REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE


**UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU**

**FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION**

**DEPARTEMENT GENIE CIVIL**


# THESE DE FIN D'ETUDE

PRESENTE POUR OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER

Option : Construction Civil et Industriel


Réalisé par **Mr YAHIAOUI Nacer** & **Mr ZENINE Ghiles**


**THEME**

# Etude d'un bâtiment R+8 à usage habitation, service et commercial à ossature mixte contreventé par voiles (application Robot BAT)


**Préparé sous la direction**

***Mme HADDAD. MALEK. O***


**Promotion 2016-2017**

# REMERCIEMENT

*Toute notre reconnaissance et remerciement à Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promotrice Madame HADDAD.MALEK.O pour la sollicitude avec laquelle elle a suivie et guidée ce travail.*

*Il nous est agréable de pouvoir exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque du département de Génie Civil ainsi qu'à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.*

*Enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressent également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet.*

*Merci*

# Dedicaces

*Je dédie ce modeste travail à:*

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

*Mes très chères sœurs,*

*Mon beau frère*

*Ma chère  nièce : Malek*

*Á toute la famille,*

*A tous mes amis sans exception.*

*A mes camarades de la promotion.*

*A tous ceux qui m'ont aidé et soutenu de prés ou de loin pour la réalisation de ce travail.*

*GHILES*

# Dedicaces

*Tout d'abord, je remercie Dieu de m'avoir donné le courage et la patience afin de réaliser ce modeste travail.*

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes parents qui m'ont beaucoup soutenu et encouragé.*

*Mes très chers frères,*

*Mes très chères sœurs,*

*Mes beaux frères*

*Mes belles sœurs*

*Tous mes neveux : Omar, Iliane, Yacine, Amine*

*Mes nièces : Sérine, Aya, Yasmine, Lina, Nada, Maria, Meriem*

*Á toute la famille,*

*Á Katia,*

*A tous mes amis sans exception.*

*A mes camarades de la promotion.*

*A tous ceux qui m'ont aidé et soutenu de prés ou de loin pour la réalisation de ce travail.*

*Nacer*

# SOMMAIRE

INTRODUCTION ..... 6
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ..... 8
CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT ..... 12
CHAPITRE III: CALCULS DES ELEMENTS ..... 26
III.1. ACROTERE ..... 38
III.2. PLANCHER ..... 44
III.3. ESCALIERS ..... 61
III.4. La poutre palière ..... 71
III.5 La poutre de chainage ..... 78
III.6 Calcul de la dalle salle machine ..... 86
III.7 Balcon ..... 93
CHAPITRE IV: PRESENTATION DE LOGICIEL ..... 97
CHAPITRE V : VERIFICATION RPA ..... 111
CHAPITRE VI: POUTRES ..... 118
CHAPITRE VII: POTEAUX ..... 127
CHAPITRE VIII: VOILES ..... 139
CHAPITRE IX : FONDATIONS ..... 152
CONCLUSION GENERALE ..... 193
BIBLIOGRAPHIE ..... 195

# INTRODUCTION

# INTRODUCTION

Le domaine de génie civil, dans sa définition, couvre l'ensemble des techniques et des procédés du domaine de la construction.

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

La gestion du risque sismique est un paramètre très essentiel, pris en considération dans les zones ou l'en observe une activité sismique importante pour cause les effets ressentis par ce phénomène peuvent s'avérer extrêmement dévastateur vu les endommagements qu'il peut générer sur les différentes structures de génie civil (habitation, ponts, routes …)

Nous avons choisi le calcul des éléments structuraux d'un bâtiment (R+8 étages) à usages d'habitation et commercial contreventé par des portiques et des voiles et qui doit être calculé pour garantir sa stabilité, ainsi qu'assurer la sécurité des usagers, pour cela nos calcul seront conformes aux parasismiques Algérien (RPA99, modifie en 2003).les technique de conception et des calcul des ouvrages et des constructions bâtiment en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91, modifié99).

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

Nous commençons par la description et la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier, nous nous intéressons en suite a l'étude statique générale du bâtiment, pré-dimensionnement des éléments de la structure.

Un intérêt particulier a été porté sur le logiciel «ROBOT BAT 2010» qui est un outil assez performant pour la modélisation, l'analyse et le dimensionnement des différentes structures.

Apres avoir suivi les différentes étapes de modélisations, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettrons de procéder aux ferraillages et aux vérifications de différentes sollicitations.par la suite nous passerons a l'élaboration des plans d'exécution.

# CHAPITRE I
# PRESENTATION DE L’OUVRAGE

## I.1. Description de l'ouvrage

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'un bâtiment (R+8) contreventé par des voiles porteurs, à usages d'habitation et commercial, qui sera implantée à Tizi Ouzou classé selon le RPA99 version 2003comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

La présente étude va se porter sur un bâtiment composé de :

- ✓ Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- ✓ 1er étage à usage service.
- ✓ Les autres niveaux sont à usage habitation.

## I.2 Caractéristique géométrique de l'ouvrage

Notre bâtiment a pour dimensions ;

| | |
|---|---|
| Longueur totale du bâtiment | **26,46m** |
| Largeur totale du bâtiment | **24,20 m** |
| Hauteur totale du bâtiment | **31,90m** |
| Hauteur du RDC | **4,25 m** |
| Hauteur du 1er étage (service) | **3,23 m** |
| Hauteur des étages courants (habitation) | **3.06 m** |

**Tableau I.1 : Caractéristique géométrique du bâtiment.**

## I.3 Les éléments constituant l'ouvrage

### I.3.1 L'ossature

Le bâtiment est composée de :

- ➢ Poteaux et de poutres forment un système de portique dans les deux sens (transversal et longitudinal), destiné à reprendre essentiellement les charges et les surcharges.
- ➢ Voiles en béton armé disposés dans les deux sens, constituant un système de contreventement assurant la stabilité de l'ouvrage.

- **Plancher corps creux**

Les planchers sont des éléments de la structure constitués de corps creux et d'une dalle de compression ou bien en dalle pleine, qui ont pour fonctions :

- Supporter et transmettre les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- Isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

- **Dalle pleine**

Plancher en béton armé de 15 à 20-cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte.

Ce type de plancher est prévue là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux en particulier, pour la cage d'ascenseur et les balcons.

### I.3.2. Escalier

Ce sont des éléments en béton arme coulé sur place qui assurent la circulation sur toute la hauteur du bâtiment.

## I.3.3. Cage d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machine, pour sa structure il est prévu une cage métallique qui sera fixé à l'ossature de l'ouvrage.

## I.3.4. Maçonnerie

### a) Murs extérieurs

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en maçonnerie briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

### b) Murs intérieurs

Cloison de séparation de 10 cm en maçonnerie briques creux.

## I .3.5. Les revêtements

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

## II.3.6.Balcons

Les balcons sont réalisés en dalle plaine.

## I .3.7.Acrotère

L'acrotère est un élément en béton armé coulé sur place dans la hauteur de 50 cm, qui vient se greffer a la périphérique de la terrasse, elle est conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

## I.3.8 Voile

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

## I.3.9 Fondation

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission les charges et les surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.
Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et l'importance de l'ouvrage. Elles ne peuvent être calculées qu'après avoir effectué la descente de charges.
Dans le cas le plus général, un élément de structure peut transmettre à sa fondation, supposée horizontale :

- Un effort normal (charge vertical centrée descendante ou ascendante).
- Une force horizontale (résultant de l'action sismique, qui peut être variable en grandeur et en direction).
- Un moment qui peut être exercé dans de déférents plans.

## I.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux

### I.4 .1.Béton

Le béton est un matériau de construction hétérogène constitue d'un mélange de liant hydraulique (ciment) de granulat (sable, gravier), d'eau de gâchage et éventuellement d'adjuvant, le béton est défini par sa résistance caractéristique désigné par $\mathbf{fc_{28}}$ (résistance a la compression à 28 jours) et de sa résistance a la traction déduite de celle de la compression.

Le béton est défini du point de vu mécanique par sa :

**1. Résistance caractéristique à la compression**

La résistance caractéristique à la compression du béton $\mathbf{f_{cj}}$ à **j** jours d'âge est déterminé a partir d'essais sur des éprouvettes normalisée de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Pour **j<28jours**, la résistance caractéristique du béton est définie comme suit :

$$\left.\begin{array}{ll} f_{cj}=\dfrac{j}{4.76+0.83}f_{c28} & \textbf{pour} \quad f_{c28}\leq 40\text{MPa.} \\ f_{cj}=\dfrac{j}{1.40+0.95}f_{c28} & \textbf{pour} \quad f_{c28}> 40\text{MPa.} \end{array}\right\} \textit{(Art. A.2.1.11/BAEL 91 modifié 99).}$$

**2. Résistance caractéristique à la traction**

La résistance caractéristique de béton à la traction à j jours, noter $f_{tj}$ est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivant :

$$ftj = 0,6 + 0,06fc28 \longrightarrow \text{(Art.2.1.12/BAEL 91modifié99)}$$

Dans notre cas : $fc28 = 25MPa \longrightarrow$ $\mathbf{f_{t28} = 2.1MPa}$

Cette formule est valable pour les valeurs de $\mathbf{f_{cj} \leq 60MPa.}$

**3. Etat limite de contrainte de béton**

Il existe deux types des états limites :

**3.1 Etat limite ultime (ELU)**

Elle correspond à la perte de stabilité de forme et surtout à la perte de résistance mécanique qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

La valeur de calcul de la résistance a la compression du béton est donnée par :

$$F_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} \rightarrow (BAEL91/ ArtA.4.3,41)$$

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

θ : coefficient de la durée d'application des actions considérées,

θ=1 : si la durée d'application est >24h,

θ=0.9 : si la durée d'application est entre 1h et 24h,

θ=0.85 : si la durée d'application est < 1h,

- Pour $\gamma_b$ =1.5 et θ=1, on aura $f_{bu}$ = 14.2 Mpa
- Pour $\gamma_b$ =1.15 et θ=1, on aura $f_{bu}$ = 18.48 Mpa

$$F_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

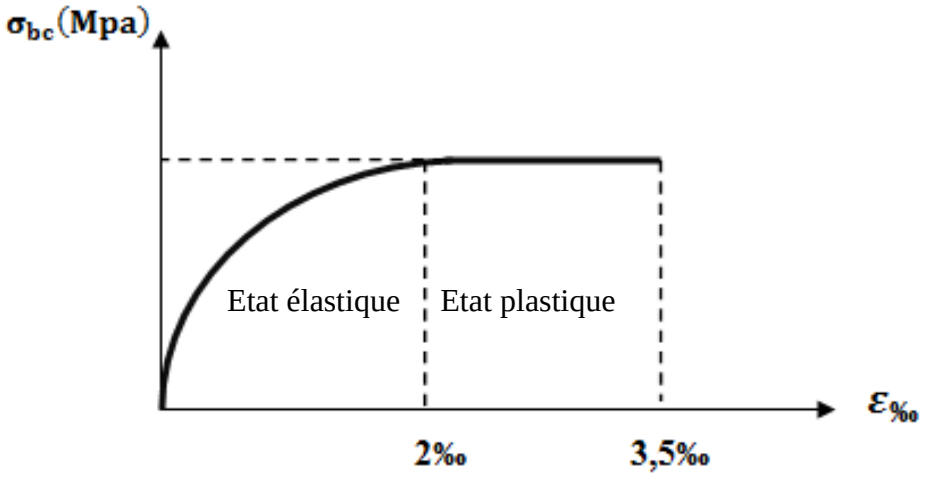



**Fig. I.1 : Diagramme des contraintes-déformations à ELU.**

### 3.2 Etat limite de service (ELS)

Ils correspondent aux états au-delà duquel les conditions normales et d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont pas satisfaites.

La contrainte admissible du béton à la compression par la formule suivante :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.60 f_{cj}$ **[MPa]** **(Art A-4-5-2 BAEL91 modifiées 99).**

$\bar{\sigma}_{bc}$ : contrainte admissible à **L'ELS.**

à j=28jours, $\bar{\sigma}_{bc}$ **=0.60x25=15[MPa].**

Le béton est considéré comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée sur la figure suivante :

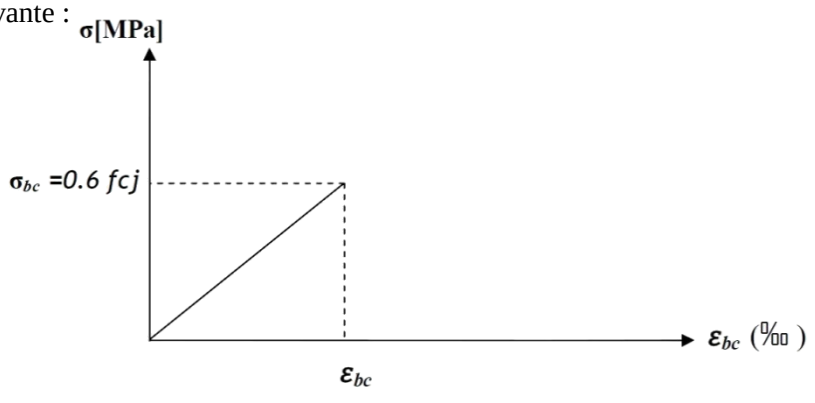



**Fig. I.2 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELS**

### 3.3 Contrainte limite de cisaillement (Art A.5.1.21 BAEL91 modifier99) :

C'est la contrainte tangente conventionnelle pour la justification des poutres en béton armé soumise a l'effort tranchant, elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

**Vu :** effort tranchant dans la section étudiée (ELU).
**b :** largeur de la section cisaillée.
**d :** hauteur utile.

Avec : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

- Fissuration peu nuisible ⟶ $\bar{\tau}_u$ = min{0.13fc28 ,5MPa}=3.25 MPa
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable ⟶ $\bar{\tau}_u$ = min{0.1fc28 ,4MPa}=2.5MP

### 3.4 Module d'élasticité :

On définie le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée par celle-ci. Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

- **Module de déformation longitudinale**

Le module de déformations instantanées est définie par : $E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{cj}}$

Le module de déformation différée est défini par : $E_{VJ} = 3700\sqrt[3]{f_{cj}}$

- **Module de déformation transversale**

Il est donné par la relation : $G = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$

avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson donné par l'article (A.2.13 du BAEL 91) :

$$\begin{cases} \nu = 0{,}2 \text{ à l'ELS (béton non fissuré)} \\ \nu = 0 \text{ à l'ELU (béton fissuré)} \end{cases}$$

## I.5.2.Acier

L'acier est un matériau qui présent une très bonne résistance à la traction et à la compression. Il est associé au béton pour équilibrer les efforts de traction auxquelles le béton ne résiste pas.

Dans le présent projet, on utilisera 2 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

| Type d'aciers | Nomination | Sym | Limite d'élasticité Fe [MPa] | Allongement relatif à la rupture (‰ ) | Coefficient de fissuration (η) | Coefficient de scellement (Ψ) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **Aciers en barre** | Haute adhérence Fe E400 | HA | 400 | 14 | 1.6 | 1.5 |
| **Aciers en treillis** | Treillis soudé (T S) TL520 (Φ < 6mm) | TS | 520 | 8 | 1.3 | 1 |

**Tab I.2 :Type d'acier**

1. **Module d'élasticité longitudinal**

$$Es = 2.10^5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{ (Art A-2-2-1 BAEL91 modifier 99).}$$

2. **Coefficient de poisson**

Le coefficient du poisson des aciers est pris égal à 0,2.

3. **Contrainte limite ultime des aciers**

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par le **(Art 4-3-2 BAEL91 modifié 99).**

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{fe}{\gamma_s}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{st}$ : La contrainte admissible d'élasticité de l'acier a l'ELS.

$f_e$ : Contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰ (limite élastique garantie).

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité : $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ situation durable.} \\ \gamma_s = 1.00 \text{ situation accidentelle.} \end{cases}$

| Nuance de l'acier | Situation courante | Situation accidentelle |
|---|---|---|
| **$f_e$= 400 MPa** | $\bar{\sigma}_{st}$ =348MPa | $\bar{\sigma}_{st}$ =400MPa |
| **$f_e$ = 500MPa** | $\bar{\sigma}_{st}$ =435MPa | $\bar{\sigma}_{st}$ = 500MPa |

**Tableau I.3 : Limite d'élasticité des aciers utilisés**

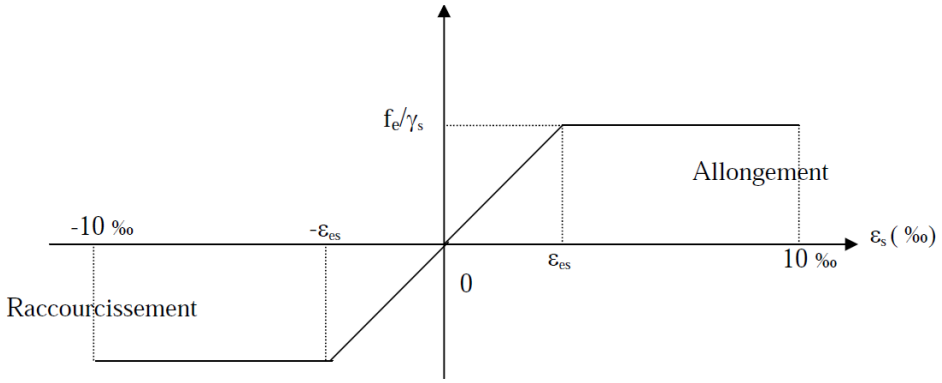



**Fig. I.3 : Diagramme contrainte-déformation des aciers à l'ELS.**

**4. Contrainte limite de service des aciers :**

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

D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

- **Fissurations peu nuisible (peu préjudiciable) :**

Aucune vitrification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise a aucune limitation.

$$\bar{\sigma}_{st} = fe \longrightarrow \text{(A.4.5,32/BAEL91modifié99)}$$

- **Fissurations préjudiciables (A.4.5,33/BAEL91modifié99)**

La fissuration est considérée comme **préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce. Dans ce cas, la règle est la suivante :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \{ \frac{2}{3} f_e , \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \}.$$

- **Fissuration très préjudiciables : (A.4.5,34/BAEL91modifié99)**

La fissuration est considérée comme **très préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe les règles suivantes :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \{ 0,5 f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}) \} .$$

Avec:

**$f_e$ :** limite d'élasticité de l'acier utilisé.

**$f_{tj}$ :** résistance caractéristique à la traction du béton.

**η:** Coefficient de fissuration :

**η =1,0** pour les R.L y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.

**η =1,6** pour les H.A dont Ø < 6mm.

**η =1,3** pour les H.A dont Ø < 6mm.

(BAEL91/Art7.2.1).

- **Diagrammes contraintes déformations (Art A.2.2, 1/ BAEL91 modifié 99).**

Le diagramme contrainte-déformation est illustré dans la figure ci-dessous

**5 Protection des armatures :**

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

- **C ≥ 5 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 ≥ 3 cm :** Pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).

- **C ≥ 1cm :** Pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et non exposés aux condensations.

- Dans notre cas on prend **C = 3 cm pour l'acrotère, escalier.**
  **C = 2 cm pour les autres éléments.**

# CHAPITRE II
# PRE-DIMENSIONNEMENT

# INTRODUCTION

Après la présentation de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, nous procédons au pré-dimensionnement les éléments de l'ouvrage.

Le pré-dimensionnement des éléments de construction permet d'avoir d'une façon générale leur ordre de grandeur. Les résultats obtenues ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifies après vérification.

On se réfère pour le dimensionnement aux règles du RPA99 version 2003.

## II.1. Les planchers

Ils sont composés de corps creux (hourdis), poutrelle et dalle de compression.

L'épaisseur de plancher sera déterminée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

$h_t$ : hauteur du plancher.

$L_{max}$ : portée libre de la plus grande portée dans le sens des poutrelles.

Dans un premier temps on prend la section du poteau exigé par le RPA pour une zone sismique (zone IIa) égale à (25x 25) $cm^2$.

Lmax = 380 – 25 = 355cm.

$ht \geq \frac{355}{22.5} = 15{,}78cm$ ⟹ $ht \geq = 20cm$.

Ainsi, on adoptera : $h_t$=20 cm ; soit un plancher de (16+4) qui sera valable pour tous les étages :

- ✓ 16cm pour la hauteur du corps creux.
- ✓ 4 cm pour la hauteur de la dalle de compression.

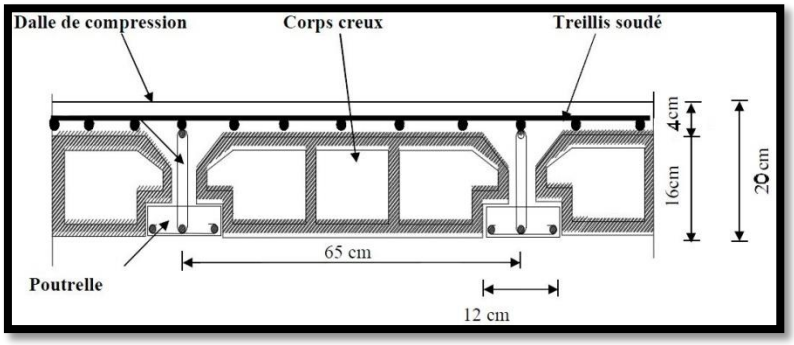



**Figure II.1 : Coupe d'un plancher**

## II.2 Les Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé qui transmettent les charges aux éléments verticaux (poteaux voiles), leur dimensions sont définis par les relations suivante :

$$L_{max}/15 < h_t < L_{max}/10$$

$$0{,}4h \leq b \leq 0{,}7h$$

Tel que :

**$L_{max}$** : portée libre entre nus d'appuis.

**$h_t$ :** Hauteur de la poutre.

**b :** Largeur de la poutre.

Selon le RPA 99/version 2003 (art.7.5.1) pour une zone de forte sismicité (zone II) le dimensionnement des poutres doit respecter les conditions suivantes :

- La hauteur $h \geq 30$cm
- La largeur $b \geq 20$cm
- Le rapport $h/b \leq 4$

⟹ **(RPA99/Art 7.5.1).**

### II.2.1 Poutres principales (PP) :

Elles ont pour longueur : **$L_{max}$ = 560 – 40 = 520cm**

**La hauteur : $L_{max}$ : 520 cm**

$\frac{520}{15} \leq h_t \leq \frac{520}{10}$ ⟹ $34{,}66 \leq h_t \leq 52$ cm

**On prend: h = 40 cm.**

**La largeur :**

$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$ ⟹ $16\text{cm} \leq b \leq 28$ cm

**On prend : b = 30 cm.**

### II.2.2 Poutres secondaires (PS)

Elles ont pour longueur : $L_{max} = 380 - 40 = 340$cm.

$22{,}66 \leq h_t \leq 34{,}0$ cm ⟹ on prend h= 30 cm

$12 \leq b \leq 21{,}0$ cm ⟹ on prend b= 30 cm

| CONDITIONS | Poutres principales | Poutres secondaires | Vérifications |
|---|---|---|---|
| h ≥ 30 cm | 40 | 30 | Vérifiée |
| b ≥ 20 cm | 30 | 30 | Vérifiée |
| h/b ≤ 4 | 1,5 | 1 | Vérifiée |

**Tableau II.1 : Vérification aux exigences de RPA**

### Conclusion :

Nous adopterons les sections suivantes :

- Poutres principales (30*40) cm.
- Poutres secondaires (30*30) cm.

## II.3. Les voiles :

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

D'âpres le **RPA 99 version 2003/Art 7.7.1**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

✓ **L'épaisseur du voile (e) :** Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage **(he)** et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm.**

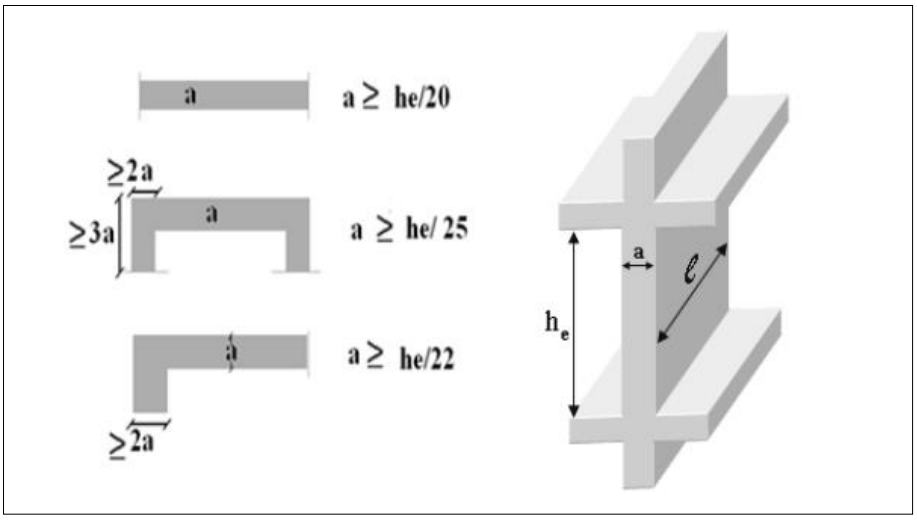



**Fig II.2 : section réduite du voile**

**Avec :**

**a** : épaisseur du voile

**L** : portée min du voile

**he** : hauteur d'étage

- **Calcul de $h_e$ par niveau :**

Pour le cas de notre étude tous les voiles sont linéaires, on calcul leur épaisseur de la manière suivante :

1. Au niveau de RDC

$he = h - a_{plancher} = 425-20 = 405cm.$

$a \geq he/20 = 405/20 = 20.25cm \geq 15cm$

⇨ On opte pour une épaisseur de 20cm.

**Longueur :**

Un élément est considéré comme étant un voile, si la condition suivante est satisfaite :

$L \geq 4a$

Dans le cas contraire, cet élément n'est pas un voile.

Dans notre cas :

**$L \geq 4a$ ⟶ $L \geq 4 \times 20 \geq 80$ cm.**

2. Au niveau de l'étage de service :

$he = h - a_{plancher} = 323- 20 = 303cm.$

$a \geq he/20 = 303/20 = 15,15cm \geq 15cm.$ ⇨ On opte pour une épaisseur de 20cm.

**Longueur :**

$L \geq 4a$ ⟶ $L = 4 \times 20 = 80$ cm.

3. Au niveau de l'étage habitation :

$he = h - a_{plancher} = 306-20 = 286cm.$

$a \geq he/20 = 286/20 = 14.3 cm \geq 15cm.$ ⇨ On opte pour une épaisseur de 20cm.

**Longueur :**

$L \geq 4a$ ⟶ $L = 4 \times 20 = 80$ cm.

- **Conclusion :** On opte des voiles d'épaisseurs :

  - ✓ 25 cm pour le RDC.
  - ✓ 20 cm pour l'étage de service et les étages d'habitations.

La condition du RPA est vérifiée, tous les voiles de la structure seront considérés comme étant des voiles de contreventement.

## II.4. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé coulé sur place, leur rôle est de reprendre et de transmettre les charges.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en compression simple, en vérifiant les exigences du RPA qui sont les suivants pour les poteaux rectangulaire de la zone IIa.

- Min ($b_1$ ; $h_1$) ≥ 25 cm.
- Min ($b_1$ ; $h_1$) ≥ $h_e$/20cm
- 1/4< $b_1/h_1$)<4.

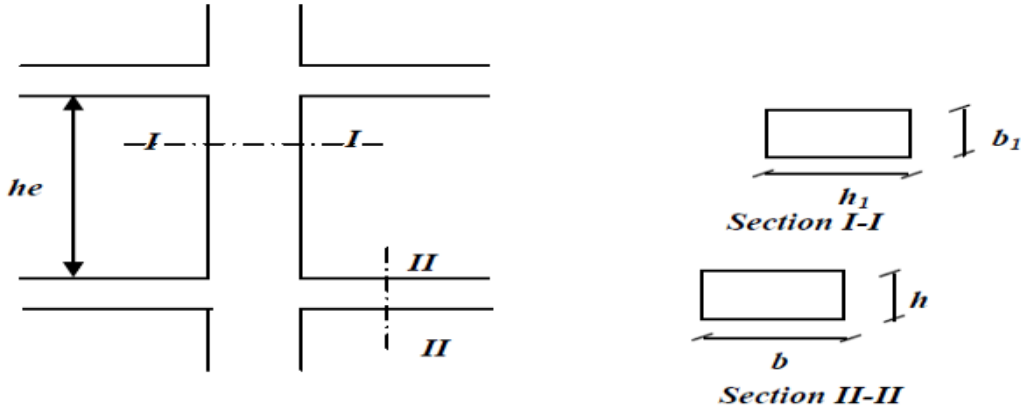



**Figure II.3 : Coffrage des poteaux.**

Le calcul s'effectuera pour le poteau le plus sollicité ayant la plus grande surface d'influence, on supposant que le béton reprend la totalité des charges, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$S \geq \frac{Ns}{\sigma bc}$$

Avec : $\boldsymbol{\sigma bc}$ : contrainte admissible de béton à la compression simple.

$\boldsymbol{\sigma bc}$ = $0.6fc28 = 15\ MPa$

Ns : effort de compression Ns = G + Q

S : section transversal du poteau.

σbc : contrainte limite de service du béton en compression.

### II.4.1. Détermination des charges et surcharges :

Il s'agit de déterminer la nature et l'intensité des différentes charges ou actions qui agissent sur la structure est en particulier sur l'un de ses éléments (plancher) tenant compte du document technique réglementaire en l'occurrence le **DTR BC.2.2** charges permanentes et charges d'exploitation.

### II.4.1.1. Charges permanentes « G» :

*Plancher terrasse (inaccessible) :*

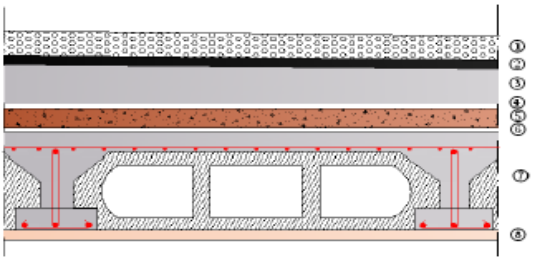


**Figure II.4 : Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible.**

| N | Eléments | épaisseurs (m) | Poids volumique ($kN/m^3$) | Poids ($kN/m^2$) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | **Couche de gravier roulé (15/25)** | 0.05 | 20 | 1 |
| 2 | **Etanchéité multi couche** | 0.02 | 6 | 0.12 |
| 3 | **Béton en forme de pente** | 0.06 | 22 | 1.32 |
| 4 | **Feuille de polyane (par vapeur)** | / | 1 | 0.01 |
| 5 | **Isolation thermique (liège)** | 0.04 | 4 | 0.16 |
| 6 | **Plancher en corps creux (16+4).** | 0.20 | / | 2.8 |
| 7 | **Enduit de plâtre** | 0.02 | 10 | 0.2 |
| | Charge permanente totale Gt | | | $\sum = 5.61$ |

**Tab II.2 : évaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible.**

### 1) Plancher étage courant :

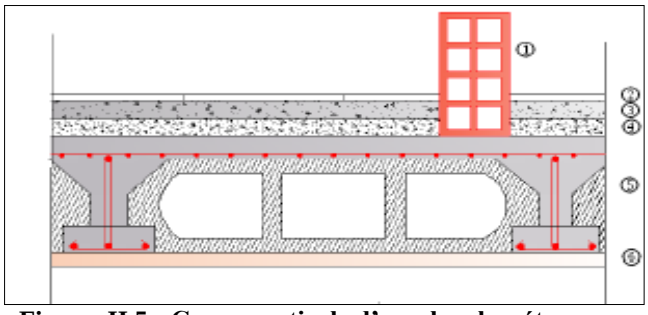


**Figure. II.5 : Coupe verticale d'un plancher étage courant.**

| N° | Désignation | Epaisseur (m) | Poids volumique ($KN/m^3$) | G ($KN/m^2$) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Cloison en brique creuses (y compris l'enduit plâtre) | 0,1+0,04 | / | 1.3 |
| 2 | Revêtements en carrelage | 0,02 | / | 0,4 |
| 3 | Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,4 |
| 4 | Couche de sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| 5 | Plancher en corps creux | 0,2 | / | 2,8 |
| 6 | Enduit en plâtre | 0,02 | 10 | 0,2 |
| | | $G_{total}$ = 5,46 $KN/m^2$ | | |

**Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments plancher d'un étage courant.**

## 2) Maçonnerie :

- **Murs extérieurs :**
-

| Désignation des éléments | Epaisseurs (m) | Poids volumiques ($KN/m^3$) | Poids ($KN/m^2$) |
|---|---|---|---|
| Enduit en plâtre | 0.02 | 10 | 0.2 |
| Lame d'air | 0.05 | 0,00 | 0,00 |
| Maçonnerie | 0.10x2 | 9 | 1.8 |
| Enduit de ciment | 0.02 | 18 | 0,27 |
| Totale | | | $\sum$ = 2,27 |

**Tableau II.4 : Charges revenants aux murs extérieurs.**

- **Murs intérieurs :**

| Eléments | Epaisseur (m) | Masse volumique ($KN/m^3$) | La charge($KN/m^2$) |
|---|---|---|---|
| Enduit plâtre | 0,04 | 10 | 0,4 |
| Maçonnerie | 0,1 | 9 | 0,9 |
| | | Charge permanente totale. | Gt = 1,3 |

**Tableau II.5 : Charges revenants aux murs intérieurs.**

## Acrotère :

La charge permanente de l'acrotère est calculée comme suit :

G = $\rho$ x S x 1ml

$S = (50 \, x \, 10) + (10^2)$

$S = 578.72$

**S = 0, 06 m²**

G = 25 x 0, 06 = 1, KN/ml ⟶ G = 1, 50 KN/ml

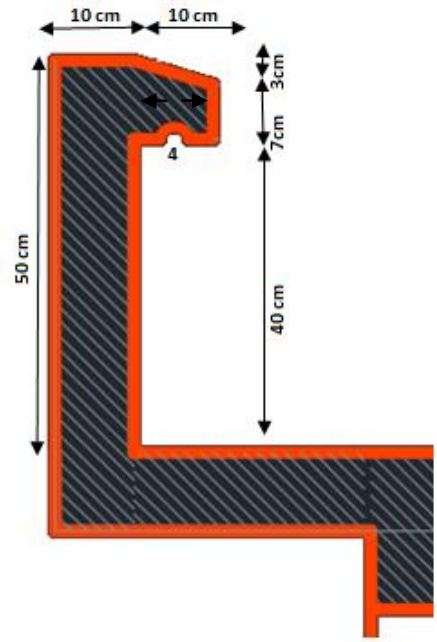



**Figure. II.6 : dimension de l'acrotère**

## II.4.1.2. Surcharges d'exploitation «Q».

| Elements | Surcharges Q KN/m² |
|---|---|
| Acrotère | 1 |
| Plancher terrasse inaccessible | 1 |
| Plancher étage courant à usage d'habitation | 1,5 |
| Plancher étage de service | 2,5 |
| Plancher RDC à usage commercial | 3,5 |
| Balcon en dalle pleine | 3,5 |
| Escalier | 2,5 |

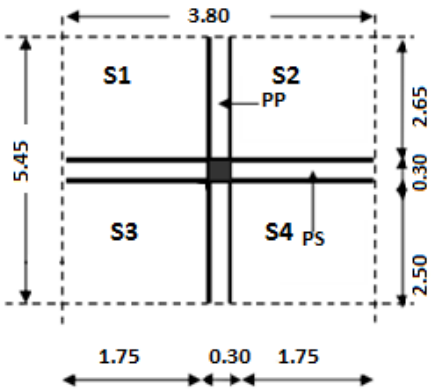
**Tableau. II.6 : Surcharges d'exploitations des différents éléments secondaires.**

## II.4.2. Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

- **Surface d'influence :**

S= $S_1+S_2+S_3+S_4$

Avec :




$S_1$= 2,65x1,75= 4.637 m²

$S_2$= $S_1$ = 4.637 m²

$S_3$=$S_4$= 2, 5x1, 75=4,375 m²

**S =18.025 m²**

**La surface brute est:**

**S= 5.45x3.8= 20.71 m²**

**$S_{brute}$ = 20.71 m²**

- **Poids propre des éléments :**
  - Poids du plancher : P = G x S
    - Plancher terrasse :
      P = 5,61 x 20,71 = 116.18 KN
    - Plancher étage :
      P = 5,46 x 20,71 = 113.08 KN
  - Poids des poutres :
    - Poutres principales :
      $P_p$ = 0,30 x0.40 x 5,6 x 25 = 16.8 KN
    - Poutres secondaires :
      $P_s$ = 0.30 x 0.30 x 3,8x 25 = 8,55 KN

**D'où le poids total : $P_{tot}$ = 25,35 KN**

  - Poids des poteaux :
    - Poteaux de RDC (commerce) :
      $P_{rdc}$ = 0.25 x 0.25 x 4.25 x 25= 6.64 KN
    - Poteaux étage de service:
      $P_{e.s}$ = 0.25 x 0.25 x 3.23 x 25 = 5.05 KN
    - Poteaux étages courant :
      $P_c$ = 0.25 x 0.25 x 3.06 x 25 = 4.78 KN
- **Surcharge d'exploitations :**
  - Plancher terrasse : $Q_0$ = 1 x 20.71 = 20.71 KN
  - Plancher RDC, étage de service et étage courant :
    $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \ldots = Q_8$ = 1.5 x 20.71 = 31.065 KN

## II.4.3. Loi de dégression de charge en fonction de nombre d'étage :

- **Définition de la descente de charge :**

Notre ouvrage est composé de 8 étages ($n \geq 5$), Les règles de BAEL 91 ainsi que le document technique réglementaire **DTR BC 2-2** nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers :

**(DTR BC 2-2/6-1)**.

$\Sigma_0 = Q_0$

$\Sigma 1 = Q_0 + Q_1$

$\Sigma 2 = Q_0 + 0.95\ (Q_1 + Q_2)$

$\Sigma 3 = Q_0 + 090\ (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

$\Sigma 4 = Q_0 + 0.85\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

$\Sigma n = Q0 + [(3+n)/2n]\ (Q_1 + Q_2 + \ldots + Q_n)$ pour $n \geq 5$.

