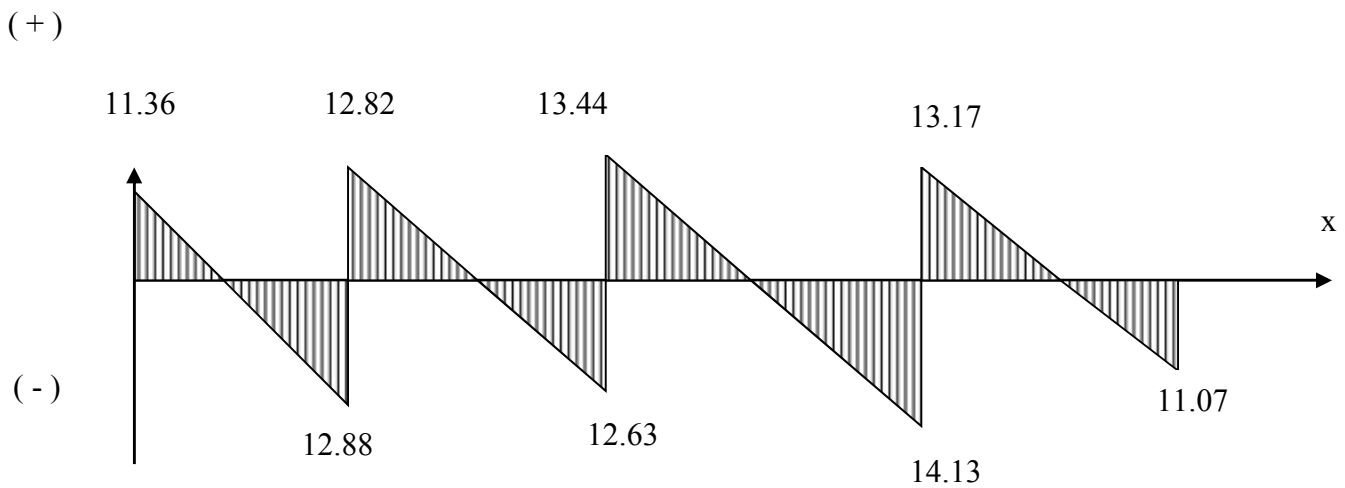
$$V_D = 13.17 \text{ KN.}$$

$$V_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}}$$

$$V_E = -\frac{6.06 \times 4}{2} + \frac{(-3.64) - (-7.84)}{4}$$

$$V_E = -11.07 \text{ KN.}$$

***T(x)(KN)***



**Diagramme des efforts tranchants**

**2-3-4) Ferrailage à l'E.L.U :**

❖ **Armature longitudinale :**

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 9.669 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad M_a^{\max} = 7.84 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en Té dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65\text{cm}; b_0=12\text{cm}; h = 20\text{cm}; h_0=4\text{cm}; d = 18\text{cm}$$

○ **En travées :**

$$M_t^{\max} = 9.669 \text{ KN.m}$$

Le moment qui peut être repris par la table de compression :

$$M_t = b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

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

$$M_0 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 9.669 \text{ KN.m} < M_0 \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression} ;$$

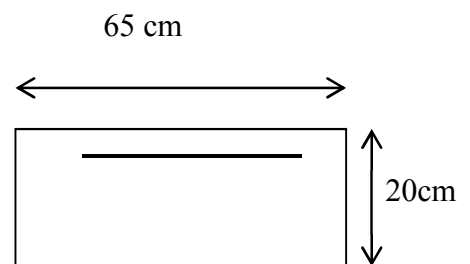
D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de (65 x 20).

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{9.669 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 \langle \mu_l = 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$$\mu = 0,032 \rightarrow \beta = 0,984$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.669 \times 10^5}{0,984 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.57 \text{ cm}^2$$



$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 \text{ on adopt; } \mathbf{3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2}$$

○ **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 7.84 \text{ KN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bc}} = \frac{7.84 \times 10^5}{12 \times (18)^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0.142$$

$$\mu = 0,142 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.142 \Rightarrow \beta = 0.923$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.84 \times 10^5}{0,923 \times 18 \times \frac{400}{1.15} \times 10^2} = 1.36 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 1.36 \text{ cm}^2 \text{ on adopte ; } \mathbf{2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2}$$

**Conclusion :**

*En travée*, on adoptera :  $\mathbf{3HA10 = 2.35 \text{ cm}^2}$ .

*Aux appuis*, on adoptera :  $\mathbf{2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2}$ .

Pour les aciers de continuité, on place  $\mathbf{2HA8 = 1.00 \text{ cm}^2}$

❖ **Armatures transversales : (Art.A.7.2.2/BAEL91) :**

$$\phi_t = \min(h/35, b_0/10, \phi_1)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2\right) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte  $\mathbf{2 HA8 = 1.00 \text{ cm}^2}$ .

**Espacement des armatures : (Art.A.5.1.22.BAEL91) :**

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

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

$$\Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

**2-3-5) Vérification à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité :**

○ **En travée :**

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1/400 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

○ **Sur appuis :**

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1/400 = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$V_u^{\max} = 14.13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u^{\max} / b_0 d = 14.13 \times 10^3 / 120 \times 180$$

$$\tau_u = 0,654 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,654 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \text{ avec } \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (3 \times 10) = 94.2 \text{ mm:}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.13 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94.2} = 0.926 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.926 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

❖ **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (Art : A.5. 1. 313)**

○ **Sur le béton**

$$V_u^{\max} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_0$$

$$V_u^{\max} = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 14.13 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

○ **Sur l'acier :**

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

$$A_a = 1,57 \geq \frac{1,15}{400} \left( 14,13 + \frac{7,84}{0,9 \times 18} \right) = 0,042$$

condition vérifiée.

❖ **l'ancrage des barres :**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 21 = 2,83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

D'après le BAEL91 :

$$\text{Pour } f_c E400, \text{ acier HA, } L_s = 40\phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm} \longrightarrow L_s = 40 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec  $L_s = 0,4 L_s$

$$L_s = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

On prend :  $L_s = 17 \text{ cm}$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91 Art A.5.1.1)**

$$V_{u \max} = 14,13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{14,13 \times 10^3}{650 \times 180} = 0,121$$

$$\tau_u = 0,121 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.1,2.1.1})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 25}{1,15}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 4,347, 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 4,347 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.121 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.347 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**2-3-6) Calcul à l'E.L.S :**

❖ **Moment de flexion à l'E.L.S (BAEL 91 ; modifié 99)**

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient  $q_s / q_u = 0.705$

$$\left. \begin{aligned} q_u &= 1.35 G + 1.5 Q = 6.06 \text{ KN / ml} \\ q_s &= G + Q = 4.38 \text{ KN / ml} \end{aligned} \right\} q_s / q_u = 0.723$$

○ ***Les moments en travées :***

$$M_{tAB} = 7.767 \times 0.723 = 5.615 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = 7.775 \times 0.723 = 5.621 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = 9.669 \times 0.723 = 6.991 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} = 7.675 \times 0.723 = 5.549 \text{ KN.m}$$

○ ***Les moments en appuis***

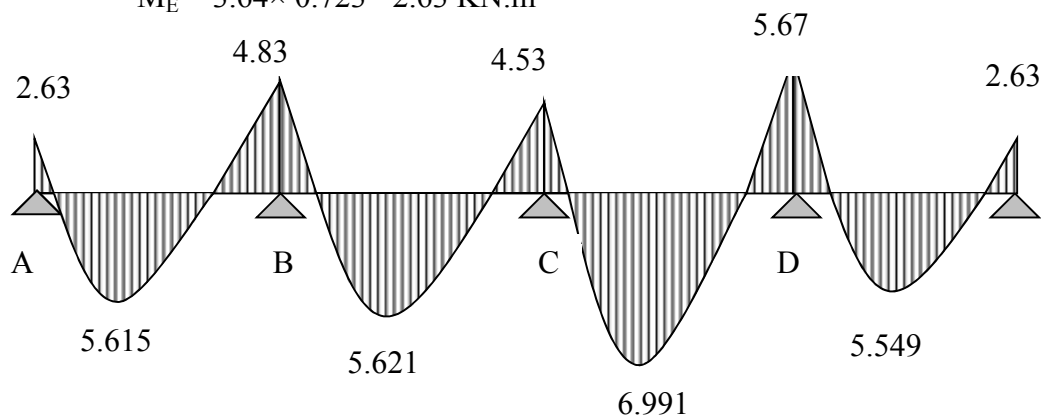
$$M_A = 3.64 \times 0.723 = 2.63 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 6.68 \times 0.723 = 4.83 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 6.27 \times 0.723 = 4.53 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 7.84 \times 0.723 = 5.67 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 3.64 \times 0.723 = 2.63 \text{ KN.m}$$



**Diagramme des moments fléchissant**

❖ Effort tranchant à l'E.L.S :

○ Travée A – B

$$V_A = 11.36 \times 0.723 = 8.21 \text{ KN}$$

$$V_B = -12.88 \times 0.723 = -9.31 \text{ KN}$$

○ Travée B – C

$$V_B = 12.82 \times 0.723 = 9.27 \text{ KN}$$

$$V_C = -12.63 \times 0.723 = -9.13 \text{ KN}$$

○ Travée C – D

$$V_C = 13.44 \times 0.723 = 9.72 \text{ KN}$$

$$V_D = -14.13 \times 0.723 = -10.21 \text{ KN}$$

○ Travée D – E

$$V_D = 13.17 \times 0.723 = 9.52 \text{ KN}$$

$$V_E = -11.07 \times 0.723 = -8 \text{ KN}$$

(+)  $T(x)(KN)$

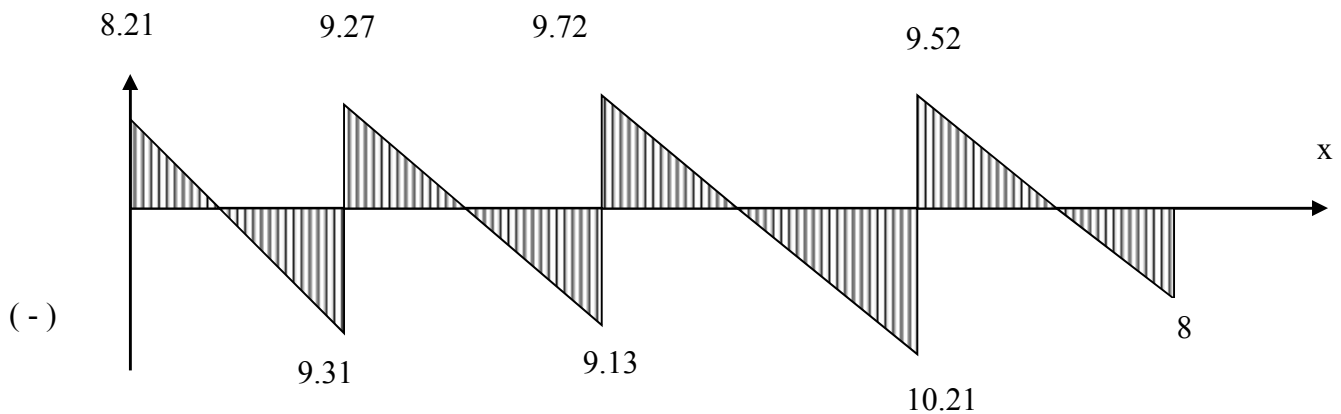


Diagramme des efforts tranchants

**2-3-7) Vérification à l'E.L.S :**

❖ **Etat limite de la compression du béton :**

○ **en travée :**

$$M_t^{\max} = 6.991 \text{KN.m}$$

➤ **contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 2.35}{18 \times 12} = 1.09$$

$$\rho_1 = 1.09 \rightarrow \beta_1 = 0.856 \rightarrow K_1 = 19.72 \rightarrow K = 0.05$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{6.991 \times 10^3}{0.856 \times 18 \times 2.35} = 193.1 \text{MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{MPa}$$

➤ **Contrainte de compression dans le béton :**

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

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

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.05 \times 193.1 = 9.65 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

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

○ **aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 5.67 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 1.57}{18 \times 12} = 0.727$$

$$\rho_1 = 1.046 \rightarrow \beta_1 = 0.876 \rightarrow K = 0.039$$

➤ **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{5.67 \times 10^3}{0.876 \times 18 \times 1.57} = 229 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.039 \times 229 = 8.93 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

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

**Conclusion :**

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

**2-3-7) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

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

❖ **Vérification de la flèche :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. Les règles de BAEL (art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

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

avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

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

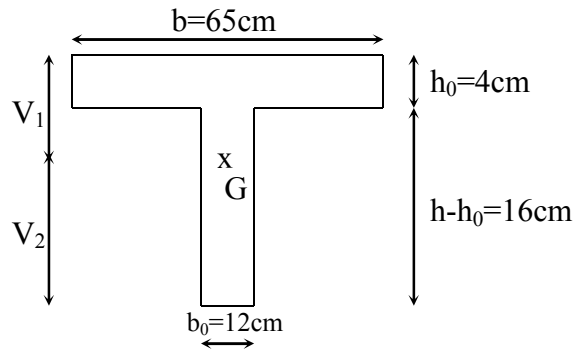
b<sub>0</sub> : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{425} = 0.047 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

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

$$f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10E_v I_{fv}}$$



Détail de la section en T

Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1 \text{cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7.1 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 12489.4 \text{cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0109 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 1.5$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}}; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0109 \times 193.1 + 2.1}; 0\right) = 0.349$$

$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v\mu} = \frac{1.1 \times 12489}{1 + 1.5 \times 0.349} = 9017.3 \text{ cm}^4$$

$f_v = \frac{6.991 \times (4.25)^2 10^7}{10 \times 10818.86 \times 9017.3} = 1.29 > \frac{L}{500} = 0.85 \text{ cm} \dots\dots\dots$  La flèche n'est pas vérifiée.

On augmente la section des armatures : 3HA12=3.39cm<sup>2</sup>

➤ **contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 3.39}{18 \times 12} = 1.569$$

$$\rho_1 = 1.569 \rightarrow \beta_1 = 0.837 \rightarrow K_1 = 15.67 \rightarrow K = 0.064$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{6.991 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 137 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification de la flèche :**

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

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

1-  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$

2-  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

3-  $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{3.6}{F_e}$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

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

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

1-  $\frac{h}{L} = \frac{20}{425} = 0.047 < \frac{1}{16} = 0.062 \dots\dots\dots$ condition non vérifiée

La première condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

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

$$f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10 E_v I_f}$$

Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39 = 502.85 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.44^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7.44 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 21799.84 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0157 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1.05$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0157 \times 137 + 2.1}; 0) = 0.343$$

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 21799.84}{1 + 1.05 \times 0.343} = 17630 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{6.991 \times (4.25)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 17630} = 0.66 < \frac{L}{500} = 0.85 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ La flèche est vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Appuis :** 2 HA10 = 1.57 cm<sup>2</sup>.
- **Travée :** 3 HA 12 = 3.39 cm<sup>2</sup>.
- **Armatures transversales :** 2HA8 = 1.00cm<sup>2</sup> avec un espacement de 15 cm
- Pour les aciers de continuité, on place **2HA8 = 1.00cm<sup>2</sup>**

**NB :** Pour les schémas de ferrailage voir l'annexe.

**III-7) Calcul du Porte à faux :**

La porte à faux est une console encastrée au niveau de la poutre réalisée en dalle pleine.

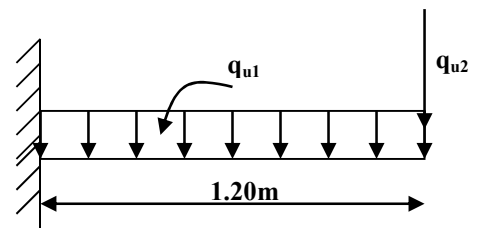
**7-1) Dimensionnement :**

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

L'épaisseur des portes à faux est donnée par la formule suivante :

$$h \geq \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12\text{cm}$$

On prend : h = 15cm



**Schéma statique de la porte à faux**

**7-2) Détermination des charges et surcharges :**

- Charges permanentes :

- ✚ La dalle

$$G = 5.19\text{KN/m}^2$$

- ✚ Mur extérieur

N°	Désignation	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN / m <sup>3</sup> )	G (KN / m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	/	0.00
4	Briques creuses	0.10	9	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	12	0.24
<b>G Total</b>				<b>2.40</b>

- **Surcharge d'exploitation :**

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

**7-3) Calcul à l'ELU :**

La porte à faux est calculée en flexion simple.

❖ **Combinaison des charges :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Dalle :  $q_{u1} = [(1.35 \times 5.19) + 1.5 (1.5)] \times 1 = 9.25 \text{ KN/ml}$

Mur extérieur :  $q_{u2} = (1.35 \times 2.40 \times 2.91) \times 1 = 9.43 \text{ KN}$

❖ **Calcul du moment d'encastrement :**

La section dangereuse étant au niveau d'encastrement, le moment est égale à :

Moment provoqué par la charge « q<sub>u1</sub> » :

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{9.25 \times 1.2^2}{2} = 6.66 \text{ KN.m}$$

Moment provoqué par la charge « q<sub>u2</sub> » :

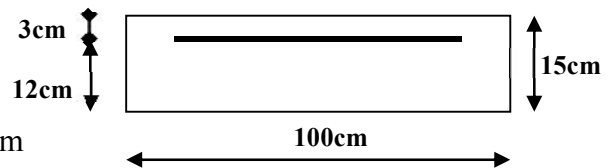
$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \cdot l = 9.43 \times 1.05 = 9.90 \text{ KN.m}$$

Le moment total :

$$M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 16.56 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des armatures à ELU :**

$$M_u = 16.56 \text{ KN.m} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 12 \text{ cm}$$



✚ **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{16.56 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.081$$

$$\mu = 0.081 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.081 \Rightarrow \beta = 0.957$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{16.56 \times 10^5}{0.957 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 4.14 \text{ cm}^2$$

Soit : 4 12/ml → 4.52 cm<sup>2</sup>/ml ;  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

✚ **Armatures de répartition** :  $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$

Soit : 4 8/ml → 2.01 cm<sup>2</sup>/ml ;  $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

**7-4) Vérification à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :**

$$A_{\min} = \left( 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) \cdot d \cdot b = 0.23 \times 100 \times 12 \frac{2.1}{400 \times 10^2} = 1.45 \text{cm}^2$$

$A_S = 4.52 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{cm}^2 \Rightarrow A_S = 4.52 \text{cm}^2$  condition vérifiée

❖ **Vérification au cisaillement (BAEL 91) :**

○ **Effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2} = 9.25 \times 1.2 + 9.43 = 20.53 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{20.53 \times 10}{100 \times 12} = 0.171 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$\tau_u = 0.171 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée

Pas de risque de cisaillement.

❖ **Vérification de l'adhérence :**

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.53 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.72} = 1.26 \text{MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$  Condition vérifiée  $\Rightarrow$  pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

✚ **Armatures principales :**

$$A_s \geq \frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } V_u = 20.53 \text{KN}$$

$$\frac{V_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{20.53 \times 10^3 \times 1.15}{400} = 59 \text{mm}^2 = 0.59 \text{cm}^2$$

$$A_s = 4.52 \text{cm}^2 > 0.59 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **vérification des contraintes de béton au niveau des appuis :**

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

$$\bar{V}_u = 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.4 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 100 \times 12 \times \frac{2500}{1.5} = 800 \text{KN}$$

$$V_u = 20.53 \text{KN} < 800 \text{KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Ancrage des barres :**

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \quad (\text{Art. A.6.1,23/BAEL91})$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$L_S = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{cm} \\ L_S = 40 = 40 \times 1.2 = 48 \text{cm (BAEL91)} \end{array} \right.$$

$$L_S = 48 \text{ cm}$$

$$L_{cr} = 0.4 L_S = 0.4 \times 48 = 19.2 \text{cm} \quad \text{soit } L_{cr} = 20 \text{cm}$$

**7-5) Vérification à l'ELS :**

❖ **Combinaison des charges :**  $q_{s1} = G + Q$

$$\text{Dalle : } q_{s1} = 5.19 + 1.5 = 6.69 \text{KN/ml}$$

$$\text{Mur extérieur : } q_{s2} = 2.40 \times 1 \times 2.91 = 6.98 \text{KN/ml}$$

❖ **Calcul du moment d'encastrement :**

Moment provoqué par la charge «  $q_{s1}$  »

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \cdot l^2}{2} = \frac{6.69 \times 1.2^2}{2} = 4.81 \text{KN.m}$$

Moment provoqué par la charge « $q_{s2}$ »

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \cdot l = 6.98 \times 1.4 = 9.77 \text{KN.m}$$

Le moment total :

$$M_s = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 4.81 + 9.77 = 14.58 \text{KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

○ **Acier :**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.53}{100 \times 12} = 0.377 \Rightarrow \beta_1 = 0.905 \quad ; \quad K_1 = 37.92$$

$$\sigma_s = \frac{14.58 \times 10^5}{0.905 \times 12 \times 453} = 296.36 \text{MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Donc la section d'acier est vérifiée.}$$

○ **Béton :**

Il faut vérifier que  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_b = k \sigma_s$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{37.92} = 0.026$$

$$\sigma_b = 0.026 \times 296.36 = 7.70 \text{MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'ouverture des fissures :**

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

➤ **Vérification de la flèche :**

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{14.58}{10(14.58)} = 0.1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.53}{12 \times 100} = 0.00377 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

h : la hauteur total du plancher.

L : la portée libre du balcon.

$M_t$  : moment fléchissant max de service en travée.

$M_0$  : moment isostatique de service.

b : la largeur de la section étudiée.

$f_e$ : limite élastique des armatures tendue

**Conclusion :**

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

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Armatures principales** : 4 HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup> /ml avec un espacement de 25 cm.
- **Armatures de répartition** : 4 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup> /ml avec un espacement de 25 cm.

**NB :** pour le schéma de ferrailage voir l'annexe.

**III-3-4) Calcul de la poutre palière brisée :**

**4-1) Pré dimensionnement:**

○ **Hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{478}{15} \leq h \leq \frac{478}{10} \Rightarrow 31.86 \leq h \leq 47.80$$

$$L = 1.23 + (1.5 / \cos 29.24) + 1.83$$

Avec : h : hauteur libre ; L : portée libre de la poutre

Selon le RPA 99 (modifiée en 2003) h doit être supérieur ou égale à 30 cm.

Soit : **h = 35 cm**

○ **Largeur :**

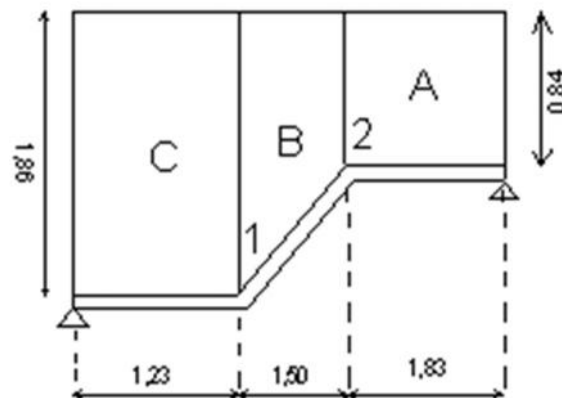
$$0,4h \leq b \leq 0,7 h$$

$$14 \leq b \leq 24,5$$

$$\text{selon le RPA99 (modifiée en 2003)} \Rightarrow \begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

On opte pour b = 30 cm avec : b : largeur de la poutre.

Donc : la poutre palière aura pour dimensions (b x h) = (30 x 35) cm<sup>2</sup>



**Charges revenant à la poutre :**

- ✓ Poids propre de la poutre (**partie A**) = 0,30. 0,35. 25 = 2,625 KN/ml
- ✓ Poids propre de la poutre (**partie C**) = 0,30. 0,35. 25 = 2,625 KN/ml
- ✓ Poids propre de la poutre (**partie B**) =  $\frac{0,35 \times 0,3 \times 25}{\cos 29.24^\circ} = 3.0 \text{ KN / ml}$
- ✓ Effort tranchant à l'appui : **ELU** :  $T_u = T_{u1} + T_{u2} = 27.698 + 22.80 = 50.50 \text{ KN}$   
**ELS** :  $T_s = T_{s1} + T_{s2} = 19.851 + 16.37 = 36.22 \text{ KN}$

✓ Chargement du au poids du mur exterieur :

Partie A :  $2.71 \times 2.40 = 6.50 \text{ KN/ml}$

Partie B :  $(3.73 - 1.02 / 2) \times 2.40 = 7.73 \text{ KN/m}$

Partie C :  $3.73 \times 2.40 = 8.95 \text{ KN/ml}$

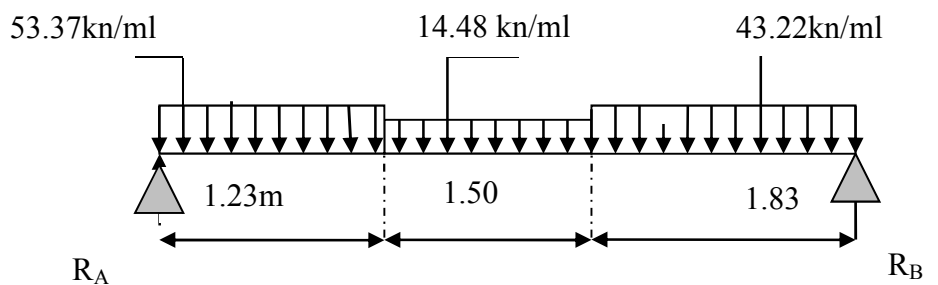
❖ **Combinaison de charges :**

**ELU:**

$$q_{uA} = 1,35G + \frac{T_u}{L} = 1,35(2.625 + 6.50) + \frac{(50.50)}{1.23} = 53.37 \text{ KN / ml}$$

$$q_{uB} = 1,35 G = 1,35 (3 + 7.73) = 14.48 \text{ KN / ml}$$

$$q_{uC} = 1,35G + \frac{T_u}{L} = 1,35(2.625 + 8.95) + \frac{2(50.50)}{1.83} = 43.22 \text{ KN / ml}$$



**Schéma statique(ELU)**

**4-2) Calcul des efforts internes :**

❖ **Réactions d'appuis :**

$$\sum F / y = 0$$

$$R_A + R_B = 1.23 \times 53.37 + 1.50 \times 14.48 + 1.83 \times 43.22 = 166.45 \text{ KN / ml} .$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times 4.56 = 53.37 \times 1.23 \times 1.23 \div 2 + 14.48 \times 1.50(1.23 + 0.75) + 43.22 \times 1.83(1.23 + 1.50 + 1.83 / 2)$$

$$R_B = 81.50 \text{ KN} .$$

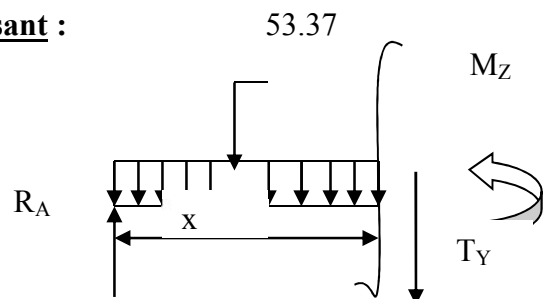
$$R_A = 166.45 - 81.50 = 84.94 \text{ KN}$$

$$R_A = 84.94 \text{ KN}$$

❖ **calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

○ **1<sup>ier</sup> tronçon :**  $0 \leq x \leq 1.23 .$

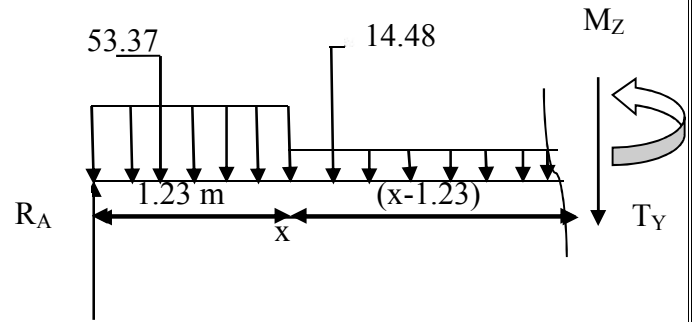
$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_{uA} \cdot x \\ T(x=0) \Rightarrow T_Y = 84.94 \text{ KN} \\ T(x=1.23) = 84.94 - 53.37 \times 1.23 = 19.29 \text{ KN} . \end{cases}$$



$$\begin{cases} M(x) = R_A x - q_{uA} \frac{x^2}{2} = 84.94x - \frac{53.37}{2} x^2 \\ M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.23) = 64.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

○ **2<sup>ieme</sup> tronçon** :  $1.23 \leq x \leq 2.73$

$$\begin{aligned} T(x) &= R_A - q_{uA}(1.23) - q_{uB}(x-1.23) \\ T(x=1.23) &= 19.29 \text{ KN} \\ T(x=2.73) &= -2.42 \text{ KN} \end{aligned}$$



○ **Calcul de la valeur de x pour laquelle  $T_y = 0$  et  $M_z = \max$**

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{uA} \times 1.23 - (x-1.23) q_{uB} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{uA} \times 1.23 + 1.23 \times q_{uB}}{q_{uB}} = 2.56 \text{ m}$$

$$x = 2.56 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.23, 2.73].$$

$$\begin{cases} M(x) = R_A x - q_{uA} \times 1.23 \times (x - 0.615) - q_{uB} \left( \frac{(x-1.23)^2}{2} \right) \\ M(x=1.23) = 64.10 \text{ KN.m} \\ M(x=2.73) = 76.75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

○ **3<sup>eme</sup> tronçon** :  $0 \leq x \leq 1.83$ .

$$T(x) = R_B - q_{uc} x.$$

$$T(x=0) \Rightarrow T_y = 81.5 \text{ KN}$$

$$T(x=1.83) = 2.42 \text{ KN}$$

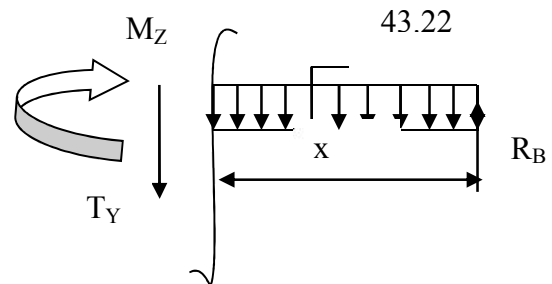
$$M(x) = R_B x - q_{uc} \frac{x^2}{2} = 81.5x - \frac{43.22}{2} x^2$$

$$M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x=1.83) = 76.75 \text{ KN.m}$$

○ **Calcul du moment max :**

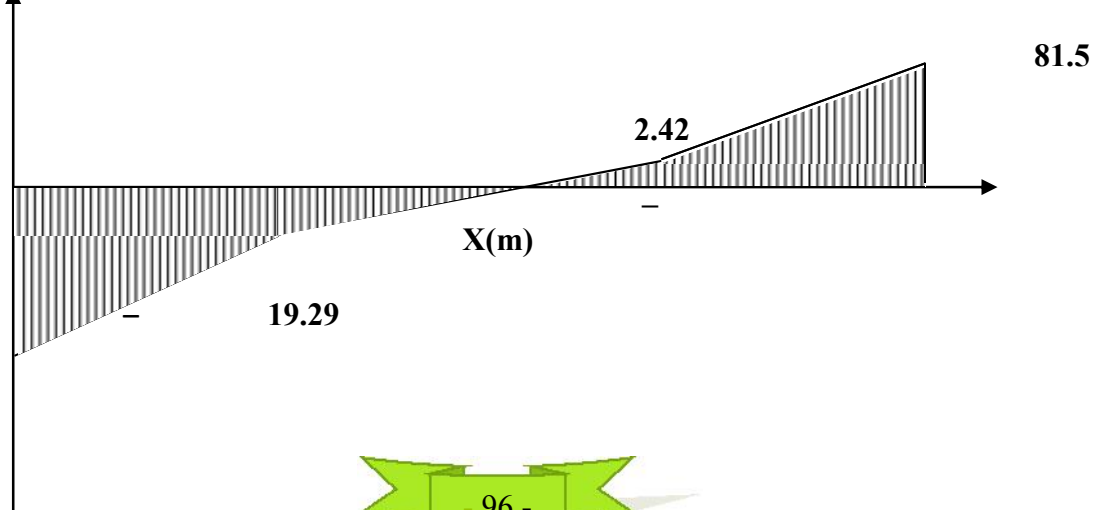
On a pour :  $x = 2.56 \text{ m} : T_y = 0 \text{ KN}$ .