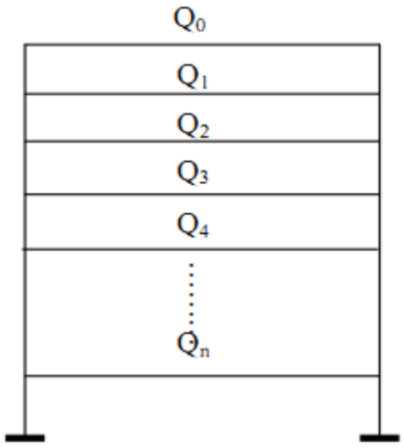



**Figure. II.7 : Loi de dégression des charges**

| n | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Niveau | $8^{eme}$ | $7^{eme}$ | $6^{eme}$ | $5^{eme}$ | $4^{eme}$ | $3^{eme}$ | $2^{eme}$ | $1^{ere}$ | RDC |
| Coeff | 1 | 1 | 0.95 | 0.90 | 0.85 | 0.8 | 0.75 | 0.714 | 0.687 |

**Tableau II.7 : Coefficients de dégression des surcharges en fonction des niveaux.**

- **Surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges :**

$8^{eme} = Q_0 = 20.71$ KN

$7^{eme} = Q_0 + Q_1 = 20.71 + 31.065 = 51.775$ KN

$6^{eme} = Q_0 + 0.95\ (Q_1 + Q_2) = 20.71 + 0.95\ (2x31.065) = 97.734$ KN

$5^{eme} = Q_0 + 0.90\ (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 20.71 + 0.90\ (3x31.065) = 104.586$ KN

$4^{eme} = Q_0 + 0.85\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 20.71 + 0.85\ (4x31.065) = 126.331$ KN

$3^{eme} = Q_0 + 0.80\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 20.71 + 0.80\ (5x31.065) = 144.97$ KN

$2^{eme} = Q_0 + 0.75\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 20.71 + 0.75\ (6x31.065) = 160.503$ KN

$1^{er} = Q_0 + 0.714\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 20.71 + 0.714\ (7x31.065) = 175.973$KN

$RDC = Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 20.71 + (8x31.065) = 269.230$ KN

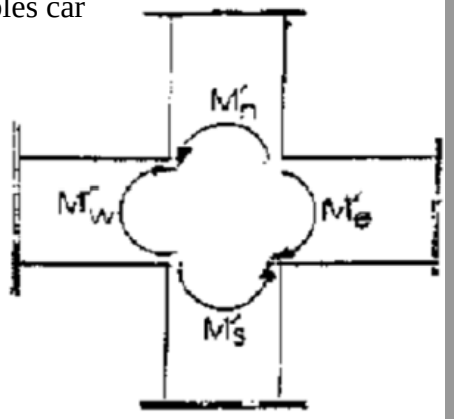
## II.4.4. Descente de charges

| Niv | Charges permanentes G (KN) | | | | | Surcharges (KN) | | N (KN) | Section (cm²) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | plancher | poutres | poteaux | $G_{tot}$ | $G_{cum}$ | Q | $Q_{cum}$ | $N=G_c+Q_c$ | $S \geq N/0.6f_{c28}$ | adopté |
| 8 | 116,39 | 25,35 | 4,78 | 146,5 | 146,5 | 21,71 | 21,710 | 168,21 | 112,14 | 35x35 |
| 7 | 113,08 | 25,35 | 4,78 | 143,21 | 289,71 | 31,065 | 51,775 | 341,485 | 227,65 | 35x35 |
| 6 | 113,08 | 25,35 | 4,78 | 143,21 | 432,92 | 31,065 | 97,734 | 530,654 | 353,77 | 35x35 |
| 5 | 113,08 | 25,35 | 4,78 | 143,21 | 576,13 | 31,065 | 104,586 | 680,716 | 453,81 | 40x40 |
| 4 | 113,08 | 25,35 | 4,78 | 143,21 | 719,34 | 31,065 | 126,331 | 845,671 | 563,78 | 40x40 |
| 3 | 113,08 | 25,35 | 4,78 | 143,21 | 862,55 | 31,065 | 144,970 | 1007,52 | 671,68 | 40x40 |
| 2 | 113,08 | 25,35 | 4,78 | 143,21 | 1005,76 | 31,065 | 160,503 | 1166,263 | 777,51 | 40x40 |
| 1 | 113,08 | 25,35 | 5,05 | 143 ,48 | 1149,24 | 31,065 | 175,973 | 1325,213 | 883,47 | 45x45 |
| RDC | 113,08 | 25,35 | 6,64 | 145,07 | 1294,31 | 31,065 | 269,230 | 1563,54 | 1042,36 | 45x45 |

**Tableau II.8 : Résumé des sections obtenues par la descente de charges.**

## II.4.5. Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant

Les sections données par le calcul de la descente de charges sont faibles car le RPA exige pour la zone IIa une section minimale de 25x25 cm2.




- ✓ **L'article 7.6.2 du RPA 99/2003** relatif à la rotule plastique utilise les moments résistants des poutres à des poteaux arrivant aux nœuds.

$$|Mn| + |Ms| \geq 1,25\ (|Mw|+|Me|)$$

$$|M'n|+|M's| \geq 1,25\ (|M'w|+|M'e|)$$

Tel que :

**Mn et Ms** : sont les moments fléchissant résistants dans les poteaux.

**Me et Mw** : sont les moments fléchissant dans les poutres.

On utilise cette relation en sachant que les moments résultants ne sont pas encore connus car en effet, les moments résultants sont calculés pour une section de béton armé, or à ce niveau de calcul, on ne connaît pas encore l'acier nécessaire alors on fait abstraction des aciers pour le béton et on fait une analogie entre le moment et l'inertie, autrement dit on a :

$$s = \frac{M}{I} V \Rightarrow M = \frac{\sigma I}{V}$$

On remplace :

$$\frac{\sigma \text{ x Is poteau}}{v} + \frac{\sigma \text{ x In poteau}}{v} \geq 1,25\ \left(\frac{\sigma \text{ x Ie poutre}}{v} + \frac{\sigma \text{ x Iw poutre}}{v}\right)$$

$$s \text{ x } Is_{Poteau} + s \text{ x } In_{Poteau} \geq 1,25\ (sx\ Ie_{poute} + sx\ Iw_{poutre})$$

$$2I_{poteau} \geq 1,25\ (2I_{poutre}) \Longrightarrow \quad I_{poteau} \geq 1,25\ I_{poutre}$$

On a la section de la poutre principale qui est de 30x50 cm2.

$$I_{poutre} = \frac{0.30\ x\ 0.45^3}{12} = 2,278.10^{-3}\ m^4.$$

Pour les poteaux qui sont de section carré:

$I_{poteau} = \frac{a^4}{12} \geq 1{,}25(2{,}278.10^{-3}) = 2.84.10^{-3} \longrightarrow a \geq \sqrt[4]{12x2.848.10^{-3}}$

$a \geq 0{,}43$ m.

On prend : **a = 45cm**

On adopte pour les poteaux les sections suivantes :

| Etages | Sections en cm² |
|---|---|
| RDC, 1er service | 45x45 |
| 2eme, 3eme, 4eme, 5eme | 40x40 |
| 6eme, 7eme, 8eme | 35x35 |

**Tableau II.9 : Les sections des poteaux adoptées.**

## II.4.6. Vérifications des sections des poteaux (ART.7.4/RPA99ver2003).

1. Poteaux 45x45 (RDC) :

- ✓ Min (45; 45) ≥ 30cm …….. vérifié.
- ✓ Min (45; 45) ≥ $h_e$/20 =21.25 cm …… vérifié. Avec ($h_e$= 4.25m)
- ✓ 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 …… vérifié.

2. Poteaux 45x45 (service) :

- ✓ Min (45 ; 45) ≥ 30cm …….. vérifié.
- ✓ Min (45 ; 45) ≥ $h_e$/20 =16.15 cm …… vérifié. Avec ($h_e$= 3.23m)
- ✓ 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 …… vérifié.

3. Poteaux 40x40 :

- ✓ Min (40 ; 40) ≥ 30cm …….. vérifié.
- ✓ Min (40 ; 40) ≥ $h_e$/20 =15.3 cm …… vérifié. Avec ($h_e$= 3.06m)
- ✓ 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 …… vérifié.

4. Poteaux 35x35 :

- ✓ Min (35 ; 35) ≥ 30cm …….. vérifié.
- ✓ Min (35 ; 35) ≥ $h_e$/20 =15.3 cm …… vérifié. Avec ($h_e$= 3.06 m)
- ✓ 1/4 ≤ b/h ≤ 4 avec b/h = 1 …… vérifié.

### Conclusion

Les conditions de RPA sont vérifiées, toutes les sections sont admissibles.

## II.4.5. Vérifications au flambement

Le flambement est une déformation latérale d'une pièce travaillant en compression. Le calcul des poteaux aux flambements, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{Lf}{i} \leq 50 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(1).$$

Avec :

**λ** : élancement du poteau……... (2).

**$L_f$** : Longueur de flambement ($L_f$ = 0.7 I0)…… (3)

**i** : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \frac{B}{\sqrt{12}}$……. (4)

**A** : Section transversale du poteau (**A** = $\boldsymbol{b} \times \boldsymbol{h}$)……(5)

**$L_0$** : Longueur libre du poteau.

En remplaçant (2), (3), (4), (5) dans (1) et on aboutira à :

$$\lambda = \frac{2{,}42}{b} L_0$$

| Condition | Etages | Poteaux | $L_0$ (m) | b (m) | λ | vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $\lambda = \frac{2{,}42}{b} L_0$ | RDC | 45 x 45 | 4,05 | 0,45 | 21,78 | ✓ |
| $\lambda = \frac{2{,}42}{b} L_0$ | 1er étage (service) | 45 x 45 | 3,03 | 0,45 | 16,29 | ✓ |
| $\lambda = \frac{2{,}42}{b} L_0$ | 2eme, 3eme, 4eme,5eme | 40 x 40 | 2,86 | 0,40 | 17,303 | ✓ |
| $\lambda = \frac{2{,}42}{b} L_0$ | 6eme, 7eme, 8eme | 35 x 35 | 2,86 | 0,35 | 19,775 | ✓ |

**Tableau II.10 : Vérification au flambement.**

- **Conclusion**

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

## II.4.7. Récapitulatif des pré-dimensionnement

| **Hauteur du plancher en corps creux** | | **$h_t$ = 20 cm (16+4)** |
|---|---|---|
| **Epaisseur des voiles** | RDC | 25 cm |
| | 1er étage service, étages habitation | 20 cm |
| **Sections des poutres** | Poutres principales | (30 x 40) cm |
| | Poutres secondaires | (30 x 30) cm |
| **Sections des poteaux** | RDC, 1er étage service | (45x 45) cm |
| | 2eme, 3eme, 4eme, 5eme | (40 x 40) cm |
| | 6eme, 7eme, 8eme | (35 x 35) cm |

**Tableau II.11 : Récapitulatif des pré-dimensionnement.**

# CHAPITRE III
# CALCULS DES ELEMENTS

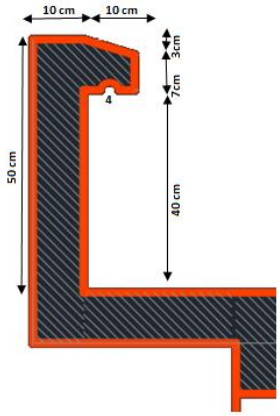
# III.1. ACROTERE

## III.1.1. Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée de vent. La forme de pente de l'acrotère sert à la protection contre l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est réalisé en béton armé assimile à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre **G** donnant un effort normal **N** et une charge d'exploitation horizontale **(Q = 1 [KN/ml])** non pondérée due à l'application de la main courante qui engendre un moment de flexion dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et à L'ELS pour une bande de 1[m] de largeur.

## III.1.2. Caractéristiques géométriques de l'acrotère :




La hauteur : h = 50 cm.
L'épaisseur : $h_0$ =10 cm.
L'enrobage : c = c'= 3cm.
La surface : S = 0,06 cm².

*III.1.3 Calcul des sollicitations* ;

- **Le chargement ;**

Poids propre de l'acrotère ; G = ρ x S

P : La masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25\ x\ [(50\ x\ 10\ ) + (\ 10^2)]$$

G = 25 x 0, 06 = 1, 50 KN/ml ⟶ G = 1, 50 KN/ml

Surcharge d'exploitation horizontale; **Q = 1 [KN/ml]**

- **Sollicitations :**

Efforts normal dû au poids propre **: N = G x 1 = 1,50 [KN/ml]**
Efforts tranchant : **T = Q x 1 = 1 [KN/ml]**
Moment de renversement M dû à Q : **M = QxHx1 = 1x0, 5x1 = 0 ,5 [KN.m].**

- **Schéma statique :**

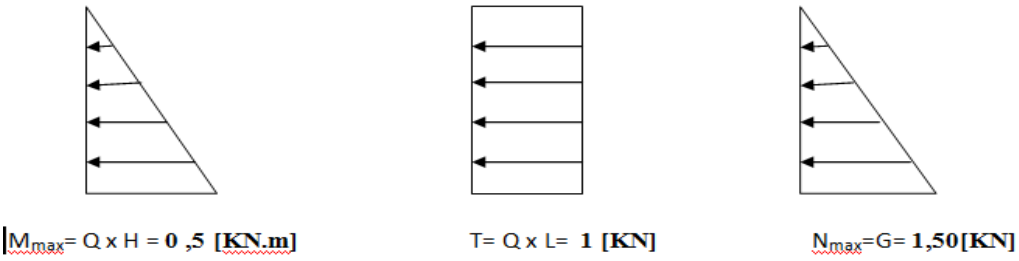



**Figure III.1.1. Diagramme des sollicitations**

### III.1.4. Les combinaisons de charges :

**ELU** : 1,35G+1,5Q

$$\begin{cases} N_u = 1{,}35N = 1{,}957 \text{ KN} \\ T_u = 1{,}5\ T = 1\ ,5 \text{ KN} \\ M_u = 1,\ 5\ M = 0,\ 75 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**ELS**: G+Q

$$\begin{cases} N_S = N = 1,\ 50 \text{ KN} \\ T_S = T = 1 \text{ KN} \\ M_S = M = 0,\ 5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### III.1.5. Ferraillage :

Il consiste en l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous (**Nu**) et (**Mu**), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous (**Ns**) et (**Ms**).

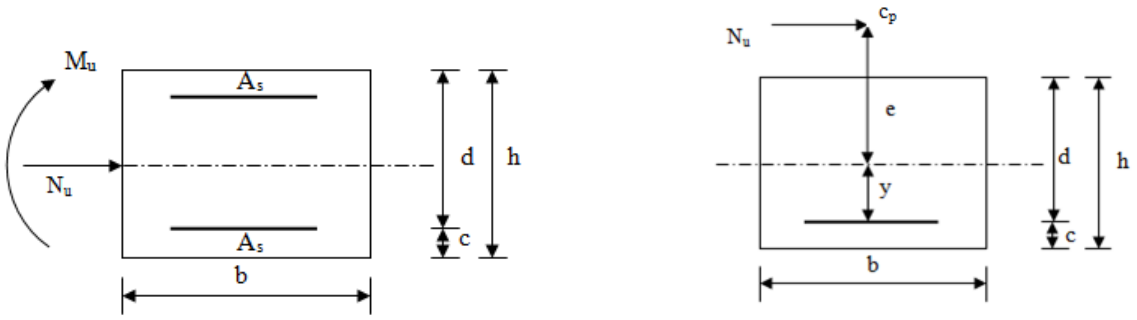



**Figure.III.1.2 :** Section soumise à une flexion composée.

Avec :

h = 10 cm; Epaisseur de la section.
b = 100 cm; Largeur de la section.
c = c' = 3 cm; La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.
d = h – c = 10 – 3 = 7 cm ; La hauteur utile.

### III.1.6. Calcul à l'ELU :

**a) Calcul de l'excentricité ;**

$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0{,}75}{1{,}957} = 0{,}383m = 38{,}3\ cm$

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

$\Longrightarrow \quad e_u = 38{,}3\text{cm} > {}^{h}/_{2} - c = 2cm$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).

**b) Calcul en flexion simple ;**

Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = N_u\left[e_u + \left(\frac{h}{2}\right) - c\right] = 1{,}957\left[0{,}383 + \left(\frac{0{,}1}{2}\right) - 0{,}03\right] = 0{,}789 \text{ KN.m}$$

Moment réduit:

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{1{,}5} = 14{,}2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 * f_{bc}} = \frac{0{,}789x10^3}{100x7^2x14{,}2} = 0{,}0113 < \mu_r = 0{,}392 \text{( section simplement armée)}$$

D'après le tableau: $\mu_u$= 0.0113 ⟶ β= 0,99435

Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$ ⟶ Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$$A_f = \frac{0{,}75\ x\ 10^6}{0{,}99435x348x70} = 0{,}31cm^2.$$

**c) Calcul en flexion composée**

La section des armatures réelles :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0{,}309 - \frac{1{,}957}{34{,}8} = 0{,}25cm^2$$

**$A_{st}$ = 0,25cm²** **$A_{sc}$ = 0** ⟶ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

## III.1.7. Vérification à l'ELU

**1. Condition de non fragilité (Art: A.4.2.1, BAEL91/modifiées 99)**

$$\rho \geq 0{,}23\frac{f_{tj}}{f_e} \qquad \text{Avec} \quad \rho = \frac{A_{min}}{bd}$$

$$A_{min} = 0{,}23\ x\ bd\ x\ \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28}$= 0,6+0,06$f_{c28}$ = 2,1 MPa. $f_e$= 400MPa

$$A_{min} = 0{,}23 \text{ x } 100 \text{ x } 7 \text{ x } \frac{2{,}1}{400} = 0{,}845\text{cm}^2$$

On à : $A_{min}$= 0,845cm² > $A_{st}$ = 0,25cm² ⟶ la condition n'est pas vérifiée.

**Conclusion**

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieure à celles calculées à l'ELU, donc nous

$A_{SC} = A_{min} = 0{,}845cm^2/ml$.

Soit $A_{sc} = 3\emptyset 8 = 1{,}51cm^2$, avec un espacement $S_t$=25cm

Les armatures de répartition :

$A_r = A/4 = 1{,}51/4 = 0{,}38cm^2$.

Soit : $3\emptyset 8 = 1{,}51cm^2$, avec un espacement $S_t$=33cm.

**2. Vérification au cisaillement (BAEL91/Modifié99 Art. A.5.1)**

On doit vérifier $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec} \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{1{,}5x10^3}{1000x70} = 0{,}021MPa \qquad (V_u = T_u) \\ \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}15f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa\right\} = \min\left\{\frac{0{,}15x25}{1}, 4MPa\right\} = 2{,}5MPa \end{cases}$$

⟹ **Condition vérifiée** .

- Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement ⟹ les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement).

**3. Vérification de l'adhérence des barres (Art. A6.1.3. BAEL/modéfié99)**

On doit vérifier : $\tau_s \leq \bar{\tau}_s$

$$\text{Avec} \begin{cases} \tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9d\sum U_i} \\ \bar{\tau}_s = 0{,}6\psi^2{}_s f_{t28} \end{cases}$$

Avec : $\sum U_i$ Somme des périmètres utiles des barres.

$\psi_s$ Coefficient de scellement = 1,5(acier de haute adhérence).

$\sum U_i = n\pi\phi = 3\ x\ 3{,}14\ x\ 8 = 75{,}36mm$

$$\begin{cases} \tau_s = \frac{1{,}5\ x\ 10^3}{0{,}9\ x\ 70\ x\ 75{,}36} = 0{,}32MPa \\ \bar{\tau}_s = 1{,}5\ x\ 2{,}1 = 2{,}84MPa \end{cases} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

**4. Ancrage des barres (Art .A6.1 ,21 BAEL91/modifié99)**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « $L_s$».

$$L_s = \frac{\emptyset\ x\ f_e}{4\tau_{su}} = \frac{0{,}8\ x\ 400}{4\ x\ 2{,}84} = 28{,}17\ cm.$$

**On optera pour : $L_s$= 30 cm**

## III.1.8.Vérification à l'ELS

**1. <u>Contrainte dans les aciers</u>**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$\sigma_{st} = min\left\{\frac{2}{3}f_e, \max(0{,}5f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})\right\}$ ⟶ (Art A.4.5.33 BAEL 91/modifié99).

$\eta$= 1,6 Fissuration préjudiciable, (acier HA) $\phi \geq 6\ mm$

$\sigma_{st} = \bar{m}in\ \left\{\frac{2}{3}x\ 400, \max(0{,}5\ x\ 400; 110\sqrt{1{,}6\ x\ 2{,}1})\right\}$

$\sigma_{st} = \bar{m}in\ \{266{,}6, \max(200; 201{,}63)\}\ \Rightarrow\ \sigma_{st} = 201{,}63MPa.$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}}$$

On à $\rho_1 = \frac{100A}{bd} = \frac{100\ x\ 1{,}51}{100\ x\ 7} = 0{,}287$

De l'abaque en tire les valeurs de : $\beta_1 = 0{,}9155\ \ et$ $k_1$= 44,17

$$\sigma_{st} = \frac{0{,}5}{0{,}9155\ x\ 70\ x\ 1{,}51\ x\ 10^2} = 38{,}82MPa$$

$\sigma_{st} = 38{,}82MPa < \sigma_{st} = 201{,}63MPa$……**condition vérifiée.**

**2. <u>Condition dans le béton</u>**

$\sigma_{bc} = 0{,}6\ x\ f_{c28} = 0{,}6\ x\ 25 = 15MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{38{,}82}{44{,}17} = 0{,}88MPa$

$\sigma_{bc} = 0{,}88MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ ……**condition vérifiée.**

**3. <u>Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis</u>**

$V_u \leq \frac{0{,}4f_{c28}0{,}9bd}{\gamma_b} = \frac{0{,}4*25\ x\ 0{,}9\ x\ 1000\ x\ 70}{1{,}5}\ x\ 10^{-3} = 420KN$

On à $V_u$= 1,5 KN < 420KN……..**condition vérifiée.**

## III.1.9.Vérification de l'acrotère au séisme *(Art 6.2.3 / RPA 99)*

Le RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques à l'aide de la formule suivante :

$$\boxed{F_p = 4AC_PW_P}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. Dans notre cas : **A = 0.15** (Zone IIa, groupe d'usage 2)

- **Cp :** Facteur des forces horizontales pour les éléments en console ⟶ **Cp = 0.8**Wp
- **wp :** poids de l'élément ⟶ **wp = 1,5 KN/ml**

$F_p = 4\ x\ 0{,}15\ x\ 0{,}8\ x\ 1{,}45 = 0{,}696\ KN$

$F_p = 0{,}72KN < Q = 1KN/ml$ ……**condition vérifiée.**

**Conclusion**

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile, d'où le ferraillage adopté précédemment conviendra.

- **Armatures principales :** 3Ø8 = 1,51 cm² avec un espacement de 25cm.
- **Armatures de répartition :** 3Ø8 = 1,51 cm² avec un espacement de 25cm.

# III.2. PLANCHER

## III.2. Calcul des planchers en corps creux

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

## III.2.1. Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé (TLE 520) ayant pour but de :

***** Limiter les risques de fissurations par retrait.
***** Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
***** Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Le treillis soudé doit satisfaire les conditions suivantes : (BAEL91 B.6.8, 423) :

- Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

***** 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles (nervures).

***** 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

- **Armatures perpendiculaire aux poutrelles**

$$A_{\perp} \geq \frac{4\ x\ L}{f_e}$$

Avec :$A_{\perp}$ : la section des armatures perpendiculaire aux poutrelles.

$f_e$ : Limite d'élasticité de l'acier utilise en MPa.

L : distance entre axes des poutrelles en cm.

$A_{\perp} \geq \frac{4x65}{520} = 0{,}5cm^2/ml$

Soit $A_{\perp} = 4HA5 = 0{,}79\ cm^2/ml$ $avec$ $S_t$= 25 cm

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

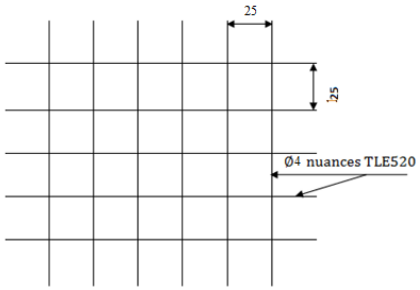
$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Avec : $A_{\parallel}$ La section des armatures perpendicularités aux poutrelles.

$A_{\parallel} \geq \frac{0{,}79}{2} = 0{,}395$ cm²/ml.

Soit ; $A_{\parallel}$ =4HA5 = 0,79cm²/ml avec $S_t$= 33cm.

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé de mailles **(4*250*4*250).**




**Treillis soudé de 25*25cm.**

### III.2.2. Poutrelles

**1. <u>Calcul avant coulage de la dalle de compression</u>**

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm² reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

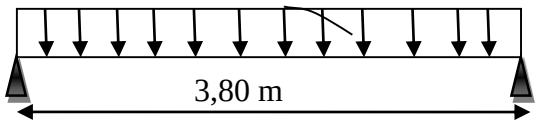
- Poids propre de la poutrelle : 0.12 x 0.04 x 25……0.12 kN/ml,
- Poids du corps creux : 0.65 x 0.95……...0.62 kN/ml,
- Surcharge due à l'ouvrier : **……**1.00 kN/ml,

Charge permanente : **G =0.74 kN/ml.**
Charge d'exploitation : **Q=1 kN/m**

**<u>Calcul à l'ELU</u>**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue).

$q_u$ = 1,35G + 1,5 Q = 1,35*0,74 + 1,5*1= 2,5KN/ml. $Q_u$= 2,5KN/ml




- **<u>Moment maximale</u>**

$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5\ x\ 3,8^2}{8} = 4,51 KNm.$

- **<u>L'effort tranchant :</u>**

$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5\ x\ 3,80}{2} = 4,75 KN$

- **<u>Ferraillage</u>**

Soit l'enrobage c = 2cm avec : b=12cm ; h=4cm ; d = h - c = 2cm.

$$\mu_u = \frac{M_U}{bdf_{bu}} = \frac{4,51*10^2}{12\ x\ 2^2\ x\ 1,42} = 6,62$$

$\mu_u$ = 6,62 >>> $\mu_1 = 0,392$ ⇒ La section est doublement armée.

Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

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

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

$M_l = \mu_1 . b . d^2 . f_{bu}$

$M_l$= 0,392 x120 x 20² x 14,2*10$^{-6}$ = 0,267

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

$$l_{max} = \sqrt{\frac{8M_l}{q_u}} \qquad l_{max} = \sqrt{\frac{8\ x\ 0,267}{2,5}} = 0,92m$$

Pour les travées de 3,80 m, en doit prévoir $\frac{3,80}{0,92} \approx 5$ pieds droits répartis comme suit :

Pour les travées de 3,50m, en doit prévoir $\frac{3,50}{0,92} \approx 4$ pieds droits répartis comme suit :

**2. <u>Calcul après le coulage de la dalle de compression</u>**

La poutrelle sera considérée comme une poutre de section en **Té** reposant sur plusieurs appuis, les charges et les surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

- **<u>Dimensionnement et choix de la méthode de calcul :</u>**

  Selon le **B.A.E.L/Art A.4.1 ,3** la largeur du hourdis à prendre en compte de chaque coté d'une poutrelle à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci après :

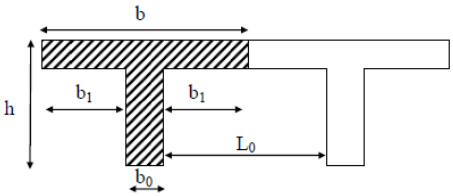
$$b_1 \leq \min\left\{\frac{L}{10}; \frac{L_0}{2}\right\}$$

L : Distance de la plus grande travée : L= 560cm.

$L_0$ : Distance entre deux poutrelles.

$L_0$ = 65 – 12 = 53 cm.

$b_0$= 12cm




D'où $b_1 \leq \min\left\{\frac{380}{10}; \frac{53}{2}\right\}$

$b_1 = 26,5cm \Longrightarrow$ b = $2b_1$+ $b_0$= 2(26,5) +12 = 65cm

- **<u>Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants</u>**

La détermination des moments se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des 3moments.
- Méthode de Caquot.

**a) <u>Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire</u>**

1) La valeur de la surcharge d'exploitation respecte les conditions suivantes :

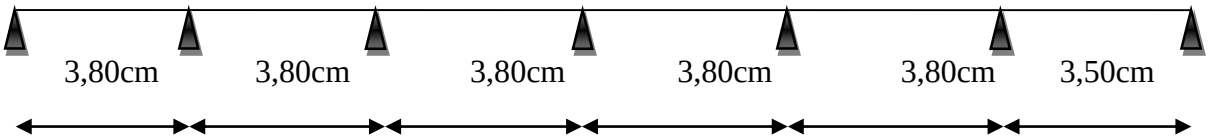
$$Q < \max(2G, 5KN)$$

- Plancher étage courant à usage d'habitation: G = 5,46 x 0,65=3,55 kN/ml :
  Q=1,5 x 0,65=0,975KN/ml
  Q=0,975KN/ml $< 2G = 7,1KN/ml$ ……**condition vérifiée.**
- Plancher terrasse inaccessible: G = 5,61 x 0,65=3,65 kN/ml ; Q= 1 x 065=0,65KN/ml
  Q= 0,65KN/ml < 2G= 7,3 KN/ml ……condition vérifiée.
- Plancher étage de service ; G = 5,46 x 0,65=3,55 kN/ml ; Q=2,5 x 0 ,65=1,625KN/ml.
  Q= 1,625KN/ml < 2G= 7,1 KN/ml ……**condition vérifiée**

- Plancher RDC à usage commercial : G = 5,46*0,65=3,55 kN/ml; Q= 3,5KN/ml
  Q=2,275KN/ml $< 2G = 7{,}1KN/ml$ ……**condition vérifi**

2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées.
   La même section transversale de poutre dans toutes les travées, donc les moments d'inerties sont les mêmes ……**condition vérifiée.**

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




**Application numériques :** $\mathbf{0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25}$

$\frac{3{,}80}{3{,}8} = 1$ ; $\frac{3{,}80}{3{,}50} = 1{,}086$ ……**condition vérifiée.**

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.
Toutes les conditions sont vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

**b) <u>Principe de la méthode forfaitaire</u>**

Le principe consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et aux appuis à partir des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment fléchissant M0 en travée, celle-ci est supposée isostatique de la même portée libre et soumise au même chargement que la travée considérée.

- **<u>Exposé de la méthode forfaitaire</u>**

- Le rapport (**α**) des charges d'exploitations à la somme des charges permanentes et d'exploitations en valeur non pondérées : $\boldsymbol{\alpha = \frac{Q}{G+Q}}$ …… $\alpha = 0 < \alpha < \frac{2}{3}$
- $\mathbf{M_0}$ : la valeur du moment max dans la travée indépendante : $\mathbf{M_0 = \frac{ql^2}{8}}$
- **l** : La longueur entre nus des appuis.
- $\mathbf{M_w}$ : la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.
- $\mathbf{M_e}$ : la valeur absolue du moment sur l'appui de droite.
- $\mathbf{M_t}$ : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- $\mathbf{M_t \geq max\{1.05\, M_0; (1 + 0.3 \propto) M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}}$
- $\mathbf{M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0}$ Dans une travée intermédiaire.
- $\mathbf{M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0}$ Dans une travée de rive.

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

**0.6 $M_0$** : pour une poutre à deux travées.

**0.5 $M_0$** : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

**0.4 $M_0$** : pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.

**0.3 $M_0$** : pour les appuis de rive semi encastrés.

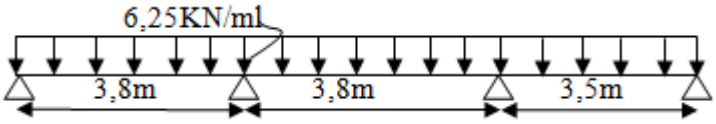
- **Application de la méthode**

On à la surcharge de RDC (Q=3,5KN/m²), et l'étage courant de service (Q=2,5KN/m²), et l'étage courant d'habitation (Q=1,5KN/m²). Donc on prend le cas le plus défavorable (Q= 3,5KN/m² ; G=5,46KN/m²).

## III.2.3. Calcul du plancher étage courant

### a. Calcul de la poutrelle à trois travées

$q_u$= (1,35G+1 ,5Q) x 0,65 = (1,35 x 5,46+1 ,5 x 1,5) x 0,65 = 6,25kN/ml.

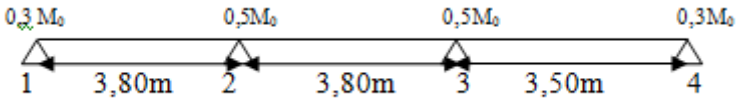



$$\alpha = \frac{1,5}{1,5 + 5,46} = 0,215$$

$M_{01} = M_{02} = \frac{6,25\ x\ 3,8^2}{8} = 11,28kN.m$

$M_{03} = \frac{6,25\ x\ 3,5^2}{8} = 9,57KN.m$

- **Calcul des moments sur appuis**




$M_1$= 0,3$M_{01}$ = 3, 38 KN.m

$M_2 = \max\{0,5(M_{01}, M_{02})\} = 5,64\ KN.m$

$M_3 = \max\{0,5(M_{02}, M_{03})\} = 5,64\ KN.m$

$M_4$= 0,3$M_{03}$ = 2, 87 KN.

- **Calcul des moments en travée**

(1+0,3$\alpha$) = 1,064 > 1,05 et $\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,632$

Travée de rive (1-2) :

Soit : $M_{t1.2} \geq 1{,}064M_{01} - \frac{M_1+M_2}{2} = 7{,}49KN.\mathbf{m}$

$M_{t1.2} \geq 0{,}632M_{01} = 7{,}12$ KN.m

$\Longrightarrow$ $M_{t1.2}$=7,49 KN.m

Travée intermédiaire 2-3

$M_{t2.3} \geq 1{,}064M_{02} - \frac{M_2+M_3}{2} = 6{,}36$ KN. m

$M_{t2.3} \geq 0{,}632M_{02} = 7{,}12$ KN.m

$\Longrightarrow$ $M_{t2.3}$=7,12 KN.m

Travée de rivé : 3-4

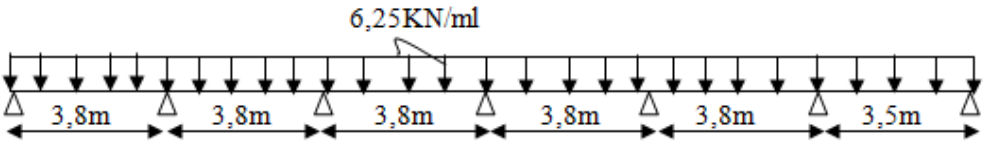
$M_{t3.4} \geq 1{,}064M_{03} - \frac{M_3+M_4}{2} = 5{,}92KN.m$

$M_{t2.3} \geq 0{,}632M_{03} = 6{,}05$ KN.m

$\Longrightarrow$ $M_{t3.4}$= 6,05KN.m

b. **Calcul de la poutrelle à six travées**

$q_u$= (1,35G+1 ,5Q) x 0,65 = (1,35 x 5,46+1 ,5 x 1,5) x 0,65 = 6,25kN/ml.

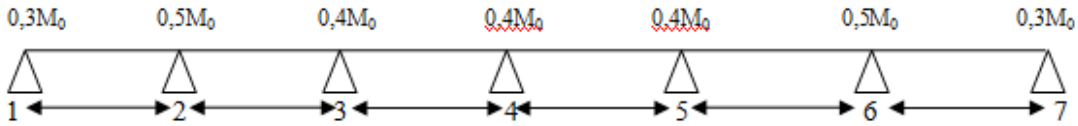



$$\alpha = \frac{1{,}5}{1{,}5 + 5{,}46} = 0{,}215$$

$M_{01}= M_{02} = M_{03} = M_{04} = M_{05} = \frac{6{,}25\ x\ 3{,}8^2}{8} = 11{,}28kN.m$

$M_{06} = \frac{6{,}25\ x\ 3{,}5^2}{8} = 9{,}57KN.m$

- **Calcul des moments sur appuis**




$M_1$= 0,3$M_{01}$ = 3, 38 KN.m

$M_2 = \max\{0{,}5(M_{01}, M_{02})\} = 5{,}64KN.m$

$M_3 = M_4 = M_5 = \max\{0{,}4(M_{02}, M_{03})\} = 4{,}51\ kN.m$

$M_6 = \max\{0{,}5(M_{05}, M_{06})\} = 5{,}64\ KN.m$

$M_7$ =-0,3$M_6$ = 2,87 KN.m

- **Calcul des moments en travée**

$(1+0,3\alpha) = 1,064 > 1,05$ et $\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,632$

Travée de rive (1-2)

Soit : $M_{t1.2} \geq 1,064M_{01} - \frac{M_1+M_2}{2} = 7,49$ KN.m

$M_{t1.2} \geq 0,632M_{01} = 7,13$ KN.m

$\Longrightarrow$ $M_{t1.2} = 7,49$ KN.m

Travée intermédiaire 2-3

$M_{t2.3} \geq 1,064M_{02} - \frac{M_2+M_3}{2} = 6,92$KN.m

$M_{t2.3} \geq 0,632M_{02} = 7,13$ KN.m

$\Longrightarrow$ $M_{t2.3} = 7,13$KN.m

Travée intermédiaire 3-4

$M_{t3.4} \geq 1,064M_{03} - \frac{M_3+M_4}{2} = 7,49$KN.m

$M_{t2.3} \geq 0,632M_{03} = 7,13$ KN.m

$\Longrightarrow$ $M_{t3.4} = 7,49$KN.m

Travée intermédiaire 4-5

$M_{t4.5} \geq 1,064M_{04} - \frac{M_4+M_5}{2} = 7,49$KN.m

$M_{t4.5} \geq 0,632M_{04} = 7,13$ KN.m

$\Longrightarrow$ $M_{t4.5} = 7,49$ KN.m

Travée intermédiaire 5-6

$M_{t5.6} \geq 1,064M_{05} - \frac{M_5+M_6}{2} = 6,92$KN.m

$M_{t5.6} \geq 0,632M_{05} = 7,13$ K

$\Longrightarrow$ $M_{t5.6} = 7,13$KN.m

Travée de rive 6-7

$M_{t6.7} \geq 1,064M_{06} - \frac{M_6+M_7}{2} = 5,93$KN.m

$M_{t6.7} \geq 0,632M_{06} = 6,05$ KN.m

$\Longrightarrow$ $M_{t6.7} = 6,05$KN.m

- **Calcul des efforts tranchants**

$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$ $T_e = T_w + qL$

| Travée | 1-2 | 2-3 | 3-4 | 4-5 | 5-6 | 6-7 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $M_w$ | 3,38 | 5,64 | 4,51 | 4,51 | 4,51 | 5,64 |
| $M_e$ | 5,64 | 4,51 | 4,51 | 4,51 | 5,64 | 2,87 |
| $T_w$ | -12,47 | -11,58 | -11,87 | -11,87 | -12,17 | -10,14 |
| $T_e$ | 11,28 | 12,17 | 11,88 | 11,88 | 11,58 | 11,73 |
| $M_t$ | 7,49 | 7,13 | 7,49 | 7,49 | 7,13 | 6,05 |

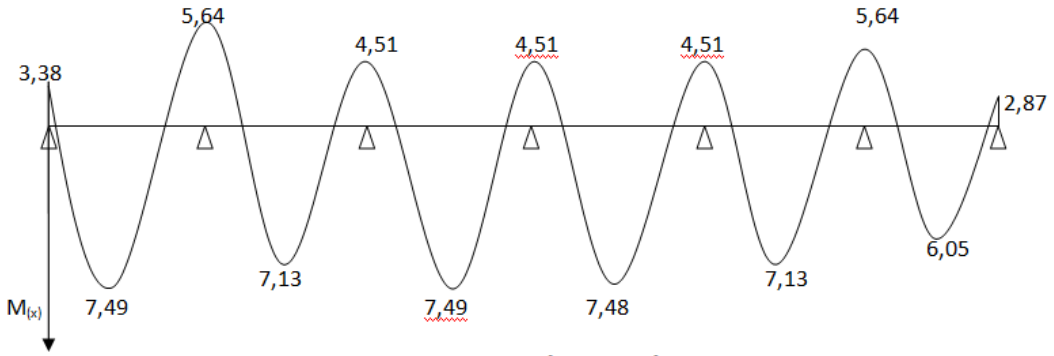



**Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en (KN.m)**

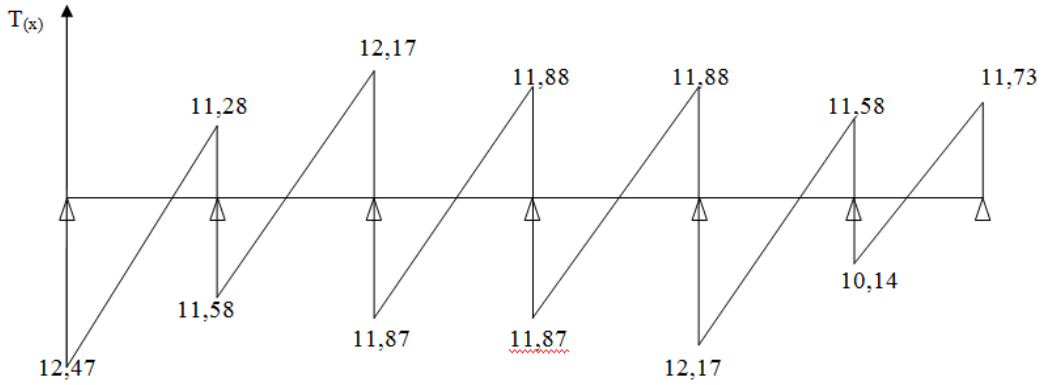
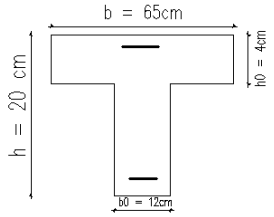



**Diagramme des Efforts tranchants à l'ELU en (KN)**

- **<u>Calcul des armatures longitudinales à L'ELU</u>**

Le ferraillage se fera à l'ELU avec les moments maximaux en travées et sur appuis.

**En travée :** $M^t_{max}$= 7,49 kN.m




- **<u>Position de l'axe neutre</u>**

Si $M^t_{max} \geq M_{tab}$ ⟹ l'axe neutre est dans la nervure

Si $M^t_{max} < M_{tab}$ ⟹ l'axe neutre est dans la table de compression

$M_{tab}$ : le moment équilibré par la table de compression.

$$M_{tab} = b*h_0*f_{bu} * \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0{,}65\ x\ 0{,}04\ x\ 14{,}2\ x\ 10^3 \left(0{,}18 - \frac{0{,}04}{2}\right) = 59{,}072\text{KN.m}$$

$M^t_{max}$= 7,49 kN.m < $M_{tab}$= 59,072KN.m

Donc nous aurons à calculer une section rectangulaire (b*h).

$$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{bd^2\ f_{bu}} = \frac{7{,}49\ x\ 10^2}{65\ x\ 18^2\ x\ 1{,}42} = 0{,}025 < 0{,}392 \quad \Rightarrow \text{ La section est simplement armée.}$$

De l'abaque des armatures : $\mu_b = 0{,}025 \Rightarrow \beta = 0{,}9875$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta * d * \sigma_s} = \frac{7{,}49\ x\ 10^2}{0{,}9875\ x\ 18\ x\ 34{,}8} = 1{,}21 cm^2$$

**Soit : 2HA10 = 1,57 cm².**

**Aux appuis : $M_a^{max}$ = 5,64 KN.m**

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{5,64 \times 10^2}{12 \times 18^2 \times 1,42} = 0,102 \text{ cm}^2$$

$\mu_b = 0,102 < 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,102 \Rightarrow \quad \beta = 0,946$$

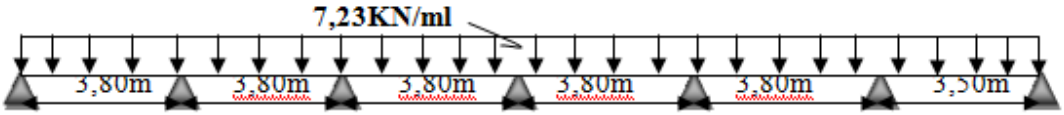
$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{5,64*10^2}{0,946 \ x \ 18 \ x \ 34,8} = 0,95cm^2$$

**Soit : 1HA10 = 1,13 cm²**

### III.2.4.Calcul du plancher étage service

**a. Calcul de la poutrelle**

$q_u$= (1,35G+1 ,5Q) x 0,65 = (1,35 x 5,46+1 ,5 x 2,5) x 0,65 = 7,23kN/ml.

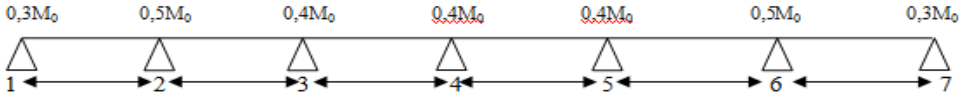



$$\alpha = \frac{2,5}{2,5 + 5,46} = 0,314$$

$M_{01}$= $M_{02}$ = $M_{03}$ = $M_{04}$ = $M_{05}$ = $\frac{8,2 \ x \ 3,8^2}{8} = 13,05kN.m$

$M_{06}$ = $\frac{8,2 \ x \ 3,5^2}{8} = 11,07kN.m$

- **<u>Calcul des moments sur appuis</u>**




$M_1$= 0,3$M_{01}$ = 3, 91 KN.m

$M_2$ = max$\{0,5(M_{01}, M_{02})\} = 6,52 \ KN.m$

$M_3$ = $M_4$ = $M_5$ = max$\{0,4(M_{02}, M_{03})\} = 5,22 \ kN.m$

$M_6$ = max$\{0,5(M_{05}, M_{06})\} = 6,52 \ KN.m$

$M_7$ =-0,3$M_6$ = 3, 32 KN.m

- **<u>Calcul des moments en travée</u>**

(1+0,3$\alpha$) = 1,094 > 1,05 et $\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,647$

<u>Travée de rive (1-2)</u>

Soit : $M_{t1.2} \geq 1,094M_{01} - \frac{M_1+M_2}{2} =$ 9,06KN. m

$M_{t1.2}$= 9,06KN.m $M_{t1.2} \geq 0,647$

$\Longrightarrow$ $M_{01}$ = 8,44 KN.m

Travée intermédiaire 2-3

$M_{t2.3} \geq 1{,}094M_{02} - \frac{M_2+M_3}{2} = 8{,}41KN.m$

$M_{t2.3} \geq 0{,}647M_{02} = 8{,}44$ KN.m

8,44KN.m

$\Longrightarrow$ $M_{t2.3}=$

Travée intermédiaire 3-

$M_{t3.4} \geq 1{,}094M_{03} - \frac{M_3+M_4}{2} = 9{,}06KN.m$

$M_{t2.3} \geq 0{,}647M_{03} = 8{,}44$ KN.m

$\Longrightarrow$ $M_{t3.4}$ = 9,06KN.m

Travée intermédiaire 4-

$M_{t4.5} \geq 1{,}094M_{04} - \frac{M_4+M_5}{2} = 9{,}06KN.m$

$M_{t4.5} \geq 0{,}647M_{04} = 8{,}44$ KN.m

$\Longrightarrow$ $M_{t4.5}$ = 9,06KN.m

Travée intermédiaire 5-6

$M_{t5.6} \geq 1{,}094M_{05} - \frac{M_5+M_6}{2} = 8{,}41KN.m$

$M_{t5.6} \geq 0{,}647M_{05} = 8{,}44$ KN.m

$\Longrightarrow$ $M_{t5.6}$ = 8,44KN.m

Travée de rive 6-7

$M_{t6.7} \geq 1{,}094M_{06} - \frac{M_6+M_7}{2} = 7{,}19KN.m$

$M_{t6.7} \geq 0{,}647M_{06} = 7{,}16$KN.m

$\Longrightarrow$ $M_{t6.7}$ = 7,19KN.m

- **Calcul des efforts tranchants**

$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2}$ $T_e = T_w + qL$

Avec : $T_w$, $T_e$ efforts tranchant sur appuis de gauche vers la droite respectivement.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchantsdans les différentes travées.

| Travée | 1-2 | 2-3 | 3-4 | 4-5 | 5-6 | 6-7 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $M_w$ | 3,91 | 6,52 | 5,22 | 5,22 | 5,22 | 6,52 |
| $M_e$ | 6,52 | 5,22 | 5,22 | 5,22 | 6,52 | 3,32 |
| $T_w$ | -14,42 | -13,39 | -13,74 | -13,74 | -14,08 | -11,74 |
| $T_e$ | 13,05 | 14,08 | 13,73 | 13,73 | 13,39 | 13,56 |
| $M_t$ | 9,06 | 8,44 | 9,06 | 9,06 | 8,44 | 7,19 |

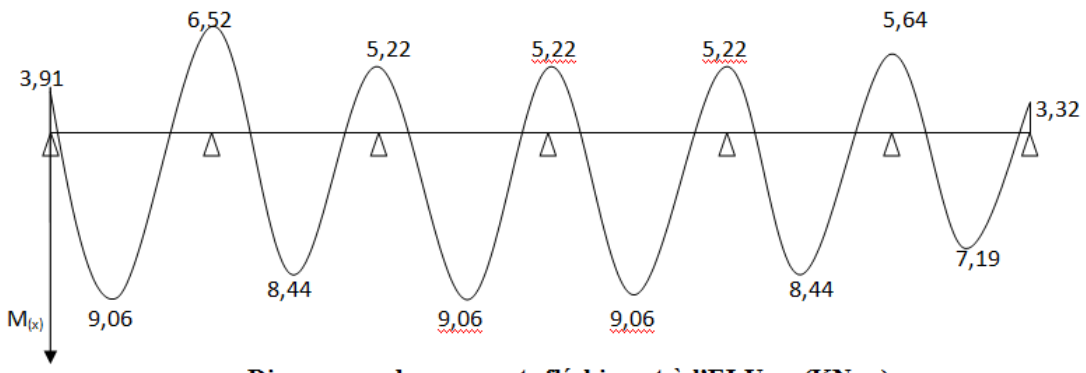



**Diagramme des moments fléchissant à l'ELU en (KN.m)**

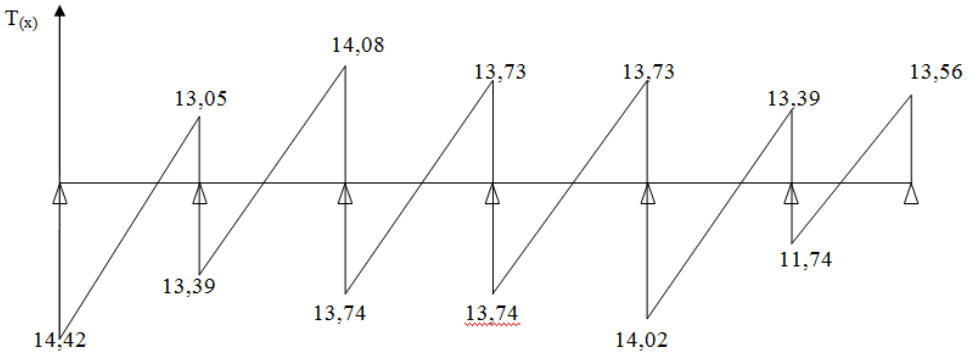
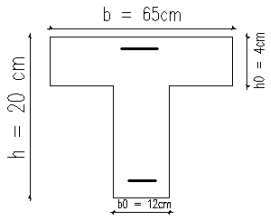



**Diagramme des Efforts tranchants à l'ELU en (KN)**

**b. Calcul des armatures longitudinales à L'ELU**

Le ferraillage se fera à l'ELU avec les moments maximaux en travées et sur appuis.




**En travée :** $M^t_{max}$= 9,06 kN.m

- **Position de l'axe neutre**

Si $M^t_{max} \geq M_{tab}$ ⟹ l'axe neutre est dans la nervure

Si $M^t_{max} < M_{tab}$ ⟹ l'axe neutre est dans la table de compression

$M_{tab}$ : le moment équilibré par la table de compression.

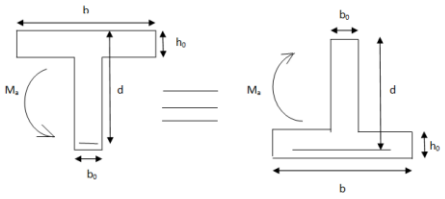
$$M_{tab} = b.h_0.f_{bu}.\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 0{,}65\ x\ 0{,}04\ x\ 14{,}2\ x\ 10^3\left(0{,}18 - \frac{0{,}04}{2}\right) = 59{,}072\text{KN.m}$$

$M^t_{max}$= 9, 06 kN.m < $M_{tab}$= 59,072KN.m

Donc nous aurons à calculer une section rectangulaire (b*h).

$$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{bd^2\ f_{bu}} = \frac{9{,}06\ x\ 10^2}{65\ x\ 18^2\ x\ 1{,}42} = 0{,}030 < 0{,}392 \quad \Rightarrow \text{ La section est simplement armée.}$$

De l'abaque des armatures : $\mu_b = 0{,}030 \Rightarrow \beta = 0{,}985$




$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{9{,}06\ x\ 10^2}{0{,}985\ x\ 18\ x\ 34{,}8} = 1{,}47cm^2$$

**Soit : 3HA12 = 2,36 cm².**

**Au appuis : $M_a^{max}$ = 6,52 KN.m**

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{6{,}52 \text{ x } 10^2}{12 \text{ x } 18^2 \text{ x } 1{,}42} = 0{,}12 \text{ cm}^2$$

$\mu_b = 0{,}12 < 0{,}392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0{,}12 \Rightarrow \beta = 0{,}994$$
$$A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{6{,}52\ x\ 10^2}{0{,}994\ x\ 18\ x\ 34{,}8} = 1{,}05cm^2$$

**Soit : 1HA10 = 1,13 cm².**

**c. <u>Vérification à l'ELU</u>**

- **<u>Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure (Art. A.5.3,2/BAEL91)</u>**

On doit vérifier : $\tau_u = \frac{V_t^{max} b_1}{1{,}8.d.b.h_0} \leq \bar{\tau}_u$ avec $\bar{\tau}_u = min\left\{0{,}2\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right\} = 3{,}33MPa$

$$\tau_u = \frac{V_t^{max}(b - b_0)}{1{,}8\,.\,d.\,b.\,h_0} = \frac{14{,}08\ x\ 10^3\ x(650 - 120)}{1{,}8\ x\ 180x650x\ 40} = 0{,}89MPa$$

$\tau_u = 0{,}89MPa < \tau_u = 3{,}33MPa$ ……**Condition vérifiée**

- **<u>Armatures transversales</u>**

$$\emptyset \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset\right\}$$
$$\emptyset \leq \min\left\{\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; \mathbf{10}\right\} = 5{,}71\text{mm}$$

Soit : $\emptyset = \mathbf{0,55}\boldsymbol{cm}$

$A_t = \frac{2.\pi.\emptyset^2}{4} = \frac{2x\ 3{,}14\ x\ 0{,}55^2}{4} = 0{,}47cm^2$ , Donc $A_t$= 2Ø6 = 0,57cm²

- **<u>Espacement des armatures transversales</u>**

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

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \frac{A_t.09f_e}{(\tau_u - 0{,}3f_{t28})b_0\gamma_s} = \frac{0{,}57\ x\ 0{,}9\ x\ 400}{(0{,}89 - 0{,}3\ x\ 2{,}1)\ x\ 12\ x\ 1{,}15} = 57{,}19\text{cm}$$

St ≤ min (16,2; 39,48) =16.2

**On opte pour St=15cm**

- **Condition de non fragilité (Art A.4.2 /BAEL91)**
- On doit vérifier la condition suivante : $A_{adopté} \geq A_{min} = 0{,}23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$

**En travée :**

$A_{min}$ =0,23.b.d.$\frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23x65x18x0{,}21}{40} = 1{,}41cm^2$

$A = 2{,}36cm^2 > A_{min} = 1{,}41cm^2$……**Condition vérifiée.**

**Aux appuis :**

$A_{min}$ =0, 23.b0.d.$\frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23x12x18x0{,}21}{40} = 0{,}26cm^2$

$A = 1{,}13cm^2 > A_{min} = 0{,}26cm^2$ …….. **Condition vérifiée.**

- **Contrainte tangentielle (Art A.5.1 ,1/BAEL91)**

On doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec $\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 * d} = \frac{14{,}08\ x\ 10^3}{120\ x\ 180} = 0{,}65MPa \\ \bar{\tau}_u = 3{,}33MPa \end{cases}$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$……**condition vérifié.**

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres (Art.A.6.1 ,3)**

On doit vérifier : $\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0{,}9d \sum U_i} \leq \tau_{se} = \psi_s \bar{f_{t28}}$

$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1{,}5\ x\ 2{,}1 = 3{,}15MPa$ Avec $\psi_s = 1{,}5$ (pour les aciers de H.A)

$\sum U_i$ : Somme des périmètres utiles des armatures d'appui.

$\sum U_i = n\pi\phi = 3{,}14\ x\ 10 = 31{,}4mm$

$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0{,}9d \sum U_i} = \frac{14{,}08\ x\ 10^3}{0{,}9\ x\ 180\ x\ 31{,}4} = 2{,}76\ MPa$

$\tau_{se} = 2{,}76\ MPa < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15MPa$ ……..**condition vérifiée.**

- **Ancrage des barres (Art A.6.1,22/ BAEL91)**

$l_s = \frac{\emptyset.f_e}{4.\tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su}$ contrainte d'adhérence à l'ancrage

$\tau_{su} = 0{,}6\psi^2 f_{t28} = 0{,}6 * 1{,}5^2 * 2{,}1 = 2{,}832\ MPa$

$l_s = \frac{\emptyset.f_e}{4.\tau_{su}} = \frac{1\ x\ 400}{4\ x\ 2{,}832} = 35{,}31cm$ On prend : $l_s = 40cm$

Les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet $l_c$ est au moins égale à $0.4l_s$ pour les aciers H.A **; Donc** : $l_c = 16$ cm

- **<u>Influence de l'effort tranchant sur les armatures Appuis de rive (Art 5.1, 312 / BAEL91)</u>**

On doit vérifier $A_{st\,\min a\ ancrée} \geq -\frac{V_u^{max}}{\sigma_{st}}$

$$\frac{V_u^{max}}{\sigma_{st}} = \frac{14{,}08\ x\ 10^3}{348\ x\ 10^2} = 0{,}4\ cm^2$$

$A_{st\,\min a\ ancrée} = 1{,}13\ cm^2 > \frac{V_u^{max}}{\sigma_{st}} = 0{,}4\ cm^2$.....**condition vérifier**

- **<u>Appuis intermédiaire (Art 5.1, 312 / BAEL91)</u>**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime $M_u$ est inférieure à $0{,}9V_ud$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y encrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$V_u^{max} = \frac{M_{max}}{0{,}9d}$$

$$\begin{cases} M_{max} = 6{,}52\ x\ 10^6 N.mm \\ 0{,}9dV_u^{max} = 0{,}9\ x\ 180\ x\ 14{,}08\ x\ 10^3 = 2{,}28\ x\ 10^6 N.mm \end{cases}$$

$M_{max} > 0{,}9dV_u^{max}$ ⇒ Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires.

- **<u>Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1.313)</u>**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0{,}9b_0d} \leq \frac{0{,}8f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{2\ x\ 14{,}08\ x\ 10^3}{0{,}9\ x\ 120\ x\ 180} = 1{,}49\ MPa$$

$$\frac{0{,}8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0{,}8\ x\ 25}{1{,}5} = 13{,}33\ MPa$$

$\sigma_{bc} = 1{,}49\ MPa < \frac{0{,}8f_{c28}}{\gamma_b} = 13{,}33\ MPa$.....**condition vérifiée.**

- **<u>Contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire</u>**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{V_u^{max}}{b_0a} \leq \frac{1{,}3f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u^{max}}{b_0a} = \frac{14{,}08\ x\ 10^3}{0{,}9\ x\ 180\ x\ 120} = 0{,}745\ MPa$$

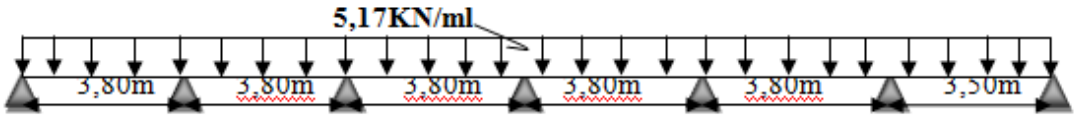
$$\frac{1{,}3f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{1{,}3\ x\ 25}{1{,}5} = 21{,}67\ MPa$$

$\sigma_{bc} \leq \frac{1{,}3f_{c28}}{\gamma_b}$.....**condition vérifiée.**

**d. Vérification à l'ELS**

1) **Combinaison de charge**

$q_s = (G + Q)\ x\ 0{,}65 = (5{,}46 + 2{,}5)\ x\ 0{,}65 = 5{,}17\ KN/ml$




**2) Calcul de la poutrelle**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u}$.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5{,}17}{7{,}23} = 0{,}715$$

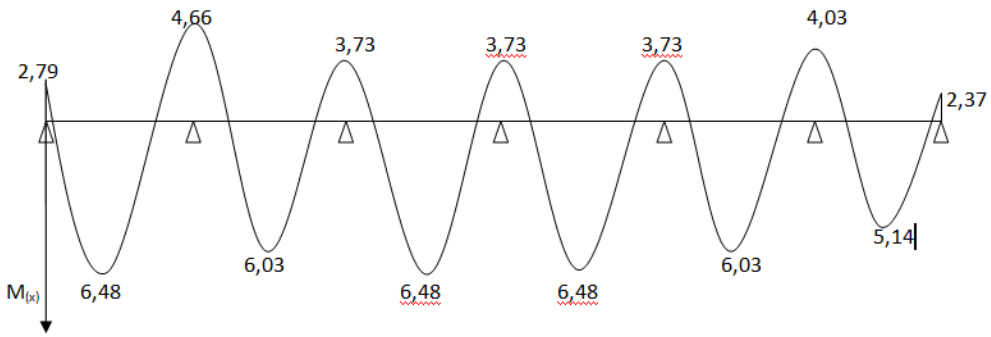



**Diagramme des moments fléchissant à l'ELS en (KN.m)**

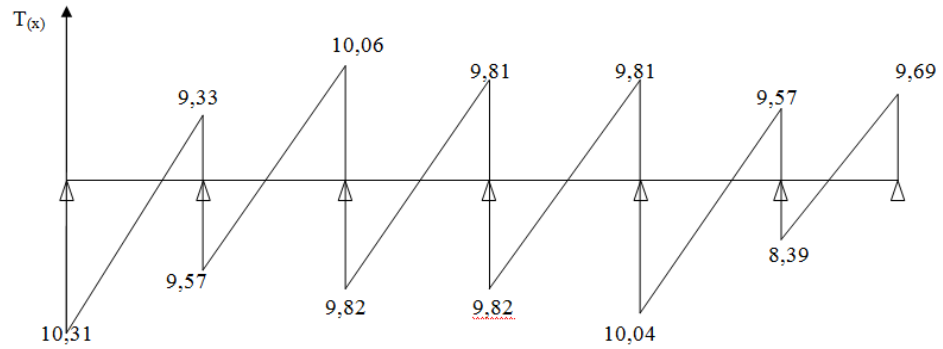



**Diagramme des Efforts tranchants à l'ELS en (KN)**

1) **Etat limite de compression de béton (Art A.4.5,2/BAEL91)**

**En travée :**

$M^t_{max} = 6{,}47 KN.m$ A= 2,36cm²

$$\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d} = \frac{100\ x\ 2{,}36}{12\ x\ 18} = 1{,}09$$

De l'abaque en tire les valeurs de : $\beta_1 =$ 0 ,856 et $K_1$ = 19,72

- **Contrainte dans le béton**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\sigma_{bc} = 0{,}6\bar{f_{c28}} = 0{,}6\ x\ 25 = 15MPa$

$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{6{,}47\ x\ 10^6}{0{,}856\ x\ 180\ x\ 236} = 177{,}9\ MPa \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{177{,}9}{19{,}72} = 9{,}02MPa$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ ……**condition vérifiée.**

- **Contrainte dans les aciers**

On doit vérifier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$\sigma_{st} = 177{,}9\ MPa < \sigma_{st} = 348\ MPa$ ……**condition vérifiée.**

**En appuis** : $M_a^{max} = 4{,}66\ KN.m$ A= 1,13cm²

$\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d} = \frac{100\ x\ 1{,}13}{12\ x\ 18} = 0{,}52$

De l'abaque : $\rho_1 = 0{,}52$ $\beta_1 = 0{,}892$ et $K_1 = 31{,}30$

- **Contrainte dans le béton**

$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{sa}} = \frac{4{,}66\ x\ 10^6}{0{,}892\ x\ 180\ x\ 113} = 256{,}84\ MPa \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{K_1} = \frac{256{,}84}{31{,}30} = 8{,}20\ MPa$

$\sigma_{bc} = 8{,}20MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$……**condition vérifiée.**

- **Contrainte dans les aciers**

On doit vérifier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$\sigma_{sa} = 256{,}84\ MPa < \sigma_{st} = 348\ MPa$ ……**condition vérifiée.**

**5) Etat limite de déformation (Art B.6.8, 424 /BAEL 91)**

Avant le calcul de la flèche on doit vérifier les trois conditions suivantes :

$\frac{A}{b_0 d} > \frac{3{,}6}{f_e}$ , $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ , $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$

$\frac{h}{L} = \frac{20}{380} = 0{,}052$

$\frac{1}{16} = 0{,}0625$

$\frac{h}{L} < \frac{1}{16}$……..……**condition non vérifiée.**

Vu que la première condition n'est pas vérifiée, nous devons procéder au calcul de la flèche.

**Calcul de la flèche**

On doit vérifier : $f = \frac{5}{384}\ x\ \frac{q_s\ x\ l^4}{E_v\ x\ I_0} \leq \bar{f}$

$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3800}{500} = 7{,}6mm$

Avec : L : la plus grande portée.

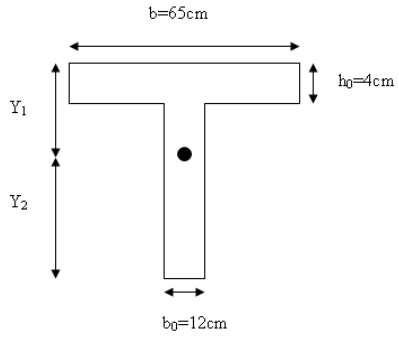
$q_s$ 5,17 kN/ml

$E_v$ : Module de déformation différée $E_v = 3700\sqrt[3]{f_{c28}} = 10819\ MPa$

$I_0$ : Moment d'inertie total de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section.

$\bar{f}$ : Flèche admissible.

**Position de l'axe neutre :**




$$Y_1 = \frac{\sum s_i Y_i}{\sum s_i}$$

$$Y_1 = \frac{\frac{(b.h_0)h_0}{2} + (h-h_0)b_0\ x\left[\frac{(h-h_0)}{2} + h_0\right] + 15Ad}{(b*h_0) + (h-h_0)b_0 + 15A}$$

$$Y_1 = \frac{\frac{(65.4).4}{2} + (20-4)12\ x\left[\frac{(20-4)}{2} + 4\right] + 15\ x\ 2{,}36\ x\ 18}{(65\ x\ 4) + (20-4)12 + 15\ x\ 2{,}36} = 7{,}10cm$$

$$Y_2 = h - Y_1 = 20 - 7{,}1 = 12{,}9cm$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité**

$$I_0 = (Y_1^3 + Y_2^3)\ x\ \frac{b_0}{3} + (b - b_0)h_0\left[\frac{h_0^2}{12} + \left(Y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2\right] + 15A(Y_2 - C)^2$$

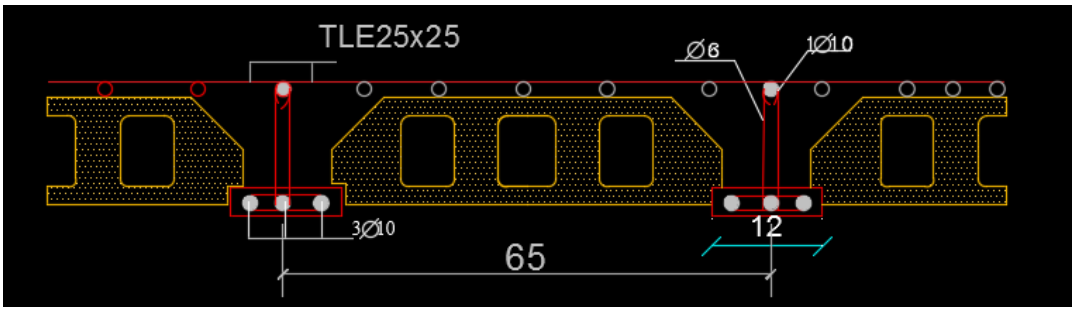
$$I_0 = (7{,}1^3 + 12{,}9^3)\ x\ \frac{12}{3} + (65 - 12)4\left[\frac{4^2}{12} + \left(7{,}1 - \frac{4}{2}\right)^2\right] + 15x2{,}36x(12{,}9 - 2)^2$$

$I_0 = 20021{,}054cm^4$

**Calcul de la flèche**

$$\boldsymbol{f = \frac{5x5{,}17x3{,}8^4x10^8}{384x10819x20021{,}054} = 6{,}48mm}$$

$\boldsymbol{f = 6{,}48mm < \bar{f} = 7{,}6mm}$ **.....condition vérifié.**




**Plan de ferraillage du plancher**

## III.3. ESCALIERS

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre .La montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger. Sur la figure on donne un schéma descriptif d'un escalier

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

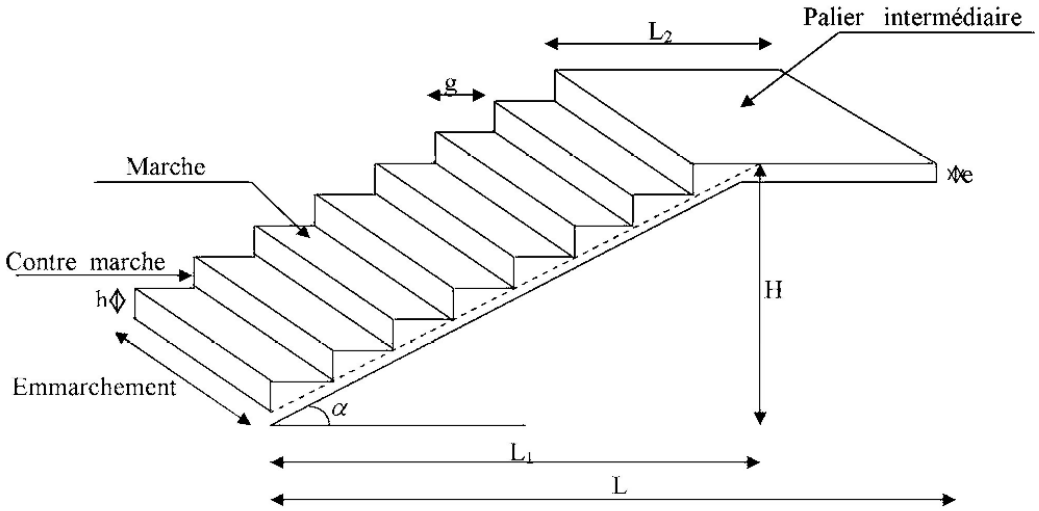



**Fig III-1 Principaux termes relatifs à un escalier**

Avec :

**g** : giron

**h** : hauteur de la contre marche

**e** : épaisseur de la paillasse et du palier

**H** : hauteur d'une volée

**$L_1$** : portée projetée de la paillasse

**$L_2$** : largeur du palier

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

### III.2.Pré-dimensionnement

#### a) Pré-dimensionnement de l'escalier de Rez de chaussée :

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

$$60cm<g+2h<64cm$$

On à les conditions suivantes :
Pour un bâtiment à usage d'habitation :

$$\begin{cases} 14cm<h<18cm \\ 60cm<g+2h<64cm \end{cases}$$

Le nombre de contre marches (n) est: n= H/h Le nombre de marche (m) est : m= n-1

Le rapport (r=h/g) est appelé raideur d'escalier.
En habitation collective, l'emmarchement doit être supérieur ou égal à 120cm. La largeur du palier de repos est :

$L_2$>3g ou $L_2$>110cm

**III-2-1) Application**

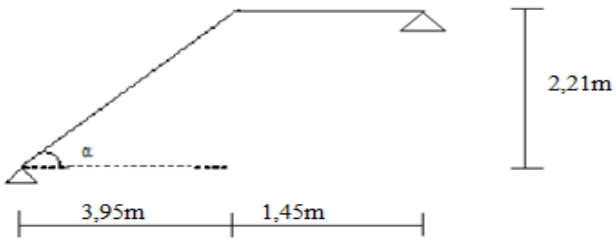



**Fig III-2 schéma statique de l'escalier**

Soit : g=30cm h=17cm (la hauteur idéale)

n= H/h = 221/17 = 13 ⟶ m = n – 1 = 12

60cm< g+2h= 30+2(17) = 64 < 64cm ⟶ **condition vérifiée**

-L'emmarchement est $L_2$= 145cm

-La longueur de ligne de foulée : $L_1$= g(n-1) = 30(13-1) = 360cm

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

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

$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$ Avec L : la portée de l'escalier.

$Tg\alpha = \frac{H}{L} = \frac{221}{395} = 0{,}5595$ ⟶ $\alpha = 29.23°$ ⟶ $\cos\alpha = 0{,}873$

$\cos\alpha = \frac{L1}{L}$ ⟶ $L = \frac{L1}{\cos\alpha} = \frac{395}{0{,}873} = 452.46$ cm

$L_0$=452.46+145=597,46 cm

$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$ ⟶ $\frac{597{,}46}{30} \leq e_p \leq \frac{597{,}46}{20}$ ⟶ $19.915cm \leq e_p \leq 29{,}873cm$

**On adopte :$e_p$=20 cm**

**c) Détermination des charges et surcharges :**

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

**1- Les charges permanentes La paillasse :**

**La paillasse:**

- Poids propre de la paillasse : $25x\frac{0.25}{\cos 29,23°}$ =5,7KN/ml
- Poids propre de la marche : $25x\frac{0,17}{2}$=2,125 KN/ml
- Poids de revêtement : -carrelage : 0,20 KN/ml
  -mortier de pose : 0,20 KN/ml
  -lit de sable : 18x0.02=0.36 KN/ml
  -enduit plâtre: 0.10 KN/ml
- Poids du garde corps : 0.2KN/ml

**$G_{tot}$ =8,885 KN/ml**

**Le palier :**

- Poids propre du palier : 25x0,25=6,25 KN/ml
- Poids de revêtements : -carrelage : 0,20 KN/ml
  -mortier de pose : 0,20 KN/ml
  -lit de sable : 18x0,02=0.36 KN/ml
  -enduit plâtre: 0,10 KN/ml
- Poids du garde corps : 0,2KN/ml

**$G_{tot}$=6,06KN/ml**

**2- Les surcharges d'exploitation :**

-Paillasse : Q=2,5 KN/ml

-Palier : Q=2,5 KN/ml

**Combinaisons de charges :**

**ELU :**

Paillasse : $q_u$= 1,35G + 1,5Q = 1,35(8,885) + 1,5(2,5) = 15,74 KN/ml
-Palier : $q_u$= 1,35G + 1,5Q = 1,35(6,06) + 1,5(2,5) = 11,93 KN/ml

**ELS :**

-Paillasse : $q_s$= G+Q= 8,885 + 2,5 = 11.38 KN/ml
-Palier : $q_s$= G+Q= 6,06+ 2,5 = 8,56 KN/ml

### III.3.Calcul a l'ELU

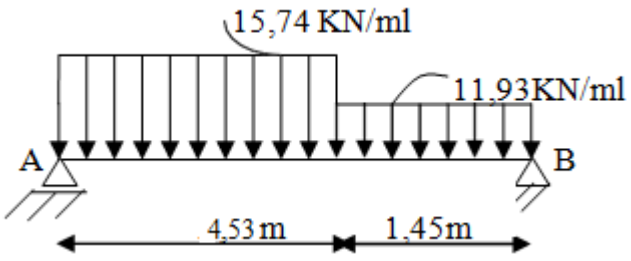



**Fig.III-2-2 Schéma**

**Statique de l'escalier à l'ELU**

**Calcul les réactions d'appuis :**

$\sum F/yy'=0 \longrightarrow R_A+R_B$

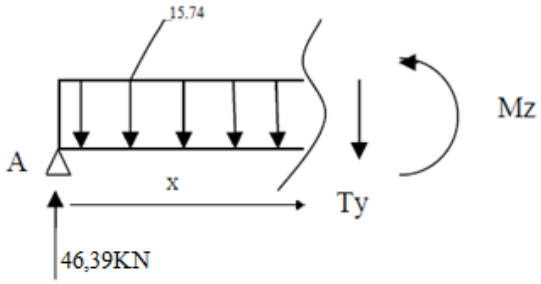
$\sum F/yy'=0 \longrightarrow R_B=42,21KN \longrightarrow R_A=46,39KN$

**Calcul des efforts interne:**

Tronçon 1 : $0 < x < 4,53m$

$\sum F/yy'=0 \longrightarrow Ty = -15,75x + 46,39$

$\sum M/G=0 \longrightarrow Mz = 46,39x - 15,74\ x^2/2$

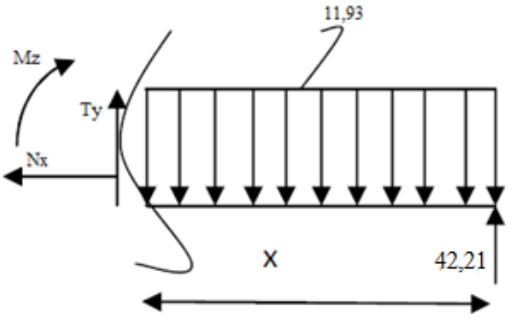



| x (m) | Ty (kN) | Mz (kN.m) |
|---|---|---|
| 0 | 46,36 | 0 |
| 4,53 | -24,94 | 48,64 |

Tronçon 2: $0 < x < 1,45m$ 11,93KN

$\sum F/yy' \longrightarrow Ty = 11,93x- 37,71$

$\sum M/G=0 \longrightarrow Mz = 37,17x - 11,93\ x^2/2$




| x (m) | Ty (kN) | Mz (kN.m) |
|---|---|---|
| 0 | -41,21 | 0 |
| 1,45 | -24,94 | 48,66 |

**Calcul de $M_{max}$ :**

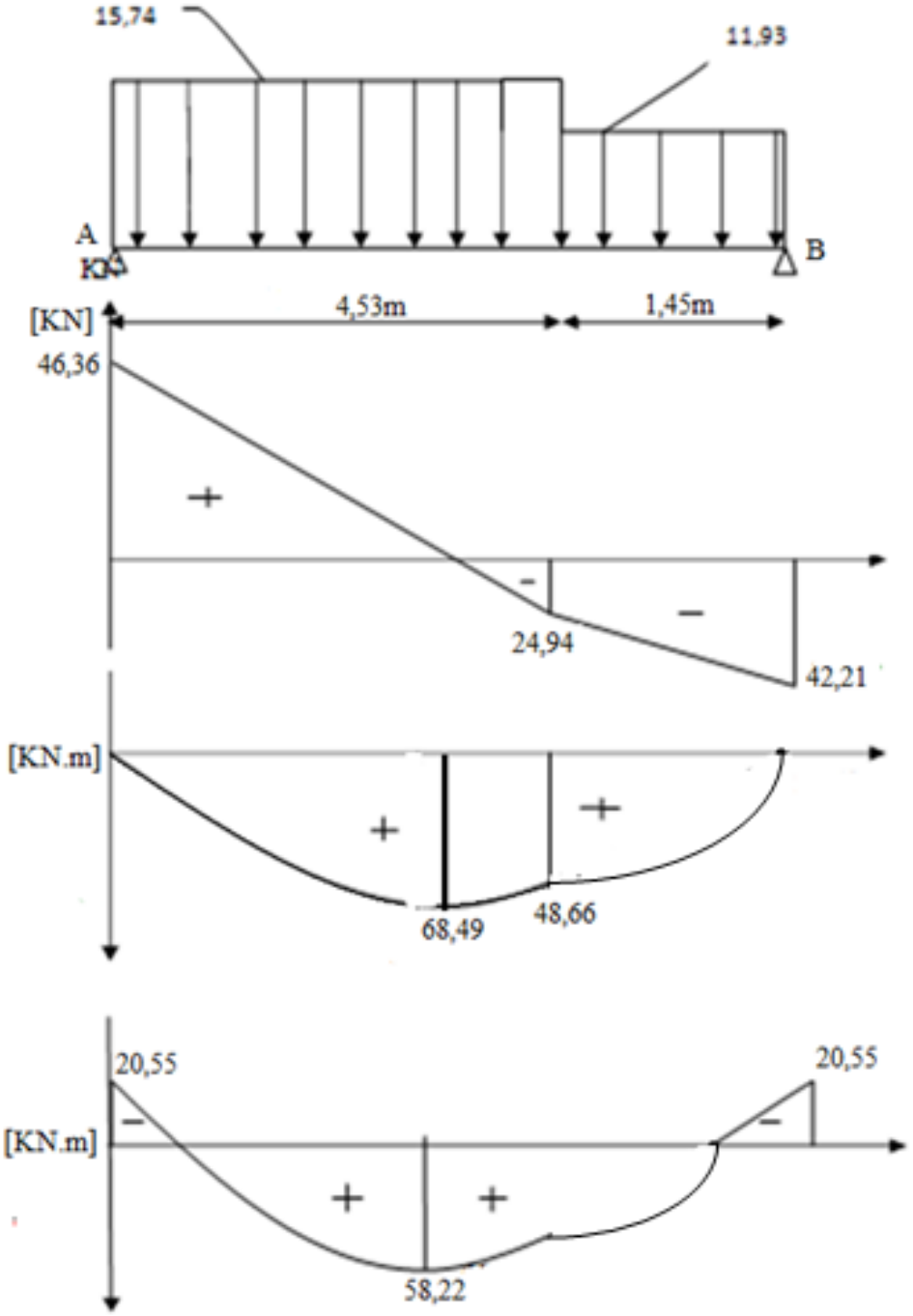
$dMz(x)/dx = -Ty$ donc $Ty=0 \longrightarrow Mz= M_{max}$ $Ty=0$ $Ty= -15,74x + 46,39 = 0$ $x= 2,95m$

$Mz(2,95)= 41,76(2,95) - 15,74\ (2,95)^2/2=68,49$ KN.m

**Remarque**

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $Mu_{max}$ au niveau des appuis et en travée.