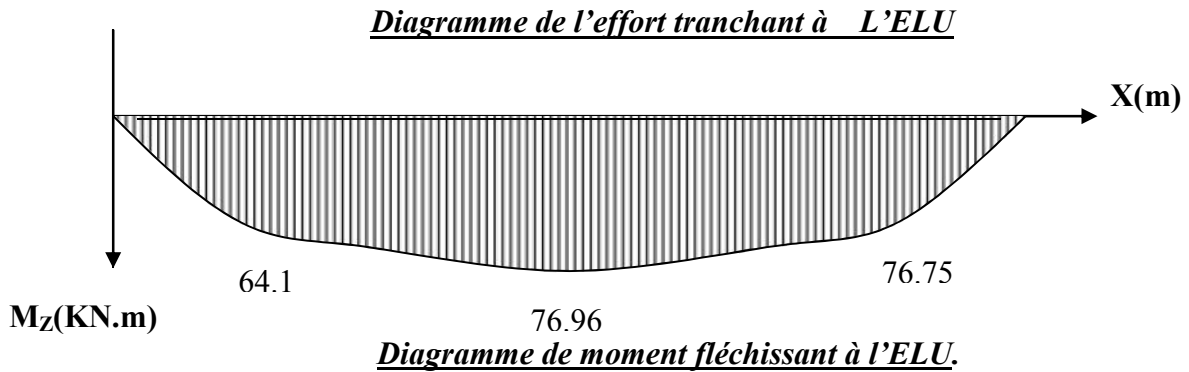
$$M^{\max}(x=2.56) = 84.94(2.56) - 53.37 \times 1.23(2.56 - 0.615) - 14.48 \left( \frac{(2.56 - 1.23)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(2.56) = 76.96 \text{ KN.m}$$

T(KN)



84.94



**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment  $M_{u\max}$  au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis :  $M_u^a = - 0.3 M^{\max} = - 0.3 (76.96) = - 23.09 \text{ KN.m}$

En travées :  $M_u^t = 0.85M^{\max} = 0.85 (76.96) = 65.42 \text{ KN.m}$

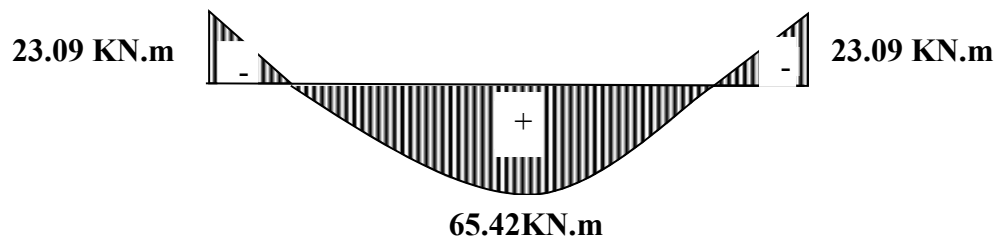


Diagramme des moments fléchissant(ELU)  
En tenant compte de l'encastrement partiel.

**4-3) Ferrailage à L'ELU :**

❖ Calcul des armatures principales :

○ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{65.42 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.150 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.150 \Rightarrow \beta = 0.918$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{65.42 \times 10^3}{0.918 \times 32 \times 348} = 6.40 \text{ cm}^2$$

Soit : une section de **6HA12= 7.78cm<sup>2</sup>**.

○ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23.09 \times 10^3}{30 \times 32^2 \times 14.2} = 0.052 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.052 \Rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{23.09 \times 10^3}{0.973 \times 32 \times 348} = 2.13 \text{ cm}^2$$

Soit : une section de **3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>**

**4-4) Vérifications à l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité :**

On doit avoir :

$$A \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 30 \times 35 \times 2.1 / 400 = 1.26 \text{ cm}^2$$

$A > A_{\min} \Rightarrow$  condition vérifiée.

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les appuis :**

On a :  $V_u = 70.39 \text{ KN}$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times \alpha \times b_0 ; \text{ Avec } \alpha = 0.9 \times d$$

$$\bar{V}_u = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 320 \times 300 = 576 \text{ kN}$$

$V_u \ll \bar{V}_u \Rightarrow$  Condition vérifiée.

❖ **Contrainte de cisaillement :**

La contrainte admissible de cisaillement est :

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{81.5 \times 10^3}{300 \times 320} = 0.849 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Diamètre des armatures transversales :**

Il est donné par la formule suivante :

$$\Phi_t = \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \{1; 1.2; 3\} = 10 \text{ mm}$$

On prend :  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t \leq \frac{\pi \times \Phi^2}{4} = \frac{3.14 \times 0.8^2}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement des armatures transversales (St) :**

○ **Dans la zone nodale :**

$$St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi; 30 \text{ cm} \right\}$$

$$St \leq \min \{8.75; 30; 9.6\}$$

Soit :  $S_t = 8 \text{ cm}$

○ **En dehors de la zone nodale :**

$$St \leq \frac{h}{2}$$

$$St = \frac{35}{2} = 17.5$$

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

❖ **Vérification des armatures transversales :**

$$A_{t \min} = 0.003 \times St \times b$$

○ **Dans la zone nodale :**

$$A_{t \min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2 < 2.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

○ **En dehors de la zone nodale :**

$$A_{t \min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 5.74 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'adhérence :**

Il faut avoir :  $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} ; \quad \sum U_i = \text{Somme des périmètres utiles}$$

$$\sum U_i = \pi \times (\phi \times \sum \text{des barres}) = 3.14 \times (6 \times 12) = 226.08 \text{ mm}$$

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{81.5 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 226.08} = 1.25 \text{ MPa}$$

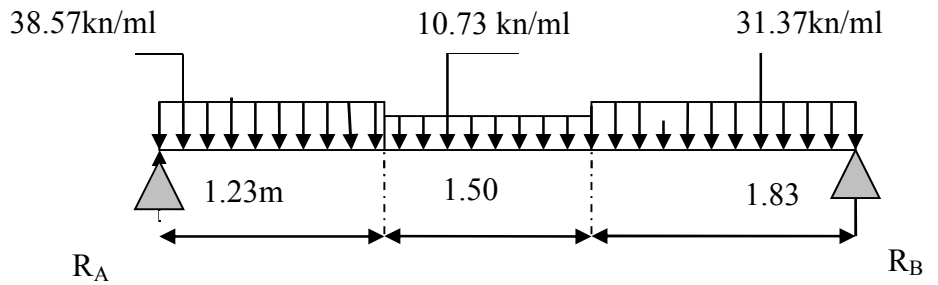
$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**4-5) Vérifications à l'ELS :**

$$q_{sA} = G + \frac{T_u}{L} = (2.625 + 6.50) + \frac{(36.22)}{1.23} = 38.57 \text{ KN / ml}$$

$$q_{sB} = G = (3 + 7.73) = 10.73 \text{ KN / ml}$$

$$q_{sC} = G + \frac{T_s}{L} = (2.625 + 8.95) + \frac{(36.22)}{1.83} = 31.37 \text{ KN / ml}$$



**Schéma statique(ELS)**

❖ **Calcul des efforts internes :**

○ **Réactions d'appuis :**

$$\sum F/y = 0$$

$$R_A + R_B = 1.23 \times 38.57 + 1.50 \times 10.73 + 1.83 \times 31.37 = 121.10 \text{ KN} / \text{ml} .$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B \times 4.56 = 38.57 \times 1.23 \times 1.23 \div 2 + 10.73 \times 1.50 (1.23 + 0.75) + 31.37 \times 1.83 (1.23 + 1.50 + 1.83 / 2)$$

$$R_B = 59.27 \text{ KN} .$$

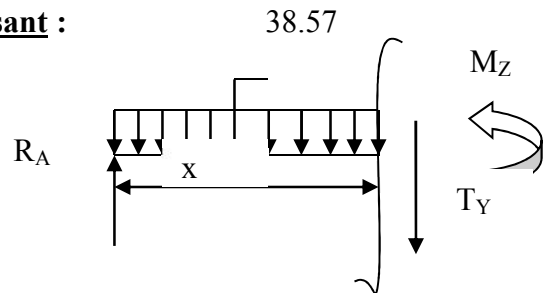
$$R_A = 121.1 - 59.27 = 61.83 \text{ KN}$$

$$R_A = 45.81 \text{ KN}$$

❖ **calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

○ **1<sup>ier</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.23$  .**

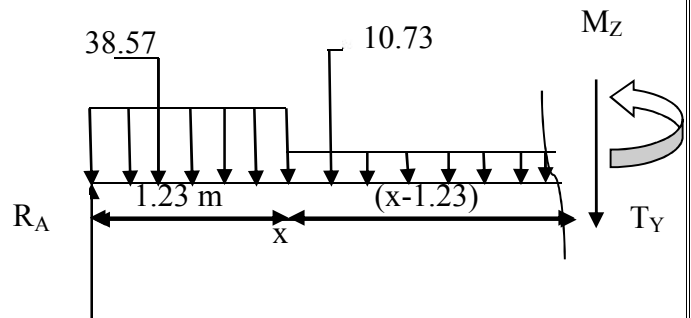
$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_{uA} \cdot x \\ T(x=0) \Rightarrow T_Y = 61.83 \text{ KN} \\ T(x=1.23) = 61.83 - 38.57 \times 1.23 = 14.39 \text{ KN} . \end{cases}$$



$$\begin{cases} M(x) = R_A x - q_{uA} \frac{x^2}{2} = 61.83x - \frac{38.57}{2} x^2 . \\ M(x=0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(x=1.23) = 46.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

○ **2<sup>ieme</sup> tronçon :  $1.23 \leq x \leq 2.73$**

$$\begin{aligned} T(x) &= R_A - q_{uA} (1.23) - q_{uB} (x-1.23) \\ T(x=1.23) &= 14.39 \text{ KN} \\ T(x=2.73) &= -1.7 \text{ KN} . \end{aligned}$$



○ **Calcul de la valeur de x pour laquelle  $T_Y = 0$  et  $M_Z = \text{max}$**

$$T(x)=0 \Rightarrow R_A - q_{uA} \times 1.23 - (x-1.23) q_{uB} = 0$$

$$T(x)=0 \Rightarrow x = \frac{R_A - q_{uA} \times 1.23 + 1.23 \times q_{uB}}{q_{uB}} = 2.57 \text{ m}$$

$$x = 2.57 \text{ m} \quad ; \quad x \in [1.23, 2.73] .$$

$$\begin{cases} M(x) = R_A x - q_{uA} \times 1.23 \times (x - 0.615) - q_{uB} \left( \frac{(x-1.23)^2}{2} \right) . \\ M(x=1.23) = 46.87 \text{ KN.m} \\ M(x=2.73) = 56.38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

○ **3<sup>ème</sup> tronçon** :  $0 \leq x \leq 1.83$ .

$$T(x) = R_B - q_{uc} \cdot x.$$

$$T(x=0) \Rightarrow T_Y = 59.27 \text{ KN}$$

$$T(x=1.83) = 1.86 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_B x - q_{uc} \frac{x^2}{2} = 59.27x - \frac{31.37}{2}x^2$$

$$M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(x=1.83) = 56.38 \text{ KN.m}$$

○ **Calcul du moment max** :

On a pour :  $x = 2.57 \text{ m}$  :  $T_y = 0 \text{ KN}$ .

$$M^{\max}(x=2.57) = 61.83 \times (2.57) - 38.57 \times 1.23(2.57 - 0.615) - 10.73 \left( \frac{(2.57 - 1.23)^2}{2} \right)$$

$$M^{\max}(2.57) = 56.52 \text{ KN.m}$$

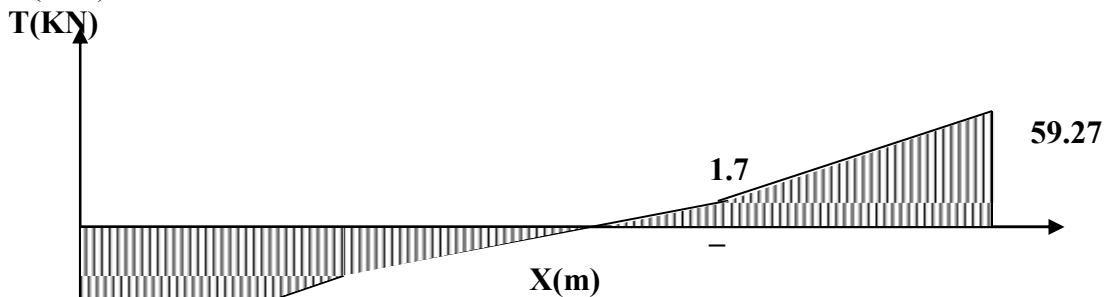
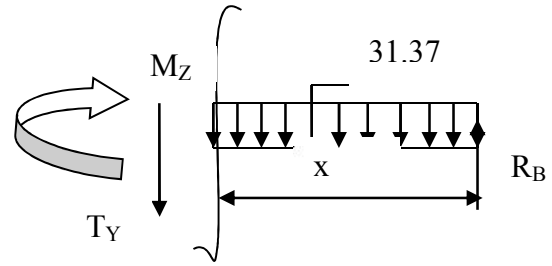


Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS :

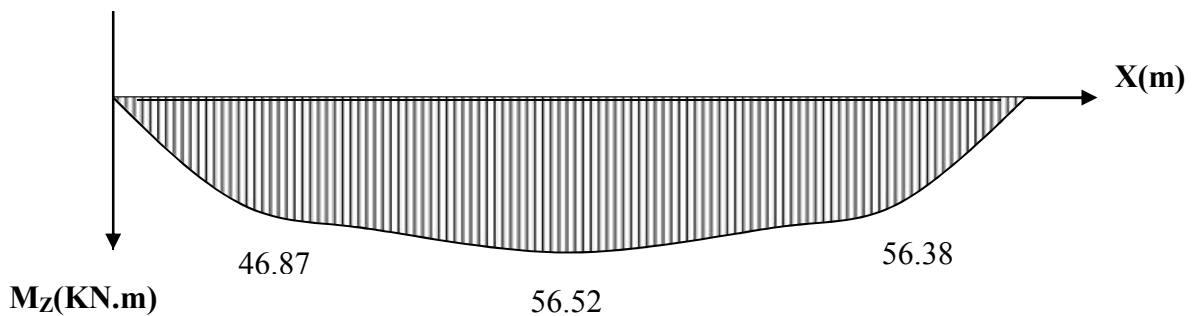


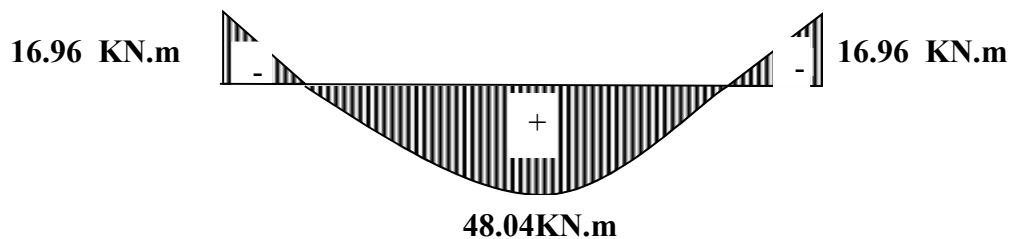
Diagramme de moment fléchissant à l'ELS.

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction pour le moment  $M_{S_{\max}}$  au niveau des appuis et en travée.

**Aux appuis :**  $M_s^a = -0.3 M^{\max} = -0.3 (56.52) = -16.96 \text{KN.m}$

**En travées :**  $M_s^t = 0.85 M^{\max} = 0.85 (56.52) = 48.04 \text{KN.m}$



**Diagramme des moments fléchissant(ELS)**  
**En tenant compte de l'encastrement partiel.**

**4-6) Vérification des contraintes:**

❖ **Etat limite de compression dans le béton :**

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

○ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{35 \times 32} = 0.302 \Rightarrow \begin{cases} k_1 = 42.5 \Rightarrow K = \frac{1}{K1} = 0.0235 \\ \beta_1 = 0.913 \end{cases}$$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{16.96 \times 10^3}{0.913 \times 32 \times 3.39} = 171.24 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

➤ **La contrainte dans le béton :**

$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.0235 \times 171.24 = 4.02 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

○ **En travée :**

$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 7.78}{35 \times 32} = 0.694 \Rightarrow \{ k_1 = 26.22 \Rightarrow \kappa = 0.0381 \quad \beta = 0.879$

➤ **La contrainte dans l'acier :**

$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{48.04 \times 10^3}{0.879 \times 32 \times 5.74} = 219.52 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifié.}$

➤ **La contrainte dans le béton :**

$\sigma_b = k \times \sigma_s = 0.0381 \times 219.52 = 8.36 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**4-7) Vérification de la flèche :**

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

1/  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{456} = 0.0767 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

2/  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{35}{456} = 0.0767 > \frac{48.04}{10(56.52)} = 0.0749 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.78}{35 \times 32} = 0.0069 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

**Nota :**

Etant donné que toutes les conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

**Conclusion :**

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- **Appuis** : 3 HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>.
- **Travée** : 3 HA 12+3HA12 = 7.78 cm<sup>2</sup>.
- **Armature transversales** : 4 HA8 =2.01cm<sup>2</sup> avec
  - St=8cm zone nodale.
  - St=15cm zone courante.

**NB :** pour le schéma de ferrailage voir l'annexe.

**III-8) Calcul de la salle machine :****III-8-1) Caractéristiques de l'ascenseur :**

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur, donc, on étudie cette cage avec une vitesse d'entraînement ( $V = 1 \text{ m/s}$ ) :

- La surface de cabinet est :  $S = 2.10 \times 2.20 = 4.62 \text{ m}^2$
- La charge totale transmise par le système de levage et par le cabinet est :

$P = 90 \text{ KN}$ .

$L_x = 2.10 \text{ m}$  ;  $L_y = 2.20 \text{ m}$  ;  $S = 4.62 \text{ m}^2$

**III-8-2) Calcul de la dalle pleine****Hypothèse :**

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.

- 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.

❖ **Pré dimensionnement :** La dalle est continue.

**Hauteur de la dalle « h »**

$$h \geq \frac{L_x}{40} = \frac{2.10}{40} = 5.25 \text{ cm}$$

Nous avons la limite du RPA :  $h \geq 12 \text{ cm}$ .

On optera pour une hauteur :  $h = 15 \text{ cm}$

❖ **Calcul de la dalle pleine sous charge localisée :**

➤ **Calcul de U et V :**

$$\begin{cases} U = U_0 + 2Ke_0 + h_0 \\ V = V_0 + 2Ke_0 + h_0 \end{cases}$$

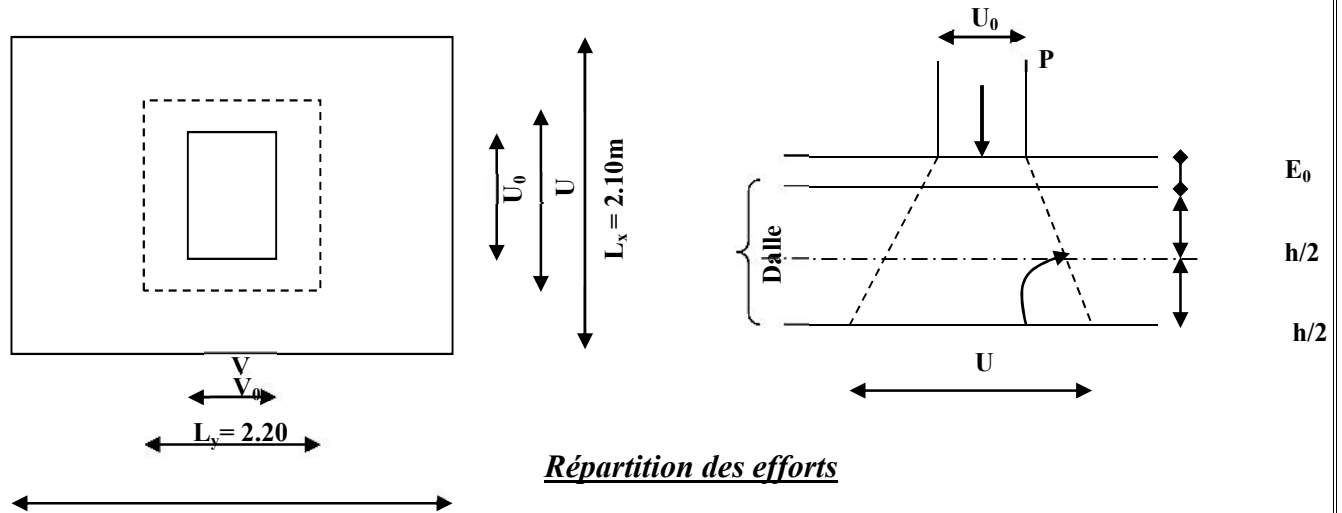
Avec:  $K=1$  pour le béton (le revêtement est en béton).

$e_0 = 5 \text{ cm}$  étant l'épaisseur de revêtement.

$h_0 = 15 \text{ cm}$  épaisseur de la dalle.

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$  Cotes de rectangle sur lequel la charge  $P$  s'applique.

$$\Rightarrow \begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases}$$



Pour le calcul de la dalle, on commence par supposer que le panneau de la dalle simplement appuyée sur le contour, ensuite on tient compte de la continuité et des encastremets sur les appuis de rive.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.10}{2.20} = 0.954$$

$0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = 0.954 \leq 1 \Rightarrow$  Le panneau travail dans les 02 sens.

➤ **Evaluation des moments  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  :**

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1m de largeur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

$$M_{0x} = P(M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{0y} = P(M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

$\nu$  : Coefficient de poisson :  $\nu = 0 \rightarrow$  béton fissure

$\nu = 0,2 \rightarrow$  béton non fissure

$M_1$  et  $M_2$  : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de Pigeaud suivant le rapport :

$$\frac{U}{L_x} \text{ et } \frac{V}{L_y}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{210} = 0.5 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{105}{220} = 0.48$$

Pour déterminer  $M_1$  et  $M_2$  on doit faire une interpolation entre deux valeurs (abaque de PIGEAUD)

Après interpolation on aura :

$$\begin{cases} \frac{U}{L_x} = 0.5 \\ \frac{U}{L_y} = 0.48 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.095 \\ M_2 = 0.0872 \end{cases}$$

### Calcul des moments $M_{x1}$ et $M_{y1}$ :

○ A l'ELU :  $\underline{\nu} = 0$

$$P = 1.35p = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN}$$

$$\text{Donc: } M_{x1} = P.M_1 = 121.5 \times 0.095 = 11.542 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P.M_2 = 121.5 \times 0.0872 = 10.595 \text{ KN.m}$$

### ❖ Calcul de la dalle sollicité par une charge uniformément répartie :

➤ Evaluation du moment  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$  dus au poids propre de la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.954 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

Après interpolation linéaire ( $\rho=0.95, 0.96$ ) en a trouvé :

$$\rho = 0.954 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0406. \\ \mu_y = 0.897. \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

-Poids propre de la dalle :

$$G = \gamma_b \times h_0$$

$$G_{dalle} = 25 \times 0.15 = 3,75 \text{ KN} / m^2$$

-Poids propre de la chape (revêtement) :

$$G_{chape} = 22 \times 0.05 = 1.10$$

$$G_{tot} = 3.75 + 1.10 = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

-Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35xG + 1.5xQ = (1.35 \times 4.85) + (1.5 \times 1) = 8.05 \text{ KN} / mL$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0.0406 \times 8.05 \times (2.1)^2 = 1.441 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.897 \times 1.441 = 1.292 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.542 + 1.441 = 12.983 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.595 + 1.292 = 11.834 \text{ KN.m}$$

**Remarque:**

Afin de tenir compte des encastremets de la dalle ; les moments calculés seront munis en leur effectuant un coefficient de 0,75 en travée et de -0,5 aux appuis.

○ **Sens I<sub>x</sub> :**

Aux appuis :  $M_x^a = -0.5 \times 12.983 = -6.491 \text{ KN.m}$

En travées :  $M_x^t = 0.75 \times 12.983 = 9.737 \text{ KN.m}$

○ **Sens I<sub>y</sub> :**

Aux appuis :  $M_y^a = -0.5 \times 11.834 = -5.917 \text{ KN.m}$

En travées :  $M_y^t = 0.75 \times 11.834 = 8.875 \text{ KN.m}$

❖ **Ferraillage à l'ELU :**

Le calcul se fait pour une bande de 1m :

○ **Sens I<sub>x</sub> :**- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{6.491 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0.027 < \mu_l = 0,392 \quad \longrightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{6.491 \times 10^3}{0,986 \times 13 \times 348} = 1.45 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>      Avec : St = 25 cm

- **En travées :**

$$\mu = \frac{9.737 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.040 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_t = \frac{9.737 \times 10^3}{0,980 \times 13 \times 348} = 2.20 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup>      Avec : St = 20 cm

○ **Sens I<sub>y</sub> :**- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5.917 \times 10^3}{100 \times (13)^2 \times 14,2} = 0.024 < \mu_l = 0,392 \quad \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \sigma_s} = \frac{5.917 \times 10^3}{0,988 \times 13 \times 348} = 1.32 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> Avec : St = 25 cm

- **En travées :**

$$\mu = \frac{8.875 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.036 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_t = \frac{8.875 \times 10^3}{0,982 \times 13 \times 348} = 2.00 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2.51 cm<sup>2</sup> Avec : St = 20 cm

zone	sens	M <sub>u</sub> (KN.m)	$\mu b$	$\beta$	A calculée (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	ST <sub>max</sub> (cm)
Appuis	lx	6.491	0.027	0.986	1.45	4HA8=2.01	25
	ly	5.917	0.024	0.988	1.32	4HA8=2.01	25
Travée	lx	9.737	0.040	0.980	2.20	5HA8=2.51	20
	ly	8.875	0.036	0.982	2.00	5HA8=2.51	20

❖ **Vérification à L'ELU :**

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

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3 - \alpha)}{2}$$

Avec :  $\rho_0$  : Taux d'armatures dans chaque direction ( $\rho_0 = 0,0008$  pour les HA)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.954$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3 - 0.954)}{2} = 1.22 \text{ cm}^2$$

○ **Sens l<sub>x</sub> :**

Aux appuis :  $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.22 \text{ cm}^2$       **OK**

En travées :  $A_t = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.22 \text{ cm}^2$       **OK**

- **Sens  $I_y$  :**  
Aux appuis :  $A_a=2.01\text{cm}^2 > A_{\min}=1.22\text{cm}^2$       **OK**

En travées :  $A_t=2.51\text{ cm}^2 > A_{\min}=1.22\text{ cm}^2$       **OK**

➤ **Diamètre minimal des barres:**

On doit vérifier que :  $\phi_{\max} \leq \frac{h_e}{10}$

$$\phi_{\max} = 8\text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15\text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ecartement des barres :**

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

-Direction la plus sollicitée :  $S_t \leq \min(2h, 25)$

-Direction perpendiculaire :  $S_t \leq \min(3h, 33)$

- **Sens  $I_x$  :**  
Aux appuis :  $S_t=25\text{ cm} \leq 25\text{ cm}$       (condition vérifiée)

En travées :  $S_t=20\text{ cm} \leq 25\text{ cm}$       (condition vérifiée)

- **Sens  $I_y$  :**  
Aux appuis :  $S_t=25\text{ cm} \leq 25\text{ cm}$       (condition vérifiée)

En travées :  $S_t=20\text{ cm} \leq 25\text{ cm}$       (condition vérifiée)

➤ **Vérification de non poinçonnement :**

$P \leq 0,045 \mu_c h_0 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  (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.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2\text{ m.}$$

$$p = 90 \leq 0,045 \times 4.2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472.5\text{ kn} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

➤ **Contrainte tangentielle :**

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de } u \text{ on a : } v_u = \frac{P}{2u_0 + v_0}$$

$$\text{Au milieu de } v \text{ on a : } v_u = \frac{P}{3u_0}$$

$$\text{Avec } p = p_0 + q_u l_x l_y = 90 + 8.05 \times 2.10 \times 2.20 = 127.19 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{127.19}{2 \times 0.8 + 0.8} = 53 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d} = \frac{53 \cdot 10^3}{1000 \times 130} = 0.407 [\text{Mpa}].$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.13 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 3.25 [\text{Mpa}].$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  La condition est vérifiée

○ **A L'ELS: v = 0,2 :**

❖ **Moments engendrés par le système de levage :**

$$M_x^1 = q_s x (M_1 + v M_2)$$

$$M_y^1 = q_s x (M_2 + v M_1) \quad v = 0,2$$

$$M_x^1 = 90 \times (0.095 + 0.2 \times 0.0872) = 10.12 \text{ KN.m}$$

$$M_y^1 = 90 \times (0.0872 + 0.2 \times 0.095) = 9.56 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/mL}$$

$$\rho = 0.954 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0406 \\ \mu_y = 0.897 \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0.0406 \times 5.85 \times (2.1)^2 = 1.047 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.897 \times 1.047 = 0.939 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.12 + 1.047 = 11.167 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.56 + 0.939 = 10.50 \text{ KN.m}$$

**Remarque:**

Afin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront affectés du coefficient 0,75 en travée et du coefficient -0,5 aux appuis.

○ **Sens I<sub>x</sub> :**

Aux appuis :  $M_x^a = -0.5 \times 11.167 = -5.583 \text{ KN.m}$

En travées :  $M_x^t = 0.75 \times 11.167 = 8.375 \text{ KN.m}$

○ **Sens I<sub>y</sub> :**

Aux appuis :  $M_y^a = -0.5 \times 10.50 = -5.25 \text{ KN.m}$

En travées :  $M_y^t = 0.75 \times 10.50 = 7.875 \text{ KN.m}$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

○ **Sens I<sub>x</sub> :**

- **Aux appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{6.491}{5.583} = 1.163$$

$$\mu_u = 0.027 \rightarrow \alpha = 0.0341$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.163 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.331 > \alpha = 0,0341 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{9.737}{8.375} = 1.162$$

$$\mu_u = 0.040 \rightarrow \alpha = 0.051$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.162 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.331 > \alpha = 0.051 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

○ **Sens  $l_y$  :**

- **Aux appuis**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{5.917}{5.25} = 1.127$$

$$\mu_u = 0.024 \rightarrow \alpha = 0.0304$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.127 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.313 > \alpha = 0.0304 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{8.875}{7.875} = 1.126$$

$$\mu_u = 0.036 \rightarrow \alpha = 0.0459$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.126 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.313 > \alpha = 0.0459 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :** le calcul de la contrainte dans le béton n'est pas nécessaire

❖ **Etat limite de fissuration(BAEL99 Artc4-5-32) :**

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

❖ **Vérification de la flèche :**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces côtés, on peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tu}}{20M_x}$$

$$\text{b) } \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

h : Hauteur de la dalle

$M_{tu}$  : Moment en travée dans le sens x-x

$M_x$  : Moment isostatique de référence dans la direction x-x pour une bande de 1m

$A_x$  : Section d'armature /ml

b : Largeur de la bande ; égale à 1m

d : Hauteur utile de la bande.

$$\text{a) } \frac{h}{L_x} = \frac{15}{210} = 0.071$$

$$\frac{M_{tu}}{20M_x} = \frac{9.737}{20 \times 12.982} = 0.0375$$

$$\frac{h}{L_x} = 0.071 > \frac{M_{tu}}{20M_x} = 0.0375 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{2}{f_e} = 0.005$$

$$\frac{A_x}{b.d} = \frac{2.51}{100 \times 13} = 0.0019 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \quad \text{condition vérifiée}$$

### Conclusion :

Après toute vérification, nous avons adopté le ferrailage suivant :

#### Sens x-x :

- **Appuis** : 4 HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 25 cm.
- **Travée** : 5 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 20 cm.