$Mu_{ap}$ = (-0.3) M $u_{max}$ = (-0.3) ×68,49 = -20,55KN.m
$Mu_{tra}$ = (0.85) $Mu_{max}$ = (0.85) ×68,49 =58,22 KN.




**Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU.**

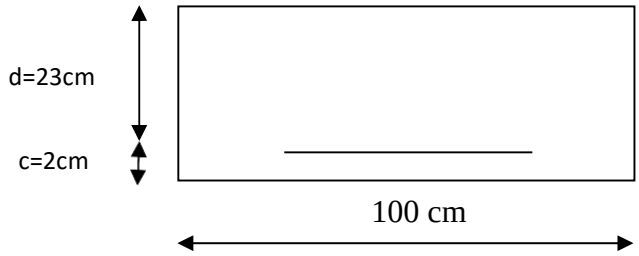
**III-4) Ferraillage :**

Le calcul des sections d'aciers se fera en flexion simple en utilisant les efforts calculés précédemment.

**a) Armatures principales :**

**-Aux appuis :**

d = 23cm b =100cm c = 2cm




$f_{bu}=\frac{0,85fc28}{\theta\gamma_b}=\frac{0,85\times25}{1\times1,5}$=14,2MPa

$\mu=\frac{M_a}{bd^2f_{bc}}=\frac{20,55\times10^3}{100\times23^2\times14,2}$=0,027

$\mu<\mu_l$=0,392 ⟶ $\beta$=0,987

⇒La section est simplement armée

$A_a=\frac{M_{ua}}{\beta d\sigma_{st}}=\frac{20,55\times10^3}{0,987\times23\times348}$=2,60cm²

On opte pour 4HA10=3,14cm² $S_t$=25cm

**-En travée :**

$\mu=\frac{M_t}{bd^2f_{bc}}=\frac{58,22\times10^3}{100\times23^2\times14,2}$=0,077

$\mu<\mu_l$=0,392 ⟶ $\beta$=0,987 ⇒La section est simplement armée

$A_t=\frac{M_t}{\beta d\sigma_{st}}=\frac{58,22\times10^3}{0,987\times23\times348}$=7,37cm²

On opte pour 5HA14 =7,70cm² avec St=20cm²

**-b) Armatures de répartition :**

**-Aux appuis :**

$\mathbf{A_r}=\frac{A_a}{4}=\frac{3,14}{4}$ =0,785cm² on opte pour 4HA8=2,01cm² avec St=25cm

**-En travée :**

$\mathbf{A_t}=\frac{A_t}{4}=\frac{7,70}{4}$ =1,92cm² on opte pour 4HA8=2,01cm² avec St=25cm

**III-5) Vérifications à l'ELU :**

**1-Condition de non fragilité :**

$A \geq A_{min} = \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0,23\times100\times23\times2,1}{400} = 2,78cm^2$

Aux appuis : $A_a = 3,14cm^2 > A_{min} = 2,78cm^2$

En travées : $A_t = 7,70cm^2 > A_{min} = 2,05cm^2$

**condition vérifiée**

**2-Espacement des armatures :** (BAEL 91 Art A.8.2.4.2)

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

**-Armature principal**

$S_t \leq Min(3h;33cm) = 33cm$

Aux appuis: $S_t = 25 \leq 33cm$

En travées: $S_t = 25 \leq 33cm$

**condition vérifiée**

**-Armatures secondaires :**

$S_t \leq Min(4h;45cm) = 33cm$

Aux appuis : $S_t = 25cm \leq 45cm$

En travées : $S_t = 25cm \leq 45cm$

**conditions vérifiée**

**3-Vérification à l'effort tranchant :**

$\tau = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right\}$

$\tau_u = \frac{41,76\times10^3}{100\times170} = 0,12MPa$

$\bar{\tau}_u = min\{3,33; 5MPa\} = 3,33MPa$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ **condition vérifiée**

**4-Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres :** (Art A6.1.3, BAEL 91).

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$

$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0,9d\sum u_i}$ Avec $\sum u_i$ : somme des périmètres utiles des armatures.

$\sum u_i = n\pi\emptyset = 5 \times 3,14 \times 1,4 = 21,98cm$

$\tau_{se} = \frac{41,76\times10^3}{0,9\times230\times339,1} = 0,92MPa$

$\tau_{se} = 0,92 < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \longrightarrow$ **condition vérifiée**

**5-Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

**-Influence sur le béton :** (BAEL 91/ Art 5.1.313)

$T_u$=0,4b. 0,9d $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$T_u$=41,76KN≤0,4× 100 × 0,9 × 23 × $\frac{25}{1,5}10^{-1}$=1380KN

$T_u$=41,76KN≤1380KN ⟶ Condition vérifiée

**-Influence sur les aciers :** (BAEL 91/ Art 5.1.313)

$A_s \geq \left(T_u + \frac{M_a}{0,9d}\right)\frac{1,15}{f_e}$ ⇒2,01≥ $\left(46,36 + \frac{20,55}{0,9\times 2,3}\right)\frac{1,15}{400}$ =0,16cm²

2,01cm²> $0,22cm^2$ ⟶ condition vérifiée

**6-Ancrage des barres aux appuis :**

$l_s=\frac{\emptyset f_e}{\bar{\tau}_{se}4}$ avec : $\bar{\tau}_{se}$=0,6$\Psi_s^2 f_{t28}$=2,835MPa

$\Psi_s$=1,5 $f_{t28}$=2,1MPa

$l_s=\frac{1,2\times 400}{4\times 2,835}$=42,32cm

Vu que la longueur de scellement est importante, on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée à 0.4ls = 16,93 soit 17cm.

**III-6) Calcul à l'ELS :**

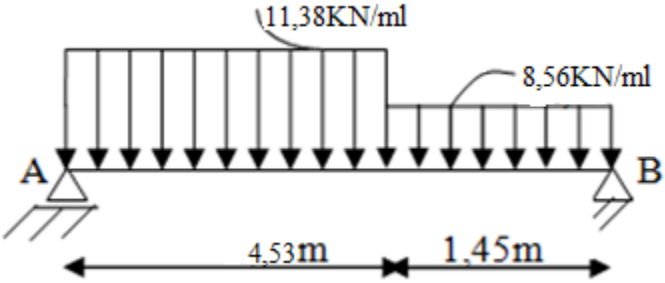



**Figure III-2-3 schéma statique a L'ELS**

Après avoir fait tous les calculs comme à l'ELU, on obtient les résultats suivants :

Ra=33,5KN

Rb= 30,46 KN

Mmax= M (2,95)= 49,31 KN.m

Tmax= 30,15 KN0

Mt= 0,85 x Mmax = 41,91 KN.m

Ma= -0,3 x Mmax = -14,79 KN.m

**a-Etat limite de compression de béton(ArtA.4.5.2/BAEL 91).**

La fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier que :

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$ =0,6$f_{t28}$=15MPa

Aux appuis :

$\rho_l = \frac{100.A_a}{bd} = \frac{100\times3,14}{100\times23}$ =0,136 ⇒ $\alpha$= 0,183 et $\beta$=0,939 et k=66,97

$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_{sa}} = \frac{14,79\times10^3}{23\times0,930\times2,01}$=344 MPa ≤ $\bar{\sigma}_b$=348MPa ⟶ **condition vérifiée**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{K_1} = \frac{344}{66,97}$ =5,15MPa

$\sigma_{bc} = 5,15MPa \leq \bar{\sigma}_{bc}$=15MPa ⟶ **condition vérifiée**

**b-Etat limite d'ouverture des fissures :** (BAEL 91/Art A.4.5.3)

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert contre les intempéries et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ { **h :** Hauteur de la poutre ; **L :** Longueur libre de la plus grande travée.

$\frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$ { **$f_e$ :** Limite d'élasticité de l'acier. ; **$A_t$ :** Section d'armature en travée.

$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$ { **$M_t$ :** Moment max en travée. ; **$M_0$ :** Moment max isostatique.

$\frac{h}{L} = \frac{20}{598}$=0,033<0,06 ⇒ **condition non vérifiée**

La première condition n'est pas vérifiée, donc on doit procéder au calcul de la flèche.

**-Calcul de la flèche :**

$f = \frac{5.q.L^4}{384.E_v.I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{598}{500}$= 1,20 cm (BAEL.Art.b.6.5.3)

Avec:

**Ev :** Module de déformation longitudinal déférée.

Ev =3700 $\sqrt[3]{f_{c28}}$ =10818,86 MPa

$\boldsymbol{I_{fv}}$ **:** Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

$\bar{f}$ **:** Flèche admissible pour L étant plus ou égal à 5m.

(BAEL.Art.b.6.5.3)

$$Q=\max(q_{paillasse}\,;q_{palier})=11{,}38KN/ml$$

$I=\frac{b}{3}(V_1^3+V_2^3)+15At(V_2-c)2$ avec: $V_1=\frac{\frac{bh^2}{2}+15A_t.d}{bh+15A_t}$

$$V_1=\frac{\frac{100\times25^2}{2}+15\times7{,}70\times23}{100\times25+15\times7{,}70}=12{,}96\text{ cm}$$

$V_1$=12,96cm ⟶ $V_2$=h-$V_1$=25-12,96=12,04cm

$$\mathrm{I}=\frac{100}{3}((14{,}79)^3+(12{,}04)^3)+15\times7{,}70(12{,}04-2)^2=178511{,}24\text{cm}^4$$

$$\boldsymbol{f}=\frac{\mathbf{5}\times11{,}38\times(\mathbf{598})^{\mathbf{4}}}{\mathbf{384}\times108188{,}6\times178511{,}24}=\mathbf{0{,}98cm}$$

$f$=0,98 cm< $\bar{f}$=1,20 cm ⟶ **condition vérifiée**

## III.4. La poutre palière

C'est une poutre de section rectangulaire. Elle supporte son poids propre, la réaction de la paillasse et du palier ainsi que le poids du mur. Cette poutre est considérée comme étant semi-encastrée dans les deux poteaux de la cage d'escalier et sa portée est L =3.80 m.

**pré-dimensionnement :**

**-La hauteur :**

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25{,}33cm \leq h \leq 38cm$

Selon RPA99 modifié 2003 $h_t \geq$ 30cm ⇒ on opte : pour $h_t \geq 35cm$

**-La largeur :**

$0{,}4h \leq b \leq 0{,}7h \Rightarrow 14 \leq b \leq 24{,}5cm$

Selon le RPA99 modifié 2003 $\begin{cases} b \geq 20cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \longrightarrow \end{cases}$ b=25cm

Donc le dimensionnement de notre poutre palière est de (25×35) cm²

**III-3) Détermination des charges et surcharges :**

- **Poids propre de la poutre**

**Palier :** $G_{pA}$=0,25× 0,35 ×25=2,18KN/ml

- **Poids du mur de façade :**

$G_m$ = (5,47 – 0,35) x 2,27 = 12,29 KN/ml

- **Poids total :**

**Palier :** G=2,18+12,29=14,47KN/ml

Les réactions d'escalier sur la poutre :

à l'ELU :R=42,21 KN/ml

à l'ELS :R=30,46 KN/ml

**Combinaison de charges :**

**A l'ELU :**

$q_u=(1{,}35 \times G + R_b)$

**Palier :** $q_u=(1{,}35 \times 14{,}47 + 42{,}21)$=61,74KN/ml

**A l'ELS :**

$q_s=(G + R)$

**Palier :** $q_u=(14{,}47 + 30{,}46)$=26,69KN/ml

## III-4) Calcul à l'ELU

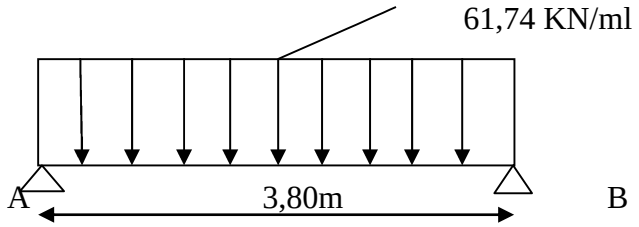



**Figure III-1 Schéma statique du calcul de la poutre palière**

### Calcul des réactions d'appuis

$R_A = R_B = q_u \times L/2 = 61{,}74 \times 3{,}80 / 2 = 74{,}48$ kN

**Les efforts internes**

$T_y = q_u \times L/2 = 61{,}74 \times 3{,}80 / 2 = 74{,}48$ kN

$M = qL^2/8 = 61{,}74 \times (3{,}80)^2/8 = 70{,}76$ KN/ml

### Remarque

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $Mu_{max}$ au niveau des appuis et en travée.

$M_{uap} = (-0.3)\ M\ u_{max} = (-0.3) \times 70{,}76 = -21{,}23$ KN.m

$M_{utra} = (0.85)\ Mu_{max} = (0.85) \times 70{,}76 = 60{,}15$ KN.m

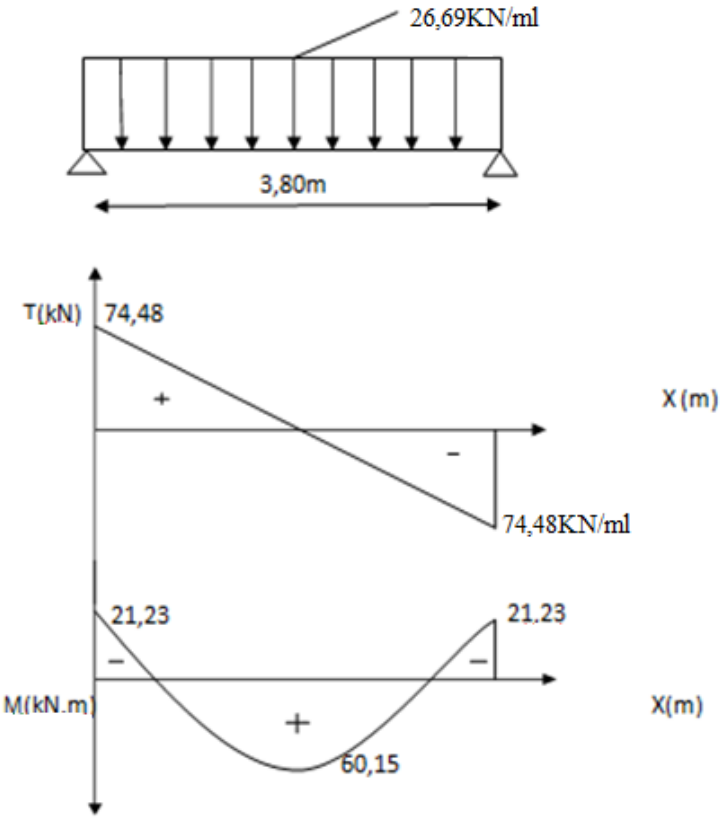



**Diagramme des efforts internes à l'ELU**

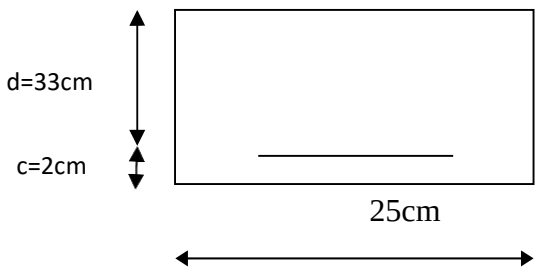
**III-4) Ferraillage :**

Le calcul des sections d'aciers se fera en flexion simple en utilisant les efforts calculés précédemment.

**a) Armatures principales :**

**-Aux appuis :**

d = 32cm b =25cm c = 3cm




$f_{bu}=\frac{0,85fc28}{\theta\gamma_b}=\frac{0,85\times25}{1\times1,5}$=14,2MPa

$\mu=\frac{M_a}{bd^2f_{bc}}=\frac{21,23\times10^3}{25\times33^2\times14,2}$=0,058

$\mu<\mu_l$=0,392 $\longrightarrow$ $\beta$=0,987

⇒La section est simplement armée

$A_a=\frac{M_{ua}}{\beta d\sigma_{st}}=\frac{21,23\times10^3}{0,987\times33\times348}$=1 ,93cm²

On opte pour 3HA10=2,36cm²

**-En travée :**

$\mu=\frac{M_t}{bd^2f_{bc}}=\frac{60,15\times10^3}{25\times33^2\times14,2}$=0,165

$\mu<\mu_l$=0,392 $\longrightarrow$ $\beta$=0,987 ⇒La section est simplement armée

$A_t=\frac{M_t}{\beta d\sigma_{st}}=\frac{60,15\times10^3}{0,987\times33\times348}$=5,47cm²

On opte pour 5HA12 =5,65cm²

**b) armatures transversales**

**- diamètre minimale**

$$\emptyset_t=\boldsymbol{min}\left(\frac{h}{35};\emptyset_l;\frac{b}{10}\right)=\boldsymbol{min}\left(\frac{350}{35};10;\frac{250}{10}\right)=\boldsymbol{min}(10;10;25)$$

On prend $\emptyset_t=8mm$

**Calcul des espacements (BAEL91 Art51.22)**

$S_t\leq\min(0,9d;40cm)=\min(33,3;40)$

**-Aux appuis :**

$S_t\leq\min\left(\frac{h}{2};12\Phi;30cm\right)=\min\left(\frac{35}{4};12\times1,2;30cm\right)$ ⇒ $S_t$=8cm

**- En travée :**

$S_t\leq\frac{h}{2}=17,5cm$ ⇒ $S_t$=15cm

**IV- 6) Vérifications des conditions du RPA**

- **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$A_{min}$ = 0,5%( b x h)

$A_t = 5HA12 = 5{,}65cm^2 > 0{,}005.b.h = 4{,}38cm^2$ ⟶ **condition vérifiée**

$A_t = 3HA10 + 3HA12 = 8{,}8{,}01cm^2 > 0{,}005.b.h = 4{,}38cm^2$ ⟶ **condition vérifiée**

- **Armatures transversales :**

-$S_t \leq$ min (h/4 ; 12Ø1) = min (35/4 ; 12 (1,2)) ⟶ $S_t$= 7,5 cm ⟶ $S_t$= 10cm ⟶ En zone nodal

-$S_t \leq h/2 = 35/2$ ⟶ $S_t$= 15cm ⟶ en zone courante

Et:

-$A_t$= 0,003.$S_t$.b = 0,60 cm² ⟶ en zone nodal

-$A_t$= 0,003.$S_t$.b = 1,13 cm² ⟶ en zone courante

Soit : $A_t$= 4HA8 = 2,01 cm²

***Délimitation de la zone nodale :**

L'=2h avec h : la hauteur de la poutre palier.

L'=2x35=70cm, pour les poutres principale.

**III-5) Vérifications à l'ELU :**

**1-Condition de non fragilité :**

$$A \geq A_{min} = \frac{0{,}23bdf_{t28}}{f_e} = \frac{0{,}23\times25\times32\times2{,}1}{400} = 0{,}97cm^2$$

$$\left.\begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_a = 3{,}14cm^2 > A_{min} = 0{,}97cm^2 \\ \text{En travées : } A_t = 5{,}65cm^2 > A_{min} = 0{,}97cm^2 \end{array}\right\} \quad \textbf{condition vérifiée}$$

**2-Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right\}$$

$$\left.\begin{array}{l} \tau_u = \frac{74{,}48\times10^3}{250\times330} = 0{,}93MPa \\ \bar{\tau}_u = min\{3{,}33; 5MPa\} = 3{,}33MPa \end{array}\right\} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u \textbf{ condition vérifiée}$$

**4-Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres :** (Art A6.1.3, BAEL 91).

Il faut vérifier que :$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ =$\Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15MPa$

$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0{,}9d\sum u_i}$ Avec $\sum u_i$ : somme des périmètres utiles des armatures.

$\sum u_i$ = n$\pi\emptyset$ =9$\times$ 3,14 $\times$ 1,0 = 28,26cm

$\tau_{se} = \frac{41{,}76\times10^3}{0{,}9\times320\times282{,}6} = 0{,}51MPa$

$\tau_{se} = 0{,}51 < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15 \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

**5-Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

**-Influence sur le béton :** (BAEL 91/ Art 5.1.313)

$T_u$=0,4b.0,9d$\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$T_u$=74,48KN≤0,4$\times$ 25 $\times$ 0,9 $\times$ 33 $\times \frac{25}{1{,}5} 10^{-1}$= 480KN

$T_u$=74,48KN≤480KN $\longrightarrow$ **Condition vérifiée**

**-Influence sur les aciers :** (BAEL 91/ Art 5.1.313)

$A_s \geq \left(T_u + \frac{M_a}{0{,}9d}\right)\frac{1{,}15}{f_e}$ ⇒3,14≥ $\left(74{,}48 + \frac{21{,}23}{0{,}9\times3{,}3}\right)\frac{1{,}15}{400}$=0,24cm²

3,14cm²> $0{,}24cm^2$ $\longrightarrow$ **condition vérifiée**

**6-Ancrage des barres aux appuis :**

$l_s=\frac{\emptyset f_e}{\bar{\tau}_{se}4}$ avec : $\bar{\tau}_{se}$=0,6$\Psi_s^2 f_{t28}$=2,835MPa

$\Psi_s$=1,5 $f_{t28}$=2,1MPa

$l_s=\frac{1{,}2\times400}{4\times2{,}835}$=42,32cm

Vu que la longueur de scellement est importante, on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée à 0.4ls = 16,93 soit 17cm.

**III-6) Calcul à l'ELS :**

Après avoir fait tous les calculs comme à l'ELU, on obtient les résultats suivants :

Ra=50,71 KN

Rb= 50,71 KN

Mmax= M (1,9)= 48,18 KN.m

Tmax= 50,71 KN

Mt= 0,85 x Mmax=40,95 KN.m

Ma= -0,3 xMmax=-14,45 KN.m

**a-Etat limite de compression de béton** **(ArtA.4.5.2/BAEL 91).**

La fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier que :

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$ =0,6$f_{t28}$=15MPa

Aux appuis :

$\rho_l = \frac{100.A_a}{bd} = \frac{100\times2,36}{25\times33}$ =0,286 $\Rightarrow \alpha$= 0,255 et $\beta$=0,915 et k=43,82

$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{14,45\times10^3}{33\times0,915\times2,36}$=216,81MPa $\leq \bar{\sigma}_b$=348MPa ⟶ **condition vérifiée**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{K_1} = \frac{216,81}{43,82}$ =4,95MPa

$\sigma_{bc} = 4,95MPa \leq \bar{\sigma}_{bc}$=15MPa ⟶ **condition vérifiée**

En travée :

$\rho_l = \frac{100.A_t}{bd} = \frac{100\times5,65}{25\times33}$ =0,685 $\Rightarrow \alpha$=0,363 et $\beta$=0,879 et k=26,32

$\sigma_{st} = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{40,95\times10^3}{17\times0,879\times5,65}$=249,86MPa $\leq \bar{\sigma}_b$=348MPa ⟶ **condition vérifiée**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{249,86}{26,32}$ =9,49MPa

$\sigma_{bc} = 9,49MPa \leq \bar{\sigma}_{bc}$=15MPa ⟶ **condition vérifiée**

**b-Etat limite d'ouverture des fissures :** **(BAEL 91/Art A.4.5.3)**

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert contre les intempéries et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

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

**h :** Hauteur de la poutre

**L :** Longueur libre de la plus grande travée.

**$f_e$ :** Limite d'élasticité de l'acier.

$\frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

**$A_t$ :** Section d'armature en travée.

**$M_t$ :** Moment max en travée.

$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$

**$M_0$ :** Moment max isostatique.

$\frac{h}{L} = \frac{35}{380}$=0,092>0,06 $\Rightarrow$ **condition vérifiée**

$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{35}{380}$=0,092 $> \frac{M_t}{10M_0} = \frac{40,95}{10\times48,18}$=0,085 $\Rightarrow$ condition non vérifiée

La troisième condition n'est pas vérifiée, donc on doit procéder au calcul de la flèche.

**-Calcul de la flèche**

$f=\frac{5.q.L^2}{384.E_v.If_v} \leq \bar{f}=\frac{L}{500}=\frac{380}{500}=0,76cm$ (BAEL.Art.b.6.5.3)

Avec:

**Ev :** Module de déformation longitudinal déférée.

$Ev=3700\sqrt[3]{f_{c28}}=10818,86$ MPa

**I :** Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

$\bar{f}$ **:** Flèche admissible pour L étant plus ou égal à 5m.
(BAEL.Art.b.6.5.3)

Q =26,69 KN/ml

$I_{fv}=\frac{b}{3}(V_1^3+V_2^3)+15A_t(V_2-c)^2$ avec: $V_1=\frac{\frac{bh^2}{2}+15A_t.d}{bh+15A_t}$

$V_1=18,78cm \longrightarrow V_2=h-V_1=35-18,78=16,22cm25$

$I=105581,36cm4 \longrightarrow f=0,63cm$

$f=0,63cm < \bar{f}=0,76$ cm $\longrightarrow$ **condition vérifiée**

## III.5 La poutre de chainage

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre, et le poids des cloisons extérieures. Et pour le ferraillage, nous prenons le cas le plus défavorable dans les deux sens.

**III-2) Pré-dimensionnement :**

**-La hauteur :**

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \Rightarrow 34{,}66cm \leq h \leq 52cm$

Avec :

L : la portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

Selon RPA99 modifié 2003 $h_t \geq$ 30cm ⇒ on opte : pour 35cm

**-La largeur :**

$0{,}4h \leq b \leq 0{,}7h \Rightarrow 16 \leq b \leq 28cm$

Selon le RPA99 $\begin{cases} b \leq 25cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \longrightarrow \quad b=25\ cm \end{cases}$

Donc le dimensionnement de notre poutre de chainage est de ( 25 x 35)$cm^2$

**III-3) Détermination des charges et surcharges :**

**-Charges permanentes :**

- **Poids propre de la poutre :**

  G=0,25x0.35x25=2,19KN/ml

- **Poids du mur:**

  $G_m$ = (3,06 – 0,35) x 1.3= 3,52 kN/ml

- **Poids du plancher :**

  G= 5,46 x 1,70 = 9,28 kN/ml

  **Poids total:**

  G= 2,19 + 3,52 + 9,28 = 14,90 kN/ml

**-Surcharges d'exploitation :**

Q= $1{,}5x\frac{1{,}70}{2}$ = 0,43 kN/ml

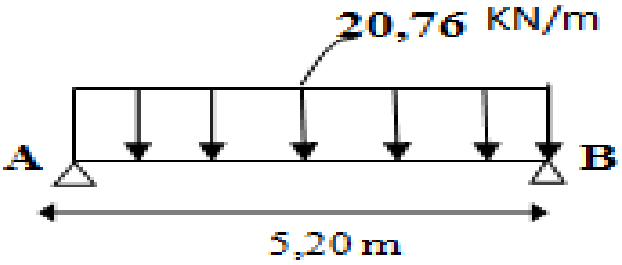
**Combinaison de charges :**

**A l'ELU :** qu = 1,35G + 1,5Q = 1,35 x 14,90 + 1,5 x 0,43=20,76 kN/ml.

**A l'ELS :** $q_s$ = G + Q = 14,90 + 0,43 = 15,33 kN/ml

**III-4) Etude de la poutre à l'ELU :**

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.




**Calcul des efforts :**

- **Calcul des moments :**

  Afin de tenir compte des semi encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

  -En travée :

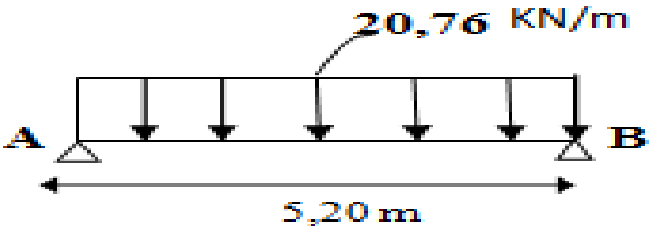
  $M_t$= 0,85 x 20,76 x (5,20)²/8= 59,64kN.m

  -Aux appuis :

  $M_a$= -0,3 x 20,76x (5,20)²/8 = -21,05 kN.m

- **Réactions d'appuis :**

  $R_A$=$R_B$= $q_u$ x L/ 2 = 20,76 x 5,2/ 2 = 53,98 kN



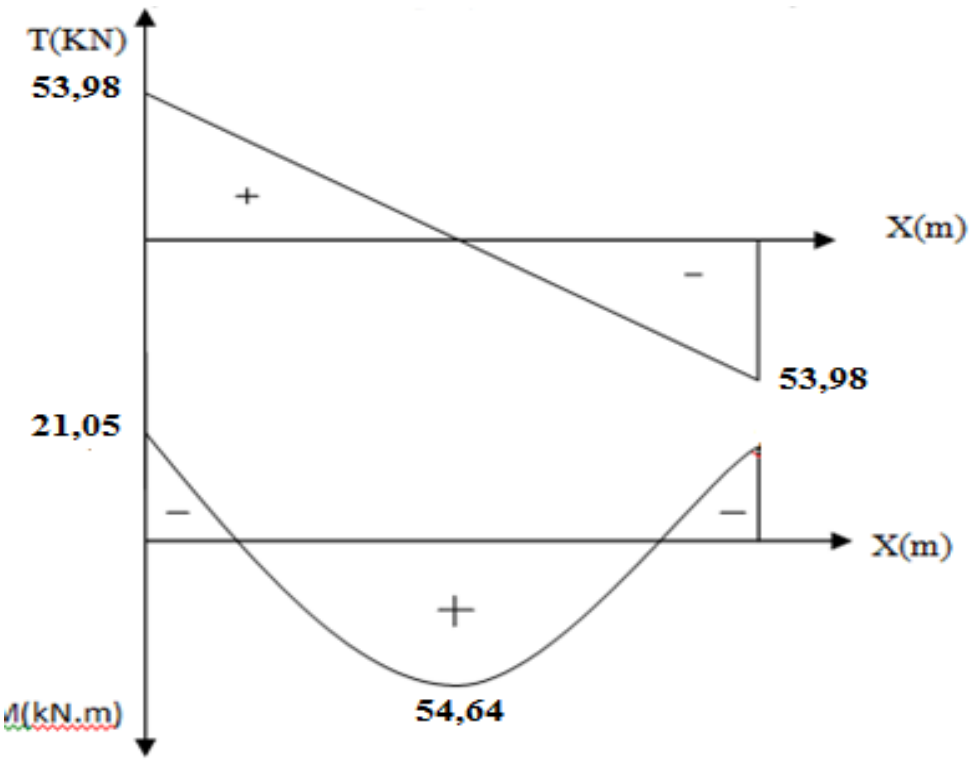
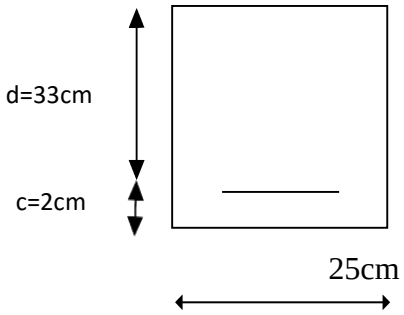



**Diagramme des efforts internes à l'ELU**

**a) Armatures principales :**

**-Aux appuis :**

d = 33cm b =25cm c = 3cm




$f_{bu}=\frac{0,85fc28}{\theta\gamma_b}=\frac{0,85\times25}{1\times1,5}=14,2MPa$

$\mu=\frac{M_a}{bd^2f_{bc}}=\frac{21,05\times10^3}{25\times33^2\times14,2}=0,054$

$\mu<\mu_l=0,392 \longrightarrow \beta=0,987$

⇒La section est simplement armée

$A_a=\frac{M_{ua}}{\beta d\sigma_{st}}=\frac{21,05\times10^3}{0,987\times33\times348}=1,86cm^2$

On opte pour 3HA10=2,35cm²

**-En travée :**

$\mu=\frac{M_t}{bd^2f_{bc}}=\frac{54,64\times10^3}{25\times33^2\times14,2}=0,14$

$\mu < \mu_l$=0,392 ⟶ $\beta$=0,987 ⇒La section est simplement armée

$A_t=\frac{M_t}{\beta d\sigma_{st}}=\frac{54,64\times10^3}{0,987\times33\times348}$=4,82 cm²

On opte pour 3HA12+2HA10 =4,96cm

**IV- 6) Vérifications des conditions du RPA**

- **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est :

$A_{min}$ = 0,5%( b x h)

$A_t = 3HA12 + 2HA10 = 4,82cm^2 > 0,005.b.h = 4,38cm^2$ ⟶ **condition vérifiée**

$A_a = 3HA10 + 3HA12 = 8,8,01cm^2 > 0,005.b.h = 4,38cm^2$ ⟶ **condition vérifiée**

- **Armatures transversales :**

-St ≤ min (h/4 ; 12∅1) = min (35/4 ; 12 (1,2)) □ St= 7,5 cm □ St= 10cm □En zone nodal

-St ≤ h/2 = 35/2 □ St= 15cm □ en zone courante

Et:

-At= 0,003.St.b = 0,60 cm² □ en zone nodal

-At= 0,003.St.b = 1,13 cm² □ en zone courante

Soit : At= 4HA8 = 2,01 cm²

***Délimitation de la zone nodale :**

L'=2h avec h : la hauteur de la poutre palier.

L'=2x35=70cm, pour les poutres principale.

**III-5) Vérifications à l'ELU :**

**1-Condition de non fragilité :**

$A \geq A_{min}=\frac{0,23bdf_{t28}}{f_e}=\frac{0,23\times25\times33\times2,1}{400}$=1cm²

Aux appuis : $A_a$=3,14cm²>$A_{min}$=1,12cm²

En travées : $A_t$=4,52cm²>$A_{min}$=1,12cm²

**condition vérifiée**

**b) armatures transversales**

**- diamètre minimale**

$$\emptyset_t = min\left(\frac{h}{35};\emptyset_l;\frac{b}{10}\right) = min\left(\frac{350}{35};10;\frac{250}{10}\right) = min(10;10;25)$$

On prend $\emptyset_t = 8mm$

**Calcul des espacements (BAEL91 Art51.22)**

$S_t \leq \min(0{,}9d; 40cm) = \min(28{,}8; 40)$ =28,8 cm

**-Aux appuis :**

$S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}; 12\Phi; 30cm\right) = \min\left(\frac{35}{4}; 12 \times 1{,}2; 30cm\right) \Rightarrow S_t$=8cm

**- En travée :**

$S_t \leq \frac{h}{2} = 17{,}5cm \Rightarrow S_t$=15cm

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par la relation suivante :

$A_t = 0{,}003 S_t b = 0{,}003 \times 3{,}14 \times 25 = 0{,}24cm^2$

$A_S = 3{,}14cm^2 > 0{,}24cm^2 \Longrightarrow$ conditions vérifie

**Remarque :**
Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**2-Vérification à l'effort tranchant :**

$\tau = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0{,}2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right\}$

$\left.\begin{array}{l} \tau_u = \frac{74{,}48 \times 10^3}{250 \times 330} = 0{,}93\text{MPa} \\ \bar{\tau}_u = min\{3{,}33; 5MPa\} = 3{,}33\text{MPa} \end{array}\right\}$ $\tau_u < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

**4-Vérification de l'adhérence d'entraînement des barres :** (Art A6.1.3, BAEL 91).

Il faut vérifier que :$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15MPa$

$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0{,}9d \sum u_i}$ Avec $\sum u_i$ : somme des périmètres utiles des armatures.

$\sum u_i = n\pi\emptyset = 3{,}14 \times (1{,}0 \times 2 + 3 \times 1{,}2) = 17{,}58$cm

$\tau_{se} = \frac{53{,}98 \times 10^3}{0{,}9 \times 330 \times 175{,}8} = 1{,}03MPa$

$\tau_{se} = 1{,}03 < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15 \longrightarrow$ Condition vérifiée

**5-Influence de l'effort tranchant aux appuis :**

**-Influence sur le béton :** (BAEL 91/ Art 5.1.313)

$T_u$ ≤0,4b.0,9d $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$T_u$=41,02KN≤0,4× 25 × 0,9 × 33 × $\frac{25}{1,5}10^{-1}$= 495KN

$T_u$=53,98KN≤495KN ⟶ Condition vérifiée

**-Influence sur les aciers :** (BAEL 91/ Art 5.1.313)

$A_a \geq \left(T_u + \frac{M_a}{0,9d}\right)\frac{1,15}{f_e} \Rightarrow 2,01 \geq \left(53,98 + \frac{21,05}{0,9\times3,3}\right)\frac{1,15}{400} = 0,18cm^2$

2,35cm²> $0,18cm^2$ ⟶ **condition vérifiée**

**6-Ancrage des barres aux appuis :**

$l_s=\frac{\emptyset f_e}{\bar{\tau}_{se}4}$ avec : $\bar{\tau}_{se}$=0,6$\Psi_s^2 f_{t28}$=2,835MPa

$\Psi_s$=1,5 $f_{t28}$=2,1MPa

$l_s=\frac{1,0\times400}{4\times2,835}$=35,25cm

Vu que la longueur de scellement est importante, on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée à 0.4ls = 14.1 soit 15cm.

**III-6) Calcul à l'ELS**

**Calcul des efforts :**

- **Calcul des moments :**

  Afin de tenir compte des semi encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

-En travée :

$M_t$= 0,85 x 15,33 x (5,60)²/8= 51,08 kN.m

-Aux appuis :

Ma= -0,3 x 15,33 x (5,60)²/8 = -18,03 kN.m

- **Réactions d'appuis :**

  $R_A$=$R_B$= $q_u$ x L/ 2 = 15,33x 5,6 / 2 = 42,92 Kn

**a-Etat limite de compression de béton** **(ArtA.4.5.2/BAEL 91).**

La fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier que :

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$ =0,6$f_{t28}$=15MPa

Aux appuis :

$\rho_l = \frac{100.A_a}{bd} = \frac{100\times2,35}{25\times33}$ =0,28 ⇒ $\alpha$= 0,252 et $\beta$=0,916 et k=44,52

$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{21,05\times10^3}{33\times0,916\times4,96}$=140,4MPa ≤ $\bar{\sigma}_b$=348MPa ⟶ **condition vérifiée**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{sa}}{K_1} = \frac{140,4}{44,52}$ =3,15MPa

$\sigma_{bc} = 3,15MPa \leq \bar{\sigma}_{bc}$=15MPa ⟶ **condition vérifiée**

En travée :

$\rho_l = \frac{100.A_t}{bd} = \frac{100\times4,82}{25\times33}$ =0,58 ⇒ $\alpha$= 0,339 et $\beta$=0,887 et k=29,25

$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 d A_t} = \frac{21,05\times10^3}{33\times0,887\times4,96}$=144,98MPa ≤ $\bar{\sigma}_b$=348MPa ⟶ **condition vérifiée**

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{144,98}{29,25}$ =4,96MPa

$\sigma_{bc} = 4,96MPa \leq \bar{\sigma}_{bc}$=15MPa ⟶ **condition vérifiée**

**b-Etat limite d'ouverture des fissures :** (BAEL 91/Art A.4.5.3)

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert contre les intempéries et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

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

**h :** Hauteur de la poutre

**L :** Longueur libre de la plus grande travée.

$\frac{A_t}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

**$f_e$ :** Limite d'élasticité de l'acier.

**$A_t$ :** Section d'armature en travée.

$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$

**$M_t$ :** Moment max en travée.

**$M_0$ :** Moment max isostatique.

$\frac{h}{L}=\frac{35}{560}=0,06\geq 0,06$ ⇒ condition vérifiée

$\frac{h}{L}\leq\frac{M_t}{10M_0}$ ⇒ $\frac{51,08}{560}=0,091<\frac{M_t}{10M_0}=\frac{60,09}{10\times 51,08}=0,119$ ⇒ condition vérifiée

$\frac{A_t}{b.d}\leq\frac{4,2}{f_e}$ ⇒ $\frac{4,82}{25x35}=0,0055<0,011$⇒ condition vérifiée

## Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisante

## III.6 Calcul de la dalle salle machine

La dalle de la salle machine repose sur 4 appuis, elle est calculer sous une charge uniformément répartie et une charge localisé.

**I. <u>La surface de passage de l'ascenseur</u>**

$S = 1{,}7x1{,}7 = 2{,}89m^2$ La dalle de la salle machine est appuyée sur ses 4 cotés.

- **<u>Charges normalisées et le poids total</u>**

  Les Constructeurs précisent pour chacun de leur appareil une charge nominale pour un nombre de personnes, pour laquelle ils garantissent un fonctionnement normal.

✓ Vitesse d'entrainement ; V = 1 m/s
✓ La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de **P =9 tonnes.**
✓ Epaisseur de la dalle ;

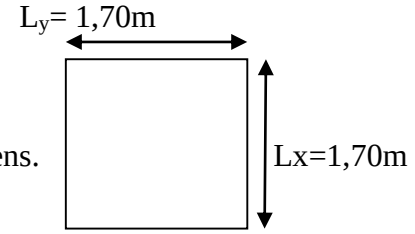
$H_0 \geq \frac{l_x}{30} = 170/30 = 5{,}67$cm

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA 99 version 2003, donc on prend une épaisseur de **15cm.**

- **<u>Calcul des sollicitations</u>**

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1{,}7}{1{,}7} = 1$

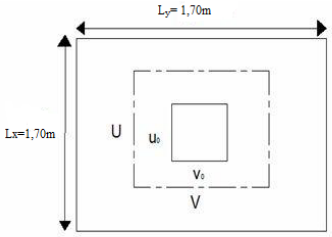
$0{,}4 \leq \rho \leq 1$ ⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

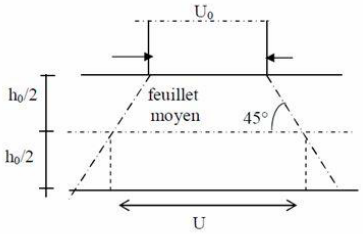



La dalle est soumise aux charges suivantes :

✓ Charges localisées sur un rectangle concentrique de la dalle.
✓ Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle.

**1) <u>Etude de la dalle sous charges localisée</u>**




$$\begin{cases} M_x = P(M_1 + \upsilon M_2) \\ M_y = P(M_2 + \upsilon M_1) \end{cases}$$

Avec : $\upsilon$ le coefficient de poisson à L'ELU $\upsilon = 0$ ; L'ELS $\upsilon = 0{,}2$

$M_1$, $M_2$ : coefficient à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD suivant $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_0 \\ V = V_0 + 2\xi e + h_0 \end{cases}$$

Dans le cas de béton armé $\xi = 1 \begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_0 \\ V = V_0 + 2\xi e + h_0 \end{cases}$

Avec : $h_0$ c'est l'épaisseur de la dalle.

e : épaisseur de revêtement (e=0).

$U_0 = V_0 = 0{,}80$ m (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$$\begin{cases} U = 0{,}8 + 0{,}15 = 0{,}95m \\ V = 0{,}8 + 0{,}15 = 0{,}95m \end{cases}$$

$\frac{U}{l_x} = \frac{0{,}95}{1{,}70} = 0{,}56 \qquad 0{,}5 < \frac{U}{l_x} < 0{,}6$

$\frac{V}{l_y} = \frac{0{,}95}{1{,}70} = 0{,}56 \qquad 0{,}5 < \frac{V}{l_y} < 0{,}6$

Après l'interpolation on aura : **$M_1$ = $M_2$ = 0,0816**

- **<u>Calcul à l'ELU</u>** $\upsilon = 0$

$P_u = 1{,}35\ x\ 90 = 121{,}5KN$

$M_{x1} = 121{,}5\ x(0{,}0816 + 0\ x\ 0{,}0816) = 9{,}41$ KN.m

$M_{y1} = 121{,}5\ x(0{,}0816 + 0\ x\ 0{,}0816) = 9{,}41$ KN.m

- **<u>Calcul à l'ELS</u>** $\upsilon = 0{,}2$

$P_s = 90\ KN$

$M_{x1s} = 90\ x(0{,}0816 + 0{,}2\ x\ 0{,}0816) = 8{,}81$ KN.m

$M_{y1s} = 90\ x(0{,}0816 + 0{,}2\ x\ 0{,}0816) = 8{,}81$ KN.m

**2) <u>Sous charge uniformément repartie</u>**

- **<u>Etat limite ultime (ELU)</u>** $\upsilon = 0$

$\rho = 1 \longrightarrow \mu_x = 0{,}0368 \quad ; \quad \mu_y = 1$

$G = 25\ x\ 0{,}15\ x\ 1 + 22\ x\ 0{,}05 = 4{,}85\ KN/m$ et $Q = 1\ KN/m$

$q_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 1{,}35(4{,}85) + 1{,}5(1) = 8{,}05\ KN/m$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x\ x\ q_u\ x\ {l_x}^2 = 0{,}0368\ x\ 8{,}05\ x\ 1{,}70^2 = 0{,}85\ KN.m \\ M_{y2} = \mu_y\ x\ M_{x2} = 1\ x\ 0{,}85 = 0{,}85KN.m \end{cases}$$

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

$\upsilon = 0{,}2$

$\rho = 1 \longrightarrow \mu_x = 0{,}0442 \quad ; \quad \mu_y = 1$

$q_s = G + Q = 4{,}85 + 1 = 5{,}85\ KN/m$

$$\begin{cases} M_{x2s} = \mu_x\ x\ q_u * {l_x}^2 = 0{,}0442\ x\ 5{,}85\ x\ 1{,}70^2 = 0{,}75\ KN.m \\ M_{y2s} = \mu_y\ x\ M_{x2s} = 1\ x\ 0{,}75 = 0{,}75\ KN.m \end{cases}$$

**3) Superposition des moments**

- **ELU**

$M_{ux} = M_{x1} + M_{x2} = 9{,}41 + 0{,}85 = 10{,}26\ KN.m$

$M_{uy} = M_{y1} + M_{y2} = 9{,}41 + 0{,}85 = 10{,}26\ KN.m$

- **ELS**

$M_{sx} = M_{x1s} + M_{x2s} = 8{,}81 + 0{,}75 = 9{,}56\ KN.m$

$M_{sy} = M_{y1s} + M_{y2s} = 8{,}81 + 0{,}75 = 9{,}56\ KN.m$

❖ **Remarque**

En tenant compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront de Mt= 0,85m en travée et de Ma = -0,3m aux appuis.

✓ **En travée**

$M_x^t = M_y^t = 0{,}85M_{ux} = 0{,}85 \ x\ 10{,}26 = 8{,}72$ KN.m

✓ **Aux appuis:**

$M_x^a = M_y^a = -0{,}3 \ x\ 10{,}26 = 3{,}08$ KN.m

## II. Calcul des armatures

**Sens X-X :**

- En travée :

On considère une bande de 1m de largeur, tel que : b = 100 cm , d = 13 cm

$\mu_b = \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{8{,}72\ x\ 10^3}{100\ x\ 13^2\ x\ 14{,}2} = 0{,}036 < 0{,}392 \longrightarrow$ SSA

$\mu_b = 0{,}036 \quad , \quad \beta = 0{,}982$

$A_t = \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{8{,}72\ x\ 10^3}{0{,}982\ x\ 13\ x\ 348} = 1{,}96cm^2 \longrightarrow$ Soit 4HA8 = 2,01 cm² avec un $S_t$= 25cm

- Aux appuis :

$\mu_b = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{3{,}08\ x10^3}{100\ x\ 13^2\ x\ 14{,}2} = 0{,}013 < 0{,}392 \longrightarrow$ SSA

$\mu_b = 0{,}013 \quad , \quad \beta = 0{,}9935$

$A_a = \frac{M_x^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{3,08\ x\ 10^3}{0,9935\ x\ 13\ x\ 348} = 0,68cm^2$ ⟶ Soit 4HA8 = 2,01 cm² avec un $S_t$= 25cm

On prend le même ferraillage dans les deux sens X-X et Y-Y, car $l_x = l_y$.

**III. <u>Vérification à l'ELU</u>**

- **<u>Espacement des armatures (Art.A.8.2,42 BAEL91modéfié99)</u>**

La fissuration est non préjudiciable, l'espacement entre les armatures doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Direction principale** : $S_t \leq min\{2h; 25cm\}$

$S_t$ = 25cm $S_t \leq min\{2h; 25cm\}$ ……condition vérifiée.

- **Direction secondaire**: $S_t \leq min\{3h; 33cm\}$

$S_t$ = 25cm $\leq min\{45; 33cm\}$……..…condition vérifiée.

- **<u>Condition de non fragilité (Art.B.7.4. BAEL91 modéfié99)</u>**

$\rho_x \geq \rho_0 \frac{3-\frac{l_x}{l_y}}{2}$ Avec $\rho_0 = 0,0008$ pour $[f_e 400]$

$\rho_0 = \frac{A_{min}}{S}$

$\rho_x$ : Taux minimale d'acier en travée.

$A_{min}$ : Section minimale d'armature.

S : section totale de béton.

$\Rightarrow A_{min} = \rho_0\ x\ S = 0,0008\ x\ 15\ x\ 100 = 1,2\ cm^2$

**<u>Suivant X-X :</u>**

$A_t$ = 2,01 cm² $> 1,2cm^2$……..**condition vérifiée.**

**<u>Suivant Y-Y :</u>**

$A_a$ = 2,01 cm² $> 1,2cm^2$……..**condition vérifiée.**

- **<u>Diamètre minimale des barres Art.A.7.2 ,1. (BAEL91, modéfié99)</u>**

$\emptyset \leq \emptyset_{max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15mm$

$\emptyset$ : Diamètre de l'armature longitudinale.

$\emptyset = 12mm < \emptyset_{max} = 15mm$ ……..……**condition vérifiée.**

- **Poinçonnement (Art.5.2,42. BAEL91 modifié99)**

$$Q_u \leq 0,045 U_c . h . \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$U_c$ : Périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$U_c = 2(U + V) = 2(0,95 + 0,95) = 3,8m$

$0,045 U_c . h . \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,045 \text{ x } 3,8 \text{ x } 0,15 \text{ x } \frac{25 \text{ x } 10^3}{1,5} = 427,5 \text{ KN}$

$Q_u = 121,5\ kN \ < 427,5\ kN$ …….…..**condition vérifiée.**

Donc les armatures transversales sont inutiles.

- **Vérification de la contrainte tangentielle**

On doit vérifier : $\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

**Au milieu de U**

$T_u = \frac{P}{2U+V} = \frac{121,5}{2\ x\ 0,95+0,95} = 42,63\ KN$

**Au milieu de V**

$T_u = \frac{P}{3U} = \frac{121,5}{3\ x\ 0,95} = 42,63\ KN$

$\tau_u = \frac{T_{u\,max}}{b.d} = \frac{42,63\ x\ 10^3}{1000\ x\ 13} = 033\ MPa$

$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07\ x\ \frac{25}{1,5} = 1,167 MPa$

$\tau_u = 0,33\ MPa \leq \bar{\tau}_u = 1,167 MPa$ ……**condition vérifiée.**

## IV. vérification à l'ELS

On à : $M_{sx} = M_{sy} = 9,42$KN.m

En tenant compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront de Mt= 0,85m en travée et de Ma = -0,3m aux appuis.

✓ **En travée**

$M_{sx}^t = 0,85\ x\ 9,56 = 8,13\ KN.m$

$M_{sy}^t = 0,85\ x\ 9,56 = 8,13\ KN.m$

✓ **Aux appuis**

$M_{sx}^a = -0,3\ x\ 9,56 = -2,87\ KN.m$

$M_{sy}^a = -0,3\ x\ 9,56 = -2,87\ KN.m$

- **Etat limite de fissuration**

La fissuration est non préjudiciable, donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

**Aux appuis :**

**Sens X-X :**

$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \text{ x } 2{,}01}{13 \text{ x } 100} = 0{,}154 \quad \Rightarrow \quad \boldsymbol{\beta_1 = 0{,}936}\ , \quad \boldsymbol{K_1 = 62{,}4}$

$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1.d.A_A} = \frac{2{,}87\ x\ 10^6}{0{,}936\ x\ 130\ x\ 201} = 117{,}34\ MPa < \bar{\sigma}_{st} = 348 MPa$ → Condition vérifiée.

$\sigma_{bc} = K\sigma_s = \frac{\sigma_s}{K_1}$ Avec K = $\frac{1}{K_1}$

$\sigma_{bc} = \frac{115{,}71}{62{,}4} = 1{,}85\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ ……**condition vérifiée.**

**En travée :**

$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \text{ x } 4{,}52}{13 \text{ x } 100} = 0{,}348\ \beta_1 = 0{,}908 \quad , \ K_1 = 35{,}5$

$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_t} = \frac{8\ x\ 10^6}{0{,}908\ x\ 130\ x\ 452} = 149{,}94\ MPa < \bar{\sigma}_{st} = 348 MPa$ → **Condition vérifiée.**

$\sigma_{bc} = K\sigma_s = \frac{\sigma_s}{K_1}$ Avec K = $\frac{1}{K_1}$

$\sigma_{bc} = \frac{149{,}94}{35{,}5} = 4{,}22\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ ……**condition vérifiée.**

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens Y-Y.

- **Etat limite de déformation**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

**1.** $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16}$

$\frac{15}{170} = 0{,}088 > \frac{1}{16} = 0{,}062$……..**condition vérifiée.**

**2.** $\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 M_x}$

$\frac{15}{170} = 0{,}088 > \frac{8}{20\ x\ 9{,}42} = 0{,}042$……..**condition vérifiée.**

**3.** $\frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$

$\frac{4{,}52}{13\ x\ 100} = 0{,}0034 < \frac{2}{400} = 0{,}005$ ……..**condition vérifiée.**

Donc ce n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

**Conclusion :**

La dalle de la salle machine sera ferraillée comme suit :

Sens longitudinal X-X :

- En travée : $A_t$= 4HA8 avec St= 25cm.
- Aux appuis : $A_a$= 4HA8 avec St= 25cm.

Sens transversal Y-Y :

- En travée : $A_t$= 4HA8 avec St= 25cm.
- Aux appuis : $A_a$= 4HA8 avec St= 25cm.

## III.7 Balcon

Pour le cas de notre structure, les balcons qui sont en dalle pleine, ils sont encastrés au niveau des poutres de rive.

Le pré-dimensionnement de l'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule suivante :

- **Dimensionnement**

$e_p \geq \frac{L}{10}$ Avec L : la largeur du balcon.

$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15cm$ Soit donc $e_p$ = 15 cm

Le schéma statique de la console est donné sur la figure suivante :

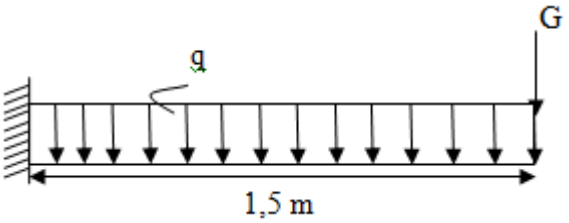



**Schéma statique du Balcon**

**1) Détermination des charges et des surcharges**

- **Charges permanentes de la dalle plaine.**

| N° | Désignation | Epaisseur (cm) | $\rho(KN/m^2/cm)$ | G(KN/ml) |
|---|---|---|---|---|
| **1** | Revêtement carrelage | 2 | 0,2 | 0,4 |
| **2** | Mortier de pose | 2 | 0,2 | 0,4 |
| **3** | Couche de sable | 2,5 | 0,18 | 0,45 |
| **4** | Poids propre de la dalle | 15 | 0,25 | 3,75 |
| **5** | Enduit plâtre | 2 | 0,1 | 0,2 |
| | | | $G_{totale}$ | 5,2 |

- **La charge concentrée :**

$G_c$ = 2,27 KN/m

- **surcharge d'exploitation**

Q= 3,5 KN/m² (DTR B.C.2.2) (surcharges de la dalle pleine) ;

**2) Les combinaisons de charges**

**E.L.U :**

- La dalle : qu= (1,35G +1,5Q) x 1m= (1.35 x 5,2+1,5 x2,5) x 1= 12,27 KN/m

- la charge concentrée : $G_c$ = 1,35 x 2,27(3,06) x 1 = 9,37 KN/m

**E.L.S :**

- La dalle : qs= Q + G = 8,7 KN/m
- La charge concentrée : $G_{CS}$= 6,94 KN/m

**3) Calcul des moments**

✓ **Moment provoqué par la surcharge qu est :**

$M_{qu} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12,27\ x\ 1,5^2}{2} = 13,80 KN.m$

✓ **Moment provoqué par la surcharge $G_C$:**

$M_{gc} = g_c\ x\ L = 9,37\ x\ 1,50 = 14,05\ KN.m$

✓ **Le moment total est :** Mu = $M_{qu}$ + $M_{gc}$ = 27,85 kN.m

✓ **L'effort tranchant :** $q_u + g_c = 21,64\ KN$

**4) <u>Ferraillage</u>:**

**a) Armatures principales:**

$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{27,85 \text{ x } 10^2}{100 \text{ x } 13^2 \text{ x } 1,42} = 0,116$

$\mu_u = 0,116 < 0,392 \Rightarrow$ section simplement armée (SSA).

De l'abaque des armatures: $\beta = 0,938$

D'où : $A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{27,85 \text{ x } 10^2}{0,943 \text{ x } 13 \text{ x } 34,8} = 6,13$ cm² soit: 4HA14= 6,16cm² avec $s_t = 25cm$

**b) Armatures de répartitions :**

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{6,13}{4} = 1,53 cm^2$ On adopte 4HA8 = 2,01 cm² avec $s_t = 25cm$

**5) <u>Vérification à l'ELU</u>**

- **Espacement des barres**

- Armatures principales : $S_t \leq \{3h\,;33\} = 33\ cm\ >\ s_t = 20\ cm$
- Armatures de répartition : $S_t \leq \{4h\,;45\} = 45\ >\ s_t = 25\ cm$

- **<u>Condition de non fragilité</u>** <u>(Art 4.2, 1/BAEL 91)</u>

On doit vérifier : $A_{min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = 0,23\ x\ 13\ x\ 100\ x\ \frac{0,21}{40} = 1,57\ cm^2$$

$A_{adop} = 7,30\ cm^2 > A_{min} = 1,57\ cm^2$ ……**Condition vérifiée.**

**6) <u>Contrainte de cisaillement</u>**

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec $\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{21,64\ x\ 10^3}{130\ x\ 1000} = 0,17 \\ \bar{\tau}_u = min\left\{\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}\ ;\ 4\ MPa\right\} = 2,5\ MPa\ (\ fissuration\ prejudiciable) \end{cases}$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ ……**Condition vérifiée.**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**7) <u>Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement des barres (Art.A.6.1.3/BAEL91)</u>**

On doit vérifier : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0{,}9d\sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$

$U_i = \pi * diamétre$

$\sum U_i = 4\ x\ 3{,}14\ x\ 14 = 175{,}84\ mm$ ; Avec n : nombre de barres.

$$\left.\begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{21{,}64x\ 10^3}{0{,}9\ x\ 130\ x\ 175{,}84} = 1{,}05\ MPa \\ \bar{\tau}_{se} = 1{,}5\ x\ 2{,}1 = 3{,}15 MPa \end{array}\right\} \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$ ……..…….**condition vérifiée.**

**8) <u>Ancrage des barres (Art. A.6.1.22/BAEL91)</u>**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$\tau_{su} = 0{,}6{\psi_s}^2 f_{t28} = 0{,}6\ x\ 1{,}5^2\ x\ 2{,}1 = 2{,}835\ MPa$

$l_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \tau_{su}} = \frac{1{,}4\ x\ 400}{4\ x\ 2{,}835} = 49{,}38 cm$ , on prend $l_s = 50\ cm$

On prévoit des crochets.

Lc= 0,4.Ls= 20 cm

**9) <u>Vérification à l'ELS</u>**

Calcul de moment.

$M_s = \frac{q_s L^2}{2} + g_s\ x\ L = 8{,}7\ x\ \frac{1{,}5^2}{2} + 6{,}94\ x\ 1{,}5 = 20{,}19\ KN.m$

a) **<u>Vérifications des contraintes</u>**

- **<u>La contrainte dans l'acier</u>**

On doit vérifier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1\ d\ A_t} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa.

$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 6{,}16}{100 \times 13} = 0{,}47$ De l'abaque $\left\{\begin{array}{l} \beta_1 = 0{,}896 \\ K_1 = 33{,}08\ \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1\ d\ A_t} = \frac{20{,}19\ x\ 10^6}{0{,}896\ x\ 130\ x\ 616} = \end{array}\right.$

$281{,}38\ \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348\ \text{MPa}$……**condition vérifiée**.

- **<u>La contrainte dans le béton</u>**

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15$ MPa.

$\sigma_{bc} = K.\sigma_s = \frac{1}{K_1}.\sigma_s = \frac{1}{33{,}08}\ x\ 265{,}78 = 8{,}21$ MPa

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$……**Condition vérifiée**

**b) <u>Etat limite de déformation (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99)</u>**

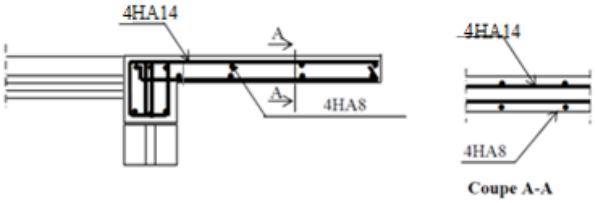
Avant le calcul de la flèche, on doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \quad , \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_S}{10M_0} \quad , \quad \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{1}{10} = 0,1$…… **condition vérifiée.**

$\frac{h}{L} = \frac{15}{150} = 0,1 \geq \frac{M_S}{10M_0} = \frac{20,19}{10\ x\ 19,07}\ x = 0,1$……**condition vérifiée.**

$\frac{A}{bd} = \frac{6,16}{100\ x\ 13} = 0,0047 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$……**condition vérifiée.**



# CHAPITRE IV
# PRESENTATION DE LOGICIEL

## ❖ Présentation du logiciel ROBOT

Le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis** (nommé **Robot** dans le fichier d'aide entier) est un progiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. **Robot** permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

## ❖ Etapes de modélisation

Nous pouvons résumer les étapes de modélisation comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle
- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles,….)
- Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E)
- Affectation des charges revenant aux éléments
- Introduction des combinaisons d'actions
- Définition des nœuds maitres inertie d'étages
- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)
- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

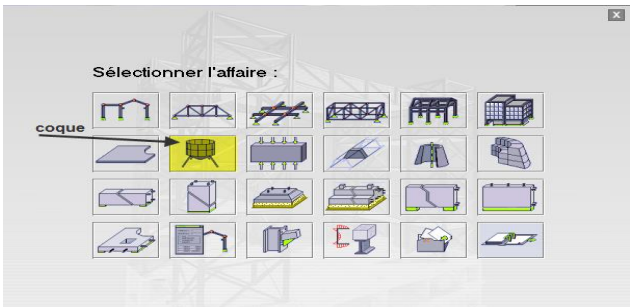



**Figure 1: choix de la structure à étudier**

## ❖ Configuration des préférences de l'affaire

Dans le menu « **outils** » on choisit « **préférences de l'affaire** » pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.

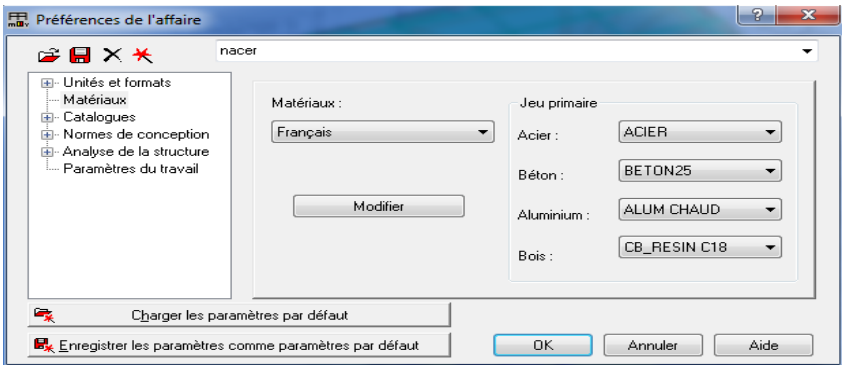



**Figure 2 : Préférences de l'affaire.**

❖ **Ligne de construction**

Les lignes de construction sont d'une grande importance lors de la modélisation de la structure. Dans le menu« **Structure** », on clique sur l'icône

❖ **Lignes de construction.**

Les cotes de ces lignes seront introduites dans la fenêtre donnée à coté dans le système de coordonnées cartésiennes.

❖ **Mode d'accrochages**

Pour éviter les erreurs dans la modélisation, il faut désactiver tout les accrochages sauf les nœuds et lignes de construction : on clique sur le bouton droit dans la zone graphique, modes d'accrochage du pointeur, et mode d'accrochage du pointeur.

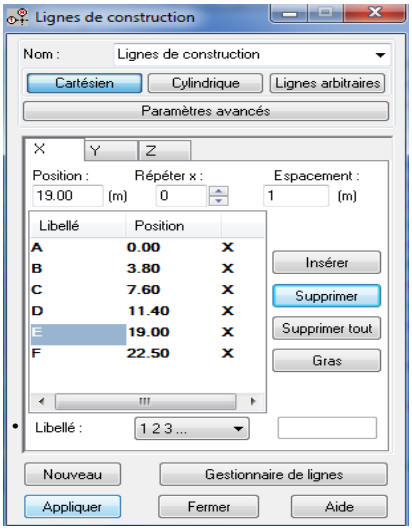



**Fig.3 : Ligne de construction**

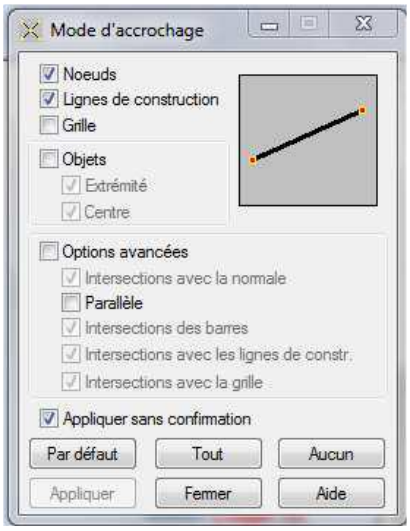



**Fig.4 : Mode d'accrochage**

## Profilés des barres

Cette étape permet de définir les différentes sections. Dans le menu « **structure-caractéristique-profilés de barres** » ou dans la barre d'outils sur l'icône profilé de barres

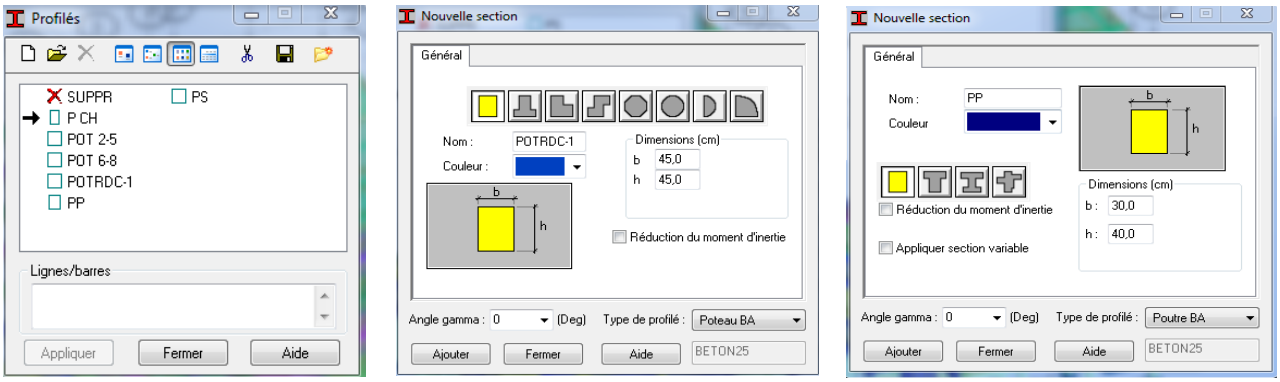
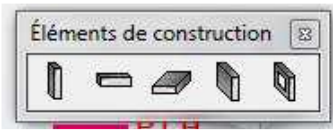
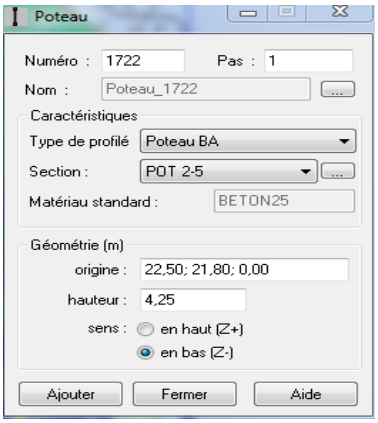



**Figure 5 : Choix des profilés des barres**

## ❖ Création du modèle de la structure

Dans le menu « structure-poteau » ou avec la commande « élément de construction » on choisit l'élément de sa section



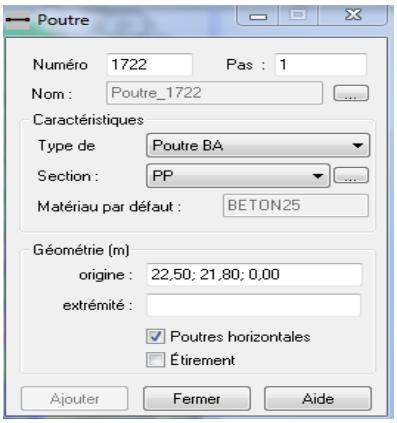




**Figure 6: Modélisation des Poteaux-Poutre**

Après avoir dessiné la structure, le logiciel nous donne la possibilité d'arranger notre structure avec des attributs. Pour choisir les attributs à afficher sur l'écran, dans le menu «affichage-attributs» ou on clique sur l'icône « affichage des attributs » qui se trouve en bas et à gauche de la zone graphique et on aura :

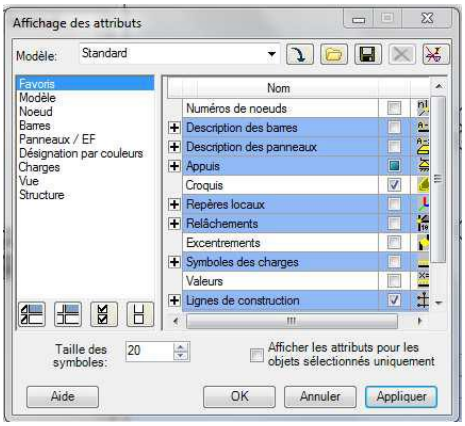
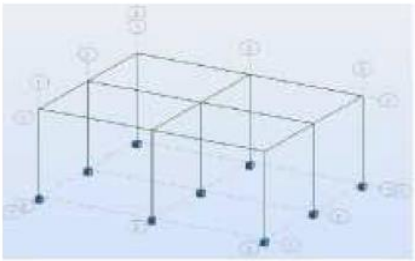
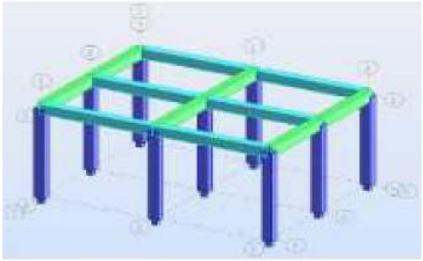



**Figure 7 : Affichage des attributs**

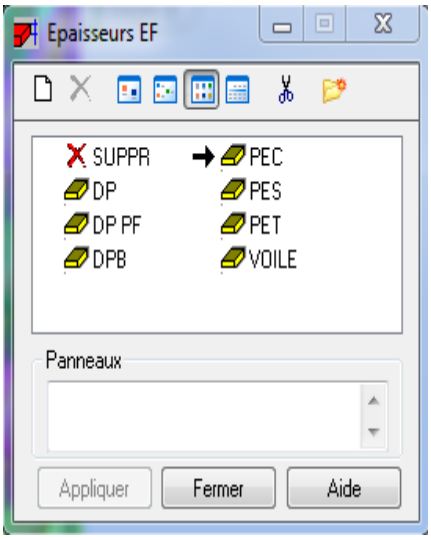
**Exemple :**





## ❖ Définition des éléments panneaux

A partir du menu déroulant « **structure** », « **caractéristiques** »puis **«Epaisseur EF** », ou bien en cliquant sur l'icône dans la barre d'outils vertical à droite de l'écran. Une boîte de dialogue apparait, après un clic sur **« définir nouvelle épaisseur »** et sur l'onglet **« Uniforme »** on introduit le nom, l'épaisseur et sa variation ainsi que le matériau du panneau.



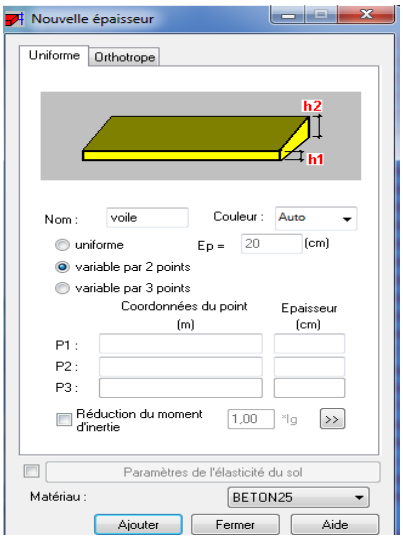
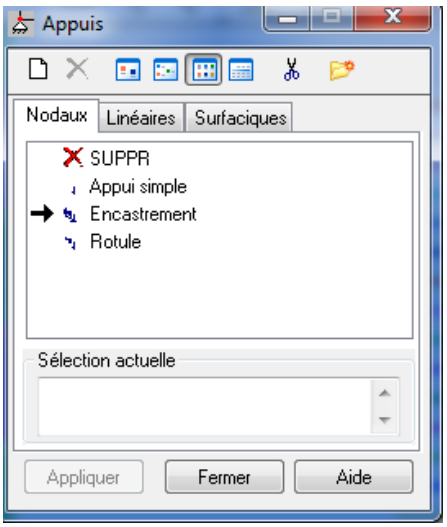




**Figure 8 : définition des éléments panneaux**

## ❖ Encastrement des nœuds a la base

Pour bloquer le mouvement des noeuds à la base de la structure, on affiche le niveau de base de la structure en 2D(XY), on clique sur appuis , encastrement, nodaux pour les barres et linéaires pour les voiles.



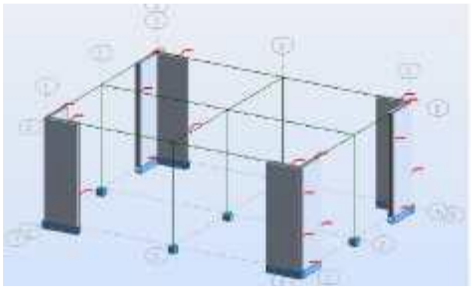



**Figure 9 : Définition des appuis**

## ❖ Définition des cas de charges

Pour définir les cas de charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, dans le menu « **chargements** » « **cas de charges** » on choisit la nature et le nom puis on clique sur « **Nouveau** », ou bien à droite de la zone graphique on clique sur cette icone. On peut créer les types de charges suivantes :

**G** : Charge permanente.
**Q** : Charge d'exploitation.
**E** : Charge sismique.

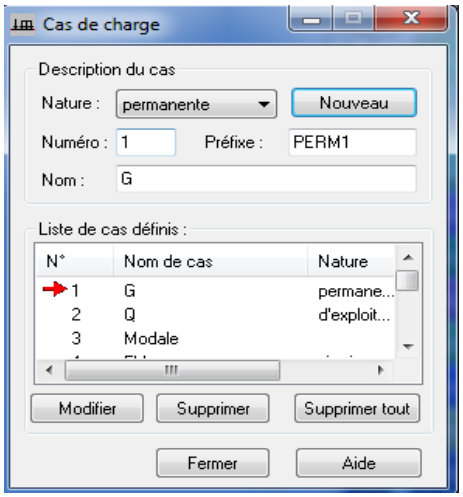



**Figure 10 : Définition des cas de charges**

## ❖ Chargement de la structure

Pour charger la structure on choisit le type de chargement G (permanente) ou Q (exploitation). Avant d'appliquer ces chargements sur la surface du plancher, on doit définir les bardages et pour se faire on sélectionne dans le menu « **structure** », «**bardage** » Dans la boite de dialogue ci-dessous on introduit le nom, la direction des charges(X pour nous) et la méthode de répartition des charges.

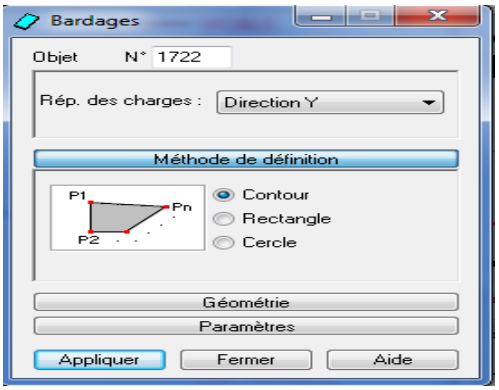



**Figure 11 : Choix des bardages**

Dans le menu « **chargement** », « **définir charge** », on introduit les valeurs de **G** et **Q**

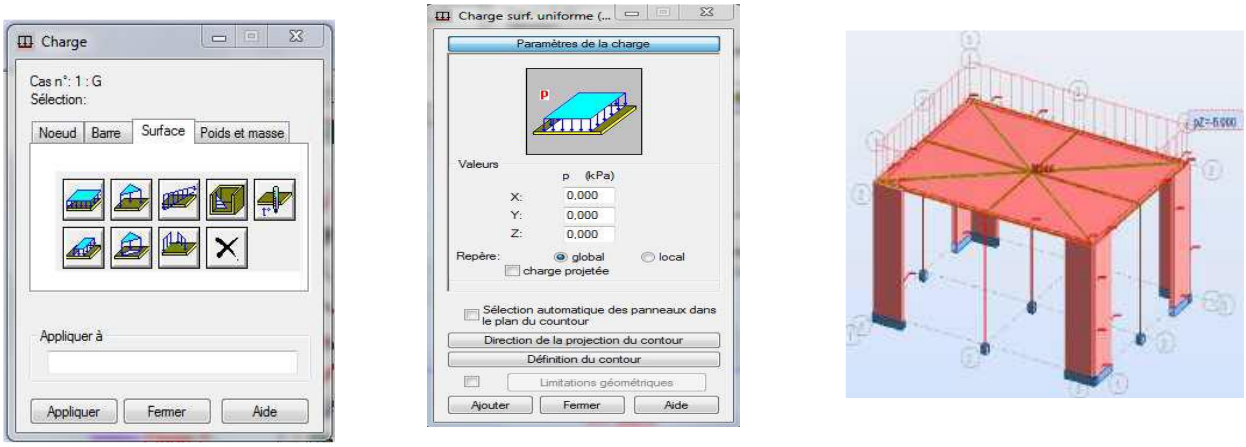



**Figure 12 : Application des charges surfaciques.**

❖ **<u>Définition des options de calculs</u>** (analyse statique, modale et dynamique)

Dans le menu « **analyse** », « **type d'analyse** » on choisit options de calculs à savoir le type d'analyse (modale et sismique) et la masse ou l'on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA (règlement parasismique algérien99 version 2003) pour l'analyse sismique.