#### Sens y-y :

- **Appuis** : 4 HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 25 cm.
- **Travée** : 5 HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 20 cm.

**NB :** pour le schéma de ferrailage voir l'annexe.

### III-8-3) Calcul des murs de la cage d'ascenseur :

Ils sont réalisés en béton armé avec un ferrailage minimum.

On admet que la section est entièrement comprimée.

- **Armatures verticales minimales :**

$$A_{\min} \geq 4\text{cm}^2/\text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0,2\% \leq A_{\min}/B \leq 0,5\% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

- ❖ **Exemple de calcul :**

Soit à calculer le ferrailage du mur dont les caractéristiques géométriques sont :

$$L=2.20\text{m}, \quad e=0.15\text{m}, \quad B=0.33\text{m}^2$$

- **Armatures verticales :**

$$A_{\min} \geq 4\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } A=4\text{cm}^2$$

$$0,2\% \leq 4 \times 10^{-4} / 0,33 = 0,0012 \leq 0,5\% \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Soit } 8\text{HA}10 = 6,28 \text{ cm}^2, \quad St=25\text{cm}$$

- **Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 :

$$A_H = A_V / 4 = 1,57 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA révisé 2003 :  $A_H \geq 0,15\% \times B = 4,95 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit } 8\text{HA}10 = 6,28 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales :**

(04) épingles au mètre carré soit HA8.

**NB :** pour le schéma de ferrailage voir l'annexe.

# Chapitre IV

## Modelisation de

### La Structure

### Avec Etabs

## **IV-1) Introduction :**

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales de calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel. Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans efforts les résultats fournis par l'ordinateur.

## **IV-2) Concept de base de la MEF :**

La méthode des éléments finis est une méthode d'approximation des solutions d'équation aux dérivées partielles qui est construite à partir d'une formulation équivalente du problème à résoudre ; cette dernière est appelée formulation vibrationnelle du problème. La méthode des éléments finis est donc basée sur la forme intégrale des équations aux dérivées partielles (forme faible) du phénomène analysé plutôt que sur la forme différentielle (forme forte) qui représente l'équation aux dérivées partielles et les conditions aux limites.

Pour discrétiser les modèles complexes de phénomènes physiques, l'ingénieur dispose à l'heure actuelle de méthodes d'approximations permettant de résoudre la plupart des problèmes pour lesquels il n'existe pas de solution formelle. Toutes les méthodes d'approximation ont un même objectif, remplacer un problème mathématique défini sur un milieu continu (équations différentielles ou intégrales) par un problème mathématique discret (équation matricielle), problème de dimension finie que l'on sait résoudre numériquement.

## **IV-3) Description de ETABS :**

L'ETABS (Extended Three Dimension Analyses Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée au bâtiment, et ouvrage de génie civil. Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.


### **Terminologie :**

Grid line : ligne de grille.  
 Frame : portique (cadre).  
 Element : élément.  
 Loads : charge.  
 Define : définir.  
 Concrete : béton.  
 Frame section : coffrage.  
 Beam : poutre.

Joints : nœuds.  
 Shell : voile.  
 Restraints : degrés de liberté (DDL).  
 Uniformed loads : point d'application de la charge.  
 Material : matériaux.  
 Steel : acier.  
 Column : poteau.  
 Response spectrum : spectre de réponse.

**IV-4) Manuel d'utilisation de l'ETABS :**

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.0.0

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS  .

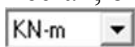
**Etapes de modélisation :**

❖ **Première étape :**


La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

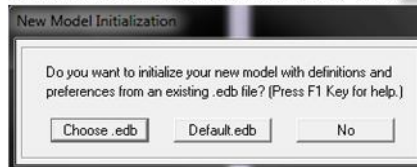
➤ **Choix des unités :**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements



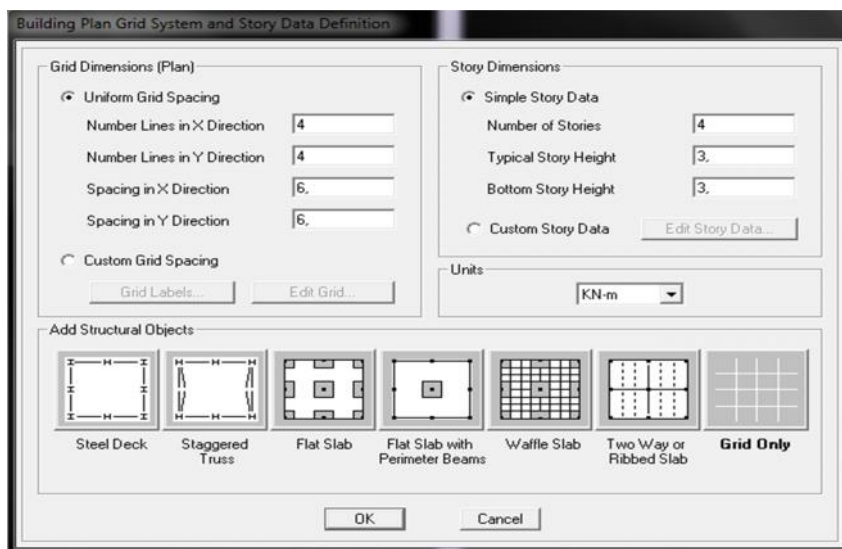
➤ **Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne file  New model ou bien (ctrl+n).



Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.

En cliquant sur la case Default .edb, la fenêtre de dialogue s'apparaîtra :



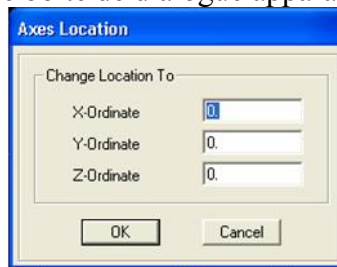
Pour une construction en Auto-Table on choisit la première icône, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- Le nombre des lignes dans la direction X **→(Number lines in X direction)**
- Le nombre des lignes dans la direction Y **→(Number lines in Y direction)**
- Nombre de travées dans le sens de Y **→(Number of bays along Y)**
- Hauteur d'étage **→(story High)**
- Longueur de travée dans le sens de X **→(Spacing in X direction) (Entre axes)**

- Longueur de travée dans le sens de Y      **—(Spacing in Y direction)** (Entre axes)
- Le nombre d'étage      **—(Number of stories)**
- la hauteur d'étage courant      **—(typical story High)**
- La hauteur d'étage en bas (RDC)      **—(bottom story hight)**

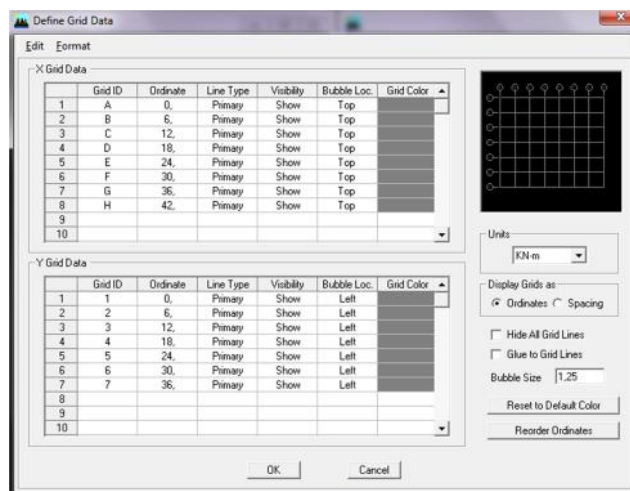
➤ **Modification de la géométrie de base :**

L'ETABS place automatiquement le repère à l'origine de la structure mais nous pouvons le déplacer au centre de la structure et ce à partir du menu **(View-change axes location)** une boîte de dialogue apparaît :



Dans cette dernière on peut déplacer notre repère dans n'importe quelle position on injectant des valeurs des coordonnées x, y et z.

Pour modifier les hauteurs et les longueurs il faut que pour chaque élément correspond une ligne de grille, pour cela nous traçons une nouvelle grille ; en double cliquant sur n'importe quelle grille ; on aura une boîte de dialogue :



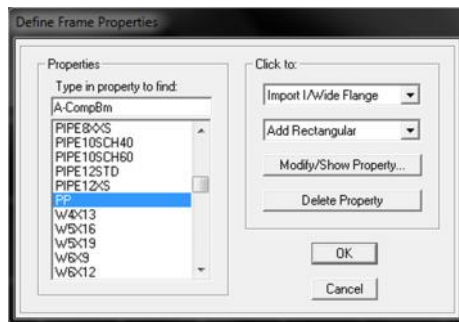
- en coche la case Spacing
- introduire les longueurs de chaque travée dans les deux directions
- on valide avec OK.

❖ **Deuxième étape :**

La deuxième étape consiste à spécifier les propriétés des membrures pour la structure à modéliser

➤ **Choix des sections :**

Il existe une multitude de sections prédéfinies dans ETABS. Il est possible .par exemple, de choisir parmi une longue liste de profilés en acier qui contient toutes les informations pour une section donnée. Pour les constructions en béton armé. Comme les sections ne sont pas "standard", Il faut d'abord définit des nouvelles propriétés de section pour les poutres et poteaux. Il faut ensuite les assigner aux éléments correspondants.



➤ **Définition des sections :**

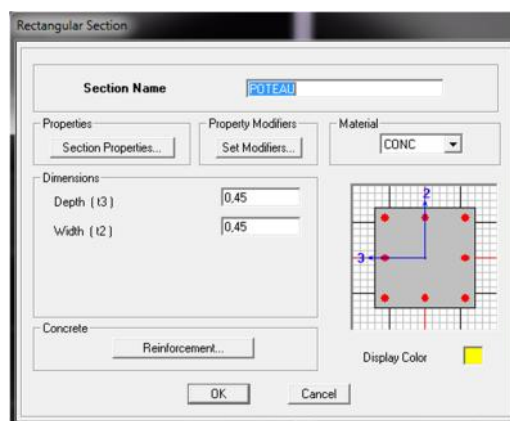
Dans le menu déroulant choisir : **Define — Frame sections**

Comme nos sections sont rectangulaires, on choisit dans la liste d'ajout de section :

**Add rectangular** (dans la deuxième liste à droite de la boîte)

La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :


- Nom de la section — **Section Name**
- Choisir dans la liste des matériaux — **Concrete**
- Hauteur — **Depth**
- Largeur — **width**



Nous validons avec OK, et on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections.

➤ **Affectation des sections aux éléments des portiques :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :


-Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant une droite avec la souris.

-Dans la barre d'outil nous cliquons sur  où **Assign-Frame-sections**

-On aura une boîte de dialogue qui est celle de **Define Frame sections** et dans la liste titré par **Frame section –Name** : on choisit la section appropriée aux éléments sélectionnés et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant.

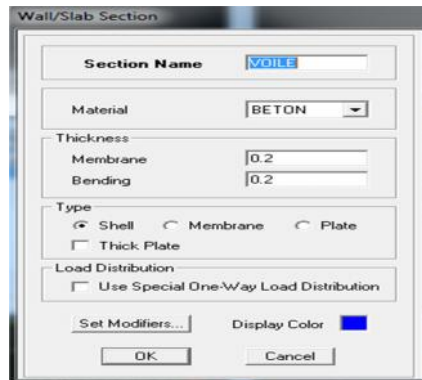
- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera trace entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un seul clique suffira pour le tracer).

-Pour tracer librement l'élément on choisit  et on clique sur le point de départ ensuite sur le point final il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.

**NB :** pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouve dans la barre d'outils.




### Voiles:





### **Define –Wall/slab/deck section**

Clique sur **Add New wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là ou il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur.

Pour rajouter des voiles :

-cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successive verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.

-Pour tracer le voile librement on choisit

-Pour affecter **Shell sections** au voile : sélectionner le voile  et cliquer sur  et choisit la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.

### **Remarque :**

Quand la structure n'est pas régulière en plan et qu'elle dispose de beaucoup de décrochement il vaut mieux créer un modèle à un seul plancher et lui faire les modifications nécessaire ensuite le copier pour cela ETABS nous offre des outils de travail très performant tel que : linear,radial, miroir et story, copier ...

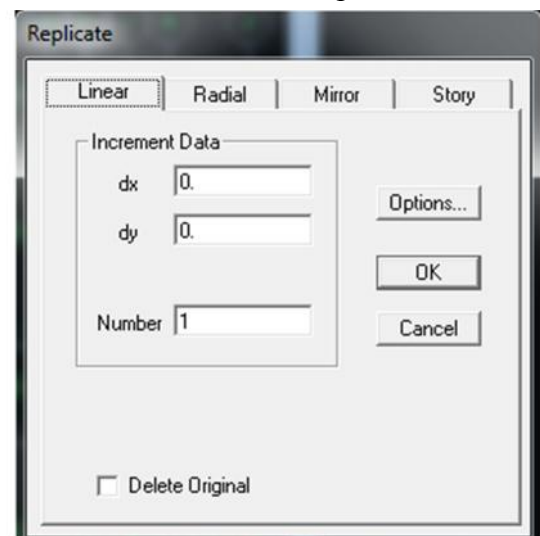
Après sélection : **Edit-Replicate(Ctrl+R)**.

Comme indiqué sur la figure suivante, dans le cas ou on veut faire des copies linéaires, on a qu'à introduire les distances entre les éléments sélectionnés et ceux à créer (dx,dy, number) et le nombre de copies à faire,pour une structure à 14 niveaux :

-Après avoir créé et modifier le premier niveau ,

on sélectionne tout **Edit-Replicate(Ctrl+R)**

-Pour x et y c'est zéro et pour z c'est la hauteur d'étage et mettre 6 pour **Number** → **OK**




❖ **Troisième étape :**

La troisième étape consiste à spécifier les conditions limites (appuis,ect..) pour la structure à modéliser.

➤ **Appuis : (restraints)**

-Sélectionner les nœuds de la base dans la fenêtre X-Y, en dessinant une fenêtre à l'aide de la souris.

-On attribue des appuis (**restraints**) avec le menu **Assign/point**, puis **Restraints (support)**, ou en cliquant sur 

-cliquer sur l'icône qui représente un encastrement dans la fenêtre qui apparaît (encastrement à

La base des portiques pour les structures en B.A)

-ce menu peut être utilisé pour attribuer n'importe quelle combinaison de degrés liberté à un nœud quelconque

- pour les autres nœuds :

Translation dans le sens de X (libérer translation 1)

Translation dans le sens de Y (libérer translation 2)

Rotation autour de Z (libérer rotation about 3 )

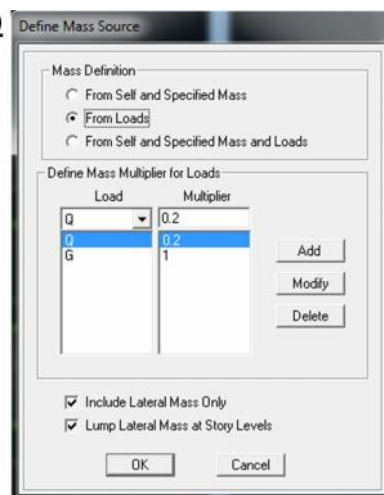
Pas de translation dans le sens de Z ; pas de rotation autour Y et X

(Bloquer translation 3.rotation about 1 et rotation about 2)

➤ **Masse-Source(masse revenan à chaque plancher)**

La masse des planchers est supposée en leurs centre de masse qui sont désignés par la notion de **Masse Source**

- pour créer ces masses on passe par définir masse source une fenêtre apparaît.
- on donne la valeur 1 pour la charge permanente.



**Remarque :**

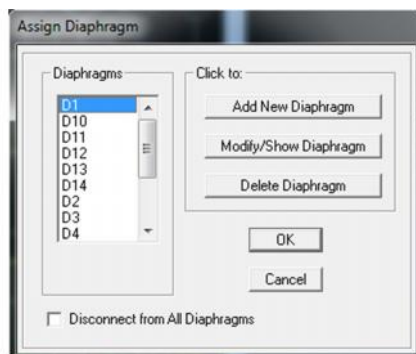
Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitation comme des charges réparties on cochant la case **from load**.

➤ **diaphragmes (constraints) :**

Comme les planchers sont supposés infiniment Rigide ; on doit relier tous les nœuds d'un même Plancher a son nœud maître de sorte qu'ils forment un Diaphragme, pour cela :


- sélectionner le premier plancher dans la fenêtre X-Y. dans le menu déroulant : **Assigne/pointnt – rigide diaphragm**

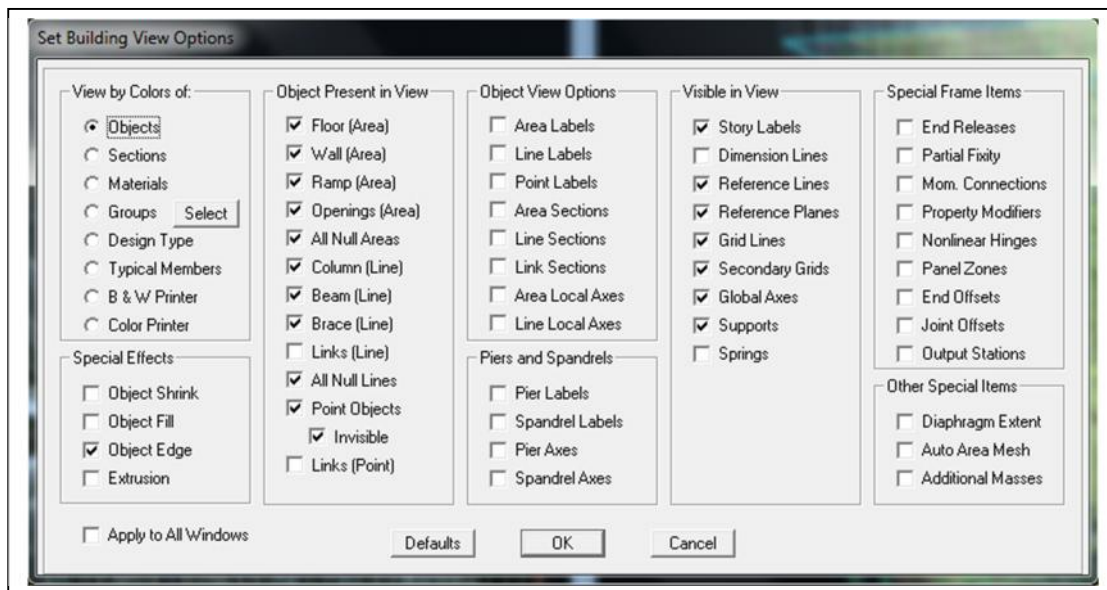
- on choisit **Add diaphragm** →



- on va appeler **D1 : ETAGE 1**

- on refait l'opération pour le deuxième plancher qu'on va appeler D2 et ainsi de suite pour tous les autres plancher

Il est possible d'afficher différente information (numéros de nœuds d'éléments. etc) sur le modèle sélectionner la fenêtre 3D du modèle on clique sur l'icône **Set elements** 



Nous pouvons choisir les options d'affichages suivantes :

- nom de poutres et poteaux et les numéros des nœuds (labels)
- restraints : d d l
- constraints : diaphragme...etc.
- Masses
- Axes locaux
- Section des éléments
- Hide pour faire cacher l'élément

❖ **Quatrième étape**

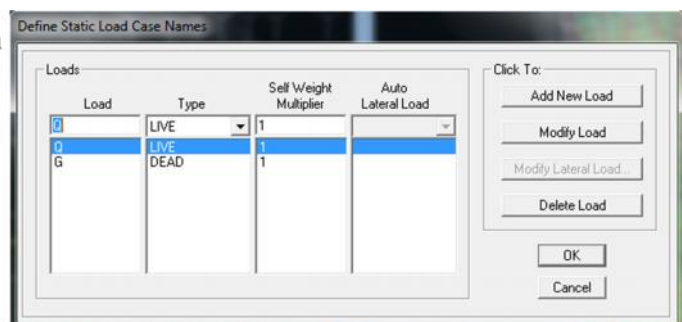
La quatrième étape consiste à définir les charges appliquées sur la structure a modéliser.

➤ **charge statique**

○ **définition de charge statique :**

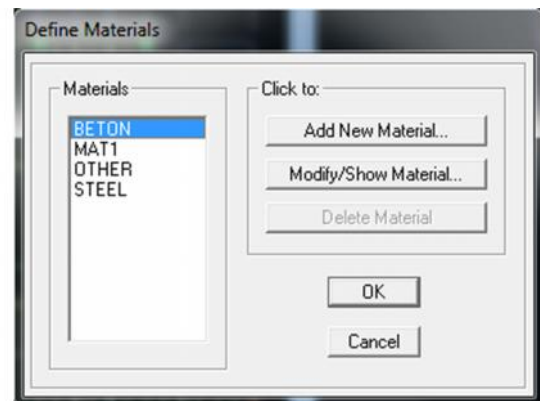
Choisir dans le menu déroulant : **Define** → **Static load cases**

- pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom (**Load**) et **DEAD** comme type et 1 comme multiplication interne (Self weigth multiplier) et cliquer sur **add new Load**.
- Pour les surcharges : **Q** comme nom et **live** pour type et **0** comme coefficient interne (**Add new load**)
- **OK**

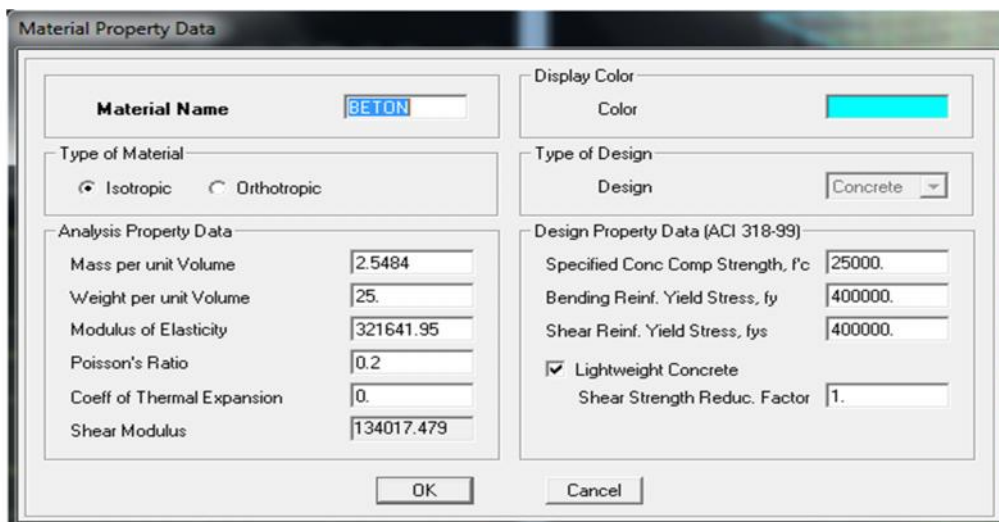


**Define – Materials** →

- pour l'ajout d'un nouveau matériau : cliquer sur **Add new material**



pour modifier les caractéristiques du béton :  
Sélectionner **CONC** et cliquer sur **Modify/ Show Material**



➤ **chargement :**

Après la sélection de l'élément a charge, on clique sur  qui se trouve dans la barre d'outil

Dans la boîte de dialogue qui apparaît

On aura a spécifier :

Le nom de la charge

son type (force ou moment)

sa direction –

La valeur et le point d'application

pour les charges concentrées

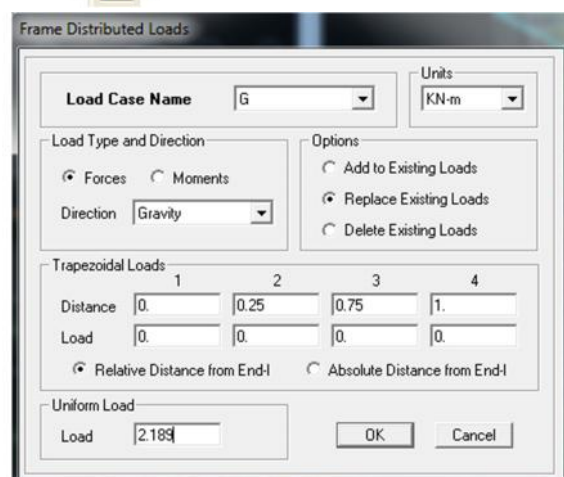
La valeur de la charge uniformément répartie.

L'opération a faire (ajouter, remplacer ou

supprimer) .en fin on valide avec OK

(pour annuler on appuie sur cancel).

Pour charger un voile on clique sur 

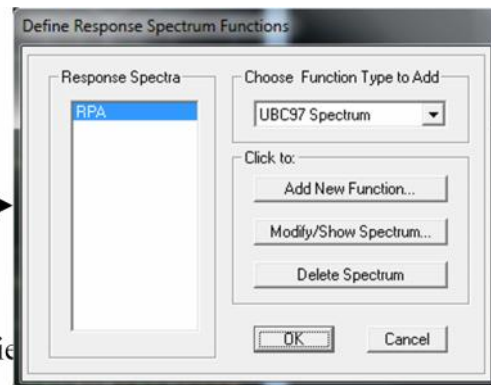


➤ **charge sismique**

○ **Spectre de réponse :**

**Define Réponse spectrum functions :**

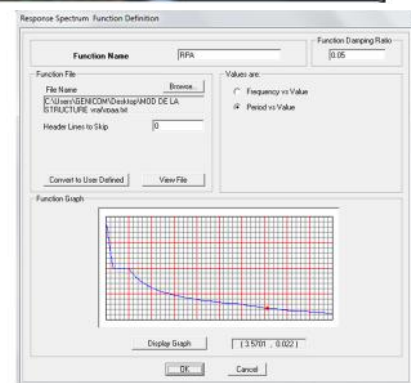
Cliquer sur **Add spectrum from file** →  
On introduit le nom de la fonction



**Remarque :**

On peut introduire le spectre sous forme de fichier c'est-à-dire avec une extension .txt :

- Cliquer sur **Add spectrum from file**
- Cliquer sur **File** et chercher le fichier texte qui contient le spectre qu'on a préparé bien avant avec les programmes appropriés comme celui conçu par le CGS, donnant le spectre de réponse du RPA99, ce fichier doit seulement comporter les valeurs de T et de l'accélération (deux colonnes) et il doit être dépourvu de textes. Cocher **period and values**, **OK**.

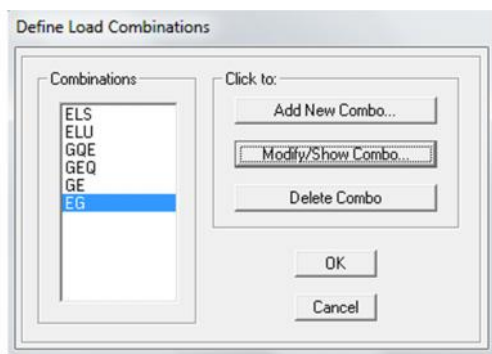


ETABS a des spectres de réponse prédéfinis qui sont ceux caractérisant le sol américain (UBC94S1, UBC94S2, UBC94S3, UNIT)

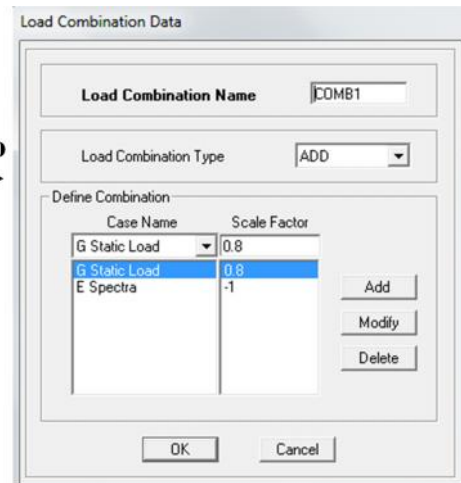
❖ **cinquième étape :**

La cinquième étape consiste à spécifier les combinaisons de charges

**Define → Load combination**



**Add new Combo** →



Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur **Add new Combo**, on aura à introduire :

Le nom de la combinaison et les charges avec leur coefficients par exemple l'**ELU (1.35G + 1.5Q)**.

- choisir **G** dans Case Name et introduire **1.35** dans Scale Factor et cliquer sur Add
- choisir **Q** dans Case Name et introduire **1.5** dans Scale Factor et cliquer sur Add

Valider avec **OK** et on revient vers la fenêtre de **Define → Load combination**.

Pour définir le coefficient d'une autre combinaison on refait le même travail

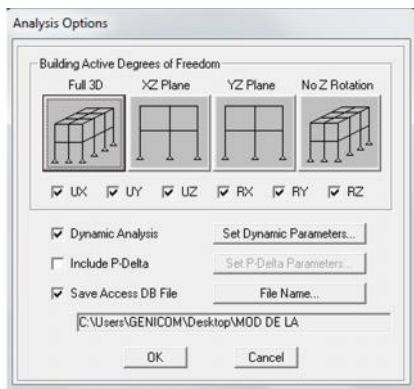
Pour modifier le coefficient d'une charge on procède avec le **modify**

Pour modifier une combinaison : sélectionner la combinaison et cliquer sur **Modify**

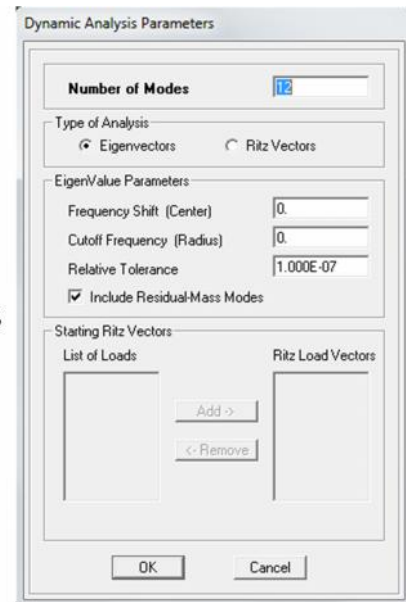
❖ sixième étape :

La sixième étape consiste à démarrer l'exécution du programme mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier de modes propre en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

**Modes de vibration :**  
**Analyze → Set analysis Options**



Cocher  
**Dynamic Analysis**  
 Et cliquer sur  
**Set Dynamic parameters**



On spécifie le nombre de modes à prendre en considération là où s'est écrit **Nombre de modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.

➤ Exécution :

**Analyze → Run (F5)**, ou cliquer sur  Le ETABS va demander un nom pour le fichier c'est-à-dire qu'il va lancer la procédure d'enregistrement chose qui peut être faite bien avant avec : **File → Save as**.

❖ Septième étape

La septième étape consiste à visualiser les résultats de l'analyse.

➤ Résultat sur fichier :

S'il n'y a pas eu d'erreur lors de l'exécution du problème les résultats choisis avec **Set Options** dans le menu **analyze** se retrouve dans un fichier **.Out**, généré par l'analyse. Ce fichier peut être édité et imprimé et qu'on peut ouvrir dans un environnement texte tel que **Win Word**, **Word pad** ou le **bloc not** de Windows ; pour le faire :

- fermer l'ETABS sans arrêter l'analyse.
- chercher le fichier **.Out** avec recherche de Windows.

➤ visualisation des résultats à l'écran :

L'interface graphique de L'ETABS permet de visualiser les résultats sous différentes formes.

○ Déplacements :

Avec le menu **Display** il est possible de choisir **Show Deformed shape**

Pour visualiser les déplacements. Le menu **Show Deformed** conduit à la fenêtre suivante :

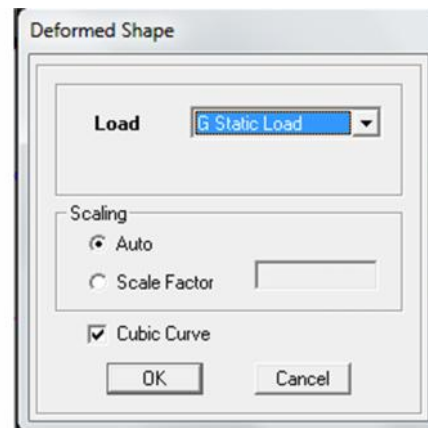
Il faut spécifier le cas de chargement, **G**

Dans cet exemple. L'option **LOAD** permet de spécifier un facteur de multiplication pour le

Déplacement ou laisser ETABS en choisir un (**Auto**) L'option **Cubic Curve** permet d'illustrer la déformée avec un interpolation cubique tenant compte non seulement des translations mais également des rotations et donc représentation de la flexion dans les membrures .