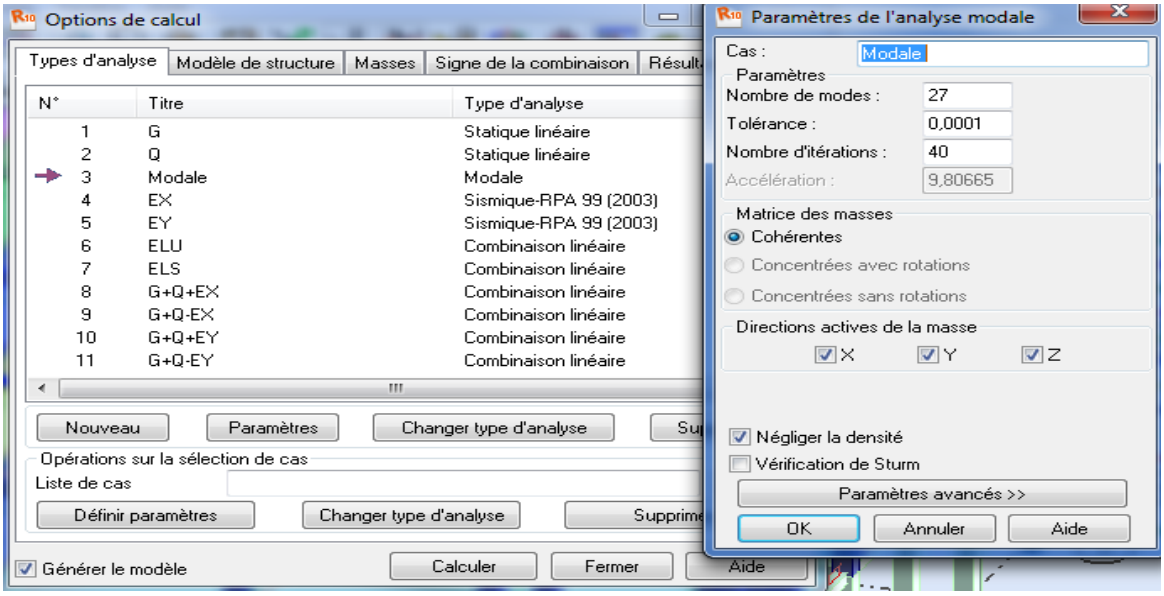



**Figure 13 : Définition des charges dynamique**

Alors on clique sur « **Nouveau** » et sélectionné le champ « **Modale** » les paramètres de l'analyse modale sont introduits dans la boite de dialogue qui s'affiche à l'écran au-dessous

Puis on clique sur l'icône « **définir l'excentrement des masse** » et on introduit les valeurs montré sur la figure suivante :

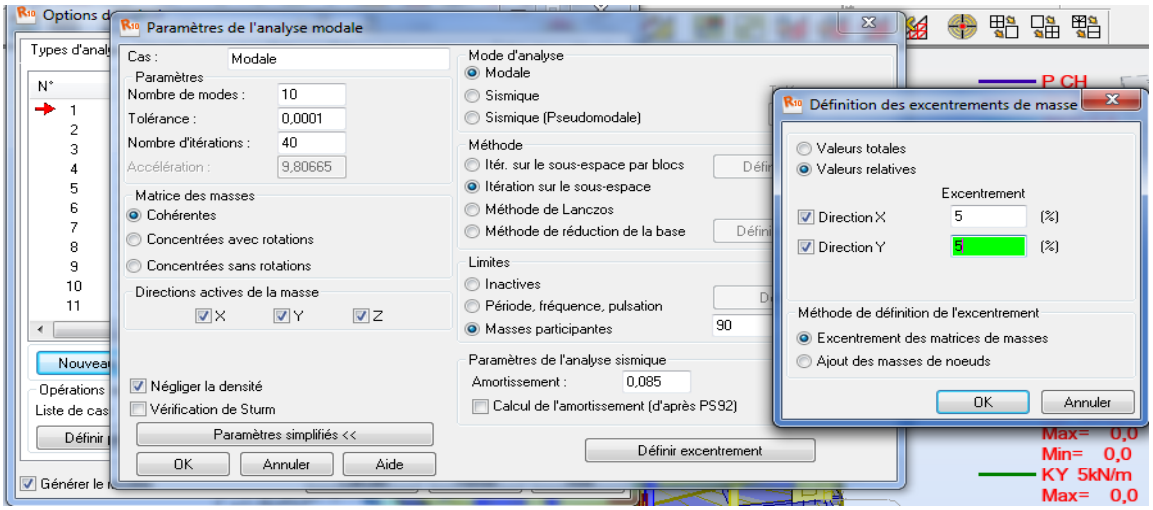



**Figure 14 : Paramètres de l'analyse modale.**

On clique une seconde fois sur « Nouveau », on coche la case sismique et choisir RPA 2003 et introduire ces paramètres dans le sens x puis y et valider

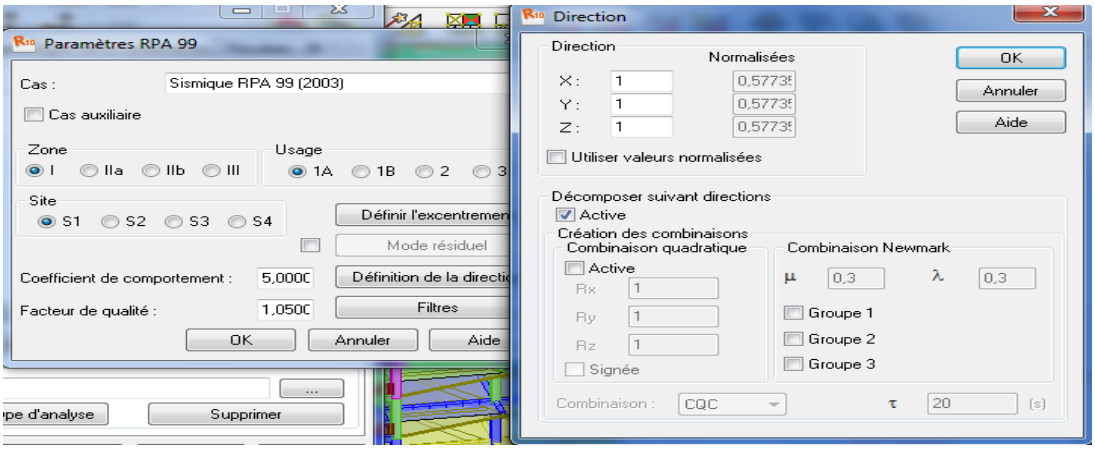



**Figure 15 : Définition des paramètres du RPA**

Comme ce logiciel permet de calculer la masse de la structure à partir des éléments et des charges que l'on introduit dans la boite de dialogue « **option de calculs** » l'icône masse puis convertir les cas ou on choisit la charge G puis fermer. Choisir la direction ainsi que le coefficient et ajouter ; on refait la même opération pour la charge Q.

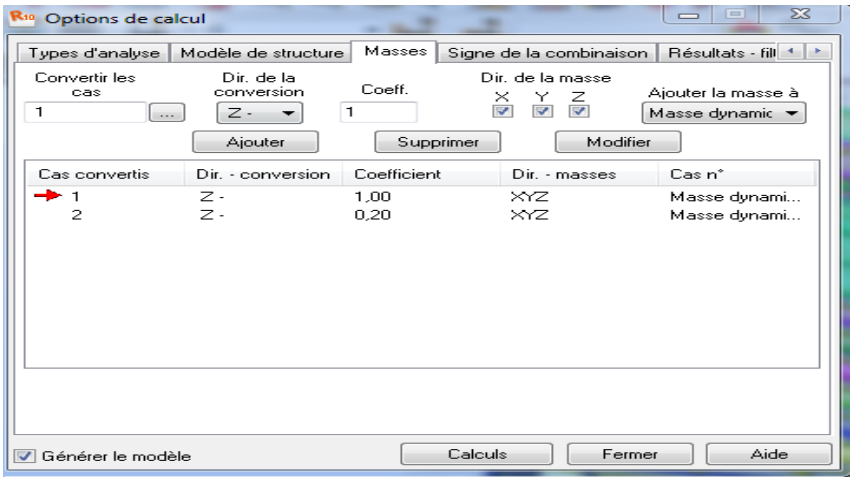



**Figure 16 : Définition de la masse sismique.**

Et on aura les combinaisons suivantes :

| Combinaison | Nom | Type d'analyse | Nature de | Nature du cas | Définition |
|---|---|---|---|---|---|
| 6 (C) | ELU | Combinaison lin | ELU | permanente | 1*1.00+2*0.20 |
| 7 (C) | ELS | Combinaison lin | ELS | permanente | (1+2)*1.00 |
| 8 (C) (CQC) | G+Q+EX | Combinaison lin | ACC | sismique | (1+2+4)*1.00 |
| 9 (C) (CQC) | G+Q-EX | Combinaison lin | ACC | sismique | (1+2)*1.00+4*-1.00 |
| 10 (C) (CQC) | G+Q+EY | Combinaison lin | ACC | sismique | (1+2+5)*1.00 |
| 11 (C) (CQC) | G+Q-EY | Combinaison lin | ACC | sismique | (1+2)*1.00+5*-1.00 |
| 12 (C) (CQC) | 0.8G+EX | Combinaison lin | ACC | sismique | 1*0.80+4*1.00 |
| 13 (C) (CQC) | 0.8G-EX | Combinaison lin | ACC | sismique | 1*0.80+4*-1.00 |
| 14 (C) (CQC) | 0.8G+EY | Combinaison lin | ACC | sismique | 1*0.80+5*1.00 |
| 15 (C) (CQC) | 0.8G-EY | Combinaison lin | ACC | sismique | 1*0.80+5*-1.00 |
| 16 (C) | POID | Combinaison lin | ELU | poids propre | 2*0.20+1*1.00 |

**Figure 17 : Combinaison d'action.**

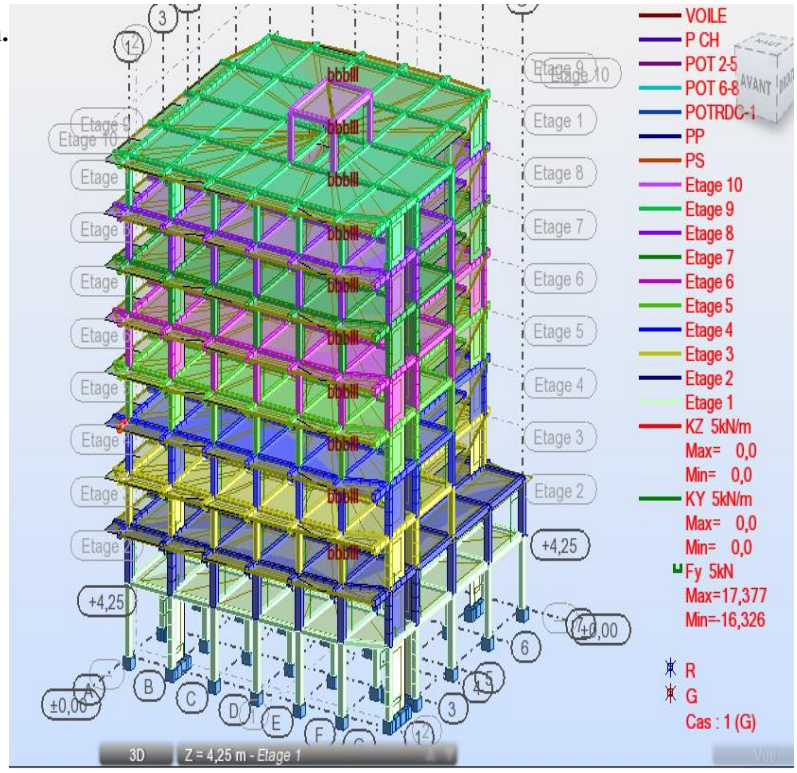



**Figure 17: vue finale de la structure.**

## ❖ Vérification de la structure

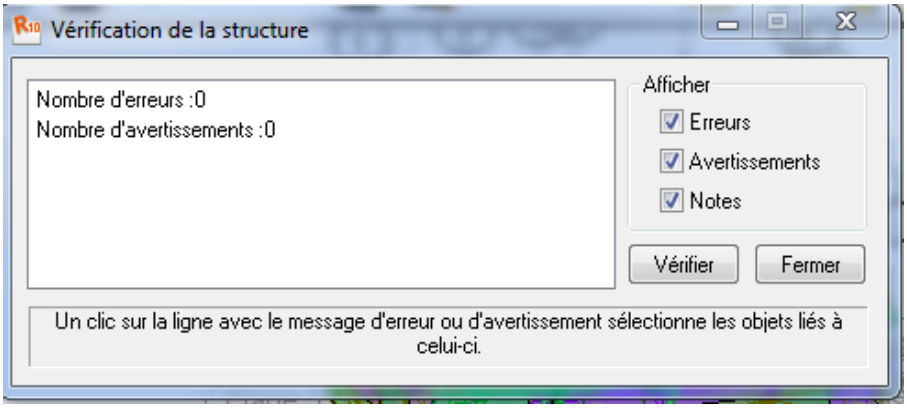



**Figure 19 : Vérification de la structure.**

## ❖ Calcul de la structure

Dans le menu « **analyse** », « **calculer** », et le calcul est lancé, ou bien icône .

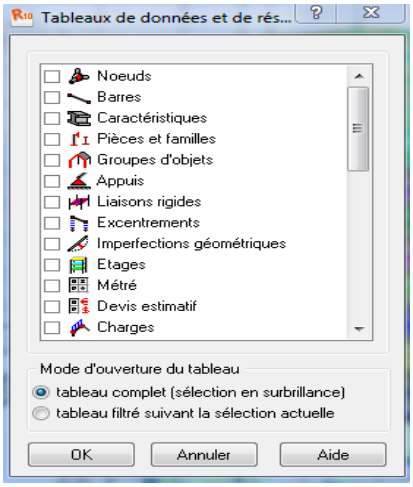



**Figure 20 : Exploitation des résultats**

## ❖ Vérification des périodes

On clique sur le bouton droit de la souris, tableau, et on coche la case mode propre ou bien dans le menu « **résultats** », « **avance** », « **mode propre** », on aura toutes les informations concernant l'analyse modale.

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masses Cumulées UZ [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masse Modale UZ [%] | Tot.mas.UX [kg] | Tot.mas.UY [kg] | Tot.mas.UZ [kg] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 3/ 1 | 1,24 | 0,81 | 68,25 | 8,65 | 0,07 | 68,25 | 8,65 | 0,07 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 2 | 1,32 | 0,76 | 76,77 | 74,98 | 0,29 | 8,52 | 66,33 | 0,23 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 3 | 1,76 | 0,57 | 76,77 | 75,67 | 0,29 | 0,00 | 0,69 | 0,00 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 4 | 3,90 | 0,26 | 87,47 | 78,36 | 0,34 | 10,70 | 2,69 | 0,05 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 5 | 4,41 | 0,23 | 90,12 | 89,90 | 0,65 | 2,65 | 11,54 | 0,31 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 6 | 5,83 | 0,17 | 90,37 | 89,90 | 0,66 | 0,26 | 0,00 | 0,01 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 7 | 6,65 | 0,15 | 93,29 | 90,88 | 0,73 | 2,92 | 0,98 | 0,07 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 8 | 6,97 | 0,14 | 93,47 | 91,87 | 0,81 | 0,18 | 0,99 | 0,08 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 9 | 7,03 | 0,14 | 93,47 | 91,93 | 0,83 | 0,00 | 0,06 | 0,02 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 10 | 7,27 | 0,14 | 93,47 | 91,94 | 0,84 | 0,00 | 0,00 | 0,01 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 11 | 7,31 | 0,14 | 93,48 | 91,96 | 0,84 | 0,01 | 0,03 | 0,00 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 12 | 7,43 | 0,13 | 93,48 | 91,96 | 0,85 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 13 | 7,47 | 0,13 | 93,48 | 91,98 | 0,85 | 0,00 | 0,01 | 0,01 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 14 | 7,55 | 0,13 | 93,49 | 91,98 | 0,85 | 0,01 | 0,00 | 0,00 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 15 | 7,57 | 0,13 | 93,49 | 92,02 | 0,86 | 0,00 | 0,04 | 0,00 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 16 | 7,70 | 0,13 | 93,85 | 92,03 | 1,22 | 0,35 | 0,01 | 0,36 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 17 | 7,73 | 0,13 | 93,85 | 92,05 | 1,26 | 0,01 | 0,02 | 0,05 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 18 | 7,82 | 0,13 | 93,86 | 92,06 | 1,27 | 0,00 | 0,00 | 0,01 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 19 | 7,89 | 0,13 | 93,86 | 92,06 | 1,33 | 0,00 | 0,01 | 0,05 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 20 | 7,89 | 0,13 | 93,87 | 92,07 | 1,33 | 0,01 | 0,00 | 0,00 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 21 | 7,92 | 0,13 | 93,87 | 92,09 | 2,43 | 0,00 | 0,03 | 1,10 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 22 | 7,96 | 0,13 | 93,94 | 92,10 | 2,43 | 0,06 | 0,00 | 0,00 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 23 | 7,99 | 0,13 | 93,94 | 92,10 | 2,43 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 24 | 8,00 | 0,12 | 93,94 | 92,10 | 2,43 | 0,01 | 0,00 | 0,00 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 25 | 8,05 | 0,12 | 93,94 | 92,10 | 2,44 | 0,00 | 0,00 | 0,01 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 26 | 8,06 | 0,12 | 93,95 | 92,11 | 2,46 | 0,01 | 0,01 | 0,02 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 3/ 27 | 8,09 | 0,12 | 93,96 | 92,14 | 2,46 | 0,00 | 0,03 | 0,00 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 4/ 1 | 1,24 | 0,81 | 68,25 | 8,65 | 0,07 | 68,25 | 8,65 | 0,07 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 4/ 2 | 1,32 | 0,76 | 76,77 | 74,98 | 0,29 | 8,52 | 66,33 | 0,23 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 4/ 3 | 1,76 | 0,57 | 76,77 | 75,67 | 0,29 | 0,00 | 0,69 | 0,00 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 4/ 4 | 3,90 | 0,26 | 87,47 | 78,36 | 0,34 | 10,70 | 2,69 | 0,05 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 4/ 5 | 4,41 | 0,23 | 90,12 | 89,90 | 0,65 | 2,65 | 11,54 | 0,31 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| 4/ 6 | 5,83 | 0,17 | 90,37 | 89,90 | 0,66 | 0,26 | 0,00 | 0,01 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |

Valeurs / Extrêmes globaux / Info

**Figure 21 : Résultats dynamiques**

On clique sur extrême globaux et on obtient les valeurs max et min.

| | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] | Masses Cumulées UZ [%] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masse Modale UZ [%] | Tot.mas.UX [kg] | Tot.mas.UY [kg] | Tot.mas.UZ [kg] |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | | | | | | |
| MAX | 8,09 | 0,81 | 93,96 | 92,14 | 2,46 | 68,25 | 66,33 | 1,10 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| Cas | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| Mode | 27 | 1 | 27 | 27 | 27 | 1 | 2 | 21 | 1 | 1 | 1 |
| | | | | | | | | | | | |
| MIN | 1,24 | 0,12 | 68,25 | 8,65 | 0,07 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 2742919,05 | 2742919,05 | 2742919,05 |
| Cas | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 |
| Mode | 1 | 27 | 1 | 1 | 1 | 12 | 6 | 3 | 1 | 1 | 1 |
| | | | | | | | | | | | |

**Figure 22 : L'analyse modale**

❖ **<u>Vérification des déplacements des nœuds</u>**

On coche la case (déplacement des noeuds) dans le tableau précédent ou bien dans le menu « **résultats** » « **déplacements** » et on aura les déplacements des nœuds de la structure.

| | UX [cm] | UY [cm] | UZ [cm] | RX [Rad] | RY [Rad] | RZ [Rad] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | |
| MAX | 1,3 | 1,3 | 0,1 | 0,001 | 0,001 | 0,000 |
| Noeud | 373 | 1779 | 3081 | 515 | 2485 | 3503 |
| Cas | 4 | 5 | 5 | 10 (C) (CQC) | 8 (C) (CQC) | 5 |
| Mode | CQC | CQC | CQC | | | CQC |
| | | | | | | |
| MIN | -1,4 | -1,4 | -0,5 | -0,001 | -0,001 | -0,000 |
| Noeud | 373 | 1779 | 1770 | 512 | 1770 | 3503 |
| Cas | 9 (C) (CQC) | 11 (C) (CQC) | 9 (C) (CQC) | 11 (C) (CQC) | 9 (C) (CQC) | 11 (C) (CQC) |
| Mode | | | | | | |
| | | | | | | |

**Figure 23 : Déplacements des nœuds.**

❖ **Vérification de la flèche**

Même opération que la précédente, en cochant (flèche des barres).

| | UX [cm] | UY [cm] | UZ [cm] |
|---|---|---|---|
| | | | |
| MAX | 0,0 | 0,0 | 0,1 |
| Barre | 27 | 25 | 503 |
| Cas | 9 (C) (CQC) | 11 (C) (CQC) | 9 (C) (CQC) |
| Mode | | | |
| | | | |
| MIN | -0,0 | -0,0 | -0,2 |
| Barre | 27 | 31 | 1214 |
| Cas | 12 (C) (CQC) | 10 (C) (CQC) | 10 (C) (CQC) |
| Mode | | | |
| | | | |

**Figure 24 : Vérification des déformations**

❖ **Réactions d'appuis**

| | FX [kN] | FY [kN] | FZ [kN] | MX [kNm] | MY [kNm] | MZ [kNm] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | |
| MAX | 220,250 | 182,286 | 1760,335 | 83,202 | 84,399 | 0,871 |
| Noeud | 3817 | 3793 | 19 | 3793 | 3745 | 50 |
| Cas | 9 (C) (CQC) | 10 (C) (CQC) | 9 (C) (CQC) | 10 (C) (CQC) | 8 (C) (CQC) | 8 (C) (CQC) |
| Mode | | | | | | |
| | | | | | | |
| MIN | -195,984 | -188,744 | -678,188 | -82,574 | -94,370 | -0,816 |
| Noeud | 106 | 3769 | 19 | 3769 | 3817 | 50 |
| Cas | 8 (C) (CQC) | 11 (C) (CQC) | 4 | 11 (C) (CQC) | 9 (C) (CQC) | 13 (C) (CQC) |
| Mode | | | CQC | | | |
| | | | | | | |

**Figure-25 : Réactions d'appuis**

❖ **Les efforts internes dans les barres**

Si on veut avoir les efforts dans les poutres principales par exemple, on les sélectionne

et on choisit la combinaison avec laquelle on veut avoir les résultats et on valide.

| | FX [kN] | FY [kN] | FZ [kN] | MX [kNm] | MY [kNm] | MZ [kNm] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | |
| MAX | 58,569 | 10,352 | 159,096 | 9,457 | 121,882 | 6,809 |
| Barre | 316 | 1072 | 502 | 770 | 502 | 786 |
| Noeud | 107 | 345 | 163 | 324 | 163 | 331 |
| Cas | 8 (C) (CQC) | 9 (C) (CQC) | 10 (C) (CQC) | 8 (C) (CQC) | 15 (C) (CQC) | 13 (C) (CQC) |
| | | | | | | |
| MIN | -57,516 | -10,278 | -150,715 | -7,940 | -125,722 | -6,826 |
| Barre | 315 | 1072 | 385 | 891 | 502 | 786 |
| Noeud | 20 | 345 | 114 | 129 | 163 | 331 |
| Cas | 11 (C) (CQC) | 12 (C) (CQC) | 11 (C) (CQC) | 8 (C) (CQC) | 10 (C) (CQC) | 8 (C) (CQC) |
| | | | | | | |

**Figure 26 : Les efforts internes**

❖ **Diagramme des efforts dans les barres**

Dans le menu « résultat » on clique « **diagramme barres**», on clique sur la case « paramètre » pour régler l'affichage des diagrammes.

Si on veut avoir les diagrammes des moments fléchissant, des efforts tranchant ou des efforts normaux il suffit de cocher la case correspondante (efforts normaux FX ; efforts tranchants FZ, FY ; moments MY, MZ) appliquer et fermer

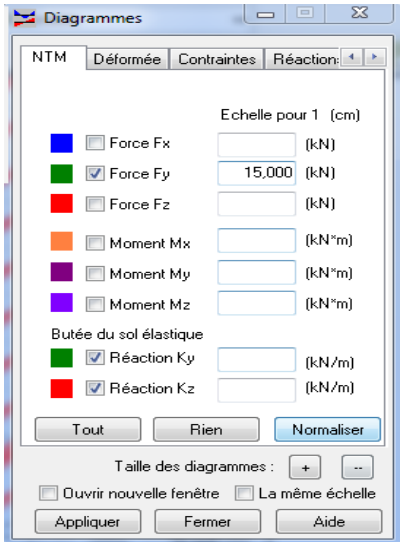
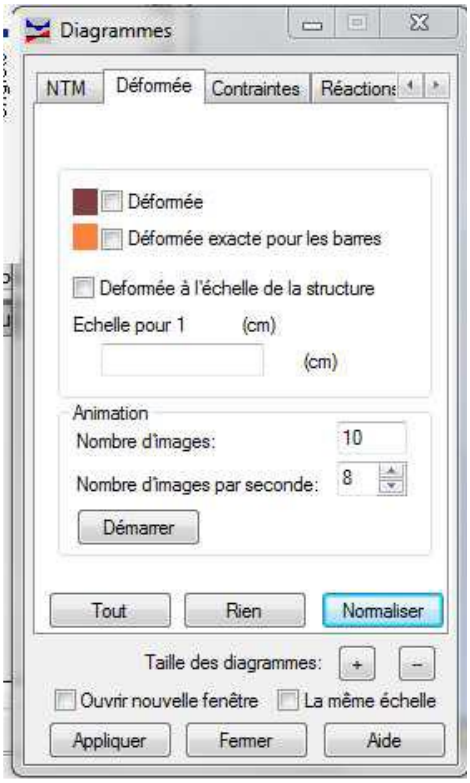



**Figure 27 : Diagrammes-barres**



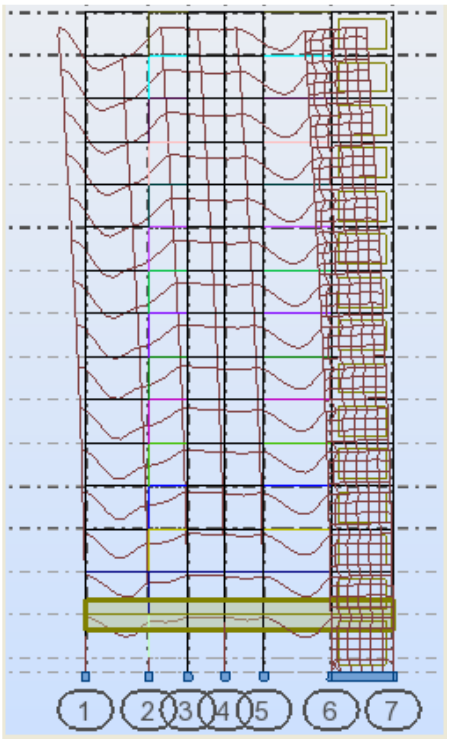
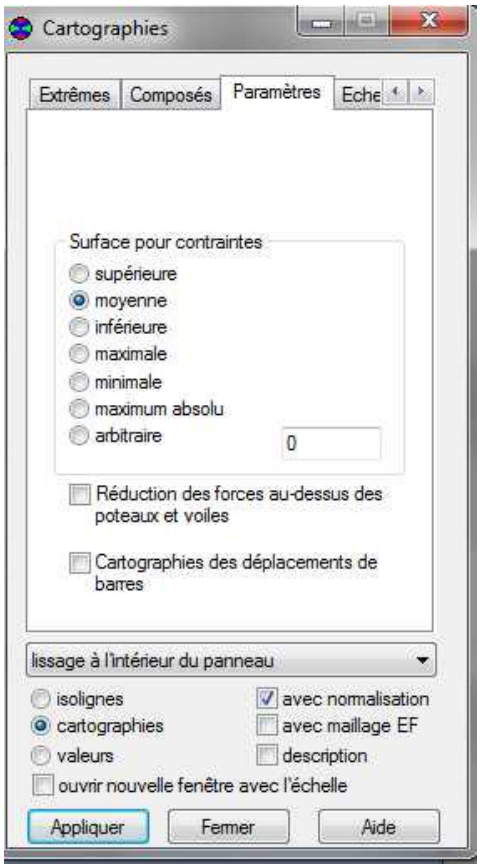




**Figure 28 : déformée d'un portique**

❖ **Les efforts dans les voiles**

Dans le menu « résultats » on clique sur « **cartographie-panneau »,** on sélectionne les voiles dont on veut avoir les résultats et on coche la case de la commande recherchée, le résultat s'affiche comme notre exemple.



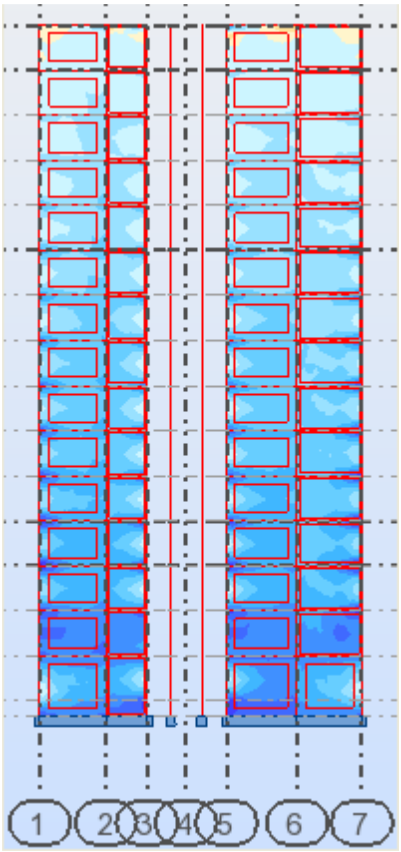




**Figure 29 : Interaction des voiles**

On a aussi la possibilité d'afficher ces résultats sous forme de diagrammes dans des tableaux « Panneau », « résultats réduits pour les panneaux »

❖ **Note de calcul :**

Dans le menu « **analyse** », « **note de calcul** » et on choisit simplifiés ou complète. Nous avons la possibilité de l'enregistrer sous fichier Word et l'imprimer

## Conclusion

On a présenté dans ce chapitre les principales étapes de la modélisation d'une structure avec le logiciel Robot et dans les chapitres qui suivent on les appliquera sur notre structure à étudier.

# CHAPITRE V
# VERIFICATION RPA

## Les différentes vérifications du RPA

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.

On doit vérifier les conditions nécessaires

### Justification du système de contreventement :

Charges sismique reprises par les portiques :

**Sens xx : 29,85 %**

**Sens yy : 30,34 %**

Charges sismique reprises par les voiles :

**Sens xx : 70,15 %**

**Sens yy : 69,66 %**

### Sollicitations dues aux charges verticales

Les voiles :31%

Les poteaux : 69%

- **Conclusion :**

Les voiles reprennent plus de 20 **%** des sollicitations dues aux charges verticales et la quasi-totalité des sollicitations dues aux charges horizontales, donc d'après le **RPA99/2003 l**e système de contreventement est constitué par des voiles porteurs en béton armé.

### Vérification de l'effort tranchant à la base :

Le calcul de l'effort tranchant se fait avec la méthode statique équivalente

$$\mathbf{V} = \frac{\mathbf{A \times D \times Q}}{\mathbf{R}} \times \mathbf{W}$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**D** : Facteur d'amplification dynamique de la structure.

**Q** : Facteur de qualité.

**W** : Poids totale de la structure en (kN).

**1) Coefficient d'accélération de zone (A) :**

Le coefficient **(A)** est donné par le tableau **(4-1.RPA99/2003)** Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment, Dans notre cas :

$$\begin{cases} \textbf{Zone IIa} \\ \textbf{Groupe 2} \end{cases} \Rightarrow \mathbf{A=0,15}$$

**2) Coefficient de comportement de la structure (R) :**

Le coefficient **(R)** est donné par le tableau **(4-3.RPA99/2003)** en fonction du système de contreventement (mixte portique /voile avec interaction) dont **R=5.**

**3) Facteur de qualité Q :**

$$Q=1+\sum_{1}^{6} p_q$$

**Pq** : Pénalité à retenir selon les critères de qualité sont satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau **(4-4.RPA99/2003)**

**Tableau de facteur de qualité Qx**

| Critère | Observé (oui ou non) | (Pq) |
|---|---|---|
| 1. Condition minimale sur les files de contreventement | **NON** | **0,05** |
| 2. Redondance en plan. | **OUI** | **0** |
| 3. Régularité en plan. | **OUI** | **0** |
| 4. Régularité en élévation. | **OUI** | **0** |
| 5. Contrôle de la qualité de l'exécution. | **OUI** | **0** |
| 6. Contrôle de la qualité des matériaux. | **OUI** | **0** |

On aura donc : **Qx**=1+ (0,05+0+0+0+0+0) = 1

**Qx**=1,05

**Tableau de facteur de qualité Qy**

| **Critère** | **Observé (oui ou non)** | **(Pq)** |
|---|---|---|
| **1. Condition minimale sur les files de contreventement** | **NON** | **0,05** |
| **2. Redondance en plan.** | **OUI** | **0** |
| **3. Régularité en plan.** | **OUI** | **0** |
| **4. Régularité en élévation.** | **OUI** | **0** |
| **5. Contrôle de la qualité de l'exécution.** | **OUI** | **0** |
| **6. Contrôle de la qualité des matériaux.** | **OUI** | **0** |

On aura donc **Qy** =1+ (0+0+0+0,05+0+0) = 1,05

**Qy** =1,05

**Facteur d'amplification dynamique de la structure (D)**

$$D=\begin{cases} 2.5\eta & 0\leq T\leq T_2. \\ 2.5\eta\left[\frac{T_2}{T}\right]^{\frac{2}{3}} & T_2\leq T\leq 3.0s. \\ 2.5\eta\left[\frac{T_2}{3.0}^{\frac{2}{3}}\right]\left[\frac{3.0}{T}\right]^{\frac{5}{3}} & T\geq 3.0s. \end{cases}$$

**T2 :** Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **(47.RPA99/2003).**

Notre bâtiment est réalisé sur un sol meuble de **site 3 ⇨ T2 =0,50 s**

**η** : Facteur de correction d'amortissement donne par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0{,}7$$

**(ξ %)** = Le pourcentage d'amortissement critique donne par le tableau **(42.RPA99/2003).**

**ξ =7%** ⇨ Construction auto stable.

**ξ =10 %** ⇨ Contreventement par voiles.

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0{,}76 \geq 0{,}7$ OK

**T :** Période fondamentale de la structure **(4-24.RPA99/2003).**

$$T = c_t h_N^{\frac{3}{4}}$$

**Avec :**

**$H_N$ :** Hauteur totale du bâtiment mesurée à partir de la base jusqu'au dernier niveau

⇨**$h_N$= 31,90 m**

**CT :** Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage et donne par le tableau **(4-6.RPA99/2003).**

⇨ **$C_T$= 0,05**

⇨$0{,}05(31{,}90)^{\frac{3}{4}} = 0{,}67$ s

Les périodes donnés par robot (2010) sont :

**$T_1$Robot** = 0,81 1 ère mode translation.

**$T_2$Robot** = 0,76 2 éme mode translation.

**$T_3$Robot** = 0,57 3 éme mode rotation.

**T Robot = 0,81 < 1,3 Tcalculer** = (1,3×0,67)=**0,87 s** ⟹ **condition vérifier.**

**Calcul de la valeur de D :**

**on a :** $T_2 \leq T \leq 3.0s.$ ⟹ $2{,}5\,\eta \left[\frac{T_2}{T}\right]^{\frac{2}{3}}$

**T=0,93 > $T_2$=0,50** ⟹ $\left[2{,}5\eta\ \frac{T_2}{T}\right]^{\frac{2}{3}} = 2{,}5\eta\left[\frac{0{,}50}{0{,}67}\right]^{\frac{2}{3}} = 1{,}56$

⇨**D=1,56**

**Vérification de la résultante des forces sismiques à la base (art4.3.6.RPA99/2003) :**

La résultante des forces sismiques à la base **(VD)** obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VS.

**W=26901,345 KN**

**Vsx**=$\frac{A\times D\times Qx}{R}$×**W**=$\frac{0{,}15\times 1{,}56\times 1{,}05}{5}$×**26901,345** = 1321,93 KN

**Vsx**=1321,93 KN

**Vsy**=$\frac{A\times D\times Qy}{R}$×**W**=$\frac{0{,}15\times 1{,}56\times 1{,}05}{5}$×**26901, 345** =1321,93 KN

**Vsy**=1321,93 KN

**Sens xx** : **80%$V_{SX}$**= 1057,55 < $V_{DX}$**Robot** = 1234,889 kN

**Sens yy** : **80%$V_{SY}$**=1057,55 < $V_{DY}$**Robot** = 1322,073 kN

} **Condition vérifié.**

**IV-1-4-Vérification de l'excentricité :**

**Avec :**

**CM** : Centre de masse

**CR** : Centre de rigidité

**$e_x$ et $e_y$ :** Excentricités accidentelles :

$E_X$ $et$ $E_Y$ : Excentricités théoriques :

**Tableau de l'excentricité**

| **Etage** | $X_{CM}$ | $Y_{CM}$ | $X_{CR}$ | $Y_{CR}$ | $E_X$ | $E_Y$ | $e_x$ | $e_y$ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **RDC** | 11,28 | 10,63 | 10,97 | 11,26 | 1,13 | 1,09 | 0,31 | 0,93 |
| **1** | 12,06 | 10,97 | 10,97 | 11,26 | 1,19 | 1,23 | 1,09 | 0,28 |
| **2** | 10,69 | 10,15 | 10,87 | 11,23 | 1,19 | 1,23 | 0,18 | 1,08 |
| **3** | 10,69 | 10,15 | 10,87 | 11,23 | 1,19 | 1,23 | 0,18 | 1,08 |
| **4** | 10,69 | 10,15 | 10,87 | 11,23 | 1,19 | 1,23 | 0,18 | 1,08 |
| **5** | 10,69 | 10,15 | 10,87 | 11,23 | 1,19 | 1,23 | 0,18 | 1,08 |
| **6** | 10,69 | 10,15 | 10,88 | 11,26 | 1,19 | 1,23 | 0,19 | 1,11 |
| **7** | 10,69 | 10,15 | 10,88 | 11,26 | 1,19 | 1,23 | 0,19 | 1,11 |
| **8** | 10,18 | 10,19 | 10,88 | 11,26 | 1,19 | 1,23 | 0,70 | 1,07 |

**IV-1-5-Vérification du déplacement latéral inter étage (art 4.4.3.RPA99/2003)**

Le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = K\delta_{ek}$$

**Avec :**

**R** : Coefficient de comportement **R=5**

**δek** : Déplacement dû aux forces sismiques

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'âpre le **(art 5.10. RPA99/2003)** le déplacement relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

### IV-1-1-4.Tableau du déplacement latéral inter étage :

| Etage | R | $\delta_{KX}$(cm) | $\delta_{KY}$(cm) | $\Delta_{KX}$(cm) | $\Delta_{KY}$(cm) | 1%h (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| **RDC** | 5 | 5 x 0,1= 1 | 5 x 0,1= 0,5 | 0,5 | 0,5 | 4,25 |
| **1** | 5 | 5 x 0,3= 1,5 | 5 x 0,2= 1 | 0,5 | 1 | 3,23 |
| **2** | 5 | 5 x 0,4= 2 | 5 x 0,4= 2 | 0,5 | 1 | 3,06 |
| **3** | 5 | 5 x 0,6= 3 | 5 x 0,6= 3 | 1 | 1 | 3,06 |
| **4** | 5 | 5 x 0,8= 4 | 5 x 0,7= 3,5 | 1 | 0,5 | 3,06 |
| **5** | 5 | 5 x 0,9 = 4,5 | 5 x 0,9= 4,5 | 0,5 | 1 | 3,06 |
| **6** | 5 | 5 x 1= 5 | 5 x 1,1= 5,5 | 0,5 | 1 | 3,06 |
| **7** | 5 | 5 x 1,2= 6 | 5 x 1,2= 6 | 1 | 0,5 | 3,06 |
| **8** | 5 | 5 x1,3 = 6,5 | 5 x 1,3= 6,5 | 0,5 | 1 | 3,06 |

**Conclusion :**

Le déplacement relatif latéral d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépasse pas 1% de la hauteur d'étage ⇨ Condition vérifiée.

**Spécification pour les poteaux (Art 7.4.3.1/ RPA99 version2003) :**

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\boldsymbol{v} = \frac{N_d}{bc \times f_{c28}} \leq 0{,}30$$

$\boldsymbol{Nd}$ : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous la combinaison $\boldsymbol{G + Q \pm E}$.

$\boldsymbol{Bc}$ : est l'aire (section brute) de cette dernière.

$\boldsymbol{f_{c28}}$ : est la résistance caractéristique du béton.

**Pour les poteaux de RDC (45×45)$\boldsymbol{cm^2}$** $\boldsymbol{Nd}$ = 1040,830 $\boldsymbol{kN}$

$\boldsymbol{v}=\frac{1040{,}830 \times 10^3}{450x450\times25}$ = 0,21 ≤ 0,30 de la condition du RPA ⇨ Condition vérifiée.

**Pour les poteaux de2$^{eme}$ au 5$^{eme}$ é$\boldsymbol{tages}$(40×40)$\boldsymbol{cm^2}$** $\boldsymbol{Nd}$ = 568,199 $\boldsymbol{kN}$

$\boldsymbol{v}=\frac{568{,}199\times10^3}{400x400\times25}$ = 0,14 < 0,30 de la condition du RPA ⇨ Condition vérifiée.

**Pour les poteaux de6$^{eme}$ au 8$^{eme}$ é$\boldsymbol{tages}$(35×35)$\boldsymbol{cm^2}$** $\boldsymbol{Nd}$ = 183,387 $\boldsymbol{kN}$

$\boldsymbol{v}=\frac{183{,}387\times10^3}{350x350\times25}$ = 0,06 < 0,30 de la condition du RPA ⟹ **Condition vérifiée**

**f. Déplacement maximal**

$$\boldsymbol{\delta max} \leq \mathbf{f} = \frac{h_n}{500}$$

On à $\delta x = \delta y = 1$ < $f = \frac{3190}{500}$ = 6,38 ⟹ **Condition vérifiée**

**Justification vis-à-vis de l'effet $P - \Delta$ (Art 5.9 RPA99 version2003) :**

Les effets de 2°ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

**Avec :**

$Pk$ : Poids de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

$Vk$ : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

$\Delta k$ : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$hk$ : Hauteur d'étage « k ».

| | | Sens X X | | | | Sens Y Y | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Niveau** | **P(KN)** | $\Delta_k$ | $V_K$ | $h_k$ | $\theta_x$ | $\Delta_k$ | $V_K$ | $h_k$ | $\theta_Y$ |
| **RDC** | 3135,394 | 0,005 | 1006,079 | 4,25 | 0,004 | 0,005 | 094,722 | 4,25 | 0,003 |
| **1** | 3252,714 | 0,005 | 479,709 | 3,23 | 0,010 | 0,01 | 616,146 | 3,23 | 0,016 |
| **2** | 2791,465 | 0,005 | 447,401 | 3,06 | 0,010 | 0,01 | 600,011 | 3,06 | 0,015 |
| **3** | 2801,481 | 0,01 | 464,636 | 3,06 | 0,019 | 0,01 | 630,159 | 3,06 | 0,014 |
| **4** | 2824,435 | 0,01 | 437,785 | 3,06 | 0,021 | 0,005 | 611,008 | 3,06 | 0,015 |
| **5** | 2803,438 | 0,005 | 423,343 | 3,06 | 0,012 | 0,01 | 600,147 | 3,06 | 0,015 |
| **6** | 2802,882 | 0,005 | 294,639 | 3,06 | 0,016 | 0,01 | 415,703 | 3,06 | 0,022 |
| **7** | 2765,073 | 0,01 | 268,813 | 3,06 | 0,034 | 0,005 | 386,422 | 3,06 | 0,012 |
| **8** | 3702,688 | 0,005 | 249,777 | 3,06 | 0,024 | 0,01 | 383,212 | 3,06 | 0,032 |

# CHAPITRE VI
# POUTRES

## IV-1) Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les combinaisons considérées pour le calcul sont :

- 1.35G + 1.5 Q……..…à l'ELU
- G + Q ± E……RPA99 révisé 2003.
- 0.8 G ± E…….....RPA99 révisé 2003.

**IV-2) Recommandation du RPA 99/version 2003**

- **Armatures longitudinales**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux est de :
- 4% en zone courante.
- 6 % en zone recouvrement.

<u>Poutre principales (30x40) :</u>

- Amin = 0.5%(bxh) = 0,005 x 30 x 40 = 6 cm².
- Amax = 4%(bxh) = 0,04 x 30 x 40 = 48 cm² (zone courante).
- Amax = 6%(bxh) = 0,06 x 30 x 40 = 72 cm² (zone nodale).

<u>Poutre secondaire (30x30) :</u>

- Amin = 0.5%(bxh) = 0,005 x 30 x 30 = 4,5 cm².
- Amax = 4%(bxh) = 0,04 x 30 x 30 = 36 cm² (zone courante).
- Amax = 6%(bxh) = 0,06 x 30 x 30 = 54 cm² (zone nodale).
-

- La longueur minimale de recouvrement est de 40∅ en zone IIa.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

- **Armatures transversales**

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$A_t = 0{,}003\ S_t\ b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t^{max} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset\right)$ ⟶ En zone nodale.

$S_t^{min} \leq \frac{h}{2}$ ⟶ En zone de recouvrement.

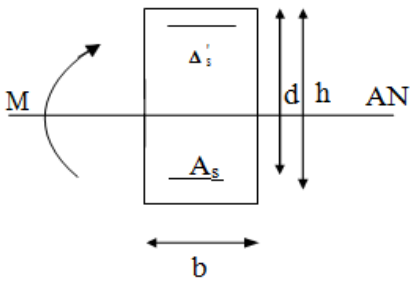
∅ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

**IV- 3) etapes de calcul à l'ELU**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{b.d^2 f_{bu}}$$




Avec : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{28}}{\gamma_b}$

Pour les aciers Fe 400 :

Si $\mu < \mu_l = 0,392$ section simplement armée

Si $\mu > \mu_l = 0,392$ section doublement armée

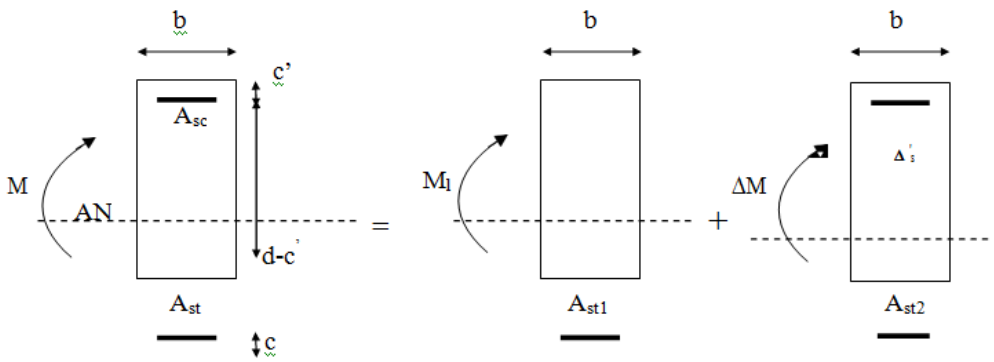
– Cas 1 : $\mu < \mu_l$ (SSA)

$A_s = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}}$ ; $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Cas 2 : $\mu > \mu_l$ (SDA)

M = $M_l + \Delta M$

$M_l = \mu_l b.d^2.f_{bu}$ avec : $\Delta M = M - M_l$




**Finalement :**

$$A_s = A_{sl} + A_{s2} = \frac{M_l}{\beta_l.d.\sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c').\sigma_{st}}$$

## IV-4) Exemple de calcul

On se propose de calculer la section d'armatures de la poutre principale sur appui inférieur,

en zone I :

$\mu = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{111,46x\ 10^6}{300x370^2x14,2} = 0,191\ <\ \mu_l = 0,392$ $\Longrightarrow$ SSA

$\mu = 0,204 \rightarrow \beta = 0,893$

$A_s = \frac{M}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{111,46x10^6}{0,893x370x348} = 9,69$ cm²

On opte pour : 3HA16+3HA14=10,65cm²

L e calcul des sections d'armatures, et le choix des aciers à adopter sont résumés dans les tableaux qui suivent :

✓ **Ferraillage des poutres principales**

| Zones | Localisation | Mu(kN.m) | $\mu$ | Observ | $\beta$ | Acal (cm²) | Aadoptée (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Zone I | Travée | 113,470 | 0,194 | SSA | 0,891 | 9,89 | 3HA16+3HA14=10,65 |
| | Appui | 111,46 | 0,191 | | 0,893 | 9,69 | 3HA16+3HA14=10,65 |
| Zone II | Travée | 117,877 | 0,202 | | 0,886 | 10,33 | 3HA16+3HA14=10,65 |
| | Appui | 90,706 | 0,155 | | 0,916 | 7,69 | 3HA16+2HA12=8,29 |
| Zone III | Travée | 103,16 | 0,176 | | 0,902 | 8,88 | 3HA16+2HA14=9,11 |
| | Appui | 88,838 | 0,152 | | 0,917 | 7,52 | 3HA6+2HA12=8,29 |

**IV-3) Résumé de calcul des poutres principales**

✓ **Ferraillage des poutres secondaires**

| Zones | Localisation | $M_u$ (kN.m) | $\mu$ | Observ | $\beta$ | $A_{cal}$ (cm²) | $A_{adoptée}$ (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Zone I | Travée | 21,609 | 0,0696 | SSA | 0,964 | 2,38 | 3HA12=3,39 |
| | Appui | 22,711 | 0,073 | | 0,963 | 2,51 | 3HA12=3,39 |
| Zone II | Travée | 24,049 | 0,077 | | 0,960 | 2,66 | 3HA12=3,39 |
| | Appui | 31,33 | 0,100 | | 0,947 | 2,73 | 3HA12=3,39 |
| Zone III | Travée | 20,122 | 0,064 | | 0,967 | 2,21 | 3HA12=3,39 |
| | Appui | 28,972 | 0,093 | | 0,952 | 3,24 | 3HA12=3,39 |

**IV-4) Résumé de calcul des poutres secondaires**

## IV- 5) Vérifications des conditions du RPA

- **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre est : $A_{min}$ = 0,5%( b x h)

Toutes les sections d'armatures ont été vérifiées à la condition de section d'armatures minimale citée ci-dessus.

- **Armatures transversales :**

Poutres principales :

-$S_t \leq$ min (h/4 ; 12Ø1) = min (40/4 ; 12 (1,6)) □ $S_t$= 10cm □ En zone nodale

-$S_t \leq$ h/2 = 40/2 □ $S_t$= 20cm □ en zone courante

Et:

-$A_t$= 0,003.$S_t$.b = 0,90 cm² □ en zone nodale

$A_t$= 0,003.$S_t$.b = 1,80 cm² □ en zone courante Soit : $A_t$= 4HA8 = 2,01 cm²

Poutres secondaires :

-$S_t \leq$ min (h/4 ; 12Ø1) = min (30/4 ; 12 (1,2)) □ $S_t$= 7,5 cm □ $S_t$= 10cm □En zone nodal

-$S_t \leq$ h/2 = 30/2 □ $S_t$= 15cm □ en zone courante

Et:

-$A_t$= 0,003.$S_t$.b = 0,90 cm² □ en zone nodal

-$A_t$= 0,003.$S_t$.b = 1,35 cm² □ en zone courante

Soit : $A_t$= 3HA8 = 1,51 cm²

- **Délimitation de la zone nodale :**

L'=2h avec h : la hauteur de la poutre

L'=2x40=80cm, pour les poutres principale.

L'=2x30=60cm, pour les poutres secondaire

**IV- 6) Vérifications à l'ELU**

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_{min} = 0{,}23.b.d\frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Poutres principales de (30 x 40) : $A_{min} = 0{,}23.b.d\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23x30x37x\frac{2{,}1}{400} = 1{,}34cm^2$

- Poutres secondaires (30 x 30) : $A_{min} = 0{,}23.b.d\frac{f_{t28}}{f_e} = 0{,}23x30x27x\frac{2{,}1}{400} = 0{,}98cm$

⇨ **condition vérifiée.**

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis (BAEL91/Art.1.5.1.32)**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0{,}40\frac{0{,}9.b.d.f_{c28}}{\gamma_b}$$

<u>Poutres principales</u> :

$\bar{T}_u = 0{,}40x\frac{0{,}9x0{,}30x0{,}37x25x10^3}{1{,}5} = 666KN$

$T_u = 159{,}096KN < \bar{T}_u = 666KN$ ……**condition vérifiée.**

<u>Poutres secondaires :</u>

$$\bar{T}_u = 0{,}40x\frac{0{,}9x0{,}30x0{,}27x25x10^3}{1{,}5} = 486\ KN$$

$T_u = 30{,}318\ KN < \bar{T}_u = 486\ KN$ ……**condition vérifiée.**

- **Vérification à l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = min\left\{\frac{0{,}2.f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ MPa\right\}$$

<u>Poutres principales :</u>

$\tau_u = \frac{159{,}096x10^{-3}}{0{,}30x0{,}37} = 1{,}43\ MPa < 3{,}33\ MPa$ ……**condition vérifiée.**

<u>Poutres secondaires :</u>

$\tau_u = \frac{30{,}318x10^{-3}}{0{,}30x0{,}27} = 0{,}37\ MPa < 3{,}33\ MPa$……**condition vérifiée.**

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales**

Lorsqu'au droit d'un appui : $\left(T_u + \frac{M_u^a}{0,9.d}\right) > 0$, on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $\left(T_u + \frac{M_u^a}{0,9.d}\right)$

D'où $A_s \geq \frac{1,15}{f_e}\left(T_u + \frac{M_u^a}{0,9.d}\right)$

Si $\left(T_u + \frac{M_u^a}{0,9.d}\right) < 0$ ⟶ La vérification n'est pas nécessaire.

Poutres principales :

$T_u + \frac{M_u^a}{0,9.d} = 159,096 - \frac{111,46}{0,9x0,37} = -175,62\ KN$

Poutres secondaires

$T_u + \frac{M_u^a}{0,9.d} = 30,318 - \frac{31,33}{0,9x0,27} = -98,61\ KN$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

- **Vérification de l'adhérence et de l'entrainement des barres**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$\tau_s \leq \bar{\tau}_s = \Psi_s.f_{t28} = 1,5x2,1 = 3,15\ MPa$

$\tau_s = \frac{T_u}{0,9.d.\sum U_i}$ Avec $\sum U_i =$ Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

Poutres principales : 3HA16+3HA14+2HA12

$\sum U_i = \pi(3x1,6 + 3x1,4 + 2x1,2) = 30,66cm$

$\tau_s = \frac{159,096x10^3}{0,9x370x306,6} = 1,56cm < \bar{\tau}_s$.....**condition vérifiée.**

Poutres secondaires : 3HA14

$\sum U_i = \pi(3x1,2) = 11,304cm$

$\tau_s = \frac{30,318x10^3}{0,9x270x113,04} = 1,103\ cm < \bar{\tau}_s$.....**condition vérifiée**.

- **Calcul de la longueur de scellement droit des barres**

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour la transmission des efforts.

$l_s = \frac{\phi f_e}{4.\tau_s}$ Avec $\tau_s = 0,6.\Psi_s^2.f_{t28} = 2,835MPa$

Pour les $\phi 12$ : $l_s$ = 42,33 cm

Pour les $\phi 14$ : $l_s$ = 49,38cm

Pour les $\phi 16$ : $l_s$ = 56,44 cm

Le BAEL admettent que l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, est assuré lorsque la partie ancrée, mesurée hors crochet, est au moins égale à « $0,4.l_s$ » pour les aciers à haute adhérence.

Pour les $\phi 12$ : $l_c$ = 16,93 cm

Pour les $\phi 14$ : $l_c$ = 19,75cm

Pour les $\phi 16$ : $l_c$ = 22,58cm

## IV-7) Vérification à L'ELS

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considérée peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire

- **Etat limite de résistance du béton à la compression**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte limite admissible qui suite :

$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0.6 \times f_{c28}$=$\bar{\sigma}_{bc}$=15MPa avec K = $\frac{1}{K_1}$ $\rightarrow$ $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

Avec :$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1.d.A}$ (A : armatures adoptées à l'ELU)

A : section d'armatures adoptée à l'ELU

$\sigma_s$ : Contrainte dans les aciers.

On calcule :$\rho_1$=$\frac{100.A}{b.d}$

Les résultats de vérification à l'ELS, et les observations faites pour chaque cas sont résumés dans les tableaux suivent :

| Zones | Localisation | Ms (kN.m) | As (cm²) | $\rho_1$ | $\beta_1$ | K1 | $\sigma_s$ | $\sigma_{bc}$ | $\overline{\sigma_{bc}}$ | Condition |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Zone I | Travée | 60,47 | 10,65 | 0,959 | 0,863 | 21,50 | 177,8 | 8,26 | 15 | Vérifiée |
| | Appui | 41,14 | 10,65 | 0,959 | 0,863 | 21,50 | 120,98 | 5,62 | 15 | Vérifiée |
| Zone II | Travée | 69,74 | 10,65 | 0,959 | 0,863 | 21,50 | 205,08 | 9,54 | 15 | Vérifiée |
| | Appui | 41,58 | 8,29 | 0,746 | 0,876 | 25,16 | 181,71 | 7,22 | 15 | Vérifiée |
| ZoneIII | Travée | 69,72 | 9,11 | 0,82 | 0,870 | 23,61 | 237,75 | 10,07 | 15 | Vérifiée |
| | Appui | 41,29 | 8,29 | 0,746 | 0,876 | 25,16 | 153,67 | 6,11 | 15 | Vérifiée |

**IV-5) Vérification du ferraillage des poutres principales à l'ELS**

| Zones | Localisation | $M_S$ (kN.m) | $A_S$ ( | $\rho_1$ | $\beta_1$ | K1 | $\sigma_s$ | $\sigma_{bc}$ | $\overline{\sigma_{bc}}$ | Condition |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Zone I | Travée | 4,933 | 3,39 | 0,418 | 0,901 | 35,50 | 59,82 | 1,68 | 15 | Vérifiée |
| | Appui | 4,183 | 3,39 | 0,418 | 0,901 | 35,50 | 50,72 | 1,43 | 15 | Vérifiée |
| Zone II | Travée | 9,263 | 3,39 | 0,418 | 0,901 | 35,50 | 112,32 | 3,16 | 15 | Vérifiée |
| | Appui | 9,034 | 3,39 | 0,418 | 0,901 | 35,50 | 109,54 | 3,085 | 15 | Vérifiée |
| Zone III | Travée | 8,165 | 3,39 | 0,418 | 0,901 | 35,50 | 99 | 2,79 | 15 | Vérifiée |
| | Appui | 8,08 | 3,39 | 0,418 | 0,901 | 35,50 | 97,98 | 2,76 | 15 | Vérifiée |

**IV-6) Vérification du ferraillage des poutres secondaires à l'ELS**

# CHAPITRE VII
# POTEAUX

## V-1) Introduction :

Le calcul du ferraillage des poteaux se fera en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifiés à l'ELS.

➢ les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- 1,35G+1,5Q → à l'ELU.
- G+Q → à l'ELS
- G+Q+E → RPA99 révisé 2003.
- 0,8G ±E → RPA99 révisé 2003.

➢ Ce calcul est effectué en considérant les combinaisons suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

## V-2) Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :

### 1- Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{Nu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

#### a) Section partiellement comprimée (SPC) :

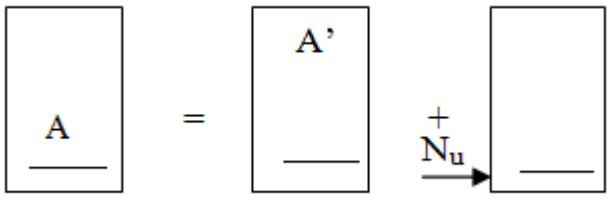
Une section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$e_u > \left(\frac{h}{2} - c\right)$

$N_u.(d - c') - M_f \leq \left(0{,}337 - 0{,}81 - \frac{c'}{h}\right).b.h^2.f_{bc}$

Avec $M_f = M_u + N_u(\frac{h}{2} - c)$

$M_f$ : Moment fictif




**Calcul des armatures**

$\mu = \frac{M_f}{b.d.f_{bc}}$ Si $\mu \leq \mu_1 = 0{,}392$ La section est simplement armée.

On détermine $\beta$ du tableau

$$A_f = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

$\mu \leq \mu_1 = 0{,}392$ La section est doublement armée.

On calcule :$M_r = \mu.b.d^2.f_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

$A_f = \frac{M_r}{\beta.d.\sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c').\sigma_s}$ ; $A' = \frac{\Delta M}{(d-c').\sigma_s}$

Avec $M_r$ : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\ MPa$$

La section réelle d'armature est : $A'_s = A'$ ; $A_S = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s}$

**b) Section entièrement comprimée (SEC)**

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satesfaite :

$$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

Deux cas se présentent :

Si : $N_u.(d - c') - M_f \leq \left(0{,}337 - 0{,}81x\frac{c'}{h}\right).b.h^2.f_{bc}$ ⟶ Section partiellement comprimée

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

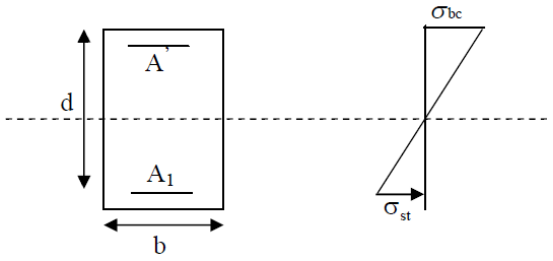
$$\mu = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0{,}392$ La section est simplement armée.

$A_l = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_s}$ Avec : $\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$

$A' = 0$

Si $\mu \geq \mu_1 = 0{,}392$ La section est doublement armée.



On calcule :

$M_r = \mu_l . b . d^2 . f_{bu}$

$\Delta M = M_f - M_r$

Avec $M_r$ : Moment ultime pour une section simplement armée

$A_l = \frac{M_r}{\beta . d . \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c').\sigma_s}$ ; $A' = \frac{\Delta M}{(d-c').\sigma_s}$ avec $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\ MPa$

La section réelle d'armature est : $A'_s = A'$ ; $A_S = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si : $N_u . (d - c') - M_f \geq \left(0{,}337 - 0{,}81x\frac{c'}{h}\right) . b . h^2 . f_{bc}$ $A_s > 0\ et\ A'_s > 0 \longrightarrow$ SEC

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'armatures inférieures comprimées c.-à-d.

$N(d - c') - M_f \leq \left(0{,}5 - \frac{c'}{h}\right) . b . h^2 . f_{bc} \longrightarrow A_s > 0\ \ et\ A'_s = 0$

Les sections d'armatures sont :

$A'_s = \frac{N_u - \Psi x b x h x f_{bc}}{\sigma_s}$ ; $A_s = 0$

Avec : $\Psi = \frac{0{,}351 + \frac{N(d-c') - M_f}{b.h^2.f_{bc}}}{0{,}8571 - \frac{c'}{h}}$

**V-3) Les recommandations du RPA 99 pour les armatures longitudinales**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal de **12 mm.**

- La longueur minimale de recouvrement est de **40$\phi$.(zone IIa)**

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm.**

- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont:

- Le pourcentage minimal d'armatures sera 0,8% x *b* x *h* (en zone II)

Poteau (45x45) : Amin=0,008x45x45= 16 ,2 cm²

Poteau (40x40) : Amin=0,008x40x40= 12,8 cm²

Poteau (35x35) : Amin=0,008x35x35= 9,8 cm²

- Le pourcentage maximal d'armatures sera 6% x *b* x *h* (en zone II)

Poteau (45x45) : Amin=0,06x45x45= 121,5 cm²

Poteau (40x40) : Amin=0,06x40x40= 96 cm²

Poteau (35x35) : Amin=0,06x35x35= 73.5 cm²

- Le pourcentage maximal d'armatures sera 4% x *b* x *h* (en zone II)

Poteau (45x45) : Amin=0,04x45x45= 81 cm²

Poteau (40x40) : Amin=0,04x40x40= 64 cm²

Poteau (35x35) : Amin=0,04x35x35= 49 cm²

**V-4) Les recommandations du RPA 99 pour les armatures longitudinales**

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires 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 : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversal doit être au plus égal à :

$s_t \leq min\{15\phi_L^{min}; 40cm; (a+10)cm\}$ (BAEL91 Art 8.1.3)

Avec:

a: la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99/2003 : $s_t \leq min\{10\phi_L^{min}; 15cm\}$en zone nodale.

$s_t \leq \phi_L^{min}$ en zone de recouvrement.

*** Le rôle des armatures transversales consiste à :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales
- Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante:

$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$ (RPA99/2003 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.

$\rho_a$ = 2.50 si l'élancement géométrique λg ≥ 5

$\rho_a$ = 3.75 si l'élancement géométrique λg < 5

$A_t$ : armatures transversales.

$S_t$ : espacement des armatures transversales.
Avec :
$\lambda_g$:Élancement géométrique

- 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 dans la direction de la déformation considérée.
$L_f$ : longueur de flambement.

- Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99/2003 Art 7.4.2.2)

$\frac{A_t}{b.S_t}$ En % est donné comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0{,}3\%$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes.

**V-5) Calcul à l'ELU**

Exemple de calcul pour le poteau (45x45)
Sens x-x

| | | | |
|---|---|---|---|
| $N_{max}$ (KN) | 1216,411 | $M_{cr}$(KN.m) | 16,421 |
| $N_{min}$(KN) | 131,257 | $M_{cr}$(KN.m) | 1,411 |
| $N_{cr}$(KN) | 600,124 | $M_{max}$(KN.m) | 152,477 |

Calcul de centre : $e_u=\frac{M}{N} = \frac{16{,}421}{1216{,}411} = 0{,}013m \leq 0{,}223m$

$N_u$=N×[eu+(0.5h-c)]=1216,411x$\left[0{,}013 + \frac{0{,}45}{2} - 0{,}02\right] = 265{,}78$ KN

$$N_u.(d - c') - M_f \geq \left(0{,}337 - 0{,}81x\frac{c'}{h}\right).b.h^2.f_{bc}$$

$$M_f = M_u + N_u\left(\frac{h}{2} - c\right) = 16{,}421 + 265{,}78\left(\frac{0{,}45}{2} - 0{,}02\right) = 70{,}91KN.m$$

$$265{,}78.(0{,}43 - 0{,}02) - 70{,}91 \geq \left(0{,}337 - 0{,}81x\frac{0.02}{0{,}45}\right).0{,}45.0{,}45^2.14200$$

38,06 <389,486 ⟶ Donc on a une section entièrement comprimée.

$$\mu = \frac{M_f}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{70{,}91\times10^3}{45\times43^2\times14{,}2} = 0{,}06 < \mu_1 = 0{,}392 \longrightarrow \beta = 0{,}997 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{70{,}91\times10^3}{0{,}997\times43\times348} = 4{,}75cm^2$$

La section réale d'armature est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\gamma_s} = 4{,}75 - 265{,}78 \times \frac{10^3}{348\times10^2} = -2{,}89cm^2$$

**Remarque**:

La section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires.

De ma même manière, on trouve les autres sections.

## V-6) Ferraillage des poteaux à l'ELU

Le ferraillage des poteaux se fait par zones tel que :

**ZONE I** : RDC-1er étage

**ZONE II** : 2eme au 5eme étage

**ZONE III** : 6eme au 8eme étage

| Niveau | N(KN) | M(KN.m) | Section (cm²) | $A_{calculer}$ (cm²) | $A_{min}$ (cm²) | Choix des barres | Section adoptée (cm²) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Zone I | $N_{max}$=1216,41 | $M_{cr}$=16,421 | 45x45 | 0 | 16,2 | 4HA16+ 8HA12 | 17,08 |
| | $N_{min}$=131,257 | $M_{cr}$=1,411 | | 6,22 | 16,2 | | |
| | $N_{cr}$=600,124 | $M_{max}$=152,477 | | 0 | 16,2 | | |
| Zone II | $N_{max}$=851,126 | $M_{cr}$=10,434 | 40x40 | 0,64 | 12,8 | 8HA16 | 16,08 |
| | $N_{min}$=125,248 | $M_{cr}$=17,345 | | 5,77 | 12,8 | | |
| | $N_{cr}$=434,050 | $M_{max}$=114,093 | | 0 | 12,8 | | |
| Zone III | $N_{max}$=359,367 | $M_{cr}$=6,476 | 35X35 | 0,73 | 9,8 | 4HA14+ 4HA12 | 10,68 |
| | $N_{min}$=27,935 | $M_{cr}$=12,377 | | 4,14 | 9,8 | | |
| | $N_{cr}$=96,165 | $M_{max}$=63,847 | | 0 | 9,8 | | |

**Tableau V-1) : ferraillage des poteaux avec les efforts les plus défavorables.**

## V-7) Calcul des armatures transversales

### 1) Le Diamètre :

D'après le **[BAEL 91]** Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5{,}33mm$ Soit $\phi_t = 8mm$

Soit $A_t$ = 6HA8 = 3,02 cm²

### 2) L'espacement :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement «$S_t$» des armatures transversales est fixée comme suit :

- **En zone nodale :**

$S_t \leq min(10\phi_l^{min}; 15cm) \longrightarrow S_t \leq min(12cm\,; 15cm)$ Soit $S_t$ = 10 cm

- **En zone courante** :

$S'_t \leq 15\phi_l^{min} \longrightarrow S_t \leq 18cm$ Soit $S_t$ = 15 cm

### 3) Vérification de la quantité d'armatures transversales

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

Si : $\lambda_g \geq 5$…….……..$A_t^{min} = 0{,}3\% S_t \times b_1$

Si : $\lambda_g \geq 3$……...……$A_t^{min} = 0{,}8\% S_t \times b_1$

Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$……..interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

$b_1$ : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

$\lambda_g$: Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

$l_f = 0{,}7L_0$ : Longueur de flambement du poteau.

$L_0$ : Longueur libre de poteau.

- Poteau (45x45) : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0{,}7x4{,}25}{0{,}45} = 6{,}61$
- Poteau (40x40) : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0{,}7x3{,}23}{0{,}40} = 5{,}65$
- Poteau (35x35) : $\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0{,}7x3{,}06}{0{,}35} = 6{,}12$

**Poteaux 45 x 45 :**

$\lambda_g \geq 5$

**En zone nodale ($S_t$ = 10 cm)**

$A_t^{min} = 0{,}3\% x\ b\ x\ S_t = 0{,}003\ x\ 45\ x\ 10 = 1{,}35\ cm^2 < A_t = 3{,}02\ cm^2$

**En zone courante ($S_t$ = 15cm)**

$0{,}3\% x\ b\ x\ S_t = 0{,}003\ x\ 45\ x\ 15 = 2{,}025\ cm^2 < A_t = 3{,}02 cm^2$

**Poteau 40 x 40 :**

$\lambda_g \geq 5$

**En zone nodale ($S_t$ = 10 cm)**

$A_t^{min} = 0{,}3\% x\ b\ x\ S_t = 0{,}003\ x\ 40\ x\ 10 = 1{,}2\ cm^2 < A_t = 3{,}02\ cm^2$

**En zone courante ($S_t$ = 15cm)**

$0{,}3\% x\ b\ x\ S_t = 0{,}003\ x\ 40\ x\ 15 = 1{,}8\ cm^2 < A_t = 3{,}02 cm^2$

**Poteau 35 x 35 :**

$\lambda_g \geq 5$

**En zone nodale ($S_t$ = 10 cm)**

$A_t^{min} = 0{,}3\% x\ b\ x\ S_t = 0{,}003\ x\ 35\ x\ 10 = 1{,}05\ cm^2 < A_t = 3{,}02\ cm^2$

**En zone courante ($S_t$ = 15cm)**

$0{,}3\% x\ b\ x\ S_t = 0{,}003\ x\ 35\ x\ 15 = 1{,}575\ cm^2 < A_t = 3{,}02 cm^2$

### 4) Longueur de recouvrement

Zone I : $L_R = 40\emptyset_l = 40\ x\ 1{,}6 = 64cm$

Zone II : $L_R = 40\emptyset_l = 40\ x\ 1{,}4 = 56cm$

Zone III : $L_R = 40\emptyset_l = 40\ x\ 1{,}2 = 48cm$

### 5) Longueur d'ancrage : [B.A.E.L.91Article :A.6.1.221].

$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$ Avec $\tau_{su} = 0{,}6\Psi^2{}_s \times f_{t28}$

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

D'où : Pour $\phi = 1{,}6\ cm$, $L_s = \frac{1{,}6\times400}{4\times2{,}835} = 56{,}44\ cm$ ; on prend $L_s = 60cm$

Pour $\phi = 1{,}4\ cm$, $L_s = \frac{1{,}4\times400}{4\times2{,}835} = 49{,}38\ cm$ ; on prend $L_s = 50cm$

Pour $\phi = 1{,}2\ cm$, $L_s = \frac{1{,}2\times400}{4\times2{,}835} = 42{,}33\ cm$ ; on prend $L_s = 45cm$

**6) Vérification au cisaillement** [RPA Art 7-4-3-2].

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$

$$\begin{cases} \rho_d = 0{,}075 & \text{Si} \quad \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0{,}04 & \text{Si} \quad \lambda_g < 5 \end{cases}$$

| ZONE | Niveau | $V_u$ (KN) | b (cm) | d (cm) | $\lambda_g$ | $\rho_d$ | $\tau_{bu}$ (MPa) | $\overline{\tau_{bu}}$ (MPa) | Condition |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ZONE I | RDC-1 | 50,065 | 45 | 43 | 6 ,61 | 0,075 | 0,259 | 1,875 | Vérifiée |
| ZONE II | 2-5 | 43,221 | 40 | 38 | 5,65 | 0,075 | 0,284 | 1,875 | Vérifiée |
| ZONE III | 6-8 | 25,697 | 35 | 33 | 6,12 | 0,075 | 0,222 | 1,875 | Vérifiée |

**Tableau V-2)** : **Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.**

**7) Délimitation de la zone nodale (Art 7.4.2.1 RPA99/2003)**

$h' = \max(\frac{h_e}{6};\ b_1; h_1; 60)$

Avec :

$b_1$ et $h_1$ : dimensions du poteau

$h_e$ : hauteur entre nu des poteaux

Pour RDC-1 : h' = max (385/6 ; 45 ; 45 ; 60 cm)

h' = max (64,17 ; 45 ; 45, 60 cm) = 64,17cm

Pour 2eme au 5eme étage h' = max (283/6 ; 40 ; 40;60 cm)

h' = max (47,17 ; 40 ; 40;60 cm) = 60cm

Pour 6eme au 8eme étage h' = max (266/6 ; 35 ; 35 ; 60 cm)

h' = max (44,33 ; 35 ; 35 ; 60 cm) = 60cm

## V-8) Vérifications à l'ELS

**1) Condition de non fragilité**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$A_s \geq A_{min} = 0{,}23\frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0{,}455.d}{e_s - 0{,}185.d} \times b \times d$ Avec $e_s = \frac{M_s}{N_s}$

| Niveau | N(KN) | M(KN.m) | $e_s$(m) | $A_{min}$ (cm²) | $A_{adopté}$ (cm²) | condition |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Zone I | $N_{max}$=874,563 | $M_{cr}$=11,742 | 0,013 | 6,43 | 17,08 | Vérifiée |
| | $N_{min}$=434,161 | $M_{cr}$=24,285 | 0,056 | 13,83 | | Vérifiée |
| | $N_{cr}$=434,161 | $M_{max}$=41,556 | 0,0957 | 0 | | Vérifiée |
| Zone II | $N_{max}$=612,284 | $M_{cr}$=7,520 | 0,012 | 5,06 | 16,08 | Vérifiée |
| | $N_{min}$=243,419 | $M_{cr}$=17,746 | 0,073 | 0 | | Vérifiée |
| | $N_{cr}$=269,993 | $M_{max}$=26,873 | 0,099 | 0 | | Vérifiée |
| Zone III | $N_{max}$=258,913 | $M_{cr}$=4,658 | 0,018 | 4,28 | 10,67 | Vérifiée |
| | $N_{min}$=46,570 | $M_{cr}$=4,854 | 0,104 | 0 | | Vérifiée |
| | $N_{cr}$=88,766 | $M_{max}$=26,157 | 0,29 | 0 | | Vérifiée |

**Tableau V-3) : Ferraillage des poteaux avec les efforts les plus défavorables.**

**2) Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$y_1 = y_2 + l_c$

Avec $y_1$ : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$ : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

$l_c$ : la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

$y_2$ est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3$+p.$y_2$=0

Avec :

$$I_c=\frac{h}{2}-e_s$$

$$p=-3lc^2-\frac{90A'_s(l_c-C')}{b}+\frac{90A_s}{b}(d-l_c)$$

$$q=-3lc^3-\frac{90A'_s(l_c-C')}{b}+\frac{90A_s}{b}(d-l_c)^2$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta= q^2+\frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta\geq 0$ :$t=0{,}5(\sqrt{\Delta}-q)$ ; $u=\sqrt[3]{t}$ ;$y_2=u-\frac{p}{3.u}$

Si $\Delta< 0$ l'équation admet trois racines :

$y_2^1=a.cos\left(\frac{\alpha}{3}\right)$ ; $y_2^2=a.cos\left(\frac{\alpha}{3}+120\right)$ ; $y_2^3=a.cos\left(\frac{\alpha}{3}+240\right)$

Avec $\alpha=arccos\left(\frac{3.q}{2.p}\times\sqrt{\frac{-3}{p}}\right)$ ; a=$\sqrt{\frac{-p}{3}}$

On tiendra pour $y_2$ la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0< y_1=y_2+l_c<h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15 \times [A_u(d - y_1)^2 + \overline{A_u}(y_1 - d')^2]$$

**3) Vérification des contraintes de compression dans le béton (Art. A.4.5.2/BAEL91)**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

**4) Vérification d'une section entièrement comprimée**

On calcul l'aire de la section homogène totale : S = b.h + 15($A_1$ + $A_2$)

On détermine la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance $X_G$ au-dessus du CDG géométrique.

$$X_G = \frac{A_1(0{,}5h - c') - A_2(d - 0{,}5h)}{b.h + 15(A_1 + A_2)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$\mathrm{I} = \frac{\mathrm{bh}^3}{12} + \mathrm{b.h.X^2{}_G} + 15[\mathrm{A_1}(0{,}5\mathrm{h} - \mathrm{c}' - \mathrm{X_G})^2 + \mathrm{A_2}(\mathrm{d} - 0{,}5\mathrm{h} + \mathrm{X_G})^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

Finalement on vérifie : max $(\sigma_{sup}; \sigma_{\inf}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

**Vérification des contraintes :**

| Niveau | à l'ELS | | section | $A_{inf/min}$ | Nature | $\sigma_{bc}$ | | $\bar{\sigma}_{bc}$ | condition |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | N(KN) | M(KN.m) | Section (cm²) | Cm² | | inf | sup | | |
| RDC-1 | $N_{max}$=874,563 | $M_{cr}$=11,742 | 45x45 | 17,08 | **SEC** | 2,99 | 3,95 | 15 | **vérifiée** |
| | $N_{min}$=434,161 | $M_{cr}$=24,285 | | 17,08 | **SEC** | 0,73 | 2,71 | 15 | **vérifiée** |
| | $N_{cr}$=434,161 | $M_{max}$=41,556 | | 17,08 | **SEC** | 0,02 | 3,82 | 15 | **vérifiée** |
| 2eme au 5eme | $N_{max}$=612,284 | $M_{cr}$=7,520 | 40x40 | 16,08 | **SEC** | 2,61 | 3,48 | 15 | **vérifiée** |
| | $N_{min}$=243,419 | $M_{cr}$=17,746 | | 16,08 | **SEC** | 0,19 | 2,23 | 15 | **vérifiée** |
| | $N_{cr}$=269,993 | $M_{max}$=26,873 | | 16,08 | **SPC** | 0 | 2,9 | 15 | **vérifiée** |
| 6eme au 8eme | $N_{max}$=258,913 | $M_{cr}$=4,658 | 35X35 | 10,67 | **SEC** | 1,27 | 2,08 | 15 | **vérifiée** |
| | $N_{min}$=46,570 | $M_{cr}$=4,854 | | 10,67 | **SPC** | 0 | 0,73 | 15 | **vérifiée** |
| | $N_{cr}$=88,766 | $M_{max}$=26,157 | | 10,67 | **SPC** | 0 | 3,23 | 15 | **vérifiée** |

**Tableau V-4) : Vérification des contraintes à l'ELS**

⇨ **Toutes les conditions sont vérifiées.**

# CHAPITRE VIII
# VOILES

## Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferraillage des voiles consiste à calculer une section sollicitée en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Notre ouvrage comprend (2) types de voiles, que nous allons ferrailler par zone, car nous avons constaté que il est possible d'adopter le même ferraillage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- ✓ Zone I : RDC.
- ✓ Zone II : 1$^{er}$ étage.
- ✓ Zone III : 2$^{eme}$ au 8$^{eme}$ étage.