Il est possible d'animer les déplacements en cliquant sur **Start animation** au bas et à droite de l'écran pour voir la structure oscillé.

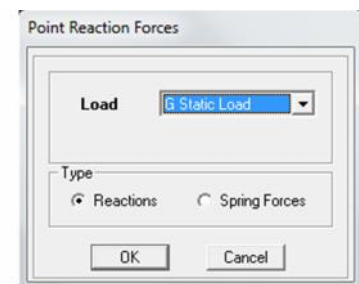
De plus ; il est même Possible de créer un fichier vidéo avec menu **View** et **Creat OpenView** on peut également imprimer la structure déformée avec le menu **File** et **Print Graphics**



### ➤ Réaction :

Le menu Display permet d'afficher les réactions avec **Show Member Forces/ Stresses Diagram-Support/Spring reaction**. On aura la boite de dialogue suivante :

- sélectionner le cas de chargement
- Cocher **Reactions**
- Valider pour voir les réactions affichées sur les appuis.



### ➤ Les efforts internes :

Le menu Display permet d'afficher les efforts internes avec **Show Member Forces/Stresses Diagram/ support/spring reaction**. Et On aura la fenêtre suivante :

- Sélectionner le cas de chargement
- L'option **Axial force** permet d'afficher le diagramme d'efforts normaux (DEN)
- L'option **Shear 2-2** permet d'afficher le diagramme d'efforts tranchants (DET)
- L'option **Shear 3-3** afficher l'efforts tranchants hors plan.
- L'option **Moment 3-3** afficher le diagramme de moments fléchissant et effort tranchant (DMF).
- L'option **Torsion et Moment 2-2** affichent les moments autour d'axes
- L'option **Scal factor** permet d'ajuster la taille des diagrammes.

- Por voir les valeurs dans les diagrammes on décocher **Fill Diagram** et on coche

**Show Values on Diagram**.

### Remarque

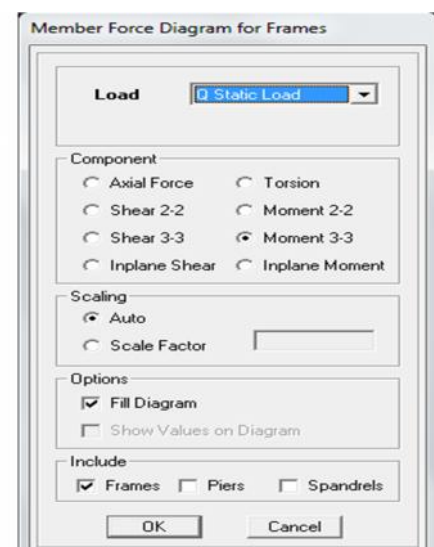
**2-2, 3-3** et **1-1** sont les axes locaux des sections.

Ils sont comme indiqués sur la figure suivante avec 1-1 sortant :

**1-1** est sortant (**z** dans la rotations habituelles)

**2-2** (**y** dans les notations habituelles)

**3-3** (**x** dans les notations habituelles)



- Tous les graphes peuvent être imprimés : **Fill-print Graphics**(c'est la fenêtre active qui va être imprimé et pour activer une fenêtre d'affichage on a qu'à cliquer dessus)
- Lorsque l'analyse est effectuée. ETABS « verrouille » le modèle .ainsi. pendant toute l'étape de visualisation des résultats. Il est impossible de modifier la(géométrie. Connectivité, matériaux, appuis, charges, etc.) L'icône de verrouillage. Dans la barre d'outils. En haut de L'écran, est enfoncé : ..... , pour faire des modifications il faut d'abord déverrouiller le fichier en cliquant sur l'icône de verrouillage alors elle de viendras modifiable.
- Lors de l'exécution, ETABS crée une multitude de fichiers avec différentes extensions
- Une fois qu'on a fermé le fichier, pour l'ouvrir une autre fois on passe par : **File** puis **Import** ensuite on va chercher le fichier qui a l'extension **EDB**
- On peut même ferrailer avec ETABS, mais suivant les règlements Américains, Anglais, Australiens ou l'UEROCOD et non pas suivant le B A E L.

# Chapitre V

## Les combinaisons

## d'actions

❖ Les efforts internes dans les éléments porteurs :

➤ Tableau : les efforts internes des poutres principales [M (kn.m),V (kn)] :

NIVEAUX	EFFORTS	ELU	ELS	G+Q±E	0,8G±E
1	M <sub>inf</sub> (M <sub>3max</sub> )	59.87	42.534	55.203	59.99
	M <sub>sup</sub> (M <sub>3min</sub> )	-115.499	-81.873	-113.418	-70.532
	V <sub>max</sub> (V <sub>2max</sub> )	143.16	101.49	115.56	94.34
2	M <sub>inf</sub> (M <sub>3max</sub> )	42.357	30.686	77.06	81.116
	M <sub>sup</sub> (M <sub>3min</sub> )	-81.701	-59.19	-108.62	-90.381
	V <sub>max</sub> (V <sub>2max</sub> )	101.5	73.54	138.26	124.89
3	M <sub>inf</sub> (M <sub>3max</sub> )	42.577	30.844	86.171	88.468
	M <sub>sup</sub> (M <sub>3min</sub> )	-82.185	-59.542	-117.974	-96.636
	V <sub>max</sub> (V <sub>2max</sub> )	102.12	74	137.41	126.33
4	M <sub>inf</sub> (M <sub>3max</sub> )	42.884	31.068	80.099	84.281
	M <sub>sup</sub> (M <sub>3min</sub> )	-82.528	-59.792	-127.016	-110.775
	V <sub>max</sub> (V <sub>2max</sub> )	102.7	74.42	138.12	124.61
5	M <sub>inf</sub> (M <sub>3max</sub> )	43.084	31.214	79.517	84.419
	M <sub>sup</sub> (M <sub>3min</sub> )	-82.978	-60.121	-138.339	-120.745
	V <sub>max</sub> (V <sub>2max</sub> )	103.28	74.84	142.48	128.98
6	M <sub>inf</sub> (M <sub>3max</sub> )	43.177	31.282	77.009	81.552
	M <sub>sup</sub> (M <sub>3min</sub> )	-83.401	-60.429	-143.831	-125.149
	V <sub>max</sub> (V <sub>2max</sub> )	103.28	75.17	131.08	117.76
7	M <sub>inf</sub> (M <sub>3max</sub> )	43.465	31.492	75.06	73.423
	M <sub>sup</sub> (M <sub>3min</sub> )	-83.752	-60.685	-151.78	-130.894
	V <sub>max</sub> (V <sub>2max</sub> )	104.59	75.78	132.38	109.5
8	M <sub>inf</sub> (M <sub>3max</sub> )	45.175	32.696	79.214	76.669

	<b>M<sub>sup</sub>(M<sub>3min</sub>)</b>	-84.933	-61.56	-155.892	-133.836
	<b>V<sub>max</sub> (V<sub>2max</sub>)</b>	108.31	78.48	135.73	111.39
<b>9</b>	<b>M<sub>inf</sub>(M<sub>3max</sub>)</b>	45.324	32.805	75.77	72.503
	<b>M<sub>su</sub>(M<sub>3min</sub>)</b>	-88.359	-64.047	-155.1	-132.182
	<b>V<sub>max</sub> (V<sub>2max</sub>)</b>	110.88	80.35	134.71	105.79
<b>10</b>	<b>M<sub>inf</sub>(M<sub>3max</sub>)</b>	44.849	32.464	72.803	68.52
	<b>M<sub>sup</sub>(M<sub>3min</sub>)</b>	-96.04	-69.625	-156.914	-132.079
	<b>V<sub>max</sub> (V<sub>2max</sub>)</b>	114.76	83.17	133.49	103.63
<b>11</b>	<b>M<sub>inf</sub>(M<sub>3max</sub>)</b>	48.541	35.146	73.22	68.298
	<b>M<sub>sup</sub>(M<sub>3min</sub>)</b>	-99.269	-71.978	-155.99	-130.404
	<b>V<sub>max</sub> (V<sub>2max</sub>)</b>	117.35	85.05	133.62	-103.15
<b>12</b>	<b>M<sub>inf</sub>(M<sub>3max</sub>)</b>	51.808	37.528	72.897	67.658
	<b>M<sub>sup</sub>(M<sub>3min</sub>)</b>	-101.139	-73.341	-154.28	-128.255
	<b>V<sub>max</sub> (V<sub>2max</sub>)</b>	118.97	86.24	133.2	102.34
<b>13</b>	<b>M<sub>inf</sub>(M<sub>3max</sub>)</b>	50.886	37.053	65.53	58.854
	<b>M<sub>sup</sub>(M<sub>3min</sub>)</b>	-100.298	-72.967	-147.739	-123.586
	<b>V<sub>max</sub> (V<sub>2max</sub>)</b>	117.27	85.41	127.42	99.86

- **Diagramme des moments dans les poutres principales : comb (0.8G+E) :**

➤ **Tableau : les efforts internes des poutres secondaires [M (kn.m),V (kn)] :**

NIVEAUX	EFFORTS	ELU	ELS	G+Q±E	0,8G±E
<b>1</b>	<b>M<sub>inf</sub>(M<sub>3max</sub>)</b>	10.152	7.236	11.31	10.89
	<b>M<sub>sup</sub>(M<sub>3min</sub>)</b>	-17.447	-12.484	-27.709	-2212
	<b>V<sub>max</sub> (V<sub>2max</sub>)</b>	24.11	17.21	23.53	15.79
<b>2</b>	<b>M<sub>inf</sub>(M<sub>3max</sub>)</b>	12.874	9.217	18.145	20.193
	<b>M<sub>sup</sub>(M<sub>3min</sub>)</b>	-19.579	-14.192	-32.625	-30.577
	<b>V<sub>max</sub> (V<sub>2max</sub>)</b>	21.01	15.25	22.96	19.4
<b>3</b>	<b>M<sub>inf</sub>(M<sub>3max</sub>)</b>	13.648	9.777	21.044	19.196
	<b>M<sub>sup</sub>(M<sub>3min</sub>)</b>	-23.646	-17.143	-34.625	-28.515
	<b>V<sub>max</sub> (V<sub>2max</sub>)</b>	24.23	17.47	25.88	20.08
<b>4</b>	<b>M<sub>inf</sub>(M<sub>3max</sub>)</b>	13.761	9.854	26.617	21.929
	<b>M<sub>sup</sub>(M<sub>3min</sub>)</b>	-28.114	-20.381	-39.778	-32.508
	<b>V<sub>max</sub> (V<sub>2max</sub>)</b>	25.26	18.34	28.13	21.78
<b>5</b>	<b>M<sub>inf</sub>(M<sub>3max</sub>)</b>	14.134	10.122	29.01	25.357
	<b>M<sub>sup</sub>(M<sub>3min</sub>)</b>	-32	-23.197	-44.367	-36.08
	<b>V<sub>max</sub> (V<sub>2max</sub>)</b>	27.25	19.78	30.49	23.62
<b>6</b>	<b>M<sub>inf</sub>(M<sub>3max</sub>)</b>	15.3	11.075	30.053	25.883
	<b>M<sub>sup</sub>(M<sub>3min</sub>)</b>	-34.686	-25.144	46.505	-37.52
	<b>V<sub>max</sub> (V<sub>2max</sub>)</b>	28.49	20.68	31.33	24.14
<b>7</b>	<b>M<sub>inf</sub> (M<sub>3max</sub>)</b>	17.188	12.425	30.57	25.875
	<b>M<sub>sup</sub>(M<sub>3min</sub>)</b>	-38.543	-27.943	-49.1	-39.33
	<b>V<sub>max</sub> (V<sub>2max</sub>)</b>	30.05	21.81	32.02	24.44
<b>8</b>	<b>M<sub>inf</sub>(M<sub>3max</sub>)</b>	20.282	14.668	33.149	27.654
	<b>M<sub>sup</sub>(M<sub>3min</sub>)</b>	-41.88	-30.362	-51.81	-40.985
	<b>V<sub>max</sub> (V<sub>2max</sub>)</b>	31.72	23.02	33.4	25.38
<b>9</b>	<b>M<sub>inf</sub> (M<sub>3max</sub>)</b>	20.854	15.085	31.597	25.875
	<b>M<sub>sup</sub>(M<sub>3min</sub>)</b>	-43.565	-31.586	-51.802	-40.554
	<b>V<sub>max</sub> (V<sub>2max</sub>)</b>	32.31	23.45	32.99	24.83
<b>10</b>	<b>M<sub>inf</sub>(M<sub>3max</sub>)</b>	21.174	15.321	29.51	23.83
	<b>M<sub>sup</sub>(M<sub>3min</sub>)</b>	-46.176	-33.483	-52.231	-40.342
	<b>V<sub>max</sub> (V<sub>2max</sub>)</b>	33.05	23.99	32.43	24.1
<b>11</b>	<b>M<sub>inf</sub> (M<sub>3max</sub>)</b>	22.996	16.645	30.268	24.137
	<b>M<sub>sup</sub>(M<sub>3min</sub>)</b>	-48.325	-35.045	-53.123	-40.708
	<b>V<sub>max</sub> (V<sub>2max</sub>)</b>	34.07	24.73	32.85	24.27
<b>12</b>	<b>M<sub>inf</sub> (M<sub>3max</sub>)</b>	24.603	17.81	31.111	24.564

	<b>M<sub>sup</sub>(M<sub>3min</sub>)</b>	-50.058	-36.303	-53.98	-41.118
	<b>V<sub>max</sub> (V<sub>2max</sub>)</b>	34.92	25.35	33.29	24.49
<b>13</b>	<b>M<sub>inf</sub> (M<sub>3max</sub>)</b>	19.508	14.112	23.05	17.785
	<b>M<sub>sup</sub>(M<sub>3min</sub>)</b>	-47.061	-34.194	-48.134	-36.5
	<b>V<sub>max</sub> (V<sub>2max</sub>)</b>	32.62	23.76	29.61	21.99

- **Diagramme des moments dans les poutres secondaires comb (0.8G+E) :**

➤ **Tableau : les efforts internes des poteaux sens longitudinal [ $M_3$  (kn.m),P (kn)] :**

Zone	Effort	COMBINAISONS							
		ELU		ELS		G+Q±E		0.8G±E	
<b>ZoneI (1,2,3)</b>	$N_{min}- M_{cor}$	-2032.87	0.073	-1476.99	0.065	-1750.01	15.395	-1577.4	14.719
	$N_{max}- M_{cor}$	-58.75	27.851	-42.93	20.305	711.66	8.901	855.07	5.931
	$M_{max}- N_{cor}$	49.185	-1470.57	35.785	-90.19	80.798	-1036.32	78.511	-777.65
<b>ZoneII (4,5,6)</b>	$N_{min}- M_{cor}$	-1536.82	2.685	-1117.44	1.991	-1247.89	29.455	-873.57	29.836
	$N_{max}- M_{cor}$	-298	5.932	-217.01	4.301	294.83	11.807	381.58	6.41
	$M_{max}- N_{cor}$	31.576	-864.89	22.89	-628.19	74.995	-434.63	73.399	-266.63
<b>ZoneIII (7,8,9)</b>	$N_{min}- M_{cor}$	-1044.87	3.595	-759.77	2.664	-847.43	25.969	-593.14	30.774
	$N_{max}- M_{cor}$	-146.46	4.709	-106.61	3.416	95.43	10.673	144.23	5.901
	$M_{max}- N_{cor}$	34.141	-551.87	24.727	-401.49	65.417	-293.62	56.674	-170.22
<b>ZoneIV(10 11,12et13)</b>	$N_{min}- M_{cor}$	-588.7	3.197	-428.16	2.373	-472.82	22.014	-330.17	17.71
	$N_{max}- M_{cor}$	-10.75	2.444	-7.89	1.775	27.2	1.185	40.63	0.514
	$M_{max}- N_{cor}$	32.955	-108.41	23.878	-79.94	49.636	-62.08	41.702	-41.64

- Diagramme des moments dans les poteaux sens longitudinal comb (0.8G+E) :

- Tableau : les efforts internes des poteaux sens transversal [ $M_2$  (kn.m),P (kn)] :

Zone	Effort	COMBINAISONS							
		ELU		ELS		G+Q±E		0.8G±E	
ZoneI (1,2,3)	$N_{min} - M_{cor}$	-2032.87	10.921	-1476.99	7.737	-1750.01	11.867	-1577.4	11.697
	$N_{max} - M_{cor}$	-58.75	16.243	-42.93	11.821	711.66	2.829	855.07	3.015
	$M_{max} - N_{cor}$	3.68	27.451	19.534	-674.92	34.218	-1124.36	30.114	-714.11
ZoneII (4,5,6)	$N_{min} - M_{cor}$	-1536.82	8.359	-1117.44	6.068	-1247.89	7.115	-873.57	9.221
	$N_{max} - M_{cor}$	-298	1.015	-217.01	0.739	294.83	1.983	381.58	2.226
	$M_{max} - N_{cor}$	16.168	-681.93	13.964	-507.13	39.346	-750.52	33.705	-515.85
ZoneIII (7,8,9)	$N_{min} - M_{cor}$	-1044.87	13.858	-759.77	10.042	-847.43	2.907	-593.14	6.522
	$N_{max} - M_{cor}$	-146.46	0.685	-106.61	0.499	95.43	0.737	144.23	0.902
	$M_{max} - N_{cor}$	20.901	-739.24	15.149	-537.6	39.436	-434.39	32.593	-329.50
ZoneIV(10 11,12et13)	$N_{min} - M_{cor}$	-588.7	15.674	-428.16	11.363	-472.82	1.302	-330.17	2.754
	$N_{max} - M_{cor}$	-10.75	0.115	-7.89	0.112	27.2	5.441	40.63	5.733
	$M_{max} - N_{cor}$	21.38	-144.08	15.431	-104.92	33.013	-83.36	28.691	-102.95

- Diagramme des moments dans les poteaux sens transversal comb (0.8G+E) :

- Les efforts internes dans les voiles longitudinaux :
- Tableau : Voiles (VL1, VL2, VL3, VL4, VL5 et VL6) :

Zone	Effort	COMBINAISONS							
		ELU		ELS		G+Q±E		0.8G±E	
<b>ZoneI (1,2,3)</b>	P <sub>max</sub> - M <sub>cor</sub>	-3535.33	41.284	-2567.59	29.296	-2678.65	-1101.84	-1796.69	-1086.73
	P <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	-2876.02	39.164	-2092.89	28.395	-1939.78	87.673	-1256.19	93.291
	M <sub>max</sub> - P <sub>cor</sub>	72.248	-3182	51.572	-2317.25	-1101.84	-2678.65	-1086.73	-1796.69
<b>ZoneII (4,5,6)</b>	P <sub>max</sub> - M <sub>cor</sub>	-2846.16	58.338	-2069.75	42.547	-2216.21	-439.469	-1548.56	-435.68
	P <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	-2244	32.888	-1632.91	23.88	-1549.04	171.208	-1010.15	164.34
	M <sub>max</sub> - P <sub>cor</sub>	58.338	-2846.16	42.547	-2069.75	-462.84	-2121.2	-449.528	-1429.91
<b>ZoneIII (7,8,9)</b>	P <sub>max</sub> - M <sub>cor</sub>	-2153.64	5.538	-1568.55	41.427	-1656.24	-284.013	-1149.98	-282.952
	P <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	-1483.16	28.998	-1079.42	20.988	-1053.33	213.354	-693.89	211.542
	M <sub>max</sub> - P <sub>cor</sub>	56.764	-2153.29	41.427	-1566.09	309.889	-1544.82	297.135	-1023.25
<b>ZoneIV(10 11,12et13)</b>	P <sub>max</sub> - M <sub>cor</sub>	-1324.79	5.698	-965.33	4.091	-1003.12	-149.181	-694.92	150.933
	P <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	-261.65	9.699	-190.74	6.463	-185.09	106.163	-124.84	99.68
	M <sub>max</sub> - P <sub>cor</sub>	53.773	-275.19	39.32	-200.23	-250.905	-964.87	-243.873	-664.32

○ **Tableau : Voiles (VL7et VL8) :**

Zone	EFFORT	COMBINAISONS							
		ELU		ELS		G+Q±E		0.8G±E	
<b>ZoneI (1,2,3)</b>	$P_{max} - M_{cor}$	-2789.37	54.177	-2034.33	38.662	-3175.82	2606.208	-2539.54	-2587.85
	$P_{min} - M_{cor}$	-2168.48	242.672	-1583.15	175.558	-821.45	394.294	-199.46	581.684
	$M_{max} - P_{cor}$	192.766	-1736.79	192.766	-1736.79	-2606.21	-3175.82	-2587.9	-2539.54
<b>ZoneII (4,5,6)</b>	$P_{max} - M_{cor}$	-2190.62	245.629	-1599.85	177.67	-2066.46	-1392.66	-1071.44	-853.158
	$P_{min} - M_{cor}$	-1660.49	329.406	-1211.79	238.622	-954.98	179.214	-293.58	634.656
	$M_{max} - P_{cor}$	329.406	-1660.49	238.622	-1211.79	-1392.66	-2066.46	853.158	-1071.44
<b>ZoneIII (7,8,9)</b>	$P_{max} - M_{cor}$	-1627.22	331.913	-1188.21	240.439	-1432.49	-940.287	-1071.44	-853.158
	$P_{min} - M_{cor}$	-1080.99	400.749	-788.66	-290.48	-538.22	738.63	634.656	-293.58
	$M_{max} - P_{cor}$	-400.749	1080.99	290.479	-788.66	-940.287	-1432.49	-853.158	-1071.44
<b>ZoneIV(10 ,11,12et13)</b>	$P_{max} - M_{cor}$	-989.44	402.593	-722.65	291.816	-990.6	-671.285	-772.12	-566.84
	$P_{min} - M_{cor}$	-223.01	677.342	-162.87	492.139	-80.16	592.851	-30.84	425.331
	$M_{max} - P_{cor}$	677.342	-223.01	496.139	-162.87	-787.426	-937.05	-678.129	-729.28

➤ **Les efforts internes dans les voiles transversaux :**

○ **Tableau : voiles (VT1,VT2) :**

Zone	EFFORT	COMBINAISONS							
		ELU		ELS		G+Q±E		0.8G±E	
<b>ZoneI (1,2,3)</b>	$P_{max} - M_{cor}$	-6360.46	-1187.47	-4644.9	-880.34	-7041.07	-18094.05	-5633.21	-17923.3
	$P_{min} - M_{cor}$	-5207.9	-1213.51	-3801.6	-896.77	-2073.37	11677.422	-700.6	11837.18
	$M_{max} - P_{cor}$	-1413.50	-5887.15	-1040.9	-4300.7	-18094.1	-7041.07	-17923.3	-5633.21
<b>ZoneII (4,5,6)</b>	$P_{max} - M_{cor}$	-5140.28	-1354.43	-3753.9	-998.15	-5150.51	-11432.1	-4013.04	-11195.5
	$P_{min} - M_{cor}$	-4015.69	-946.623	-2930.6	-699.64	-2039.67	4372.368	-1114.57	-7070.23
	$M_{max} - P_{cor}$	-1354.43	-5140.28	-998.15	-3753.91	-11432.1	-5150.51	-11195.5	-4013.04
<b>ZoneIII (7,8,9)</b>	$P_{max} - M_{cor}$	-3824.96	-1069.4	-2793.1	-787.40	-3502.48	-7022.618	-2654.55	-6830.94
	$P_{min} - M_{cor}$	-2585.45	-584.419	-1886.3	-432.98	-1512.33	1758.201	-927.07	1844.213
	$M_{max} - P_{cor}$	-1069.4	-3824.96	-787.40	-2793.13	-7022.62	-3502.48	-6830.94	-2654.55
<b>ZoneIV(10 ,11,12et13)</b>	$P_{max} - M_{cor}$	-2281.91	-668.057	-1666.6	-491.83	-1931.86	-3293.232	-1427.75	-3173.06
	$P_{min} - M_{cor}$	-327.7	10.792	-238.02	5.332	-194.1	110.59	-112.51	90.356
	$M_{max} - P_{cor}$	-668.057	-2281.91	-491.83	-1666.58	-3293.23	-1931.86	-3173.06	-1427.75

# Chapitre VI

# Vérification

# RPA

**Introduction :**

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

**❖ Choix de la méthode de calcul :**

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/ version 2003** prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**🚧 Méthode statique équivalente :****○ Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

**❖ Conditions d'application de la MSE :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$$H \leq 65m \text{ en zones I, II}_a, \text{ II}_b.$$

$$H \leq 30m \text{ en zone III.}$$

- b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (**Art 4.1.2**) en plus de la hauteur énoncée en a).

Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (04) niveaux ou quatorze (14) mètres en zone (IIa).

**✚ Méthode dynamique modale spectrale :**

○ **Principe de la méthode dynamique modale :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

❖ **Les hypothèses :**

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse totale.

**✚ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :**

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire

❖ **Vérification des conditions de la MSE :**

a) **Condition sur la hauteur :**

- Tizi ouzou , zone IIa
  - $H_t = 41.82 > m 14 m.$
- } Condition non vérifiée

**✚ Conclusion :**

- Dans notre cas les conditions d'application de la méthode statique ne sont pas toutes satisfaites car la condition sur la hauteur du bâtiment n'est pas vérifiée donc on va opter pour la **méthode dynamique**.

**V) Vérification des résultats de l'ETABS, selon le RPA (2003) :**

❖ **Type de contreventement :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (combinaison E spectra):

Pour déterminer la nature de système de contreventement, on suit les étapes suivantes :

Dans le menu ETABS on choisit :

**Display** ⇒ **show deformed shape** et on selections la combinaison E ⇒ **OK**

**View** ⇒ **set 3D view** ⇒ on selectionne le plan xz ⇒ **OK**

**Draw** ⇒ **draw section cut** et on trace une ligne de coupe sur la vue en 3D

L'effort total repris par les voiles et les portiques dans le niveau sélectionné :

L'effort total repris par les voiles seuls dans le niveau sélectionné :

L'effort total repris par les portiques seuls dans le niveau sélectionné :

$$\% V_{\text{voile}} = (V_{\text{voile}} \times 100 / V_{\text{tot}})$$

$$\% V_{\text{portiques}} = (V_{\text{portiques}} \times 100 / V_{\text{tot}})$$

$$\% N_{\text{voile}} = (N_{\text{voile}} \times 100 / N_{\text{tot}})$$

$$\% N_{\text{portiques}} = (N_{\text{portiques}} \times 100 / N_{\text{tot}})$$

➤ **Sens x-x** :

Effort repris par les portiques = 10.61 %

Effort repris par les voiles = 89.39 %

➤ **Sens y-y :**

Effort repris par les portique=10.56 %

Effort repris par les voiles = 89.44%

Les voiles reprennent plus de80%

Les efforts verticaux repris par le système de contreventement sont donnés par l'ETABS (combinaison ELU):

➤ **Sens x-x :**

Effort repris par les portiques = 52.65 %

Effort repris par les voiles = 47.35 %

➤ **Sens y-y :**

Effort repris par les portique =55.85%

Effort repris par les voiles =44.15%

Les voiles reprennent plus de20%

✚ **Conclusion :**

D'après les résultats ci-dessus, selon le RPA99 vérifié 2003 **la structure est contreventée par voiles.**

✚ **Vérification des conditions de la Méthode modale spectrale :**

❖ **Modes de vibration :**

Le nombre de mode à considérer :

Pour les structures représentés par des modes plan dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des directions d'excitations doit être tel que :

- La somme des masses totales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de mode à retenir est de **03** dans chaque direction considérés.

**Nota :**

On passe à la vérification de la deuxième condition suivant le **RPA 99 version 2003** (Article 4.3.4 ) pour la vérification de la condition de la participation massique :

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} = 12 ; \text{ et } T_K \leq 0.2 \text{ s}$$

On prend  $K = 12$  modes ; avec  $T_K = T_{12} = 0.0512\text{s}$

- Dans notre cas on doit considérer **12** modes de vibration.

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Selon le **RPA 99** (article 4 -2 -4), la période empirique peut être calculée comme suit :

➤  $T = C_T (h_N)^{3/4}$  ;

Dans le cas où le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles, on peut également utiliser la formule suivante :

➤  $T = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}}$

Avec :

$h_N$  : hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;  $h_N = 41.82$  m

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage ;

$C_T = 0.05$  (tableau 4.6 du RPA)

$$\left. \begin{aligned} T &= 0.05 \times (41.82)^{3/4} = 0.822 \text{ s} \\ T_x &= 0.09 \times (41.82 / \sqrt{16.75}) = 0.92 \text{ s} \\ T_y &= 0.09 \times (34.56 / \sqrt{26}) = 0.83 \text{ s} \end{aligned} \right\} T_{\min} = 0.822 \text{ s}$$

Les valeurs de T, calculées à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de **30 %**.

$T = 1.3 \times 0.822 = 1.069\text{s} > T_{\text{etabs}} = 1.052 \text{ s}$

D'où :  $T_1 = 1.069 \text{ s} > T_{\text{etabs}} = 1.052 \text{ s}$

Le tableau ci-dessus donné par **etabs** nous donne les modes et les périodes de chaque étage :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.052126	70.1575	0	0	70.1575	0	0
2	0.977577	0	66.5472	0	70.1575	66.5472	0
3	0.719608	0.0002	0	0	70.1578	66.5472	0
4	0.287518	16.4058	0	0	86.5636	66.5472	0
5	0.214427	0	20.6329	0	86.5636	87.1802	0
6	0.155497	0.0003	0	0	86.5639	87.1802	0
7	0.131402	5.9833	0	0	92.5472	87.1802	0
8	0.092866	0	6.8376	0	92.5472	94.0178	0
9	0.077361	2.8341	0	0	95.3814	94.0178	0
10	0.06749	0.0043	0	0	95.3857	94.0178	0
11	0.056197	0	2.8614	0	95.3857	96.8791	0
12	0.051853	1.6452	0	0	97.0309	96.8791	0

🚩 **Conclusion :**

La condition est vérifiée.

❖ **Vérifications de l'effort tranchant à la base :**

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que 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 déterminées par la méthode statique équivalente  $V_{\text{statique}}$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

➤ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A x D x Q}{R} W$$

- A = 0.15
- R = 4 (structure contreventé par voiles)
- W = 48021.42KN (poids total de la structure)
- Q : facteur de qualité ; il est fonction de :
  - ✚ Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
  - ✚ La régularité en plan et en élévation ;
  - ✚ La qualité du contrôle de la construction.

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \Sigma P_q$  (formule 4 – 4 RPA page 29)

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon les critères de qualité « satisfait ou non ». Sa valeur est donnée par le tableau (4 – 4 RPA 99) tel que

Critère « q »	Sens Transversal (Y)		Sens Longitudinal (X)	
	Observé ou non	Pq	Observé ou non	Pq
1. Condition minimale sur les files de contreventement	non	0.05	non	0.05
2. Redondance en plan	non	0.05	non	0.05
3. Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
4. Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0.00	oui	0.00
6. Contrôle de la qualité l'exécution	oui	0.00	oui	0.00
Somme		1.20		1.20

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ et } W_i = WGi + \beta WQi$$

**WG<sub>i</sub>** : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

**WQ<sub>i</sub>** : Charges d'exploitations.

**β** : Coefficient de pondération avec : **β = 0.2** donné par le tableau (4. 5) du RPA

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, facteur de correction d'amortissement  $\eta$  et de la période fondamentale de la structure (T)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,763 \dots (\xi = 10 \%)$$

Nous aurons donc :

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right) = 0.906 \text{ s} \\ D_y = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right) = 0.906 \text{ s} \end{cases}$$

$T_2=0.5$ (site meuble).

$T_x=T_y=T_{\text{etabs}}=1.052$

W est donné par le logiciel **etabs** :

➤  $W_t=4895.15 \times 9.81=48021.42 \text{KN}$

Application numérique :

$$V_x = 1566.26 \text{ KN}$$

$$V_y = 1566.26 \text{ KN}$$

Pour extraire l'effort tranchant dynamique  $V_{\text{dyn}}$  dans l'etabs :

Display  show table  support reaction

En exporte la table dans une feuille Excel et en tire la somme de Fx et Fy :

$$V_{X \text{ dyn}} = 2570.32 > 80 \% V_X = 1253 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$V_{Y \text{ dyn}} = 2728.04 > 80 \% V_Y = 1253 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

La résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente **V**.

❖ **Vérification des déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ (article 4.4.3 RPA)}$$

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :

$$\delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

*Avec :*  $\delta_k < 1\% \text{ he}$  (RPA 99 article 5.10).

Les déplacements maximaux sont donnés par le logiciel ETABS en suivant le chemin ci-dessous : **display** ⇒ **show table** ⇒ **displacements** ⇒ **displacements data** ⇒ **table:Diaphragm CM Displacement**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niv	(cm)	(cm)	R			(cm)	(cm)	1% he(cm)	Dep max(cm)
13	2.43	2.46	5	12.15	12.3			3.06	1.35
12	2.25	2.26	5	11.25	11.3	0.9	1	3.06	
11	2.06	1.99	5	10.3	9.95	0.95	1.35	3.06	
10	1.86	1.75	5	9.3	8.75	1	1.2	3.06	
9	1.65	1.51	5	8.25	7.55	1.05	1.2	3.06	
8	1.44	1.28	5	7.2	6.4	1.05	1.15	3.06	
7	1.22	1.06	5	6.1	5.3	1.1	1.1	3.06	
6	1	0.85	5	5	4.25	1.1	1.05	3.06	
5	0.79	0.65	5	3.95	3.25	1.05	1	3.06	
4	0.59	0.47	5	2.95	2.35	1	0.9	3.06	
3	0.41	0.31	5	2.05	1.55	0.9	0.8	3.06	
2	0.24	0.18	5	1.2	0.9	0.85	0.65	4.08	
1	0.08	0.06	5	0.4	0.3	0.8	0.6	4.08	

**Tableau: calcul des déplacements**

✚ **Conclusion :**

Les déplacements de la structure sont admissibles.

❖ **Vérification du déplacement maximale :**

$$\delta_{\max} \leq f = H_t / 500 \quad H_t = 41.82\text{m} \quad f = 0.083\text{m} \quad 0.02\text{m}$$

L'etabs nous a donné le déplacement maximale au niveau du dernier étage égale à : (0.02 m) ✓ condition vérifiée

Le déplacement maximal est donné par ETABS en suivant ce chemin :  
**display** ⇒ **show story response plots** .

❖ **Pourcentage de participation de la masse modale :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure .(article 4.3.4 RPA99 ver 2003).

Pour extraire le taux de participation massique à partir du logiciel ETABS on suit les étapes suivantes :

**display** ⇒ **show table** ⇒ **modal information** ⇒ **building modal information** ⇒ **table: modal Participating Mass Ratios** et le tableau suivant s'affiche:

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.052126	70.1575	0	0	70.1575	0	0
2	0.977577	0	66.5472	0	70.1575	66.5472	0
3	0.719608	0.0002	0	0	70.1578	66.5472	0
4	0.287518	16.4058	0	0	86.5636	66.5472	0
5	0.214427	0	20.6329	0	86.5636	87.1802	0
6	0.155497	0.0003	0	0	86.5639	87.1802	0
7	0.131402	5.9833	0	0	92.5472	87.1802	0
8	0.092866	0	6.8376	0	92.5472	94.0178	0
9	0.077361	2.8341	0	0	95.3814	94.0178	0
10	0.06749	0.0043	0	0	95.3857	94.0178	0
11	0.056197	0	2.8614	0	95.3857	96.8791	0
12	0.051853	1.6452	0	0	97.0309	96.8791	0

***Tableau : Participation massique***

Le mode fondamental est un mode de translation suivant X avec une mobilisation de masse de 70.16% et translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 66.54%. La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, d'où la condition du RPA est vérifiée.

❖ **Vérification de l'excentricité :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit :

CM : centre de masse

CR : centre de rigidité

**Suivant le sens x-x :**

On doit vérifier :

$$|X_{cm}-X_{cr}| \leq 5\%L_x$$

**Suivant Y-Y :**

On doit vérifier :

$$X_{cm}-X_{cr} \leq 5\%L_x$$

$$|Y_{cm}-Y_{cr}| \leq 5\%L_y$$

Pour extraire le centre de masse et le centre de rigidité pour les différents étages on suit les étapes suivantes :

**Display ⇒ show table ⇒ building output ⇒ center Mass Rigidity:**

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	XCM-XCR	YCM-YCR	5%LX	5%LY	CONDITION
STORY1	D1	13.2	9.226	13.2	8.028	0	1.198	0.8	1.32	vérifiée
STORY2	D2	13.2	8.867	13.2	7.68	0	1.187	0.8	1.32	vérifiée
STORY3	D3	13.2	8.196	13.2	7.675	0	0.521	0.8	1.32	vérifiée
STORY4	D4	13.2	8.184	13.2	7.722	0	0.462	0.8	1.32	vérifiée
STORY5	D5	13.2	8.184	13.2	7.782	0	0.402	0.8	1.32	vérifiée
STORY6	D6	13.2	8.172	13.2	7.843	0	0.329	0.8	1.32	vérifiée
STORY7	D7	13.2	8.161	13.2	7.896	0	0.265	0.8	1.32	vérifiée
STORY8	D8	13.2	8.161	13.2	7.943	0	0.218	0.8	1.32	vérifiée
STORY9	D9	13.2	8.15	13.2	7.983	0	0.167	0.8	1.32	vérifiée
STORY10	D10	13.2	8.141	13.2	8.015	0	0.126	0.8	1.32	vérifiée
STORY11	D11	13.2	8.141	13.2	8.04	0	0.101	0.8	1.32	vérifiée
STORY12	D12	13.2	8.141	13.2	8.058	0	0.083	0.8	1.32	vérifiée
STORY13	D13	13.2	8.177	13.2	8.068	0	0.109	0.8	1.32	vérifiée

**Tableau : Excentricité suivant x-x et y-y**

❖ **Justification vis-à-vis de l'effet P-D (Art 5.9/RPA99) :**

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet **P-D**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k».

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta_k$ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

Story	Pk (KN)	$\Delta(x)$	$Vk(x) \times h_k$	$\Theta_x$	$\Delta(y)$	$Vk(y) \times h_k$	$\Theta_y$
STORY1	48021.43	0.008	10418.688	0.03687	0.006	10737.54	0.02683376
STORY2	43576.77	0.0085	10196.4504	0.03633	0.0065	10444.6776	0.02711898
STORY3	39269.48	0.009	7330.9338	0.04821	0.008	7458.1992	0.04212221
STORY4	35550.41	0.01	7011.6228	0.05070	0.009	7107.5844	0.04501581
STORY5	31882.15	0.0105	6628.2354	0.05051	0.01	6724.4724	0.04741212
STORY6	28213.89	0.011	6195.429	0.05009	0.0105	6292.3392	0.0470804
STORY7	24597.29	0.011	5735.2356	0.04718	0.011	5831.5032	0.04639802
STORY8	21024.2	0.0105	5233.5792	0.04218	0.0115	5346.2178	0.04522418
STORY9	17451.11	0.0105	4680.4536	0.03915	0.012	4807.0458	0.04356383
STORY10	13922.78	0.01	4058.7534	0.03430	0.012	4200.0948	0.03977847
STORY11	10431.05	0.0095	3329.7696	0.02976	0.0135	3507.525	0.04014773
STORY12	6939.32	0.009	2466.0846	0.02533	0.01	2646.1044	0.02622466
STORY13	3447.59	/	1373.4504	/	/	1473.5736	/

**Tableau : Vérification de l'effet P-D .**

❖ **Conclusion:** Les effets du second ordre peuvent être négligés.

❖ **Conclusion générale :**

Toutes les conditions du (RPA 99 vérifié 2003) sont vérifiées. Donc on peut procéder au ferrailage des éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles).

# **Chapitre VII**

## **Ferrailage des**

## **Poutres**

## Introduction :

Les poutres seront ferrillées en flexion simple sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1.35 G + 1.5 Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

## ❖ Recommandation du RPA99 version 2003 :

- **Armatures longitudinales : (art 7.5.2.RPA page 65)**
  - Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de : 0.5 % en toute section.
    - Poutres principales :  $A_{min} = 0.005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2$
    - Poutres secondaires :  $A_{min} = 0.005 \times 35 \times 30 = 5.25 \text{ cm}^2$
  - Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est
    - En zone courante : 4 %
    - En zone de recouvrement : 6 %
  - En zone courante :
    - Poutres principales :  $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$
    - Poutre secondaire :  $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2$
  - En zone de recouvrement :
    - Poutre principale :  $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$
    - Poutre secondaire :  $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2$
  - La longueur de recouvrement est de :  $40\Phi$  (zone II a)
  - L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
  - Espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
  - Les cadres de nœuds disposées comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de deux U superposés formant un carré ou un rectangle, les directions de recouvrement de ces U doivent être alterné.

Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droit des armatures longitudinales des poutres.

## ○ **Armatures transversales :**

- La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

- L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min \left( \frac{h}{4}, 12 \Phi_t \right) \quad \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \rightarrow \text{En dehors de la zone nodale.}$$

- La valeur du diamètre  $\Phi_t$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm de nu de l'appui ou de l'encastrement.
- **Étapes de calcul des armatures longitudinales :**  
 Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivant :

- **Situation courante :**

Soit  $\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$        $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$ ,  $\theta=1$ ,  $\gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bu} = 14,2 MPa$ .

Pour les FeE400 :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ ,  $\gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 MPa$ .

- **Situation accidentelle :**

Soit  $\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$        $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$ ,  $\theta=0,85$ ,  $\gamma_b = 1,15 \rightarrow f_{bu} = 21,74 MPa$ .

Pour les FeE400 :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ ,  $\gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_{st} = 400 MPa$ .

- Si  $\mu_b < \mu_l \Rightarrow$  Section simplement armée
- Si  $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$  Section doublement armée

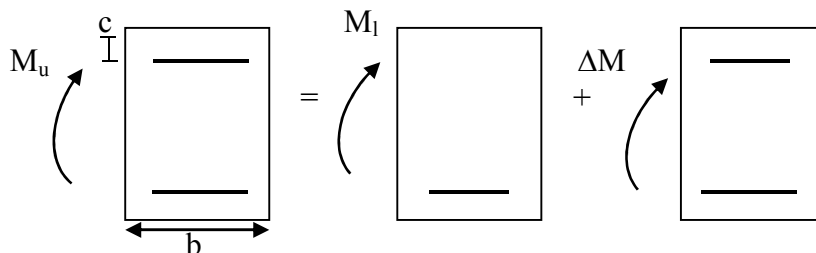
✓ **Section sans armatures comprimées ( $A'_s = 0$ ) :**

Si  $\mu_b < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

✓ **Section avec armatures comprimées ( $A'_s \neq 0$ ) :**

$\mu_b > \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section doublement armée.

On redimensionne la section ou on introduit des armatures comprimées.



$A_s$  : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas

$A'_s$  : La section supérieure la plus comprimée.

On calcul :  $M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$   
 $\Delta M = M_u - M_r$

Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

➤ Armatures tendues :  $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

➤ Armatures comprimées :  $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

**Remarque :**

✓ **Poutre principales :**

On ferraille le portique (2-2) et on adoptera le même ferrailage pour les autres portiques dans le sens principal.

✓ **Poutres secondaires :**

On ferraille le portique (D-D) et on adoptera le même ferrailage.

Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans le tableaux suivants :

➤ **Ferrailage en travée des poutres principales :**

NIV	Mu(KN.m)	situation	$\mu$	$\beta$	Obc	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A adop(cm <sup>2</sup> )
1	60	SA	0.065	0.967	SSA	4.14	6/2=3	3HA14+3HA12	8.01
2	81.12	SA	0.088	0.954	SSA	5.67	3	3HA14+3HA12	8.01
3	88.47	SA	0.096	0.949	SSA	6.21	3	3HA14+3HA12	8.01
4	84.28	SA	0.092	0.952	SSA	5.90	3	3HA14+3HA12	8.01
5	84.42	SA	0.092	0.952	SSA	5.91	3	3HA14+3HA12	8.01
6	81.55	SA	0.089	0.954	SSA	5.70	3	3HA14+3HA12	8.01
7	75.06	SA	0.082	0.957	SSA	5.23	3	3HA14+3HA12	8.01
8	79.21	SA	0.086	0.955	SSA	5.53	3	3HA14+3HA12	8.01
9	75.77	SA	0.083	0.957	SSA	5.28	3	3HA14+3HA12	8.01
10	72.8	SA	0.079	0.959	SSA	5.06	3	3HA14+3HA12	8.01
11	73.22	SA	0.080	0.958	SSA	5.10	3	3HA14+3HA12	8.01
12	72.9	SA	0.079	0.959	SSA	5.07	3	3HA14+3HA12	8.01
13	65.53	SA	0.071	0.964	SSA	4.53	3	3HA14+3HA12	8.01

➤ **Ferrailage en appuis des poutres principales :**

NIV	Mu(KN.m)	Situation	$\mu$	$\beta$	Obc	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A adop (cm <sup>2</sup> )
1	115.5	SA	0.126	0.932	SSA	8.26	6/2=3	6HA16	12.06
2	108.62	SA	0.118	0.937	SSA	7.73	3	6HA16	12.06
3	117.97	SA	0.129	0.931	SSA	8.45	3	6HA16	12.06
4	127.02	SA	0.138	0.925	SSA	9.15	3	6HA16	12.06
5	138.34	SA	0.151	0.918	SSA	10.05	3	6HA16	12.06
6	143.83	SA	0.157	0.915	SSA	10.48	3	6HA16	12.06
7	151.8	SA	0.166	0.909	SSA	11.13	3	6HA16	12.06
8	155.89	SA	0.170	0.906	SSA	11.47	3	6HA16	12.06
9	155.1	SA	0.169	0.907	SSA	11.40	3	6HA16	12.06
10	156.91	SA	0.171	0.906	SSA	11.55	3	6HA16	12.06
11	155.99	SA	0.170	0.906	SSA	11.48	3	6HA16	12.06
12	154.28	SA	0.168	0.907	SSA	11.34	3	6HA16	12.06
13	147.74	SA	0.161	0.912	SSA	10.80	3	6HA16	12.06

➤ **Ferrailage en travée des poutres secondaires :**

NIV	Mu(KN.m)	Situation	$\mu$	$\beta$	Obc	As (cm <sup>2</sup> )	Amin(cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A adop(cm <sup>2</sup> )
1	11.31	SA	0.016	0.922	SSA	0.94	5.25/2=2.63	3HA14	4.62
2	20.19	SA	0.029	0.986	SSA	1.58	2.63	3HA14	4.62
3	21.04	SA	0.031	0.985	SSA	1.64	2.63	3HA14	4.62
4	26.62	SA	0.039	0.981	SSA	2.09	2.63	3HA14	4.62
5	29.01	SA	0.042	0.979	SSA	2.28	2.63	3HA14	4.62
6	30.05	SA	0.044	0.978	SSA	2.36	2.63	3HA14	4.62
7	30.57	SA	0.044	0.978	SSA	2.40	2.63	3HA14	4.62
8	33.15	SA	0.048	0.975	SSA	2.62	2.63	3HA14	4.62
9	31.6	SA	0.046	0.976	SSA	2.49	2.63	3HA14	4.62
10	29.51	SA	0.043	0.979	SSA	2.32	2.63	3HA14	4.62
11	30.27	SA	0.044	0.978	SSA	2.38	2.63	3HA14	4.62
12	31.11	SA	0.045	0.978	SSA	2.45	2.63	3HA14	4.62
13	23.05	SA	0.033	0.984	SSA	1.80	2.63	3HA14	4.62

➤ **Ferrailage en appuis des poutres secondaires :**

NIV	Mu(KN.m)	Situation	$\mu$	$\beta$	Obc	As (cm <sup>2</sup> )	Amin(cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A adop(cm <sup>2</sup> )
1	27.71	SA	0.040	0.98	SSA	2.18	5.25/2=2.63	3HA14	4.62
2	32.62	SA	0.047	0.976	SSA	2.57	2.63	3HA14	4.62
3	34.62	SA	0.050	0.974	SSA	2.73	2.63	3HA14	4.62
4	39.78	SA	0.058	0.97	SSA	3.15	2.63	3HA14	4.62
5	44.37	SA	0.064	0.967	SSA	3.53	2.63	3HA14	4.62
6	46.5	SA	0.068	0.965	SSA	3.71	2.63	3HA14	4.62
7	49.1	SA	0.071	0.964	SSA	3.92	2.63	3HA14	4.62
8	51.81	SA	0.075	0.962	SSA	4.14	2.63	3HA14	4.62
9	51.8	SA	0.075	0.962	SSA	4.14	2.63	3HA14	4.62
10	52.23	SA	0.076	0.96	SSA	4.19	2.63	3HA14	4.62
11	53.12	SA	0.077	0.96	SSA	4.26	2.63	3HA14	4.62
12	53.98	SA	0.078	0.959	SSA	4.33	2.63	3HA14	4.62
13	48.13	SA	0.070	0.964	SSA	3.84	2.63	3HA14	4.62

❖ **Vérifications à l'ELU:**

➤ **Condition de non fragilité: [Art A.4.1,1/BAEL91 modifiées 99] :**

○ Poutres secondaires :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times 2,1 / 400 = 1,17 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

○ Poutres principales :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 30 \times 37,5 \times 2,1 / 400 = 1,35 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Justification de l'âme sous l'effort tranchant : [Art A.5.1.1/BAEL91 modifiées 99]:**

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente  $\tau_u$  prise conventionnellement égale :

$$\tau_u = T_u^{\max} / bd$$

- Poutres principales:  $\tau_u = 143.16 \times 10^{-3} / 0,30 \times 0,375 = 1.272 \text{ MPa}$
- Poutres secondaires:  $\tau_u = 34.92 \times 10^{-3} / 0,30 \times 0,325 = 0.358 \text{ MPa}$

➤ **Etat limite ultime du béton de l'âme : [Art A.5.1.21/BAEL91 modifiées 99]:**

- Contrainte tangente conventionnelle:

$\tau_u = T_u^{\max} / bd < \min (0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$  pour des fissurations peu préjudiciables.

- Poutre principales:  $\tau_u = 1.272 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  condition vérifiée.
- Poutre secondaires :  $\tau_u = 0.358 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  condition vérifiée .

➤ **Vérification de l'adhérence: [Art A.6.1 ,3 / BAEL 91 modifié 99]:**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$  : Sommes des périmètres utiles des barres.

- poutres principales :  $T_{u \max} = 143.16 \text{ KN}$

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times (2 \times 1.6) = 30.144 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{143.16 \times 10}{0.9 \times 37.5 \times 30.144} = 1.407 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque}$$

d'entraînement des barres.

- poutres secondaires :  $T_{u \max} = 34.92 \text{ KN}$

$$\sum U = 3 \times 3.14 \times (1.4) = 13.188 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{34.92 \times 10}{0.9 \times 32.5 \times 13.188} = 0.905 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque}$$

d'entraînement des barres.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis: [Art A.5.1.32/BAEL91 modifiées 99]**

❖ **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \quad a = 0.9 d$$

- poutre principale :

$$T_u = 143.16 \text{ KN} \leq 0.4 \times 0.9 \times 375 \times 300 \times 25 \times 10^{-3} / 1.5 = 675 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- poutre secondaire :

$$T_u = 34.92 \leq 0.4 \times 0.9 \times 325 \times 300 \times 25 \times 10^{-3} / 1.5 = 585 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales: [Art A.5.1./BAEL 91 modifié 91]**

Lorsque au droit d'un appui :

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} > 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armature pour équilibrer un moment égale a :

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} > 0$$

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left( T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

○ **Poutre principale :**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 143.16 - \frac{156.91}{0.9 \times 0.375} = -321.75 < 0$$

○ **Poutre secondaire :**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9 \cdot d} = 34.92 - \frac{53.98}{0.9 \times 0.325} = -149.627 < 0$$

**Remarque :**

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

❖ **Longueur de scellement droite des barres : [Art A.6.1.23/BAEL91 modifiées99] :**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \text{ avec } \tau_{su} = 0,6 \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\phi 14 \quad \rightarrow \quad l_s = 49.38 \text{ cm}$$

$$\phi 16 \quad \rightarrow \quad l_s = 56.44 \text{ cm}$$

$$\phi 12 \quad \rightarrow \quad l_s = 42.33 \text{ cm}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, La longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à **0,4L<sub>s</sub>** pour les barres à haute adhérence.

$$\phi 14 \quad \rightarrow \quad l_c = 19.75 \text{ cm}$$

$$\phi 16 \quad \rightarrow \quad l_c = 22.58 \text{ cm}$$

$$\phi 12 \quad \rightarrow \quad l_c = 16.93 \text{ cm}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

➤ **Etat limite d'ouvertures des fissures :**

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

➤ **Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

On calcul

$$\rho_1 = \frac{100 A}{bd} \quad \text{Puis on déduit les valeurs de } \beta_1 \text{ et } k.$$

Les contraintes valent alors :  $\sigma_{bc} = \kappa \cdot \sigma_s$  et  $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$

- **Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres principales :**

✓ **Appuis :**

Ms <sub>max</sub> (kn)	As(cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K	σ <sub>s</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sup>-</sup> <sub>bc</sub> (Mpa)	Ob <sub>s</sub>
81.87	12.06	1.072	0.945	0.0131	191.56	2.51	15	vérifié

✓ **Travée :**

Ms <sub>max</sub> (kn)	As(cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K	σ <sub>s</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sup>-</sup> <sub>bc</sub> (Mpa)	Ob <sub>s</sub>
42.53	8.01	0.712	0.955	0.0105	148.26	1.55	15	vérifié

- **Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres secondaires :**

✓ **Appuis :**

Ms <sub>max</sub> (kn)	As(cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K	σ <sub>s</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sup>-</sup> <sub>bc</sub> (Mpa)	Ob <sub>s</sub>
36.3	4.62	0.410	0.965	0.0078	250.52	1.95	15	vérifié

✓ **Travée :**

Ms <sub>max</sub> (kn)	As(cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K	σ <sub>s</sub> (Mpa)	σ <sub>bc</sub> (Mpa)	σ <sup>-</sup> <sub>bc</sub> (Mpa)	Ob <sub>s</sub>
17.81	4.62	0.410	0.965	0.0078	122.92	0.96	15	vérifié

➤ **Etat limite de déformation du béton :**

- **Etat limite de déformation :**

✓ **Poutres principales :**

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{500}{500} = 1.00 \text{ cm}$$

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

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

- 1-  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- 2-  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$
- 3-  $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$

avec :

$h$  : hauteur totale de la section.  
 $L$  : portée libre maximale.  
 $M_t$  : moment maximum de flexion.  
 $b_0$  : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{40}{470} = 0.085 > \frac{1}{16} = 0.062 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{40}{470} = 0.085 \geq \frac{42.53}{10(50.03)} = 0.085 \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{8.01}{30 \times 37.5} = 0.0071 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :** la flèche est vérifiée.

✓ **Poutres secondaires:**

$$\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{455}{500} = 0.91 \text{ cm}$$

$$1- \frac{h}{L} = \frac{35}{425} = 0.082 > \frac{1}{16} = 0.062 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{St}}{10.M_0} \Rightarrow \frac{35}{425} = 0.0854 \geq \frac{17.81}{10(20.95)} = 0.085 \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{4.62}{30 \times 32.5} = 0.0047 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :** la flèche est vérifiée.

❖ **Disposition constructive :**

Conformément au CBA 93 annexe E<sub>3</sub>, concernant 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 :

- A  $\frac{1}{5}$  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.

- A  $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont

arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

❖ **Calcul des armatures transversales :**

➤ **Diamètre des aciers transversaux :**

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; \phi_L ; b/10 ) = (11.43 ; 12; 30)$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On choisira 1 cadre et 1 étrier donc  $A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement maximal:**

Vérification des exigences du RPA :

➤ **Zone nodale**  $\longrightarrow S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_L, 30\text{cm} ) \Rightarrow S_t \leq 10 \text{ cm}$

✓ Poutres principales (30 X 40) :  $S_t = 10\text{cm}$  Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$

✓ Poutres secondaires (30 X 35) :  $S_t = 8,75\text{cm}$  Soit  $S_t = 10 \text{ cm}$

➤ **Zone courante**  $\longrightarrow S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$

✓ Poutres principales de (30 X 40) :  $S_t = 15 \text{ cm}$  Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

✓ Poutres secondaires de (30 X 35) :  $S_t = 17,5\text{cm}$  Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

**NB :** pour le schéma de ferrailage voir l'annexe.

# Chapitre VIII

## Ferrailage des

## Poteaux

## Introduction :

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des combinaisons considérées suivantes :

- 1.35 G+1.5 Q l'ELU
- G + Q l'ELS

- G + Q ± E RPA 2003
- 0,8G ± E RPA 2003

En procédant à des vérifications à l'ELS.

## Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- ❖ Section partiellement comprimée (SPC).
- ❖ Section entièrement comprimée (SEC).
- ❖ Section entièrement tendue (SET).

## ❖ Recommandation du RPA 2003 :

### ➤ Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % x section du poteau (Zone IIa) :

Poteau (45x45)  $A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2\text{cm}^2$

Poteau (40x40)  $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8\text{cm}^2$

Poteau (35x35)  $A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8\text{cm}^2$

Poteau (30x30)  $A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2\text{cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4 %(zone IIa) :

Poteau (45x45)  $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$

Poteau (40x40)  $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$

Poteau (35x35)  $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$

Poteau (30x30)  $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6 %(zone IIa) :

Poteau (45x45)  $A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5\text{cm}^2$

Poteau (40x40)  $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$

Poteau (35x35)  $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5\text{cm}^2$

Poteau (30 x 30)  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$

- Le diamètre minimal des aciers est de  $\Phi_{12}$
- La longueur de recouvrement minimal  $L_R = 40\Phi$  (zone IIa)
- La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  $L = 25 \text{ cm}$  (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max}$$

Avec :  $\Phi_L$  : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min\{15\Phi_L^{\min}, 40\text{cm}, (a + 10)\text{cm}\} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec :

a : est la petite dimension transversale des poteaux.

**D'après le RPA 99révisée 2003 :**

$$S_t \leq \min\{10\Phi_L^{\min}, 15\text{cm}\} \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \Phi_L^{\min} \text{ en zone de recouvrement.}$$

✚ **Rôle des armatures transversales :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

✓ **Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

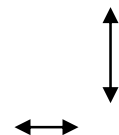
$h_t$  : hauteur totale de la section.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.



- Calcul d'élancement : (élancement géométrique)

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$

Avec :

- a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.
- $L_f$  : longueur de flambement.

- Section d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisée 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$  en % est donné comme suite :

Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$ .

Si  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$ .

Si  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs précédentes.

#### **Exposé de la méthode de calcul :**

Pour la Détermination des armatures longitudinales 2cas peuvent être représenté :

#### ❖ Calcul des armatures à l'ELU :

##### ➤ Section partiellement comprimée (SPC) :

- Calcul du centre de pression  $e = \frac{M_u}{N_u}$

La section est partiellement comprimée Si Le centre de pression C se situe à l'extérieur du noyau central.

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left( \frac{h}{2} - C \right)$$

Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du noyau central la section est entièrement comprimée.

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - C .$$

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante

$$N_u (d - c') - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} .$$

Avec :

- $M_f$  : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \left( \frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$  et  $\theta = 1$  Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$  et  $\theta = 0,85$  Pour fissuration accidentelle

- $N_u$ : effort de compression.



- En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

$\theta=1, \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bu} = 14,2MPa.$  (situation courante)

$\theta=0.85, \gamma_b = 1,15 \rightarrow f_{bu} = 21.74MPa.$  (situation accidentelle)

Si  $\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\gamma_s}$  si l'effort est négatif.

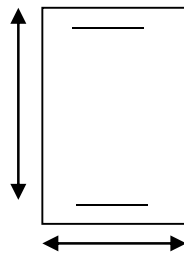
$$\text{Si } A_s \text{ est négative } A_s \geq \left\{ \max \frac{bh}{1000}, 0,23bh \frac{f_{t28}}{F_e} \right\}.$$

Si  $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_\ell bd^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

- $M_r$ : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa(SC), \sigma_s = 400MPa(SA)$$

- La section réelle d'armature est  $A'_s = A'$  ,  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ .

**3-1-b) Section entièrement comprimée (SEC) :**

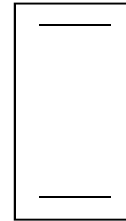
La section est entièrement comprimée si :

- $e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left( \frac{h}{2} - c' \right)$ .
- $N_u(d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}$ .

Deux cas peuvent se présenter :

- Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$



Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f(d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

- Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armature inférieure comprimées càd :

$$\left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 < N_u(d - c') < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0.$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

**Remarque :**

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :  
Les unités de calcul sont en cm<sup>2</sup> pour les sections d'armature.

❖ Ferrailage des poteaux sens longitudinale :

NIV	N (KN)	M (KN.m)	bxh	Obs	As'	As	A <sub>min</sub>	A <sub>adopté</sub>	Choix des armatures
sous-sol	N <sub>max</sub> = 855.07	M <sub>cor</sub> = 0.857		SET	10.24	10.13	16.2		
RDC	N <sub>min</sub> = -2032.87	M <sub>cor</sub> = 0.073	45x45	SEC	0	0	16.2	20.6	4HA16+4HA20
1	N <sub>cor</sub> = -1036.32	M <sub>max</sub> = 80.798		SPC	0	0	16.2		
2	N <sub>max</sub> = 381.58	M <sub>cor</sub> = 6.41		SET	5.23	4.31	12.8		
3	N <sub>min</sub> = -1536.82	M <sub>cor</sub> = 2.685	40x40	SEC	0	0	12.8	14.2	4HA16+4HA14
4	N <sub>cor</sub> = -434.63	M <sub>max</sub> = 74.995		SPC	0	0.68	12.8		
5	N <sub>max</sub> = 144.23	M <sub>cor</sub> = 5.901		SET	2.29	1.31	9.8		
6	N <sub>min</sub> = -1044.87	M <sub>cor</sub> = 3.595	35x35	SEC	0	0	9.8	12.3	8HA14
7	N <sub>cor</sub> = -293.62	M <sub>max</sub> = 65.417		SPC	0	2.25	9.8		
8	N <sub>max</sub> = 40.63	M <sub>cor</sub> = 0.514		SET	0.56	0.46	7.2		
9	N <sub>min</sub> = -588.7	M <sub>cor</sub> = 3.197	30x30	SEC	0	0	7.2	10.68	4HA14+4HA12
10-11	N <sub>cor</sub> = -62.08	M <sub>max</sub> = 49.636		SPC	0	4.26	7.2		

❖ Ferrailage des poteaux sens transversal :

NIV	N (KN)	M (KN.m)	bxh	Obs	As'	As	A <sub>min</sub>	A <sub>adopté</sub>	Choix des armatures
sous-sol	N <sub>max</sub> = 855.07	M <sub>cor</sub> = 3.015		SET	10.38	10.05	16.2		
RDC	N <sub>min</sub> = -2032.87	M <sub>cor</sub> = -10.921	45x45	SEC	0	0	16.2	20.6	4HA16+4HA20
1	N <sub>cor</sub> = -714.11	M <sub>max</sub> = 30.114		SEC	0	0	16.2		
2	N <sub>max</sub> = 381.58	M <sub>cor</sub> = 2.226		SET	4.93	4.61	12.8		
3	N <sub>min</sub> = -1536.82	M <sub>cor</sub> = 8.359	40x40	SEC	0	0	12.8	14.2	4HA16+4HA14
4	N <sub>cor</sub> = -515.85	M <sub>max</sub> = 33.705		SEC	0	0	12.8		
5	N <sub>max</sub> = 144.23	M <sub>cor</sub> = 0.902		SET	1.88	1.73	9.8		
6	N <sub>min</sub> = -1044.87	M <sub>cor</sub> = 13.858	35X35	SEC	0	0	9.8	12.3	8HA14
7	N <sub>cor</sub> = -329.50	M <sub>max</sub> = 32.593		SEC	0	0	9.8		
8	N <sub>max</sub> = 40.63	M <sub>cor</sub> = 5.733		SPC	0	1.08	7.2		
9	N <sub>min</sub> = -588.70	M <sub>cor</sub> = 15.674	30x30	SEC	0	0	7.2	10.68	4HA14+4HA12
10et11	N <sub>cor</sub> = -102.95	M <sub>max</sub> = 28.691		SPC	0	1.5	7.2		

❖ **Vérfications à l'ELS :**

Dans le cas de poteaux, il y a lieu de vérifier :

➤ **état limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ **état limite de compression du béton :**

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

Deux cas peuvent se présenter :

- Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$  section entièrement comprimée.
- Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$  section partiellement comprimée.
- **Section partiellement comprimée :**

**Position de centre de pression.**

- $Y_c$  : est la distance de l'axe neutre au centre de pression  $C_p$  comportée positivement avec effort normal  $N_{ser}$  de compression.
- $C$  : distance de centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée  
 $C=d-e_A$

Avec :  $e_A$  de même signe que  $N_{ser}$ .

Si  $N_{ser} < 0 \Rightarrow$  quel que soit la position du centre de pression (à l'intérieur ou à l'extérieur de la section).

$$\text{Si } N_{ser} > 0 \Rightarrow \begin{cases} c < 0 \text{ si } e_A > d \text{ (} C_p \text{ à l'extérieur de la section voir fig ci dessus).} \\ c > 0 \text{ si } e_A < d \text{ (} C_p \text{ à l'intérieur de la section voir fig ci dessus).} \end{cases}$$

On pose :  $y_{ser} = y_c - C, \quad 0 \leq y_{ser} \leq d$

$$tq : e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right).$$

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on montre que  $y_c$  est solution de :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

Avec :

$$p = -3C^2 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)$$

$$q = -2C^3 - \frac{90A'_s(C_p - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - C_p)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$ .

- Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  on calcul alors :  $\cos\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$  puis  $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

1)  $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$ .

2)  $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$ .

3)  $y_c = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$

Si  $\Delta > 0 \Rightarrow$  alors il faut calculer

$$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - a)$$

$$z = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow Y_c = z - \frac{p}{3 \times z}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

○ **Hypothèses caractéristique à l'ELS :**

H<sub>1</sub> : les sections planes restent planes après déformation, pas de glissement relatif entre l'acier et le béton

H<sub>2</sub> : le béton tendu est négligé dans les calcul.

H<sub>3</sub> : les matériaux restent dans leur domaine élastique à l'ELS.

$$\sigma_{bc} = E_b \varepsilon_b \quad , \quad \sigma_{st} = E_s \varepsilon_s$$

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

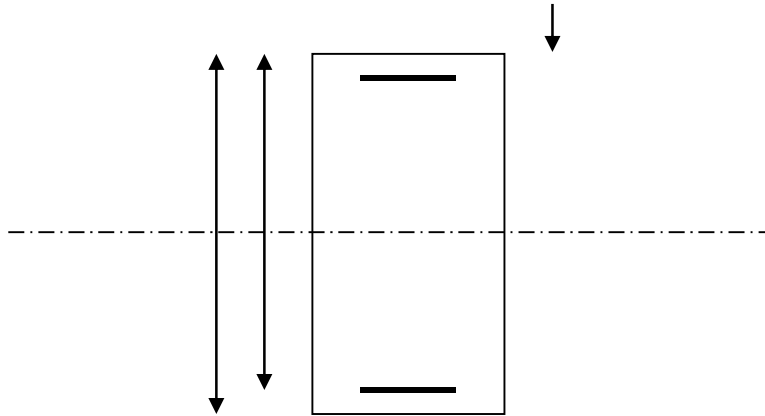
E : module de Young.  $\varepsilon$  : deformation

$\sigma_{st}$  : Contrainte dans l'acier

D'après le BAEL, il nous permet d'appliquer au béton armé les formules de la résistance des matériaux établis pour des corps homogénéisés.

- **Le moment d'inertie de la section est donné par rapport à l'axe neutre :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + 15 \left[ A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$



La section rendue homogène c a d la section obtenue en négligeant le béton tendu et en amplifiant quinze fois la section des armatures.

Nous avons alors :  $K = \frac{N_{ser} y_c}{I} = \text{tg} \alpha$  (représente la pente K des diagrammes des contraintes).

Les contraintes valent  $\sigma_{bc} = K y_{ser}$ ,  $\sigma_s = n K (d - y_{ser})$  avec  $n=15$ .

Il faut vérifier  $\sigma_b < \bar{\sigma}_{bc}$

La section est effectivement partiellement comprimée si  $\sigma_b \geq 0$  sinon on recommence le calcul avec la section entièrement comprimée.

- **Section entièrement comprimée :**

- La section total homogène est :  $S = bh + n (A_s + A'_s)$ .
- Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \left[ A_s (V_2 - C')^2 - A'_s (V_1 - C')^2 \right]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left( \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa.}$$

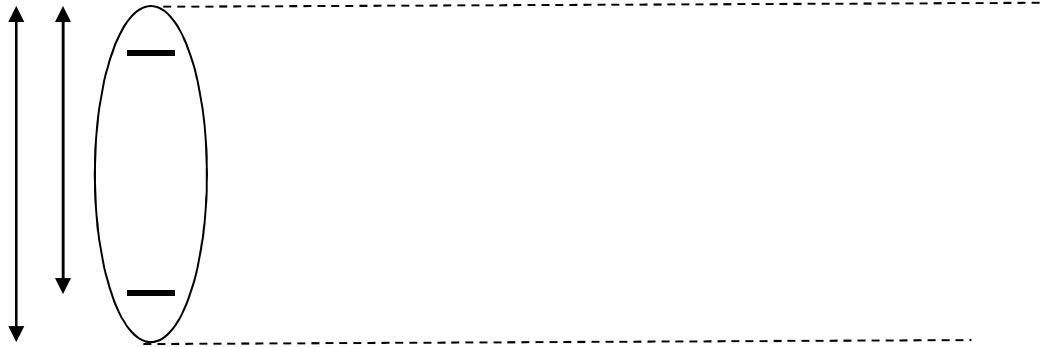
$$\sigma_{b2} = \left( \frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

Puisque  $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$  donc il suffit de vérifier  $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ .

$N_s$  : effort de compression a' L'ELS.

$M_s$  : Moment fléchissant a' L'ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).



**Remarque :**

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

**❖ Vérification des contraintes à l'ELS, sens longitudinal :**

NIV	N (KN)	M (KN.m)	b <sub>x</sub> h	Obs	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	Aadopt(cm <sup>2</sup> )	Obs
sous-sol	-42.93	20.3		SET	20.8	1.6				OK
RDC	-1476.99	0.065	45x45	SEC	97.5	6.5	15	348	20.6	OK
1	-90.19	35.78		SPC	37.4	2.9				OK
2	-217.01	4.3		SET	22.7	1.6				OK
3	-1117.44	1.99	40x40	SEC	96.8	6.5	15	348	14.2	OK
4	628.19	22.89		SPC	76.1	5.3				OK
5	-106.61	3.42		SET	16.7	1.2				OK
6	-759.77	2.66	35x35	SEC	87.4	5.9	15	348	12.32	OK
7	-401.49	24.73		SPC	79.8	5.7				OK
8	-7.89	1.77		SET	5.9	0.5				OK
9	-428.16	2.37	30x30	SEC	67.7	4.6	15	348	10.68	OK
10et11	-79.14	23.88		SPC	145.2	6.5				OK



❖ **Armatures transversales :**

(Exemple de calcul pour le RDC)

➤ **Diamètre des aciers :**

Le diamètre des armatures transversales doit être au moins égale a' :

$$\Phi_t \geq \Phi_L^{\max} / 3 \rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66mm.$$

Ils seront à haute adhérence, diamètre  $\Phi_t = 8mm$ .

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\Phi 8$  et en épingle

$$(A_t = 2,01cm^2 = 4HA8)$$

➤ **Espacement des diamètres : [BAEL91/Art8.13]**

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}, 40cm, a + 10cm) = \min(15 \times 1,40cm, 45 + 10cm).$$

$$S_t \leq 21cm.$$

Avec a : le plus petit des côtés pour les poteaux.



➤ **Recommandations du l'RPA 99 révisé 2003 / [Art7.4.22] :**

• **en zone nodale :**

$$S_t \leq (10\Phi_L^{\min}, 15cm) = \min(10 \times 1,2, 15cm) = 12cm.$$

• **en zone courante :**

$$S_t \leq \min(15\Phi_L^{\min}) = 18cm.$$

L'écartement ( $S_t$ ) des armatures transversales sera égal à :

• **En zone nodale :**  $S_t = 10cm$ .

• **En zone courante :**  $S_t = 15cm$ .

✚ **Remarque :**

La zone nodale est très sensible aux séismes pour cela on annexe des armatures en U superposées (avec alternances d'orientation) a fin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable.

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales RPA99/[Art7.4.22] :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} \rightarrow L_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 4,08 = 2.856m.$$

(tel que b est le plus petit côté des poteaux, parallèle au plan de flambement)

$L_0$  : longueur de flambement.

$$\lambda_g = \frac{0,7L_0}{0,45} = 6.346 > 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35cm^2.$$

$$A_t = 2,01cm^2 > 1,35cm^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant [RPA99/Art7.4.32] :**

$$\tau_b = Vu / b \times d \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875MPa \text{ Avec : } f_{c28} = 25MPa$$

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0,04 \end{cases}$$

➤ **Armatures transversales et vérification au cisaillement [RPA99/Art7.4.22] :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_t V_u}{h_e f_c}$$

niv	V <sub>u</sub> (kn)		b (cm)	d (cm)		(MPa)	(MP)	observation
Sous-sol	15.69	6.35	45	42.5	0.075	0.082	1.875	Vérifiée
RDC	31.27	6.34	45	42.5	0,075	0.164	1,875	Vérifiée
1	52.3	4.76	45	42.5	0.04	0.273	1	Vérifiée
2	41.13	5.35	40	37.5	0,075	0.274	1,875	Vérifiée
3	46.34	5.35	40	37.5	0,075	0.309	1,875	Vérifiée
4	49.96	5.35	40	37.5	0.075	0.333	1.875	Vérifiée
5	36.21	6.12	35	32.5	0.075	0.318	1.875	Vérifiée
6	40.43	6.12	35	32.5	0.075	0.355	1.875	Vérifiée
7	44.12	6.12	35	32.5	0.075	0.388	1.875	Vérifiée
8	28.55	7.14	30	27.5	0.075	0.346	1.875	Vérifiée
9	30.86	7.14	30	27.5	0.075	0.374	1.875	Vérifiée
10	30.38	7.14	30	27.5	0.075	0.368	1.875	Vérifiée
11	33.88	7.14	30	27.5	0.075	0.411	1.875	Vérifiée

➤ **Longueur de recouvrement [BAEL91/Art6.122] :**

La longueur du recouvrement des poteaux selon le BAEL est : **L<sub>R</sub>=40 Φ** (FeE400)

→ L<sub>R</sub> = 40 × 1,6 = 64cm

→ L<sub>R</sub> = 40 × 1,4 = 56cm

→ L<sub>R</sub> = 40 × 1,2 = 48cm.

→ L<sub>R</sub> = 40 × 2 = 80cm.

**NB :** pour le schéma de ferrailage voir l'annexe.

# Chapitre IX

# Ferrailage des voiles

**Introduction :**

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement dont la raideur en plan est négligeable. Ils assurent le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action sismique (fonction de contreventement). Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

❖ **Combinaison d'action**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91 modifiées 99} \\ \text{Selon le RPA version 2003} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

❖ **Ferrailage des trumeaux:**

Le calcul se fera en procédant par la méthode des tronçons de la RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales ;
- Armatures transversales ;

Pour faciliter la réalisation et d'alléger le calcul, on a divisé la structure en quatre zones de calcul.

- Zone I : Sous-sol, RDC, 1<sup>er</sup> étage
- Zone II: 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> étage
- Zone III : 5<sup>eme</sup>, 6<sup>eme</sup>, 7<sup>eme</sup> étage
- Zone IV : 8<sup>eme</sup>, 9<sup>eme</sup>, 10<sup>eme</sup> et 11<sup>eme</sup> étage.

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques, et on adoptera le ferrailage du voile le plus défavorable pour chaque groupe.

- Groupe I : VL1
- Groupe II : VL2
- Groupe III : VT1

➤ **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 ou du voile.
- V et V' : bras de levier ;  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

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 du plancher du voile considéré
- $L_c$  : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L \quad ; \quad L_t = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

Ou bien  $L_t$  : longueur tendue =  $L - L_c$

**Remarque :**

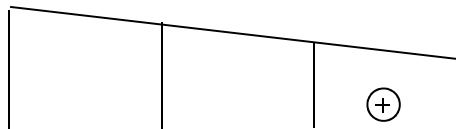
Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues.

➤ **Armatures verticales :**

**1) 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.

❖ **Détermination des armatures :**

- $A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$

Avec :

- $B$  : section du voile
- $\sigma_s$  : Contrainte de l'acier = 348 MPa

**2) Section partiellement comprimée :**

- $N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$
- $N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$

❖ **Détermination des armatures :**

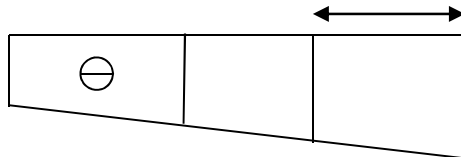
- $$A_{V_i} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec :  $\sigma_s$  : Contrainte de l'acier = 348 MPa

3) **Section entièrement tendue :**

- $$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

- $$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



❖ **Détermination des armatures :**

- $$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec :  $\sigma_s$  : Contrainte de l'acier = 348 MPa

➤ **Armatures minimales :**

✚ **Section entièrement comprimée :**

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  Par mètre de longueur de la paroi mesurée perpendiculairement à la direction de ces armatures.
- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \longrightarrow$  [Art A.8.1,21 /BAEL 91 modifiées 99]

Avec :

- B : section du béton comprimée.

✚ **Section partiellement comprimée :**

✚ **Section entièrement tendue :**

- $$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : B = d. e

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 (RPA 99 V2003).

➤ **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$  et disposée de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

**- D'après le RPA 99 :**

- $A_H \geq 0,15 \% B$  Globalement dans la section du voile.
- $A_H \geq 0,10 \% B$  En zone courante.

**- D'après le BAEL :**

- $A_H = \frac{A_V}{4}$

Avec :

- $A_H$  : section d'armatures verticales.
- $B$  : section du béton.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

✓ **Exigences de RPA 99 révisé 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 %.

➤ **Armatures transversales : [article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003]**

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.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

➤ **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 :  $T = 1.4 V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

➤ **Espacement : [art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003] :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

**Avec :**  $e$  = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

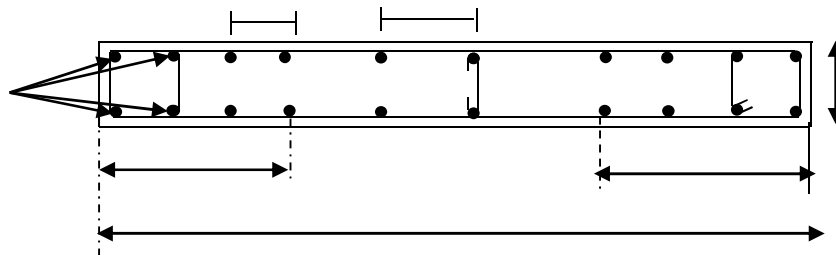
➤ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- ✓  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.



➤ **Les potelets :**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

- La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4 HA 10 (RPA 99).
- Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

**4) Vérification à L'ELS :**

$$\text{On a : } N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Avec :**

- $N_{\text{ser}}$  : Effort normal service
- $B$  : Section du béton
- $A$  : Section d'armatures adoptée

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :  
-D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u,calcul}$$

**Avec :**

- $b_0$  : 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.

$$\tau_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right); \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

**5) Exemple de calcul (VL1, VL2, VL3, VL4, VL5 et VL6) Zone I :**

-Caractéristiques géométriques :

**Zone I :**  $e=0.2m$

$$L = 2.5 \text{ m}; I = 0.260 \text{ m}^4$$

$$B = 0.5 \text{ m}^2 \quad V = L_{voile}/2 = 1.25 \text{ m}$$

-les contraintes dans la section:

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = +59.98 \text{KN} / \text{m}^2 \\ \sigma_{\min} = +10654.61 \text{KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

**la section est entièrement comprimée.**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 2.5 \text{ m}$$

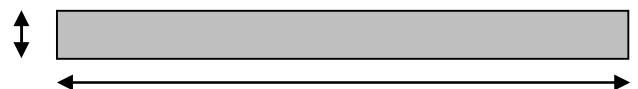
- Calcul de la longueur (d) :

$$\text{Avec } d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 0.83 \text{ m}$$

$$h_e = (4.08 - 0.4) / 2 = 1.84 \text{ m}$$

On prend  $d_1 = d_3 = 0.83 \text{ m}$

- **bande1 :**  $d_1 = 0.83 \text{ m}$



$$\{\sigma_{\max} = 59.98 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \frac{d_1}{L} = +3577.39 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\{\sigma_1 = 3577.39 \text{KN} / \text{m}^2\}$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 301.90 \text{KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N_1 - Bf_{c28}}{\sigma_{s2}} = \frac{301900 - 0.166 \times 25 \times 10^6}{34800} = -110.57 \text{cm}^2$$

$$A_{v1} = 0 \text{cm}^2$$

o **bande 2: d=0.83m**

$$\{\sigma_2 = 5927.03 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \sigma_2 = \sigma_1 - (\sigma_1 - \sigma_{\min}) \frac{d_2}{L} = +5927.03 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\{\sigma_1 = 3577.39 \text{KN} / \text{m}^2\}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times d \times e = 788.867 \text{KN}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2 - Bf_{c28}}{\sigma_{s2}} = \frac{788867 - 0.166 \times 25 \times 10^6}{34800} = -96.58 \text{cm}^2$$

$$A_{v2} = 0 \text{cm}^2$$

o **bande 3: d=0.83m**

$$\{\sigma_2 = 5927.03 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\{\sigma_{\min} = 10654.61 \text{KN} / \text{m}^2\}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_2 + \sigma_{\min}}{2} \times d \times e = 1376.276 \text{KN}$$

$$A_{v3} = \frac{N_3 - Bf_{c28}}{\sigma_{s2}} = \frac{1376276 - 0.166 \times 25 \times 10^6}{34800} = -79.70 \text{cm}^2$$

$$A_{v3} = 0 \text{cm}^2$$

- **Les armatures de couture :**  $T = 1.4V_u = 1.4 \times 229.63 = 321.482 \text{KN}$ .

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{T}{f_e} = 8.84 \text{cm}^2$$

- **Armatures minimales :** (BAEL 91).

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 4 \times 2.5 = 10 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 0.002 \times B = 0.002 \times 5000 = 10 \text{cm}^2$$

$$\longrightarrow A_{\min} \geq 10 \text{cm}^2$$

- **Ferrailage adopté :**

$$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/3 = 10/3 + (8.84/3) = 6.28 \text{cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/3 = 10/3 + (8.84/3) = 6.28 \text{cm}^2 / \text{bande}$$

$$A_3 = A_{v3} + A_{vj}/3 = 10/3 + (8.84/3) = 6.28 \text{cm}^2 / \text{bande}$$

On adopte :

$$A_1 + A_2 + A_3 = 18.84 \text{ cm}^2 \quad 16\text{HA } 10/\text{nappe} = 12.56 \text{cm}^2 \quad \text{Avec } St = 15 \text{ cm.}$$

- **Armatures horizontales :**

$$A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{25.13}{4} = 6.28 \text{ cm}^2$$

$$A_H = 1.18 \text{ cm}^2 / \text{nappe} / \text{ml de hauteur}$$

Soit 4HA 8 = 2.01 cm<sup>2</sup> / m (de hauteur); avec S<sub>H</sub> = 25 cm

- **Armatures transversales :** (art-7-7-4-3, RPA 99)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 5 épingles de HA8 par mètre carré.

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_i \leq \min\{1,5e, 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \text{ condition vérifiée.}$$

➤ **Vérifications :**

❖ **Vérification à l'ELS :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

- N<sub>s</sub>: Effort normal appliqué
- B : Section du béton
- A : Section d'armatures adoptée

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{3535.33 \times 10^3}{2500 \times 200 + 15 \times 18.84 \times 10^2} = 6.69 \text{ MPa}$$

✓  $\sigma_{bc} = 6.69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$  La condition est vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement dans le béton:**

- **Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99) :**

$$\bullet \tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\bullet \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

Avec :  $V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$

- b<sub>0</sub> : Epaisseur du linteau ou du voile
- d : Hauteur utile (d = 0.9 h)
- h : Hauteur totale de la section brute :

$$\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 229.63 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2500} = 0.714 \text{ MPa}$$

✓  $\tau_b = 0.714 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa}$

-Selon 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

$$\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{229.63 \times 1000}{200 \times 0.9 \times 2500} = 0.510 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.4 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

➤ Voile: (VL<sub>1</sub>, VL<sub>2</sub>, VL<sub>3</sub>, VL<sub>4</sub>, VL<sub>5</sub> et VL<sub>6</sub>):

		I	II	III	IV
<b>L [m]</b>		2.5	2.5	2.5	2.5
<b>ep [m]</b>		0.20	0.20	0.20	0.20
<b>Nature de la section</b>		<b>SEC</b>	<b>SEC</b>	<b>SEC</b>	<b>SPC</b>
<b>σmax (KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>10654.61</b>	<b>5972.79</b>	<b>4333.90</b>	<b>728.91</b>
<b>σmin (KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>60.00</b>	<b>5411.85</b>	<b>4280.65</b>	<b>-229.55</b>
<b>d [m]</b>		1.25	1.25	1.25	0.6
<b>Bande 1</b>	<b>N<sub>1</sub> [KN]</b>	2001.48	1458.14	1080.14	28.69
	<b>A<sub>v1</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0.83</b>
<b>Bande 2</b>	<b>N<sub>2</sub> [KN]</b>	677.16	1388.02	1073.49	/
	<b>A<sub>v2</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	/
<b>A<sub>min</sub> / bandes [cm<sup>2</sup>]</b>		5	5	5	6.30
<b>A<sub>1</sub> / nappe [cm<sup>2</sup>] = A<sub>v1</sub>/2</b>		<b>2.5</b>	<b>2.5</b>	<b>2.5</b>	<b>3.15</b>
<b>A<sub>2</sub> / nappe [cm<sup>2</sup>] = A<sub>v2</sub>/2</b>		<b>2.5</b>	<b>2.5</b>	<b>2.5</b>	/
<b>A<sub>vj</sub> = 1.1xT/f<sub>c</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>		8.84	7.50	5.76	4.61
<b>Choix par</b>	<b>A<sub>1</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	6HA12=6.78	6HA12=6.78	6HA12=6.78	3HA12=3.39

nappe		St=20cm	St=20cm	St=20cm	St=20cm
	$A_2$ [cm <sup>2</sup> ]	6HA12=6.78 St=20cm	6HA12=6.78 St=20cm	6HA12=6.78 St=20cm	/
$A_{tot\text{calculée}}=(A_1+A_2)x2+A_{vj}$		18.84	17.50	15.76	17.21
$A_{\text{totale}} \text{ adopté pour tout le voile [cm}^2] > A_{tot\text{calculée}}$		26HA12=29.38 St=20cm	26HA12=29.38 St=20cm	26HA12=29.38 St=20cm	26HA12=29.38 St=20cm
$A_{\text{min}} \text{ voile [cm}^2]$		10	10	10	10
Armatures horizontale /nappe [cm <sup>2</sup> ]/ml		2.35	2.24	2.10	2.30
Choix par nappe/ml		5HA10(e=20cm)=3.93[cm <sup>2</sup> ]			
Armatures transversales		5 Epingles HA8 /m <sup>2</sup>			
Effort tranchant $V_u$ (KN)		229.63	169.34	149.78	119.86
$V(KN)=1.4V_u$		321.48	273.08	209.69	167.80
Contraintes de cisaillement	$\tau_b < 5$ [MPa]	0.643	0.474	0.719	0.335
	$\tau_u < 3.4$ [MPa]	0.459	0.338	0.299	0.239
Contraintes ELS	$N_s$ [KN]	2567.59	2069.75	1568.55	965.33
	$\sigma_{bc} < 15$ [MPa]	4.89	3.95	2.99	1.81

❖ **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, et pour raison de sécurité les voiles longitudinal VL<sub>1</sub>, VL<sub>2</sub>, VL<sub>3</sub>, VL<sub>4</sub>, VL<sub>5</sub> et VL<sub>6</sub> seront ferrailés par une nappe comme suit :

**Zone I, Zone II, Zone III et Zone IV : 13HA12** avec un écartement constant **St=20cm**.

➤ **Voile: (VL<sub>7</sub> et VL<sub>8</sub>):**

	I	II	III	IV
L [m]	3.5	3.5	3.5	3.5
ep [m]	0.20	0.20	0.20	0.20
Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC
$\sigma_{\text{max}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	10924.65	2227.86	1974.93	1086.53
$\sigma_{\text{min}}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-1850.88	-566.17	-1136.13	-998.42
d [m]	0.51	0.71	0.64	0.84

<b>Bande 1</b>	$N_1$ [KN]	94.39	40.19	109.07	125.80
	$A_{v1}$ [cm <sup>2</sup> ]	<b>2.71</b>	<b>1.15</b>	<b>3.13</b>	<b>3.60</b>
<b>Bande 2</b>	$N_2$ [KN]	/	/	35.79	41.93
	$A_{v2}$ [cm <sup>2</sup> ]	/	/	<b>1.03</b>	<b>1.20</b>
$A_{min}$ / bandes [cm <sup>2</sup> ]		5.355	7.455	6.72	8.82
$A_1$ / nappe [cm <sup>2</sup> ]= $A_{v1}/2$		<b>2.68</b>	<b>3.73</b>	<b>3.36</b>	<b>4.41</b>
$A_2$ / nappe [cm <sup>2</sup> ]= $A_{v2}/2$		/	/	<b>3.36</b>	<b>4.41</b>
$A_{vj}=1.1xT/f_c$ [cm <sup>2</sup> ]		26.82	21.94	19.05	16.30
<b>Choix par nappe</b>	$A_1'$ [cm <sup>2</sup> ]	4HA12=4.52 St=15cm	5HA12=5.65 St=15cm	5HA12=5.65 St=15cm	6HA12=6.78 St=15cm
	$A_2'$ [cm <sup>2</sup> ]	/	/	5HA12=5.65 St=15cm	6HA12=6.78 St=15cm
$A_{tot\text{calculée}}=(A_1+A_2)x4+A_{vj}$		37.54	36.86	45.93	51.58
$A_{totale\text{ adopté pour tout le voile [cm}^2]}>A_{tot\text{calculée}}$		48HA12=54.24	48HA12=54.24	48HA12=54.24	48HA12=54.24
$A_{min}$ voile [cm <sup>2</sup> ]		14	14	14	14
<b>Armatures horizontale /nappe [cm<sup>2</sup>]/ml</b>		3.07	3.01	3.75	3.82
<b>Choix par nappe/ml</b>		<b>5HA10(e=20cm)=3.93[cm<sup>2</sup>]</b>			
<b>Armatures transversales</b>		<b>5 Epingles HA8 /m<sup>2</sup></b>			
<b>Effort tranchant <math>V_u</math>(KN)</b>		<b>696.84</b>	<b>570.06</b>	<b>494.78</b>	<b>423.42</b>
$V(KN)=1.4V_U$		<b>975.57</b>	<b>798.08</b>	<b>692.70</b>	<b>592.80</b>
<b>Contraintes de cisaillement</b>	$\tau_b < 5$ [MPa]	1.55	1.27	1.10	0.94
	$\tau_u < 3.4$ [MPa]	1.11	0.90	0.785	0.672
<b>Contraintes ELS</b>	$N_s$ [KN]	<b>2034.33</b>	<b>1599.85</b>	<b>1188.21</b>	<b>722.65</b>
	$\sigma_{bc} < 15$ [MPa]	2.65	2.08	1.55	0.94

❖ **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, et pour raison de sécurité les voiles longitudinal  $VL_7$  et  $VL_8$  seront ferrailés par une nappe comme suit :

- ✓ **Zone I, Zone II, Zone III et Zone IV : 24HA12 avec écartement constant : St=15cm.**

➤ Voile:(VT<sub>1</sub> et VT<sub>2</sub>):

		I	II	III	IV
<b>L [m]</b>		8.6	8.6	8.6	8.6
<b>ep [m]</b>		0.20	0.20	0.20	0.20
<b>Nature de la section</b>		<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>	<b>SPC</b>
<b>σmax (KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>5209.19</b>	<b>3516.12</b>	<b>4884.85</b>	<b>2458.98</b>
<b>σmin (KN/m<sup>2</sup>)</b>		<b>-4394.55</b>	<b>-2220.11</b>	<b>-812.20</b>	<b>-212.63</b>
<b>d [m]</b>		1.970	1.665	0.610	0.340
<b>Bande 1</b>	<b>N<sub>1</sub> [KN]</b>	1298.59	554.47	74.32	10.84
	<b>A<sub>v1</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>37.32</b>	<b>15.93</b>	<b>2.13</b>	<b>0.31</b>
<b>Bande 2</b>	<b>N<sub>2</sub> [KN]</b>	432.86	184.82	24.76	3.61
	<b>A<sub>v2</sub> [cm<sup>2</sup>]</b>	<b>12.43</b>	<b>5.31</b>	<b>0.71</b>	<b>0.10</b>
<b>A<sub>min</sub> / bandes [cm<sup>2</sup>]</b>		20.68	17.48	6.18	3.07
<b>A<sub>1</sub> / nappe [cm<sup>2</sup>]= Av<sub>1</sub>/2</b>		<b>18.66</b>	<b>8.74</b>	<b>3.09</b>	<b>1.53</b>
<b>A<sub>2</sub> / nappe [cm<sup>2</sup>]= Av<sub>2</sub>/2</b>		<b>10.34</b>	<b>8.74</b>	<b>3.09</b>	<b>1.53</b>
<b>A<sub>vj</sub>=1.1xT/f<sub>c</sub>[cm<sup>2</sup>]</b>		<b>47.68</b>	<b>39.10</b>	<b>30.56</b>	<b>21.51</b>
<b>Choix par nappe</b>	<b>A<sub>1</sub> ' [cm<sup>2</sup>]</b>	14HA14= <b>21.56</b> St=15cm	11HA12= <b>12.43</b> St=15cm	4HA10= <b>3.14</b> St=15cm	2HA10= <b>1.57</b> St=15cm
	<b>A<sub>2</sub> ' [cm<sup>2</sup>]</b>	14HA14= <b>21.56</b> St=15cm	11HA12= <b>12.43</b> St=15cm	4HA10= <b>3.14</b> St=15cm	2HA10= <b>1.57</b> St=15cm
<b>A<sub>tot</sub>calculée=(A<sub>1</sub>+A<sub>2</sub>)x4+A<sub>vj</sub></b>		163.68	109.02	55.28	33.75
<b>A<sub>totale</sub> adopté pour tout Le voile[cm<sup>2</sup>] &gt; A<sub>tot</sub>calculée</b>		116HA14=178.6 4	116HA12=131.0 8	116HA10=91.06	116HA10=91.06
<b>A<sub>min</sub> voile [cm<sup>2</sup>]</b>		34.4	34.4	34.4	34.4
<b>Armatures horizontale /nappe [cm<sup>2</sup>]</b>		9.48	5.71	2.01	2.01
<b>Choix par nappe/ml</b>		<b>10HA12(e=10 cm)=11.31[cm<sup>2</sup>]</b>	<b>10HA10(e=10 cm)=7.85[cm<sup>2</sup>]</b>	<b>4HA10(e=25 cm)=3.14[cm<sup>2</sup>]</b>	
<b>Armatures transversales</b>		<b>5 Epingles HA8 /m<sup>2</sup></b>			
<b>Effort tranchant V<sub>u</sub>(KN)</b>		<b>1238.65</b>	<b>1015.71</b>	<b>793.71</b>	<b>558.85</b>
<b>V(KN)=1.4V<sub>U</sub></b>		<b>1734.11</b>	<b>1421.99</b>	<b>1111.19</b>	<b>782.39</b>

Contraintes de cisaillement	$\tau_b < 5$ [MPa]	1.12	0.918	0.718	0.505
	$\tau_u < 3.4$ [MPa]	0.80	0.656	0.512	0.361
Contraintes ELS	Ns [KN]	<b>4644.94</b>	<b>3753.91</b>	<b>2793.13</b>	<b>1666.58</b>
	$\sigma_{bc} < 15$ [MPa]	2.37	2.00	1.50	0.90

❖ **Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, et pour raison de sécurité les voiles transversal VT<sub>1</sub> et VT<sub>2</sub> seront ferrailés par une nappe comme suit :

- ✓ **Zone I : 58HA14** avec un écartement constant : **St=15cm**.
- ✓ **Zone II : 58HA12** avec un écartement constant : **St=15cm**.
- ✓ **Zone III et Zone IV : 58HA10** avec un écartement constant : **St=15cm**.

**Nb :** pour les schémas de ferrailage des voiles voir l'annexe.

# Chapitre X

## Etude de

## L'infrastructure

❖ **Introduction :**

Les fondations d'une construction sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la super structure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter.

L'ingénieur est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol
- Genre de structure (souple, rigide)
- Type de fondations

❖ **Choix et type de fondations :**

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- stabilité de l'ouvrage (rigide).
- facilite d'exécution (coffrage).
- économie.

❖ **Etude de sol :**

L'étude géologique du site de notre ouvrage, a donné une contrainte de 2 bars.

✚ **Remarque :**

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150Kg/m<sup>3</sup> de ciment.

❖ **Semelles isolés sous poteaux :**

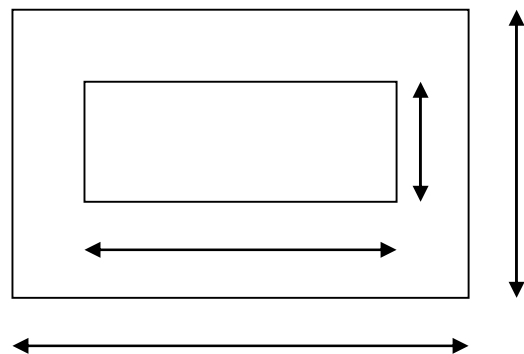
Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{s_{max}}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

○  $A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

➤ **Homothétie des dimensions :**

$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{45}{45} = 1 \Rightarrow A = B$

D'où  $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$



➤ **Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 1476.99 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0.20 \text{ MPa.}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1476.99}{200}} = 2.71\text{m} \Rightarrow A = B = 2.71\text{m}$$

✚ **Conclusion :**

L'importance des dimensions des semelles entraine un chevauchement des fondations, alors Il y'a lieu donc d'opter pour des semelles filantes.

❖ **Semelles filantes :**

➤ **Semelles sous poteaux :**

○ **hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant un chargement trapézoïdale ou triangulaire tel que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ **Etape du calcul :**

○ détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$ .

○ détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

○ détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

○ détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$$

➤ **Exemple de calcul :**

○ **Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : (portique C-C) :**

Poteaux	N (G+Q) (KN)	N totale (KN)	Moments (KN.m)	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>i</sub> e <sub>i</sub> (KN.m)
1	1476.99	5632.71	-7.737	-7.1	-10486.629
2	1043.1		0.685	-3.1	-3233.61
3	1103.02		-1.659	1.1	1213.322
4	1108.17		0.518	5.65	6261.1605
5	901.43		6.958	9.65	8698.7995
					2453.043

• **Résultante :**

$$R = \sum N_i = 5632.71 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{2453.043 - 1.235}{5632.71} = 0.43 \text{ m}$$

Donc l'excentricité  $e = 0.43 \text{ m}$

• **Distribution par (ml) de la semelle :**

$$e = 0.43 \leq \frac{16.75}{6} = 2.79 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{5632.71}{16.75} \left( 1 + \frac{6 \times 0.43}{16.75} \right) = 388.08 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{5632.71}{16.75} \left( 1 - \frac{6 \times 0.43}{16.75} \right) = 284.48 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(B/4)} = \frac{R}{L} \times \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{5632.71}{16.75} \times \left( 1 + \frac{3 \times 0.43}{16.75} \right) = 362.18 \text{ KN / ml}$$

• **Calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q_{(B/4)}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{362.18}{200} = 1.81 \text{ m}$$

Soit  $B = 1.9 \text{ m}$

Nous aurons donc,  $S = 1.9 \times 16.75 = 31.82 \text{ m}^2$

• **La surface totale des semelles sous poteaux :**

$$St = 31.82 \times 8 = 254.56 \text{ m}^2$$

➤ **semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort  $N$ , données par la condition la plus défavorable.

$$N_s = G + Q$$

La largeur (B) de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{\text{sol}} \cdot L}$$

**Avec :**

- B : La largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle sous voile
- G : Charge permanente revenant au voile considéré.
- $\sigma_{\text{Sol}}$  : Contrainte admissible du sol.

Voiles	(G+Q)KN	L (m)	B (m)	$S_i=B.L (m^2)$	$S=\sum S_i (m^2)$
VL1,VL2, VL3,VL4, VL5etVL6	2567.59	2.5	5.13	12.83	76.98
VL7,VL8	2034.33	3.5	2.90	10.15	20.3
VT1etVT2	4644.94	8.6	2.70	23.22	46.44
<b>Somme</b>					<b>143.72</b>

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$\rightarrow S_v=143.72 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$\rightarrow S_T=S_v+S_p$$

La surface totale des semelles filantes :  $S_t = 143.72 + 254.56 = 398.28 \text{ m}^2$

La surface totale du bâtiment :  $S_{bat} = 16.75 \times 26.4 = 442.2 \text{ m}^2$

$$S_t = 90.06\% > 50\% S_{bat}$$

Vu que les semelles occupent plus de **50 %** de la surface du sol d'assise, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

❖ **Radier général :**

le radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillent comme un plancher renverser dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

○ **Les caractéristiques du radier sont :**

- 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.

➤ **Pré dimensionnement du radier :**

○ **la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm (  $h_{min} \geq 25 \text{ cm}$  ).

○ **les conditions forfaitaires:**

**Dalle :** la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h = 30 \text{ cm}$$

**Poutre ou nervure :** La nervure du radier doit avoir une hauteur  $h_t$  égale à :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_t = 90 \text{ cm.}$$

○ **Condition de la longueur élastique ( $L_e$ ) :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

**Avec :**

- $L_e$  : Longueur élastique.
- $K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen.
- $I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m).
- $E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$
- $L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.55\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.92 \text{ m}$$

✚ **Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- $h_t = 120 \text{ cm}$  ..... Hauteur de la nervure.
- $H_d = 30 \text{ cm}$  ..... Hauteur de la dalle.
- $b = 55 \text{ cm}$  ..... Largeur de la nervure.

➤ **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

On a:  $G_t = 53908.18 \text{ KN}$ . (Tiré à partir du logiciel Etabs)  
 $Q_t = 10594.84 \text{ KN}$ . (Tiré à partir du logiciel Etabs)

○ **Combinaison d'actions :**

$$N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q = 88668.30 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q = 64503.02 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{88668.30}{1.33 \times 200} = 333.34 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{64503.02}{200} = 322.51 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 442.20 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} > \max(S_1, S_2)$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur  $L_d$ . (d'après les règles BAEL).

$$L_d \geq \max\left(\frac{h_{\text{ner}}}{2} \cdot 30\right) = 60 \text{ cm}$$

On ajoute au radier un débord de **80 cm** dans les quatre sens.

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{débord}} = 442.2 + (18.35 + 26.4) \times 2 \times 0.8 = \mathbf{513.80 \text{ m}^2}$$

➤ **détermination des efforts :**

○ **charge permanente :**

poids du bâtiments : 54454.35KN

$P_{\text{rad}} =$  Poids du tablier + poids des nervures + poids du remblai + poids de la dalle flottante.

$$\text{Volume du radier} = 0.30 \times 513.80 + ((1.2 - 0.30) \times 0.55 \times 286.8\text{m}) = 296.10\text{m}^3$$

$$\text{Volume du remblai} = [442.2 - ((8 \times 0.55 \times 16.75) + (5 \times 0.55 \times 26.4))] \times 0.75 = 221.92\text{m}^3$$

$$\text{Volume de la dalle flottante libre} = (295.9\text{m}^2 \times 0.15) = 44.38\text{m}^3 \quad (e_p = 15\text{cm}).$$

$$\text{Poids du radier} = 296.10\text{m}^3 \times 25\text{KN/m}^3 = 7402.5\text{KN}.$$

$$\text{Poids du remblai} = 221.92\text{m}^3 \times 17 \text{KN/m}^3 = 3772.64 \text{KN}.$$

$$\text{Poids de la dalle flottante} = 44.38 \text{m}^3 \times 25 \text{KN/m}^3 = 1109.5\text{KN}.$$

$$\text{Poids totale du radier} = \mathbf{12284.64\text{KN}}.$$

$$\text{Poids du mur plaque} = (0.2 \times 4.08 \times (26.4 + 16.75) \times 2) \times 25 = 1760.52\text{KN}$$

**Gt** = poids de la structure + poids du radier + poids du mur plaque :

$$\mathbf{Gt} = 53908.18 + 12284.64 + 1760.52 = \mathbf{67953.34\text{KN}}.$$

○ **charge d'exploitation**

$$Q_{\text{bat}} = 10594.84 \text{KN}$$

$$Q_{\text{radier}} = 4 \times S_{\text{radier}} = 4 \times 442.2 = \mathbf{1768.8 \text{KN}}$$

• **Les efforts :**

$$\mathbf{A \text{ L'ELU} : Nu} = 1,35 \times 67953.34 + 1.5 \times 1768.8 = \mathbf{94390.21 \text{KN}}$$

$$\mathbf{A \text{ L'ELS} : Ns} = 67953.34 + 1768.8 = \mathbf{69722.14 \text{KN}}.$$

❖ **Vérifications :**

➤ **Vérification de contrainte de cisaillement :**

Nous devons vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left\{\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad d = 0.9 \cdot h_d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{94390.21 \times 1}{513.80} \times \frac{5.00}{2} = 459.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{459.27 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.70 \text{ MPa}$$

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

➤ **Vérification de la stabilité du radier :**

○ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 14 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 9.175 \text{ m}$$

✚ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = 14417.33 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 33568.26 \text{ m}^4$$

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.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

**Avec :**

- $M_0$  : Moment sismique à la base du bâtiment.
- $T_0$  : Effort tranchant à la base du bâtiment.
- $h$  : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi ; nous devons vérifier que :

$$\text{A l'ELU} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

$$\text{A l'ELS} : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \quad \text{avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

✚ **Sens longitudinal :**

➤ **A l'ELU :**  $M_x = 71237.094 + 2570.32 \times 1.2 = 74321.51 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{94390.21}{513.80} + \frac{74321.51}{33568.26} \times 14 = 214.70 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{94390.21}{513.80} - \frac{74321.51}{33568.26} \times 14 = 152.71 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 214.70 + 152.71}{4} = 199.20 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1.33\sigma_{sol} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$1.33\sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

➤ **A P'ELS :**  $M_x = 74321.51 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{69722.14}{513.80} + \frac{74321.51}{33568.26} \times 14 = 166.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{69722.14}{513.80} - \frac{74321.51}{33568.26} \times 14 = 104.70 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 166.69 + 104.70}{4} = 151.19 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < \sigma_{sol} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

**✚ Sens transversal :**

➤ **A P'ELU :**  $M_y = 70324.37 + 2728.04 \times 1.2 = 73598.02 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{94390.21}{513.80} + \frac{73598.02}{14417.33} \times 9.175 = 230.54 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{94390.21}{513.80} - \frac{73598.02}{14417.33} \times 9.175 = 136.87 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 230.54 + 136.87}{4} = 207.12 \text{ KN/m}^2 ; 1.33\sigma_{SOL} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33\sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **A P'ELS :**  $M_y = 73598.02 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{69722.14}{513.80} + \frac{73598.02}{14417.33} \times 9.175 = 182.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{69722.14}{513.80} - \frac{73598.02}{14417.33} \times 9.175 = 88.86 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 182.53 + 88.86}{4} = 159.11 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**❖ Vérification au poinçonnement BAEL91 [Art.A.5.2.42] :**

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

○ **Calcul du périmètre utile  $\mu_c$  :**

• **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.45 + 0.45 + 2 \times 1.2) = 6.6 \text{ m} \text{ et } N_u = 2032.87 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 6.6 \times 1.2 \times 25000}{1.5} = 5940 \text{ KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

• **Voile :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0.2 + 2.5 + 2 \times 1.2) = 10.2 \text{ m} \text{ et } N_u = 3535.33 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 10.2 \times 1.20 \times 25000}{1.5} = 9180 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée})$$

❖ **Vérification à l'effort sous pression :**

$$P \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times Z$$

$P$  : poids total à la base du radier.

$Z$  : profondeur de l'infrastructure  $Z = 1.20 \text{ m}$ .

$\alpha$  : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$

$$P = G_i = 67953.34 \text{ KN}$$

$$P = 67953.34 \text{ KN} \geq \alpha \times S_{\text{rad}} \times \gamma \times Z = 1.5 \times 513.80 \times 10 \times 1.20 = 9248.4 \text{ KN} \quad (\text{condition vérifiée}).$$

❖ **ferraillage du radier :**

Pour le ferraillage du radier, nous utiliserons les méthodes exposées dans le (BEAL 91)

➤ **Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 appuis :** Nous distinguons deux cas :

- **1<sup>er</sup> Cas :**  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

- **2<sup>ème</sup> Cas :**  $0,4 \leq \rho \leq 1$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

**Avec :**  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  avec  $(L_x < L_y)$

🚩 **Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

❖ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$v=0, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.55}{5} = 0.91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0448 \\ \mu_y = 0.798 \end{cases}$$

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

Les contraintes prises en compte dans les calculs:

$$\text{A l'ELU : } q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 207.12 - \frac{12284.64}{513.80} = 183.21 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 159.11 - \frac{12284.64}{513.80} = 135.20 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul des armatures à l'ELU :**

- **Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0.0448 \times 183.21 \times 4.55^2 = 169.92 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.798 \times 169.92 = 135.60 \text{ KNm}$$

🚩 **Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant **(0.5)** aux **appuis** et **(0.75)** en **travées**.

○ **Sens x-x :**

$$M_s^a = 0.5 \times 169.92 = 84.96 \text{ KNm}$$

$$M_s^t = 0.75 \times 169.92 = 122.44 \text{ KNm}$$

○ **Sens y-y :**

$$M_s^a = 0.5 \times 135.60 = 67.80 \text{ KNm}$$

$$M_s^t = 0.75 \times 135.60 = 101.70 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fait dans les deux sens (x-x et y-y). Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Avec :  $\mu_u = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} < 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$  si non  $\Rightarrow \text{SDA}$  et  $A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

❖ **Tableau: Ferrailage du panneau le plus sollicité :**

sens	zone	M (KNm)	$\mu$	B	Obs	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	St(cm)
XX	Appui	84.96	0.096	0.949	SSA	10.29	7HA14=10.78	15
	Travée	122.44	0.138	0.925	SSA	15.21	10HA14=15.39	10
YY	appui	67.80	0.076	0.960	SSA	8.12	7HA14=10.78	15
	travée	101.70	0.114	0.939	SSA	12.45	10HA14=15.39	10

❖ **Vérification :**

✚ **Vérification de la condition de non fragilité du béton :**

$\omega_0$  : Pourcentage d'acier minimal est égal à 0.8 ‰ pour les HA FeE400

$$\omega_x \geq \omega_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} \quad \text{Avec : } \omega_x = \frac{A_{\min}}{b \cdot h}, \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$A_{\min} \geq \frac{b \cdot h \cdot \omega_0 \cdot (3 - \rho)}{2} = 100 \times 30 \times 0.0008 \times \left( \frac{3 - 0.91}{2} \right) = 2.51 \text{ cm}^2$$

**Sens xx :**

$$A_s^a = 10.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 15.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.51 \text{ cm}^2$$

**Sens y-y :**

$$A_s^a = 10.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$A_s^t = 15.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.51 \text{ cm}^2$$

❖ **Espacement des armatures :**

$$St_{\max} = 15 \text{ cm} \leq \min \{2h; 25 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 [MPa] \right\} = 2.5 \text{ MPa.} \quad \text{Avec : } V_u = q.l/2$$

$$\tau_u = \frac{q_u.l}{2.b.d} = \frac{183.21 \times 5 \times 10^3}{2 \times 1000 \times 250} = 1.83 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

❖ **Calcul et vérification à l'E.L.S :**

❖ **Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  :**

$$\nu=0,2, \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.55}{5} = 0.91 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0448 \\ \mu_y = 0.798 \end{cases}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 = 0.0448 \times 135.20 \times 4.55^2 = 125.39 \text{ KNm}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0.798 \times 125.39 = 100.06 \text{ KNm}$$

🚩 **Remarque :**

Les moments calculés seront minorés en leur effectuant (0.5) aux appuis et (0.75) en travées.

○ **Sens x-x :**

$$M_s^a = 0.5 \times 125.39 = 62.69 \text{ KNm}$$

$$M_s^t = 0.75 \times 125.39 = 94.04 \text{ KNm}$$

○ **Sens y-y :**

$$M_s^a = 0.5 \times 100.06 = 50.03 \text{ KNm}$$

$$M_s^t = 0.75 \times 100.06 = 75.04 \text{ KNm}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton (Sens x-x) :**

✓ **Aux appuis :**  $A_s = 10.78 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 10.78}{100 \times 25} = 0.431 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0.900 \\ K_1 = 34.90 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.028 \end{cases}$$

$$M_s = 62.69 \text{ KNm}$$

$$\sigma_s = \frac{62.69 \times 1000}{0.900 \times 25 \times 10.78} = 258.46 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0.028 \times 258.46 = 7.24 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

✓ **En travées :**  $A_s = 15.39 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 15.39}{100 \times 25} = 0.615 \rightarrow \begin{cases} \beta = 0.884 \\ K_1 = 28.21 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = 0.0354 \end{cases}$$

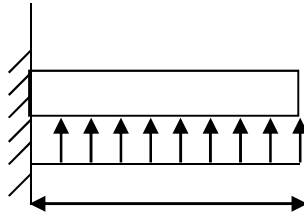
$$M_s = 94.04 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{94.04 \times 1000}{0.884 \times 25 \times 15.39} = 276.49 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s = 0.0354 \times 276.49 = 9.78 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

❖ **Ferraillage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.



❖ **Sollicitation de calcul**

○ **A l'ELU :**

$$P_u = 183.21 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-183.21 \times 0.5^2}{2} = -22.90 \text{ KNm}$$

○ **A l'ELS :**

$$P_s = 135.20 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-135.20 \times 0.5^2}{2} = -16.90 \text{ KNm}$$

❖ **calcul des armatures**

$$b = 1 \text{ m} ; d = 25 \text{ cm} ; f_{bc} = 14.2 \text{ MPA} ; \sigma_s = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{22.90 \times 10^5}{100 \times 25^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.026 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0.026 \rightarrow \beta_u = 0.987$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u d \sigma_s} = \frac{22.90 \times 10^3}{0.987 \times 25 \times 348} = 2.66 \text{ cm}^2$$

$$A_{ua} = 2.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **Vérification à l'ELU:**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 25 \times 2.1}{400} = 3.02 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>/ml.

❖ **Calcul de l'espacement :**

$$S_t = \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

En prend  $S_t=25 \text{ cm}$

❖ **Armatures de repartition:**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>/ml avec  $S_t=25 \text{ cm}$

❖ **Verification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{22.90}{16.90} = 1.355$$

$$\alpha = 0.033 \leq \frac{1.355 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.427$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS .

✚ **Remarque :**

Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures du tablier seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

❖ **Ferrailage des nervures :**

➤ **Calcul des moments dans le sens longitudinal :**

$$b = 55 \text{ cm} \quad h = 120 \text{ cm} \quad d = 115 \text{ cm}$$

La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

✚ **Remarque**

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et Trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens. Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des Répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $M_m$ ) et le même effort tranchant ( $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

❖ Cas de chargement trapézoïdal :

*Présentation des chargements simplifiés.*

✓ Effort tranchant :

✓ Moment fléchissant :

❖ Cas de chargement triangulaire :

✓ Effort tranchant :

✓ Moment fléchissant :

➤ Calcul à l'ELU :

❖ Sens longitudinal :

✚ Calcul de  $L_t$  et  $L_m$  des charges du panneau de gauche :

$$L_t = 4.55(0.5 - 0.91/4) = 1.24\text{m}$$

$$L_m = 4.55(0.5 - 0.91^2/6) = 1.33\text{m}$$

✚ Calcul de  $L_t$  et  $L_m$  des charges du panneau de droite :

$$L_t = 4.20(0.5 - 0.84/4) = 1.22\text{m}$$

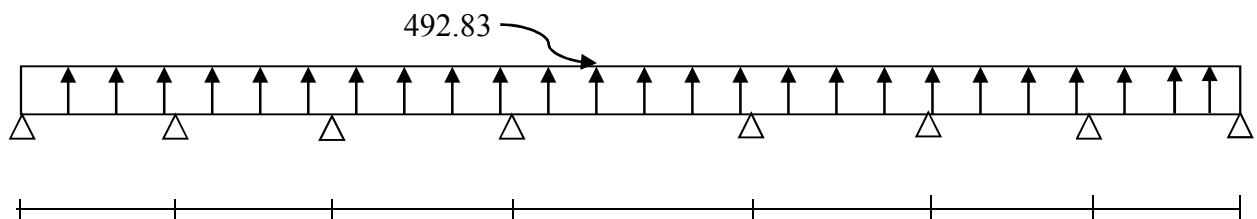
$$L_m = 4.20(0.5 - 0.84^2/6) = 1.36\text{m}$$

✚ Calcul de la charge totale de la nervure par mètre linéaire :

- $q_u = 183.21 \times (1.33 + 1.36) = 492.83 \text{ KN/ml}$

- $q_s = 135.20 \times (1.33 + 1.36) = 363.69 \text{ KN/ml}$

❖ Schéma statique de la nervure:



❖ Détermination des sollicitations :

La condition d'application de la méthode forfaitaire ( $0.8 < L_i / L_{i+1} < 1.25$ ) n'est pas vérifiée ;

Pour détermination des efforts interne, on utilise le logiciel ETABS.  
Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après

✓ **Diagramme des moments fléchissant à L'ELU**

✓ **Diagramme des efforts tranchant à L'ELU :**

✓ **Diagramme des moments fléchissant à L'ELS :**

✓ **Diagramme des efforts tranchant à L'ELS :**

**Les résultats seront résumés comme suit :**

**Tableau : Moments aux appuis :**

Combinaison	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	M <sub>4</sub>	M <sub>5</sub>	M <sub>6</sub>	M <sub>7</sub>	M <sub>8</sub>
<u>ELU</u>	499.74	511.47	465.72	880.72	880.72	465.72	511.47	499.74
<u>ELS</u>	368.79	377.45	342.94	649.04	649.04	342.94	377.45	368.79

**Tableau: Moments en travées :**

Combinaison	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	M <sub>4</sub>	M <sub>5</sub>	M <sub>6</sub>	M <sub>7</sub>
<u>ELU</u>	-234.48	-254.49	-170.64	-659.38	-170.64	-254.49	-234.48
<u>ELS</u>	-173.04	-187.80	-125.93	-485.60	-125.93	-187.80	-173.04

**Tableau : Effort tranchant à ELU :**

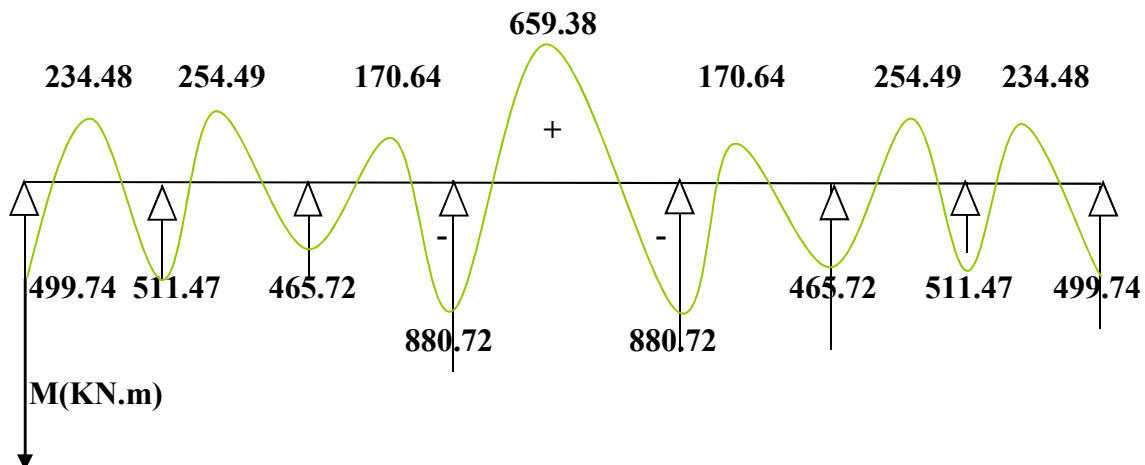
travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
T <sub>1</sub>	-859.10	-875.81	-799.30	-1232.08	-1024.17	-849.09	-865.80
T <sub>2</sub>	865.80	849.09	1024.17	1232.08	799.30	875.81	859.10

**Tableau : Effort tranchant à ELS :**

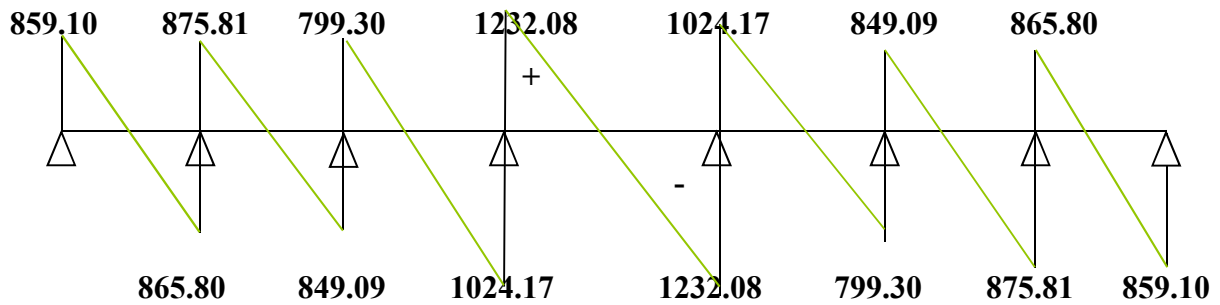
travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
T <sub>1</sub>	-633.98	-646.32	-589.86	-909.23	-755.80	-626.60	-638.93
T <sub>2</sub>	638.93	626.60	755.80	909.23	589.86	646.32	633.98

❖ **Diagramme des efforts interne : (M kn.m),(V kn) :**

✚ **à l'ELU :**

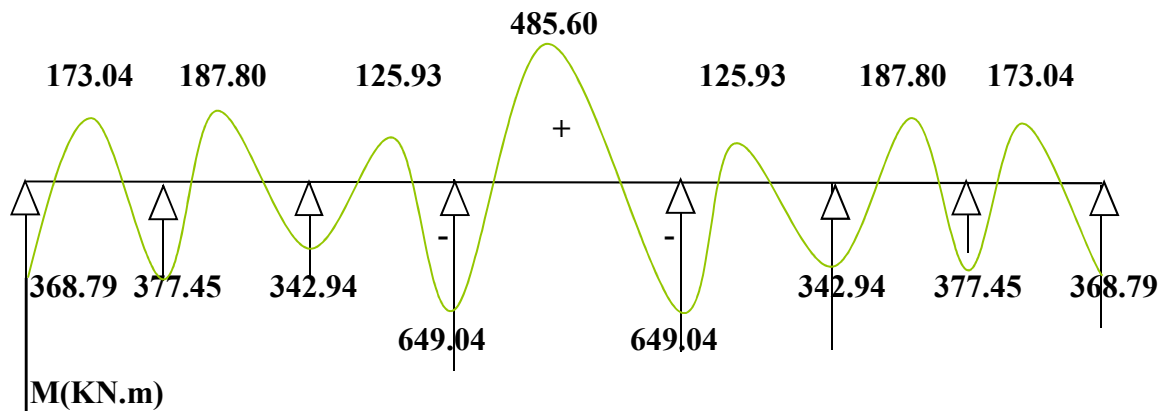


**Diagramme des moments fléchissant:**

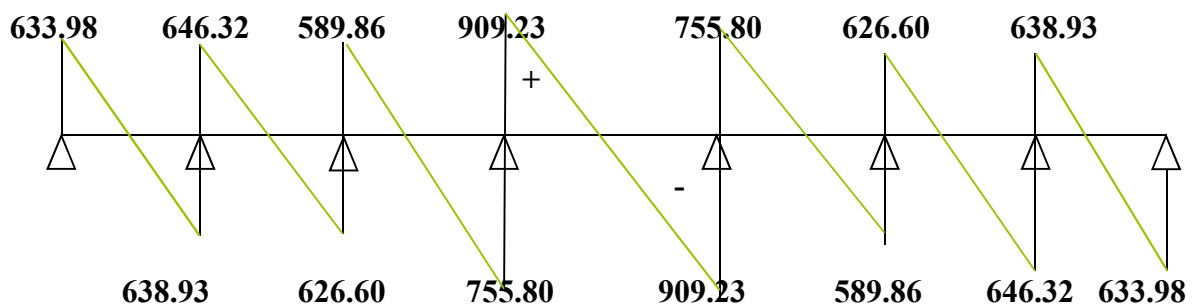


**Diagrammes des efforts tranchants:**

à L'ELS :



**Diagramme des moments fléchissant:**



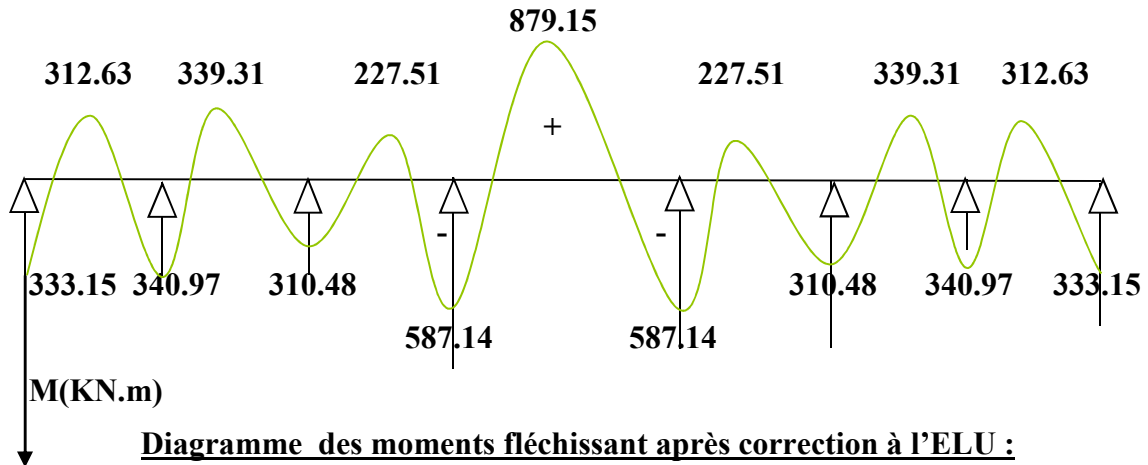
**Diagrammes des efforts tranchants:**

**Remarque:**

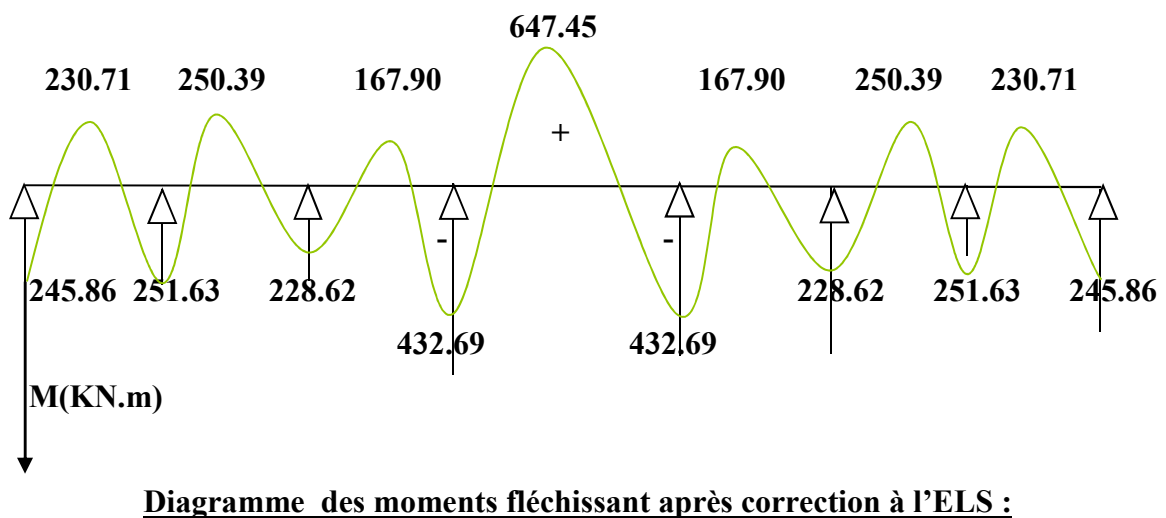
La méthode des éléments finis surestime les moments en appui et sous-estime les moments en travées puisque le béton est un matériau hétérogène, pour cela on réduit les

moments sur appuis de 1/3 des valeurs trouvées et on augmente les moments en travées en 1/3 des valeurs trouvées

✚ à l'ELU :



✚ à l'ELS :



❖ Sens transversal :

✚ Calcul de  $L_t$  et  $L_m$  des charges du panneau de gauche :

Chargement triangulaire:

$$L_m = 0.333 \times L_x$$

$$L_t = 0.25 \times 4.55 = 1.14 \text{ m}$$

$$L_m = 0.333 \times 4.55 = 1.51 \text{ m}$$

✚ Calcul de  $L_t$  et  $L_m$  des charges du panneau de droite :

Chargement trapézoïdale:

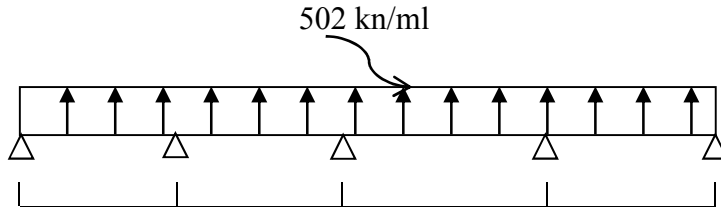
$$L_t = 3.7(0.5 - 0.813/4) = 1.1 \text{ m}$$

$$L_m = 3.7(0.5 - 0.813^2/6) = 1.23 \text{ m}$$

✚ **Calcul de la charge totale de la nervure par mètre linéaire :**

- $q_u = 183.21 \times (1.51 + 1.23) = 502 \text{ KN/ml}$
- $q_s = 135.20 \times (1.33 + 1.36) = 370.45 \text{ KN/ml}$

❖ **Schéma statique de la nervure:**



❖ **Détermination des sollicitations :**

La condition d'application de la méthode forfaitaire ( $0.8 < L_i / L_{i+1} < 1.25$ ) n'est pas vérifiée ;

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel **ETABS**.

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après

- ✓ **Diagramme des moments fléchissant à L'ELU**

- ✓ **Diagramme des efforts tranchant à L'ELU :**

- ✓ **Diagramme des moments fléchissant à L'ELS :**

✓ Diagramme des efforts tranchant à L'ELS :

Les résultats seront résumés comme suit :

○ Tableau : Moments aux appuis :

Combinaison	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	M <sub>4</sub>	M <sub>5</sub>
<u>ELU</u>	-662.68	-685.04	-832.26	-791.62	-617.59
<u>ELS</u>	-489.03	-505.53	-614.17	-584.18	-455.75

○ Tableau: Moments en travées :

Combinaison	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	M <sub>4</sub>
<u>ELU</u>	330.14	342.27	487.14	299.40
<u>ELS</u>	243.62	252.95	359.48	220.94

○ Tableau : Effort tranchant à ELU :

<u>travée</u>	1-2	2-3	3-4	4-5
T <sub>1</sub>	-998.41	-1019.15	-1150.98	-1047.51
T <sub>2</sub>	1009.59	1089.25	1133.12	960.49

○ Tableau : Effort tranchant à ELS :

<u>travée</u>	1-2	2-3	3-4	4-5
T <sub>1</sub>	-736.78	-752.08	-849.37	-773.01

T <sub>2</sub>	745.02	803.81	836.18	708.79
----------------	--------	--------	--------	--------

❖ Diagramme des efforts interne : (M kn.m),(V kn)

✚ à l'ELU :

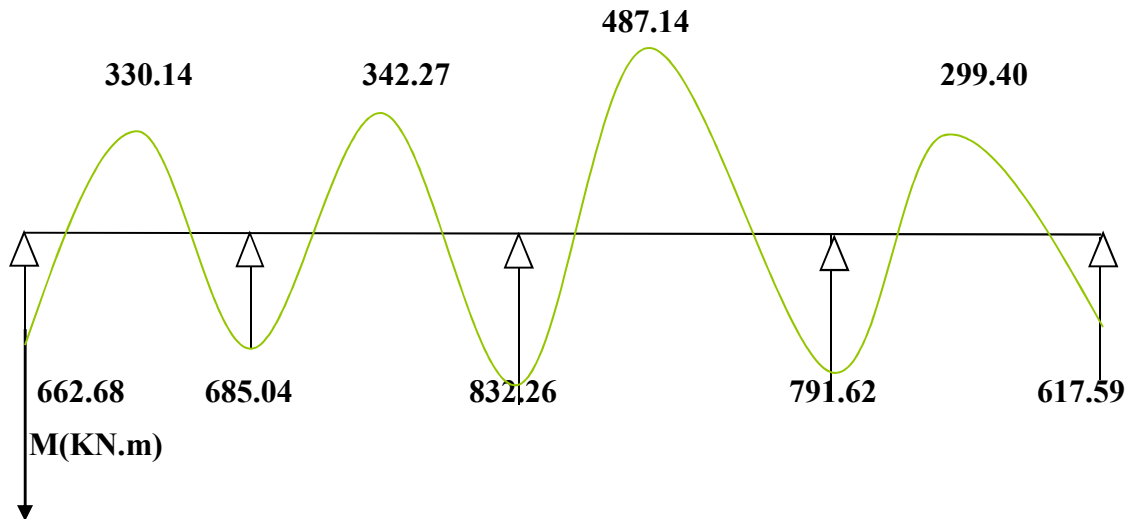
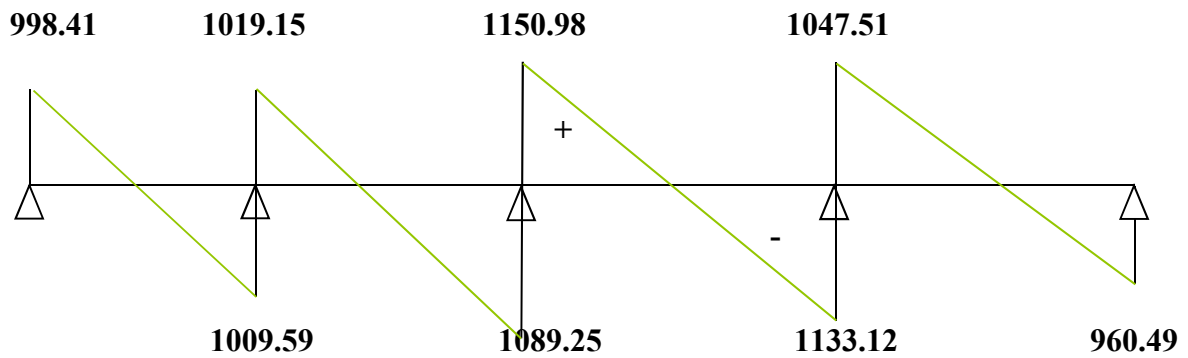
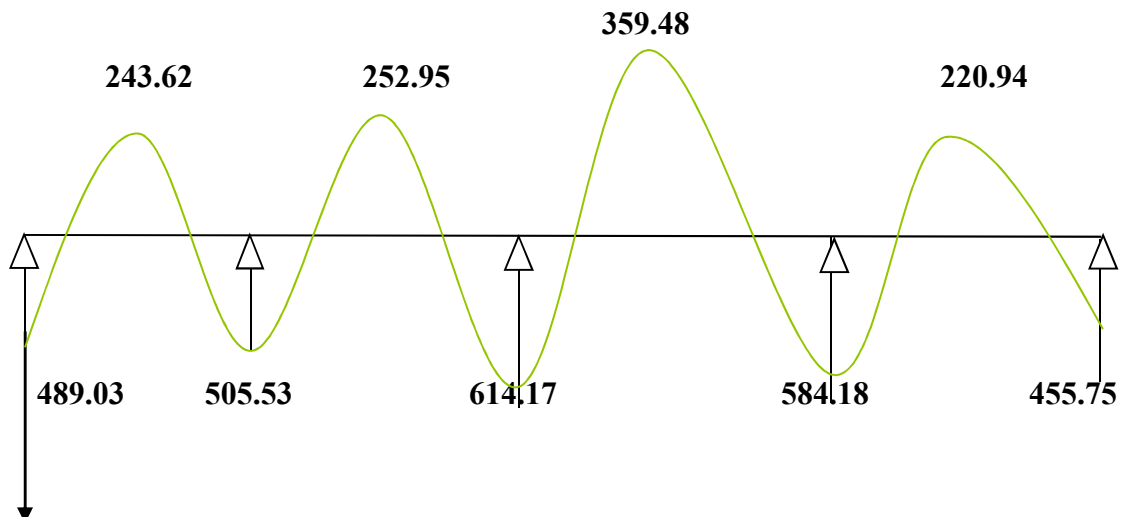


Diagramme des moments fléchissant:



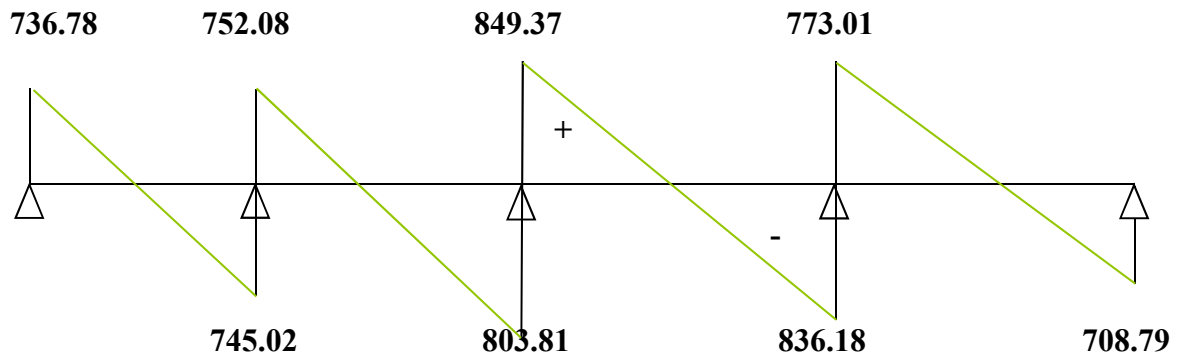
Diagrammes des efforts tranchants:

✚ à l'ELS :



M(KN.m)

**Diagramme des moments fléchissant:**

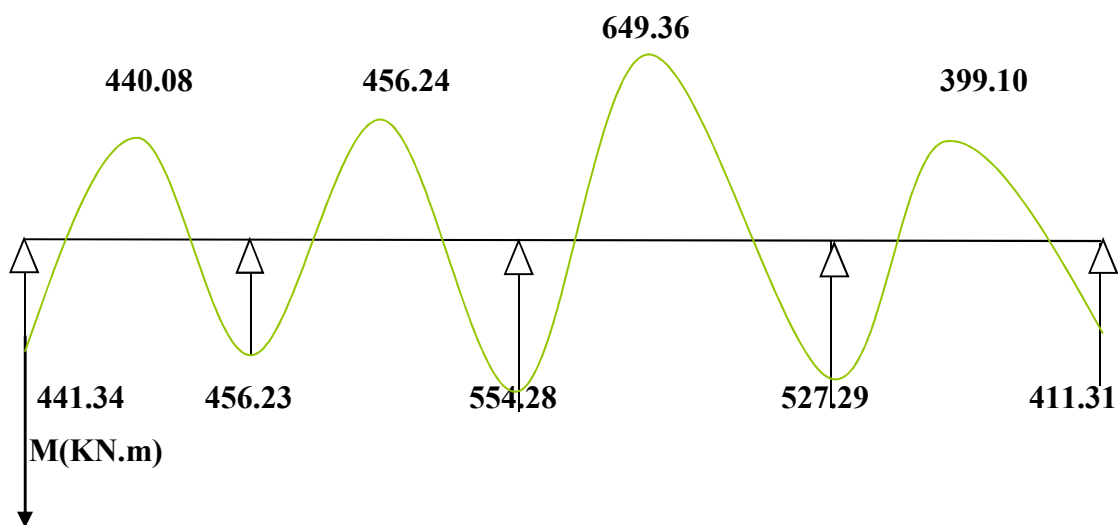


**Diagrammes des efforts tranchants:**

**Remarque:**

La méthode des éléments finis surestime les moments en appui et sous-estime les moments en travées puisque le béton est un matériau hétérogène, pour cela on réduit les moments sur appuis de 1/3 des valeurs trouvées et on augmente les moments en travées en 1/3 des valeurs trouvées

**à l'ELU :**



**Diagramme des moments fléchissant après correction à l'ELU :**

✚ à L'ELS :

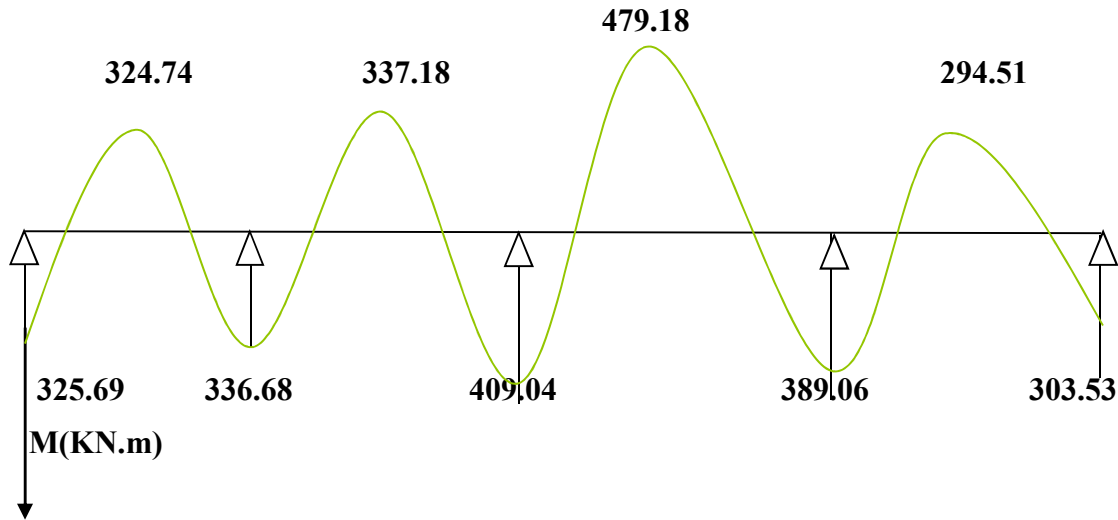


Diagramme des moments fléchissant après correction à l'ELS :

❖ Ferraillage de la nervure :

Pour le calcul des armatures on prend le moment maximal sur appui et en travée.

Le ferraillage des nervures est résumé dans le tableau ci-dessous :

○ Tableau : Ferraillage des nervures :

Sens	Zone	M <sub>max</sub> (Kn.m)	μ	Obs	β	As <sub>Calculée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	ferraillage
Sens longitudinal	Appuis	587.14	0.056	SSA	0.971	16.08	16.09	8HA16
	Travée	879.15	0.085	SSA	0.956	22.98	25.13	8HA20
Sens transversal	Appuis	554.28	0.054	SSA	0.972	14.25	16.09	8HA16
	Travée	649.36	0.062	SSA	0.968	16.76	25.13	8HA20

❖ Vérification :

❖ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_t 28}{400} = 0.23 \times 55 \times 115 \times \frac{2.1}{400} = 7.64 \text{ cm}^2$$

As = 16.09 cm<sup>2</sup> > Amin = 7.64 cm<sup>2</sup> ..... (Condition vérifiée)

❖ **Armatures transversales :**

○ **Espacement des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Soit :  $\phi_t = 10 \text{ mm}$

$$St \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12 \Phi_t \right) = \min (30 ; 24) = 24 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ (En zone nodale)}$$

$$St \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ (En zone courante)}$$

- $St = 15 \text{ cm}$  en zone nodale.
- $St = 20 \text{ cm}$  en zone courante.

Soit  $A_t = 4HA10 = 3.34 \text{ cm}^2$  (2 cadres)

○ **Armature transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 3.30 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures de peau : (BAEL91, Art 4.5.34)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant au moins égale à  $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$  de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de  $90 \text{ cm}$ , la qualité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 1.2 \text{ m} = 3.6 \text{ cm}^2/\text{par paroi.}$$

Soit :  $3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2/\text{par paroi.}$

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

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_{u \max} = 1232.08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} = \frac{1232.08 \times 1000}{550 \times 1150} = 1.95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifiée).}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton et les armatures :**

○ **Influence sur le béton (B.A.E.L.91.article :A.5.1, 313) :**

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b \frac{d}{\sqrt{2}}} = \frac{2 V_u}{b.d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.267 \times b \times d \times f_{c28}$$

L'effort tranchant maximal vaut ( $V_u = 1232.08 \text{ KN}$ ).

$$V_u = 0.267 \times 0.55 \times 1.15 \times 25 \times 10^3 = 4221.94 \text{ kN} > 1232.08 \text{ kN.}$$

→ La condition est vérifiée.

○ **Influence sur les armatures inférieures (B.A.E.L.91.article :A.5.1,321) :**

$$V_u - \left| \frac{M_u}{0.9 d} \right| \leq A \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A \geq \left( \frac{\gamma_s}{f_e} \right) \left( V_u - \left| \frac{M_u}{0.9 d} \right| \right) = \left( \frac{1.15}{400} \right) \left( 1232.08 \times 10^3 - \frac{879.15 \times 10^6}{0.9 \times 1150} \right) = 11 \text{ cm}^2.$$

→ Les sections adoptées vérifient largement cette condition.

➤ **Entraînement des armatures (B.A.E.L.91.article :A.6.1,3) :**

La contrainte d'adhérence et d'entraînement  $\tau_{se}$  sur un paquet de barres (ou une barre isolée) faisant partie de l'armature tendue d'une poutre est donnée par l'expression :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i}$$

Avec :

$u_i$  : Périmètre minimal circonscrit à la section du paquet.

La contrainte  $\tau_{se}$  doit être inférieure à la valeur ultime :  $\tau_{se,u} = \psi_s \times f_{t28}$ .

$$\tau_{se} = \frac{1232.08 \times 10^3}{0.9 \times 1150 \times 401.92} = 2.96 \text{ MPa} < \tau_{se,u} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}.$$

→ La condition est vérifiée.

❖ **Vérification à l'ELS :**

○ **vérification de la contrainte dans l'acier et le béton :**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_b = K \sigma_s \leq 15 \text{ MPa}$$

✓ **Appuis :**

$$\rho = \frac{100 x A_s}{bd} = \frac{100 \times 16.09}{55 \times 115} = 0.254$$

$$\rho = 0.254 \quad \begin{cases} \beta = 0.920 \\ K = 0.0210 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d x A_s} = \frac{432.69 \times 1000}{0.920 \times 115 \times 16.09} = 254.18 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.021 \times 254.18 = 5.33 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

✓ **Travées :**

$$\rho = \frac{100 x A_s}{bd} = \frac{100 \times 25.13}{55 \times 115} = 0.397$$

$$\rho = 0.397 \quad \begin{cases} \beta = 0.903 \\ K = 0.0273 \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d x A_s} = \frac{647.45 \times 1000}{0.903 \times 115 \times 25.13} = 248.10 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0.0273 \times 248.10 = 6.77 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ (Condition vérifiée)}$$

**Nb** : pour le schéma de ferrailage voir l'annexe.

# Chapitre XI

## Etude du mur

### Plaque

**Introduction :**

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Reprendre les charges et surcharges des terres.
- Limiter les déplacements horizontaux du relatifs des fondations.

❖ **pré dimensionnement du voile périphérique :**

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99 (Art 10.1.2 ; page 81) pour le voile périphérique est de **20 cm**, on opte pour épaisseur de **20 cm**.

➤ **Contrainte de 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

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

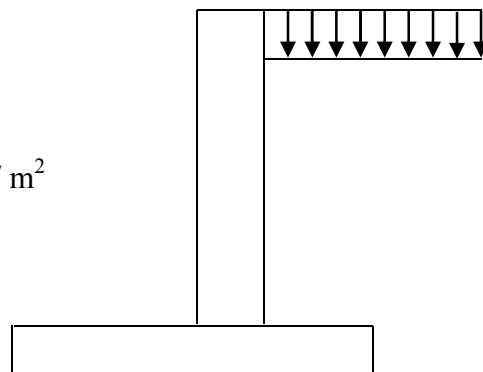
**Avec :**  $K_0$  : coefficient de poussée des terres

$\varphi$  : Angle de frottement interne

➤ **Caractéristiques du sol :**

*L'étude du laboratoire géotechnique a donné les résultats ci-dessous :*

- ✓ Poids spécifique :  $\gamma = 17 \text{ KN} / \text{m}^3$
- ✓ Angle de frottement :  $\varphi = 30^\circ$
- ✓ Cohésion :  $C = 0$  (sol pulvérulent)
- ✓ Surcharges éventuelles :  $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- ✓ contrainte de sol : 2bars



❖ **Calcul des sollicitations :**

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = 0,577$$

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (q + \gamma \cdot h) \text{ avec } 0 < h < H$$

➤ **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1,5 \times 0,577 \times 10 = 8.655 \text{ kn} / \text{m}^2$$

$$h = 3.91 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,577 \times (1,35 \times 17 \times 3.91 + 1,5 \times 10) = 60.43 \text{ kn} / \text{m}^2$$

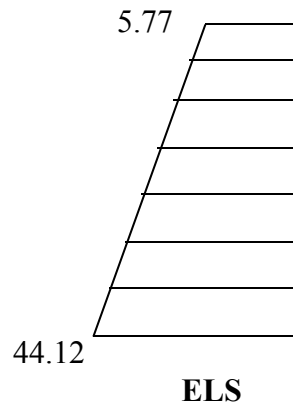
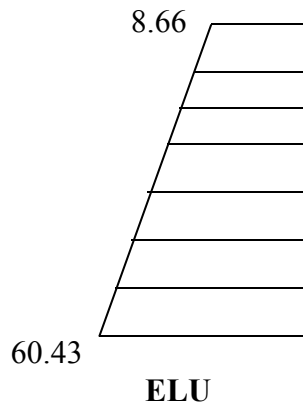
➤ **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (\gamma \times h + q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,577 \times 10 = 5.77 \text{ kn/m}^2$$

$$h = 3.91 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,577 (17 \times 3.91 + 10) = 44.12 \text{ kn/m}^2$$

○ **Diagramme des contraintes :**



➤ **Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1m :**

○ **ELU :**  $P_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 60.43 + 8.66}{4} = 47.49 \text{ kn/ml}$

○ **ELS :**  $P_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 44.12 + 5.77}{4} = 34.53 \text{ kn/ml}$

❖ **Ferraillage du voile périphérique :**

➤ **Méthode de calcul :**

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues semi encastrées de quatre cotés

(Au niveau du radier, des poteaux ainsi qu'au niveau du plancher de RDC).

➤ **Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux semi encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encastré à ses deux extrémités. Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.85
- Moment d'encastrement sur les grandes cotés :
  - 0.3 : Appuis de rive
  - 0.5 : Autre appuis intermédiaire

➤ **Identification des panneaux :**

$$l_x = 3.91 \text{ m}$$

$$l_y = 5.00 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.91}{5} = 0,78; 0,4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

○ **Calcul à l'ELU :**

$$\rho = 0,78 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0652 \\ \mu_y = 0,683 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0,0652 \times 47.49 \times 3.91^2 = 47.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0,683 \times 47.33 = 32.33 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments :**

➤ **Sens x - x :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,3 M_{0X} = 0,3 \times 47.33 = 14.20 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0X} = 0,85 \times 47.33 = 40.23 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y - Y :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0Y} = 0,5 \times 32.33 = 16.16 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,85 M_{0Y} = 0,85 \times 32.33 = 27.48 \text{ KN.m}$$

○ **Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0,78 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0652 \\ \mu_y = 0,683 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0,0652 \times 34.53 \times 3.91^2 = 34.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0,683 \times 34.42 = 23.50 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments :**

➤ **Sens x - x :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,3 M_{0X} = 0,3 \times 34.42 = 10.33 \text{ KN.m}$$

- En travée :

$$M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 34,75 = 29.26 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens Y - Y :**

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_{0y} = 0,5 \times 23.50 = 11.75 \text{ KN.m}$$

- En travées :

$$M_t = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 23.50 = 19.97 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage :**

**Tableau : ferraillage du voile périphérique**

Sens	zone	M <sub>u</sub> (kn.m)	μ <sub>U</sub>	μ <sub>1</sub>	section	β	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	e(cm)
XX	Appuis	14.2	0,034	0,392	SSA	0,983	2.44	2.05	7HA12=7.92	15
	Travée	40.23	0,098	0,392	SSA	0,948	7.17	2.05	7HA12=7.92	15
YY	Appuis	16.16	0,039	0,392	SSA	0,981	2.78	2.05	7HA12=7.92	15
	travée	27.48	0,067	0,392	SSA	0,966	4.8	2.05	7HA12=7.92	15

➤ **Recommandations du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,20%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001bh = 0,002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par cinq épingles/m<sup>2</sup> de 5HA8.

❖ **Vérification à L'ELU :**

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

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3 - \alpha)}{2}$$

Avec :

ρ<sub>0</sub> : Taux d'armatures dans chaque direction (ρ<sub>0</sub> = 0,0008 pour les HA)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.78$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 \times \frac{(3 - 0.78)}{2} = 1.78 \text{ cm}^2$$

○ **Sens I<sub>x</sub> :**

Aux appuis : A<sub>a</sub>=7.92cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub>=1.78cm<sup>2</sup> (condition vérifiée)

En travées : A<sub>t</sub>=7.92cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub>=1.78cm<sup>2</sup> (condition vérifiée)

○ **Sens  $I_y$  :**

Aux appuis :  $A_a=7.92\text{cm}^2 > A_{\min}=1.78\text{cm}^2$  (condition vérifiée)

En travées :  $A_t=7.92\text{cm}^2 > A_{\min}=1.78\text{cm}^2$  (condition vérifiée)

➤ **Diamètre minimal des barres:**

On doit vérifier que :  $\phi_{\max} \leq \frac{h_e}{10}$

$$\phi_{\max} = 12 \text{ mm} \leq \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ecartement des barres :**

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

-Direction la plus sollicitée :  $S_t \leq \min(2h, 25)$

-Direction perpendiculaire :  $S_t \leq \min(3h, 33)$

○ **Sens  $I_x$  :**

Aux appuis :  $S_t=15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$  (condition vérifiée)

En travées :  $S_t=15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$  (condition vérifiée)

○ **Sens  $I_y$  :**

Aux appuis :  $S_t=15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$  (condition vérifiée)

En travées :  $S_t=15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$  (condition vérifiée)

➤ **Vérification au cisaillement (Art.5.1.211.) :**

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5\text{MPa}) = 3,25 \text{ MPa.} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = V_u / (b.d).$$

$$V_u = q_u \times L/2 = 47.49 \times 2.5 = 118.73 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 118.73 \times 10^3 / (170 \times 1000) = 0,698 \text{ MPa.}$$

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

❖ **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 de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

**Tableau : vérification des contraintes à l'ELS :**

sens	zone	Mu	Ms	$\gamma$	$\alpha$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
XX	Appui	14.2	10.33	1.375	0.0432	0.437	vérifiée
	Travée	40.23	29.26	1.375	0.1264	0.437	vérifiée
YY	appui	16.16	11.75	1.375	0.0496	0.437	vérifiée
	travée	27.48	19.97	1.376	0.0863	0.438	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.

$$\frac{h}{l_x} \geq \frac{M_t}{20 M_U}$$

$$\frac{h}{l_x} = \frac{20}{391} = 0,051 > \frac{M_t}{20 M_U} = \frac{40.23}{20 \times 47.33} = 0,042 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{7.92}{100 \times 17} = 0,0046 < \frac{2.1}{400} = 0,0052 \Rightarrow \text{vérifiée}$$

les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}; \text{ avec } \eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{200; 164,97\} = 164,97 \text{ MPa}$$

○ **Recherche de la position de l'axe neutre  $y_1$  :**

Sens XX :

Aux appuis :

$$b y_1^2 + 30 A_{st} y_1 - 30 A_{st} d = 0$$

$$100 y_1^2 + 237.6 y_1 - 4039.2 = 0$$

$$\Delta = (237.6)^2 - 4(100)(-4039.2) = 1672133.76$$

$$\sqrt{\Delta} = 1293.11$$

$$y_1 = 5.27 \text{ cm}$$

○ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_{st} (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (5.27)^3}{3} + 15 \times 7.92 (17 - 5.27)^2 = 21224.81 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1).$$

La suite des résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau : vérification à l'état limite d'ouverture des fissures.**

Sens	zone	$A_{st} (\text{cm}^2)$	$\sqrt{\Delta}$	$y_1 (\text{cm})$	$I (\text{cm}^4)$	$\sigma_{st} (\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{st} (\text{MPa})$	observation
XX	Appui	7.92	1293.11	5.27	21224.81	8.56	164,97	vérifiée
	Travée	7.92	1293.11	5.27	21224.81	24.23	164,97	vérifiée
YY	Appui	7.92	1293.11	5.27	21224.81	9.74	164,97	vérifiée
	travée	7.92	1293.11	5.27	21224.81	16.55	164,97	vérifiée

**Nb :** pour le schéma de ferrailage voir l'annexe.

# CONCLUSION

*Ce projet de fin d'étude est la première expérience qui m'a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de ma formation.*

*Les difficultés rencontrées au cours de l'étude m'ont conduit à se documenter et à étudier des méthodes que je n'ai pas eu la chance d'étudier durant mon cursus, cela m'a permis d'approfondir d'avantage mes connaissances en GENIE –CIVIL.*

*J'ai aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, je citerai le logiciel ETABS que j' ai appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.*

*Ce travail est une petite contribution avec laquelle j'espère qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.*

# Bibliographie



- *Henry Thonier: 'Conception et calcul des structures de bâtiment'*
- *Marius Divers : 'Calcul des tours en béton armée '*
- *Document technique réglementaire (D.T.R BC2.2), Charges permanentes et surcharges d'exploitation*
- *Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer).*
- *Règles BAEL91 modifié 99*
- *Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).*
- *Cour et TD des années de spécialité*
- *Thèses de l'université Mouloud MAMERI*