### 1) Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'action sismique et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le RPA 99 modifié 2003 $\longrightarrow \begin{cases} G+Q\pm E \\ 0{,}8G\pm E \end{cases}$

### 2) Exposé de la méthode :

La méthode des tronçons consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations les plus défavorables en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec : B : Section du voile B=e×L.

I : Inertie du voile

V, V' : Bras de levier (V=V'= $\frac{L_{voile}}{2}$).

Le calcul se fera pour des bandes verticales de longueur d

$d \leq min\left\{\frac{h_e}{2};\frac{2L_c}{3}\right\}$ ……..Art (7.7.4.RPA99)

Avec :

- $L_c$: longueur de la zone comprimée.
- $h_e$: hauteur d'étage.
- Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

**3) Armatures verticales**

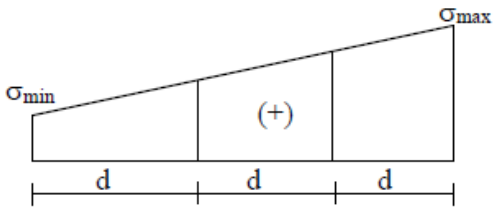
Selon les contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimée (S.E.C).
- Section partiellement comprimée (S.P.C).
- Section entièrement tendue (S.E.T).

- **<u>section entièrement comprimée (S.E.C)</u>**

$N_1 = \frac{\sigma_{max}+\sigma_1}{2} \times d \times e$

$N_2 = \frac{\sigma_1+\sigma_2}{2} \times d \times e$




e : épaisseur de voile.

La section d'armature est calculée comme suit :

$A_{v1} = \frac{N_1 - B.f_{bc}}{\overline{\sigma_{st}}}$

$A_{v2} = \frac{N_2 - B.f_{bc}}{\overline{\sigma_{st}}}$

Avec : $A_{v1}, A_{v1}$ : section d'armatures verticales.

Situation accidentelle : $\begin{cases} \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400MPa \\ f_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\gamma_s} = \frac{0,85\times25}{1} = 21,25MPa \end{cases}$

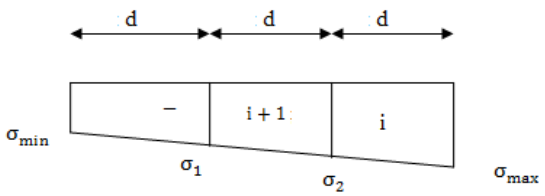
- **<u>section entièrement tendue (S.E.T)</u>**

- <u>Armatures verticales :</u>

$A_{v1} = \frac{N_i}{\sigma_s(2‰)}$ $avec\ \sigma_s(2‰) = 348MPa$

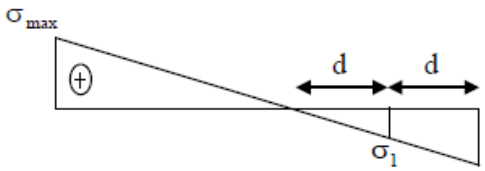
- <u>Armatures minimales :</u>

$A_{min} \geq max\left\{\frac{B\times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right\}$



- **Section partiellement comprimée (S.P.C)**

$N_1 = \frac{\sigma_{min}+\sigma_1}{2} \times d \times e$




$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$ Avec : $\sigma_1 = \frac{(L_t-d)\times\sigma_{min}}{L_t}$

- Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s(2‰)}$$

- Armatures

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.

- **Exigence du RPA 2003(article 7.7.4.3/RPA99 version 2003)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courantes 0,10 %

**4) Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 ϕ. La section d'armature est donnée comme suit :

- Selon le RPA 99 version 2003 :

Globalement dans la section du voile $A_H$ = 0.15 % B.

En zone courante $A_H$ =0.10 % B.

- Selon le BAEL 91 modifiée 99 :

$A_H \geq \frac{A_v}{4}$

Avec :

B : section du béton.

$A_v$ : section d'armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

**5) Armatures transversales**

Ce sont généralement des épingles reliant les deux nappes d'armatures verticales dont leurs rôles est d'empêcher le flambement de ces derniers. D'après le RPA 99/ version 2003, les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. On opte pour 4 épingles HA8 par mètre carré.

**6) Armatures de coutures (art 7.7.4.3 R.P.A 99 version 2003)**

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 :

$A_{vj} = 1{,}1\frac{V}{f_e}$ Avec V = 1,4T

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

**7) Armatures du potelet**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.

La section totale d'armatures de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu qui est équivalent à 4HA10 (selon le RPA 99/2003).

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

**8) Dispositions constructives**

- Espacement constructive:

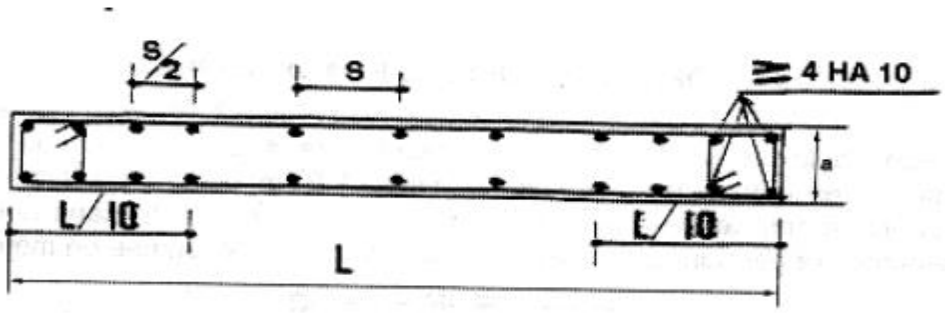
L'espacement des armatures horizontales et verticales doit être :

St ≤ min 1.5 e; 30 cm …… (Art 7.7.4.3 RPA99/2003).

Avec :

e : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.




**Disposition des armatures verticales du voile.**

Longueur de recouvrement (Art 7.7.4.3 RPA99/2003).

La longueur de recouvrement doit être égale à :

- 40 ϕ : pour les armatures situées dans les zones où le signe des efforts est réversible.
- 20 ϕ : pour les barres situées dans les zones comprimées.

Diamètre maximal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (excepté les armatures des potelets) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Pour les voiles d'épaisseur e =20 cm : $\Phi_{max} = \frac{200}{10} = 20mm$

**Vérifications à L'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6f_{c28} = 15MPa$$

Avec :

$N_s = G + Q$ (Effort normale de service).

B : section du béton.

A = $A_v$ : section d'armatures adoptées.

**Vérification de la contrainte au cisaillement**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée à :

- Selon le RPA 99/ version 2003

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2f_{c28} = 5\ MPa$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

h : hauteur utile (d=0,9h)

h : hauteur total de la section brute.

- Selon le BAEL 91/modifiée99

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = min\left\{\frac{0{,}15\times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right\}$$ =3,26 MPa

**9) Exemple de calcul**

Soit à calculer le ferraillage du voile VL1 de la zone (I) une :

Caractéristiques géométriques

L = 2,50 m , e = 20cm , B = 0,50 cm²

Sollicitations de calcul

$\sigma_{max} = 5473\ KN/m^2$

$\sigma_{min} = -11164\ KN/m^2$

⟹section est partiellement comprimée.

Largeur de la zone comprimée

$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max}+\sigma_{min}} L = 0{,}82\ m$

Largeur de la zone tendue

$L_t = L - L_c = 1{,}68m$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d) avec :

d$\leq min\left(\frac{h_e}{2};\frac{2L_c}{3}\right) = 0{,}55m$

**a) Calcul des armatures**

1) Armatures verticales :

**1^er^ tronçon :**

$\sigma_1 = \sigma_{min} \times \frac{(L_t-d)}{L_t} = -7509{,}12KN/m^2$

$N_1 = \left(\frac{\sigma_{min}+\sigma_1}{2}\right) d.e = 1027{,}021\ KN$

$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st1}} = \frac{1027{,}021}{34{,}8} = 29{,}51\ cm^2$

**2^eme^ tronçon :**

$N_2 = \frac{\sigma_1}{2}.d.e = 413KN$

$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st2}} = \frac{413}{34{,}8} = 11{,}87cm^2$

- **Section d'acier/nappe/bande**

Bande 1 : $\frac{A_{v1}}{2} = 14{,}76cm^2$

Bande 2 : $\frac{A_{v2}}{2} = 5{,}94\ cm^2$

- **Armatures de coutures**

$A_{vj} = 1{,}1 \times 1{,}4 \times \frac{V_u \times 10}{f_e} = 15{,}55 cm^2$

- Armatures totale :

Bande 1 : A1 = $\frac{A_{vj}}{4} + A_{v1} = \frac{15{,}55}{4} + 29{,}51 = 33{,}39 cm^2$ on adopte 11HA20 = 34,56cm²

Bande 2 : A2 = $\frac{A_{vj}}{4} + A_{v2} = \frac{15{,}55}{4} + 11{,}87 = 15{,}76\ cm^2$ on adopte 8HA16 = 16,08 cm²

- **Vérifications**

Pourcentage minimale d'armatures verticales dans le voile est de :

$$\left.\begin{array}{l} A_{min} = max\left(0{,}002B_t;\ \frac{B_t \cdot f_{t28}}{f_e};\ 0{,}23B\frac{f_{t28}}{f_e}\right) \\ A_{min} = max(2{,}2cm^2;\ 7{,}76cm^2\ ;1{,}32) \end{array}\right\} \Longrightarrow \quad A_{min} = 7{,}76\ cm^2$$

2) <u>Armatures horizontales (Art 7.7.4.1 RPA99/2003)</u>

$A_h \geq max\left(\frac{A_v}{4}; 0{,}15\%B\right) = \max\left(\frac{34{,}56+16{,}08}{4}; 7{,}5\right) = 12{,}66\ cm^2$ Soit 9HA14 = 13,85 cm²

3) <u>Armatures transversales</u>

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles en HA8 au mètre carré

Diamètre maximal (RPA Art.7.7.4.3) : $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{200}{10} = 20mm$

Espacement : $S_t \leq \min(1{,}5e\ ; 30cm) = 30cm$

**b) Vérification des contraintes**

**D'après le BAEL91/99**

$\bar{\tau}_u = \min\left(0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right) = \min(3{,}26MPa; 4MPa) = 3{,}26$MPa (La fissuration est préjudiciable)

$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{403{,}77 \times 10^3}{0{,}9 \times 2500 \times 200} = 0{,}90MPa \leq \bar{\tau}_u = 3{,}26\ MPa$

**Selon le RPA**

$\tau_b = \frac{1{,}4V_u}{d.e} \leq \bar{\tau}_b = 0{,}2 \times f_{c28} = 5MPa$

Avec :

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile (d = 0.9 h).

h : Hauteur totale de la section brute.

**c) Vérification à l'ELS**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} \leq \bar{\sigma}_b = 0{,}6 f_{c28} = 15\ MPa$$

$N_s = 1695{,}73\ KN$

B = 0,50m²

A = 13,76 cm²

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15.A} = \frac{1695{,}73\times10^3}{0{,}5x10^6+15\times5064} = 2{,}94\ MPa < \bar{\sigma}_b = 15MPa \Longrightarrow$$ **Condition vérifiée.**

Les résultats pour les autres voiles sont donnés dans les tableaux suivants :

## Ferraillage des voiles longitudinales (VL1 /VL'1; VL2/VL'2)

| | | Voiles longitudinaux | | |
|---|---|---|---|---|
| | | VL1/VL'1 | | |
| | | zone I | zone II | zone III |
| L (m) | | 2,5 | 2,5 | 2,5 |
| he (m) | | 3,85 | 2,83 | 2,66 |
| ep (m) | | 0,20 | 0,20 | 0,20 |
| B (m2) | | 0,50 | 0,50 | 0,50 |
| I (m4) | | 0,260 | 0,260 | 0,260 |
| V (m) | | 1,25 | 1,25 | 1,25 |
| ft28 (MPa) | | 2,10 | 2,10 | 2,10 |
| fe (MPa) | | 400 | 400 | 400 |
| σst (MPa) | | 347,8 | 347,8 | 347,8 |
| σmax (KN/cm2) | | 5473,00 | 1795,00 | 605,00 |
| σmin (KN/cm2) | | -11164,00 | -7211,00 | -5542,00 |
| T (KN) | | 403,77 | 400,12 | 357,70 |
| Nser (KN) | | 1695,73 | 1562,34 | 1514,04 |
| Nature de la section | | SPC | SPC | SPC |
| Lc (m) | | 0,82 | 0,50 | 0,25 |
| Lt (m) | | 1,68 | 2,00 | 2,25 |
| d (m) | | 0,55 | 0,33 | 0,16 |
| Lt-d (m) | | 1,13 | 1,67 | 2,09 |
| σ1 (KN/m2) | | -7509,12 | -6014,33 | -5138,67 |
| Nu1 (KN) | | 1023,80 | 439,33 | 175,20 |
| Nu2 (KN) | | 411,71 | 199,79 | 84,29 |
| Amin (cm2) | Bt.ft28/fe [1] | 5,76 | 3,49 | 1,72 |
| | 0,002.Bt [2] | 2,19 | 1,33 | 0,66 |
| | 0.23*B*ft28/fe [3] | 1,32 | 0,08 | 0,04 |
| | max ( [1] ; [2] ; [3]) [4] | 5,76 | 3,49 | 1,72 |
| Av1 (cm2) | Nu1/σst [5] | 29,43 | 12,63 | 5,04 |
| | max ( [4] ; [5] ) | 29,43 | 12,63 | 5,04 |
| Av2 (cm2) | Nu2/σst [6] | 11,84 | 5,74 | 2,42 |
| | max ( [4] ; [6] ) | 11,84 | 5,74 | 2,42 |
| Avj (cm2) | | 15,55 | 15,40 | 13,77 |
| Bande1 | A1 (cm2) | 33,32 | 16,48 | 8,48 |
| | Choix des barres/nappe | 11HA20 | 11HA14 | 6HA14 |
| | sections adoptées/nappe (cm2) | 34,56 | 16,93 | 9,24 |
| Bande2 | A2 (cm2) | 15,72 | 9,60 | 5,87 |
| | Choix des barres/nappe | 8HA16 | 5HA16 | 4HA14 |
| | sections adoptées/nappe (cm2) | 16,08 | 10,05 | 6,16 |
| armatures horizontales (cm2) | RPA99 | 7,50 | 7,50 | 7,50 |
| | BAEL91 | 12,66 | 6,75 | 3,85 |
| | choix/nappe/ml | 9HA14 | 5HA14 | 5HA14 |
| armatures transversales/m2 | | 4HA8 | 4HA8 | 4HA8 |
| Cisaillement | RPA99: τ b(max) = 5 PMa | 1,26 | 1,24 | 1,11 |
| | BAEL91: τ (max) = 3.26 MPa | 0,90 | 0,89 | 0,79 |
| ELS | σbc(max) = 15 MPa | 2,94 | 2,89 | 2,89 |

| | | Voiles longitudinaux | | |
|---|---|---|---|---|
| | | VL2/VL'2 | | |
| | | I | II | III |
| L (m) | | 1,2 | 1,2 | 1,2 |
| he (m) | | 3,85 | 2,83 | 2,66 |
| ep (m) | | 0,20 | 0,20 | 0,20 |
| B (m2) | | 0,24 | 0,24 | 0,24 |
| I (m4) | | 0,029 | 0,029 | 0,029 |
| V (m) | | 0,60 | 0,60 | 0,60 |
| ft28 (KN/cm2) | | 0,21 | 0,21 | 0,21 |
| fe (KN/cm2) | | 40 | 40 | 40 |
| σst (KN/cm2) | | 34,8 | 34,8 | 34,8 |
| σmax (KN/cm2) | | 2061,00 | 188,00 | 41,00 |
| σmin (KN/cm2) | | -6855,00 | -4618,00 | -3598,00 |
| T (KN) | | 49,12 | 41,18 | 30,03 |
| Nser (KN) | | 701,48 | 639,28 | 623,25 |
| Nature de la section | | SPC | SPC | SPC |
| Lc (m) [1] | | 0,89 | 0,58 | 0,22 |
| Lt (m) | | 0,31 | 0,62 | 0,98 |
| d (m) | | 0,16 | 0,31 | 0,49 |
| Lt-d (m) | | 0,16 | 0,31 | 0,49 |
| σ1 (KN/m2) | | -3427,50 | -2309,00 | -1799,00 |
| Nu1 (KN) | | 160,13 | 215,33 | 264,70 |
| Nu2 (KN) | | 53,38 | 71,78 | 88,23 |
| Amin (cm2) | Bt.ft28/fe [1] | 12,39 | 6,93 | 7,56 |
| | 0,002.Bt [2] | 4,92 | 4,60 | 4,80 |
| | 0.23*B*ft28/fe [3] | 3,14 | 3,20 | 3,26 |
| | max ( [1] ; [2] ; [3]) [4] | 12,39 | 6,93 | 7,56 |
| Av1 (cm2) | Nu1/σst [5] | 1,84 | 0,29 | 0,28 |
| | max ( [4] ; [5] ) | 12,39 | 6,93 | 7,56 |
| Av2 (cm2) | Nu2/σst [6] | 0,61 | 0,10 | 0,09 |
| | max ( [4] ; [6] ) | 12,39 | 6,93 | 7,56 |
| Avj (cm2) | | 5,68 | 3,40 | 3,24 |
| Bande1 | A1 (cm2) | 7,62 | 4,31 | 4,59 |
| | Choix des barres/nappe | 5HA14 | 3HA14 | 3HA14 |
| | sections adoptées/nappe (cm2) | 7,70 | 4,62 | 4,62 |
| Bande2 | A2 (cm2) | 7,62 | 4,31 | 4,59 |
| | Choix des barres/nappe | 5HA14 | 3HA14 | 3HA14 |
| | sections adoptées/nappe (cm2) | 7,70 | 4,62 | 4,62 |
| | | | | |
| armatures horizontales (cm2) | RPA99 | 3,60 | 3,60 | 3,60 |
| | BAEL91 | 3,85 | 2,31 | 2,31 |
| | choix/nappe/ml | 4HA12 | 3HA12 | 3HA12 |
| | | | | |
| armatures transversales/m2 | | 4HA8 | 4HA8 | 4HA8 |
| Cisaillement | RPA99: τ b(max) = 5 PMa | 0,29 | 0,24 | 0,17 |
| | BAEL91: τ (max) = 3.25 MPa | 0,14 | 0,17 | 0,12 |
| ELS | σbc(max) = 15 MPa | 0,20 | 0,17 | 0,13 |

## Ferraillage des voiles transversales (VT1/VT'1 ; VT2/VT'2)

| | | | Voiles transversaux | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | VT1/VT'1 | | |
| | | | zone I | zone II | zone III |
| caracteristiques géométriques | L (m) | | 2 | 2 | 2 |
| | he (m) | | 3,85 | 2,83 | 2,66 |
| | ep (m) | | 0,20 | 0,20 | 0,20 |
| | B (m2) | | 0,40 | 0,40 | 0,40 |
| | I (m4) | | 0,133 | 0,133 | 0,133 |
| | V (m) | | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| Caracteriqtiques mécaniques des materiauex | ft28 (KN/cm2) | | 0,21 | 0,21 | 0,21 |
| | fe (KN/cm2) | | 40 | 40 | 40 |
| | σst (KN/cm2) | | 34,8 | 34,8 | 34,8 |
| | σmax (KN/cm2) | | 3653,00 | 692,00 | 20,00 |
| | σmin (KN/cm2) | | -10302,00 | -6321,00 | -4973,00 |
| | T (KN) | | 185,75 | 123,48 | 87,78 |
| | Nser (KN) | | 1648,88 | 1470,84 | 1395,47 |
| Calcul des sollicitations. | Nature de la section | | SPC | SPC | SPC |
| | Lc (m) | | 1,28 | 0,63 | 0,05 |
| | Lt (m) | | 0,72 | 1,37 | 1,95 |
| | d (m) | | 0,36 | 0,68 | 0,98 |
| | Lt-d (m) | | 0,36 | 0,68 | 0,98 |
| | σ1 (KN/m2) | | -5151,00 | -3160,50 | -2486,50 |
| | Nu1 (KN) | | 557,37 | 648,88 | 728,26 |
| | Nu2 (KN) | | 185,79 | 216,29 | 242,75 |
| Calcul des armatures. | Amin (cm2) | Bt.ft28/fe [1] | 14,70 | 18,80 | 19,43 |
| | | 0,002.Bt [2] | 5,60 | 7,88 | 7,40 |
| | | 0.23*B*ft28/fe [3] | 8,33 | 8,39 | 8,45 |
| | | max ( [1] ; [2] ; [3]) [4] | 14,70 | 18,80 | 19,43 |
| | Av1 (cm2) | Nu1/σst [5] | 6,21 | 5,78 | 3,28 |
| | | max ( [4] ; [5] ) | 14,70 | 18,80 | 19,43 |
| | Av2 (cm2) | Nu2/σst [6] | 2,07 | 1,93 | 1,09 |
| | | max ( [4] ; [6] ) | 14,70 | 18,80 | 19,43 |
| | Avj (cm2) | | 28,33 | 16,60 | 8,09 |
| | Bande1 | A1 (cm2) | 14,43 | 13,55 | 11,74 |
| | | Choix des barres/nappe | 10HA14 | 9HA14 | 8HA14 |
| | | sections adoptées/nappe (cm2) | 15,39 | 13,85 | 12,32 |
| | Bande2 | A2 (cm2) | 14,43 | 13,55 | 11,74 |
| | | Choix des barres/nappe | 10HA14 | 9HA14 | 8HA14 |
| | | sectionsadoptées/nappe (cm2) | 15,39 | 13,85 | 12,32 |
| | | | | | |
| | armatures horizontales (cm2) | RPA99 | 6,00 | 6,00 | 6,00 |
| | | BAEL91 | 7,70 | 6,93 | 6,16 |
| | | choix/nappe/ml | 5HA14 | 5HA14 | 4HA14 |
| | | | | | |
| | armatures transversales/m2 | | 4HA8 | 4HA8 | 4HA8 |
| Verification des contraintes | Cisaillement | RPA99: τ b(max) = 5 PMa | 0,42 | 0,28 | 0,20 |
| | | BAEL91: τ (max) = 3.25 MPa | 0,30 | 0,20 | 0,14 |
| | ELS | σbc(max) = 15 MPa | 0,46 | 0,31 | 0,22 |

| | | | Voiles transversale | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | VT2/VT'2 | | |
| | | | I | II | III |
| | L (m) | | 2,5 | 2,5 | 2,5 |
| | he (m) | | 3,85 | 2,83 | 2,66 |
| | ep (m) | | 0,20 | 0,20 | 0,20 |
| | B (m2) | | 0,50 | 0,50 | 0,50 |
| | I (m4) | | 0,260 | 0,260 | 0,260 |
| | V (m) | | 1,25 | 1,25 | 1,25 |
| Caracteriqtiques mécaniques des materiauex | ft28 (KN/cm2) | | 0,21 | 0,21 | 0,21 |
| | fe (KN/cm2) | | 40 | 40 | 40 |
| | σst (KN/cm2) | | 34,8 | 34,8 | 34,8 |
| | σmax (KN/cm2) | | 4432,00 | 1285,00 | 322,00 |
| | σmin (KN/cm2) | | -9666,00 | -6202,00 | -4908,00 |
| | T (KN) | | 324,08 | 275,02 | 232,27 |
| | Nser (KN) | | 1687,46 | 1552,02 | 1523,67 |
| | Nature de la section | | SPC | SPC | SPC |
| Calcul des sollicitations. | Lc (m) | | 2,44 | 2,40 | 1,27 |
| | Lt (m) | | 0,06 | 0,10 | 1,23 |
| | d (m) | | 0,03 | 0,05 | 0,62 |
| | Lt-d (m) | | 0,03 | 0,05 | 0,62 |
| | σ1 (KN/m2) | | -4833,00 | -3101,00 | -2454,00 |
| | Nu1 (KN) | | 42,58 | 48,56 | 453,82 |
| | Nu2 (KN) | | 14,19 | 16,19 | 151,27 |
| Calcul des armatures. | Amin (cm2) | Bt.ft28/fe [1] | 6,83 | 6,83 | 7,14 |
| | | 0,002.Bt [2] | 2,60 | 2,68 | 2,72 |
| | | 0.23*B*ft28/fe [3] | 3,14 | 3,20 | 3,26 |
| | | max ( [1] ; [2] ; [3]) [4] | 6,83 | 6,83 | 7,14 |
| | Av1 (cm2) | Nu1/σst [5] | 0,15 | 0,08 | 0,46 |
| | | max ( [4] ; [5] ) | 6,83 | 6,83 | 7,14 |
| | Av2 (cm2) | Nu2/σst [6] | 0,05 | 0,03 | 0,15 |
| | | max ( [4] ; [6] ) | 6,83 | 6,83 | 7,14 |
| | Avj (cm2) | | 2,59 | 1,24 | 1,27 |
| | Bande1 | A1 (cm2) | 4,06 | 3,72 | 3,89 |
| | | Choix des barres/nappe | 4HA12 | 4HA12 | 4HA12 |
| | | sections doptées/nappe (cm2) | 4,52 | 4,52 | 4,52 |
| | Bande2 | A2 (cm2) | 4,06 | 3,72 | 3,89 |
| | | Choix des barres/nappe | 4HA12 | 4HA12 | 4HA12 |
| | | sections adoptées/nappe (cm2) | 4,52 | 4,52 | 4,52 |
| | | | | | |
| | armatures horizontales (cm2) | RPA99 | 7,50 | 7,50 | 7,50 |
| | | BAEL91 | 2,26 | 2,26 | 2,26 |
| | | choix/nappe/ml | 5HA14 | 5HA14 | 5HA14 |
| | | | | | |
| | armatures transversales/m2 | | 4HA8 | 4HA8 | 4HA8 |
| Cisaillement | | RPA99: τ b(max) = 5 PMa | 1,94 | 1,61 | 1,34 |
| | | BAEL91: τ (max) = 3.25MPa | 1,38 | 1,15 | 0,96 |
| | ELS | σbc(max) = 15 MPa | 0,65 | 0,55 | 0,46 |

# CHAPITRE IX
# FONDATIONS

## Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent-en :

- **Un effort normal :** charge et surcharge verticale centrée (valeur extérieure) ;
- **Une force horizontale :** résultante de l'action sismique ;
- **Un moment :** qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

➢ **Fondations superficielle :** Utilisées pour des sols de grande capacité portante.
Elles sont réalisées prés de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

➢ **Fondations profondes :** Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol est assez profond (pieux, puits).

**I- Etude géotechnique du sol**

Le rapport du sol ne nous a pas été transmis, nous avons choisi quelque valeur de contrainte et de type du sol qu'on trouve dans des ouvrages de la mécanique des sols.

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\mathbf{sol}}$ **= 1,8 bars.**
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**II- Choix du type de fondation**

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

✓ La nature et le poids de la superstructure.
✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
✓ La qualité du sol de fondation.

Nous proposons en premier cas des semelles isolées pour cela, nous allons procéder à une Vérification telle que :

**II.1 Calculs des surfaces nécessaires pour les semelles**

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \longrightarrow S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec:

$N_{ser}$ : l'effort normal revenant à chaque Poteau.

S : La surface minimale de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$ : La contrainte admissible du sol (de dossier géotechnique nous à donné une valeur de $\bar{\sigma}_{sol} = 1{,}8\ Bar = 180 KN/m^2$

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \rightarrow A \times B = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : A = B on à des poteaux carrés $A = \sqrt{\frac{N_S}{\bar{\sigma}_{sol}}}$

Exemple de calcul : le poteau le plus sollicité : $N_s$ = 841,791 KN

$$A = \sqrt{\frac{841,791}{180}} = 2,16m$$

- **Commentaire :** L'importance des dimensions des semelles engendre un chevauchement, donc il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

## II.2 Semelles filantes

1. Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol}.L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : La longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$ : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

| Semelles | $N_s$ | Longueur du voile (m) | B(m) | S (m²) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 1484,243 | 2,5 | 4,57 | 11,425 |
| 2 | 1695,728 | 1,2 | 10,87 | 13,044 |
| 3 | 701,479 | 2,5 | 2,16 | 5,4 |
| 4 | 932,367 | 1,2 | 5,98 | 7,176 |
| La somme des surfaces | | | | 37,045 |

**Tableau 1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal)**

| Semelles | $N_s$ | Longueur du voile (m) | B | S (m²) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 1648,881 | 2,00 | 6,34 | 12,68 |
| 2 | 1080,253 | 2,50 | 3,32 | 8,3 |
| 3 | 1489,119 | 2,00 | 5,73 | 11,46 |
| 4 | 1687,460 | 2,50 | 5,19 | 12,97 |
| La somme des surfaces | | | | 45,41 |

**Tableau 2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)**

$S_v = \sum S_i = 82,45\ m^2$ Avec : Sv : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

2. Semelle filantes sous poteaux

**a. Hypothèses de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

**b. Etape de calcul :**

✓ Détermination de la résultante des charges : R= $\sum N_i$

✓ Détermination des coordonnées de la structure R : e $=\frac{\sum N_i e_i+\sum M_i}{R}$

✓ Détermination de la distribution (par ml) des sollicitations de la semelle :

$\boldsymbol{e \leq \frac{L}{6}}$ ⟶ **Répartition trapézoïdale.**

$\boldsymbol{q_{min}=\frac{R}{L}\left(1+\frac{6e}{L}\right)}$

$q_{min} = \frac{R}{L}\left(1-\frac{6e}{L}\right) et\ q\left(\frac{L}{4}\right) = (1+\frac{3e}{L})$

$e \geq \frac{L}{6}$ ⟹ Répartition triangulaire.

➢ Détermination de largeur B de la semelle : B≥ $\frac{(q\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}}$

Exemple de calcul

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux (fil des poteaux les plus sollicité)

$L_t$=23,50m (le débord de 0.5m de chaque coté compris).

| Poteaux | $N_s$ | $M_s$ | $e_i$ | $N_s$. $e_i$ |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 784,908 | -23,521 | 10,9 | 8555,50 |
| 2 | 726,530 | -2,785 | 5,6 | 4068,57 |
| 3 | 603,154 | 14,034 | 0 | 0 |
| 4 | 544,768 | 9,776 | -5,6 | -3050,70 |
| 5 | 628,371 | 8,511 | -10,9 | -6849,24 |
| Somme | 2687,73 | 6,015 | / | 2724,13 |

**Tableau 3: surface des semelles filantes sous poteaux.**

➢ Détermination de la distribution par mètre linéaire des sollicitations des semelles

$R = \sum N_i = 2687{,}73\ KN$

$e = \frac{\sum N_i.e_i+\sum M_i}{R} = \frac{2724{,}13+6{,}015}{2687{,}73} = 1{,}02m$

$e = 1{,}02m < \frac{L}{6} = 3{,}63m$ ⟹ Répartition trapézoïdale

$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1+\frac{6e}{L}\right) = \frac{2687{,}73}{22{,}25}\left(1+6\times\frac{1{,}02}{22{,}25}\right) = 154{,}02\ KN/ml$

$q_{min} = \frac{R}{L}\left(1-\frac{6e}{L}\right) = \frac{2687{,}73}{22{,}25}\left(1-6\times\frac{1{,}02}{22{,}25}\right) = 87{,}57\ KN/ml$

$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1+\frac{3e}{L}\right) = \frac{2687{,}73}{22{,}25}\left(1+3\times\frac{1{,}02}{22{,}25}\right) = 137{,}41\ KN/ml$

➢ Détermination de la largeur de la semelle:

$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{137,41}{180} = 1,06m$ On prend : B=1,3 m

On aura donc : $S = B \times L = 1,3 \times 22,25 = 24,48\ m^2$

La surface totale des semelles filantes sous les portiques :

$S_p = S \times nombre\ de\ portiques$

$S_p = 24,48 \times 7 = 171,36m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles filantes :

$$S_t = S_p + S_v = 284,93m^2$$

Surface totale du bâtiment : $S_{bat}$ = 490,5m²

$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{284,93}{490,5} = 0,58$

La surface totale des semelles représente 58 % de la surface de bâtiment.

## Conclusion :

Puisque les semelles occupent plus de 50% de la surface totale de bâtiment, on opte pour

un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

**III- Etude du radier**

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Evite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

**III-1 Pré-dimensionnement du radier**

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq$ 25 cm).

b) Selon la condition forfaitaire :

- Sous poteaux **:**

**La dalle** :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$ ; Avec une hauteur minimale de 25 cm

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{560}{20} = 28cm$ $\Longrightarrow$ On prend $h_d$ = 30 cm

**La nervure** :

La nervure du radier doit avoir une hauteur $h_n$ égale à :

$b_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{560}{10} = 56cm$ $\Longrightarrow$ On prend $b_n$ = 60 cm

c) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max}$$

$L_e$ : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface (K = 40 MPa).

$L_{max}$ : Distance maximale entre nus des nervures.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (b = 1m).

E: module de déformation longitudinale différée :

$$E = 3700\sqrt[3]{fc_{28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818{,}865MPa$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3{,}14} \times 5{,}60\right)^4 \times \frac{3(40)}{10818{,}865}} = 1{,}21\text{m}$$

On prend $h_n$ = 1,30 m

- Largeur de la nervure

$0{,}4h \leq b_n \leq 0{,}7h$

$52 \leq b_n \leq 91$ $\Longrightarrow$ On prend $b_n$ = 60cm

**Conclusion :**

$h_n$=1,30m…….....hauteur de la nervure.

$b_n$ =60cm……largeur de la nervure.

$h_d$ = 30cm……...hauteur de la dalle.

### III-2 Détermination des sollicitations

Charge permanente : G = 25184,040 KN

Charge d'exploitation : Q = 8586,523 KN

Combinaison d'action

A l'ELU : $N_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 46878{,}239\ KN$

A l'ELS : $N_S = G + Q = 33770{,}563\ KN$

### III-3 Détermination de la surface du radier

A l'ELU: S≥ $\frac{N_u}{1{,}33\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{46878{,}239}{1{,}33\times180} = 271{,}13\ m^2$

A l'ELS: S≥ $\frac{N_S}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{33770{,}563}{180} = 259{,}77\ m^2$

$S_{rad} = max(S_{ELU}; S_{ELS}) = 271{,}13\ m^2$

**Commentaire** : la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte pour un débord minimal, que nous impose les règles de BAEL91/99, il sera calculé comme suit :

$L_{débord} \geq max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \left(\frac{130}{2}; 30cm\right) = 65cm \Longrightarrow \quad L_{débord} = 70\text{cm}$

$S_{débord}$= (22,95x0,7x2)+(22,25x0,7x2) =63,28 m²

La surface totale de radier :

$S_{radier} = S_{structure} + S_{débord}$=490,5+63,28=553,78 m²

### III-4 Détermination des efforts à la base du radier

a) Poids total de radier

$P_{rad}$ =Poids de la dalle flottante + poids du TVO+ poids de la nervure+poids du tablier

- Poids de la dalle flottante

$P_{df} = (S_{rad} - S_{ner})\text{x}\rho_b \times e_p$

$S_{ner} = (22{,}5 \times 0{,}6 \times 7) + (21{,}8 \times 0{,}6 \times 5) = 159{,}9m^2$

$P_{df} = (553{,}78 - 159{,}9)\text{x}25 \times{,}0{,}1$= 984,7 KN

- Poids du TVO : $P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d)\rho$

$P_{TVO} = (553{,}78 - 159{,}9) \times (1{,}3 - 0{,}3) \times 17 = 6695{,}96\ KN$

- Poids des nervures : $P_{ner} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$

$P_{ner} = 0{,}6 \times (1{,}3 - 0{,}3) \times 7 \times 22{,}5 \times 25 + 0{,}6 \times (1{,}3 - 0{,}3) \times 5 \times 25 \times 21{,}8 = 3997{,}5KN$

- Poids du tablier : $P_{tab} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$

$P_{tab} = 553{,}78 \times 0{,}30 \times 25 = 4153{,}35\ KN$

$\Longrightarrow\ G_{rad} = P_{df} + P_{TVO} + P_{ner} + P_{tab}$

$G_{rad} = 15831{,}51\ KN$

b) Poids total de l'ouvrage

$G_T = G_{sup} + G_{rad} = 25184{,}040 + 15831{,}51 = 41015{,}55KN$

$Q_T = Q_{sup} + Q_{rad} = 8586{,}523 + (2{,}5 \times 553{,}78) = 9970{,}97\ KN$

c) Combinaisons d'actions

A l'ELU : $N_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 70327{,}45KN$

A l'ELS: $N_s = G + Q = 50986{,}52KN$

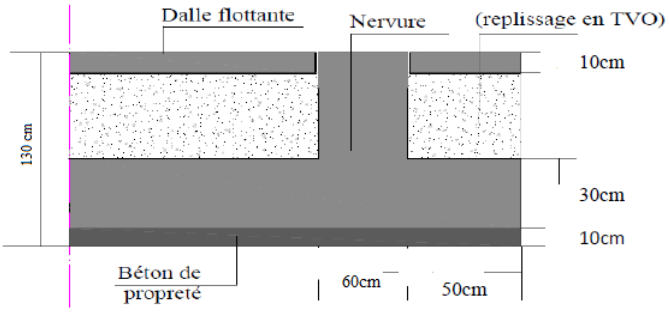



**Figure I: Coupe vertical sur radier.**

## III-5 Vérification à L'ELU

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = min\left\{\frac{0{,}15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right\} = 2{,}5MPa$$

b = 100cm ; d = 0,9$h_d$ = 0,9 x 30 = 27 cm

$$T_u^{max} = q_u.\frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u.b.L_{max}}{2.S_{rad}} = \frac{70327{,}45 \times 1 \times 5{,}6}{2 \times 553{,}78} = 355{,}59\ \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{355{,}59 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1{,}32\ MPa$$

$\tau_u = 1{,}32MPa < \bar{\tau}_u = 2{,}5\ MPa$ $\Longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

b) Vérification au poinçonnement :( Art 5.2,42 BAEL91/2003)

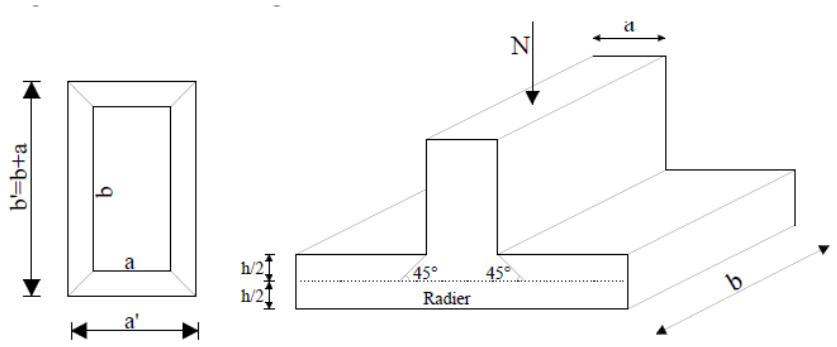
Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0{,}045 U_c . h . f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$ : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

$U_c$ : Périmètre du contour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale du radier égale à 130 cm.




- Poteau :

$\mu_c = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times \left(0{,}45 + 0{,}45 + 2(1{,}30)\right) = 7m$

$N_u = 1170{,}915\ KN < \frac{0{,}045 \times 7 \times 1{,}3 \times 25000}{1{,}5} = 6825\ KN$ ……..……**condition vérifiée.**

- Voile :

On considère une bande de 1ml du voile :

$e = 0{,}2m$ ; $b = 1m$ ; $N_u = 2352{,}914\ KN$

$\mu_c = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times \left(0{,}20 + 1 + 2(1{,}30)\right) = 7{,}6m$

$N_u = 2352{,}914\ KN < \frac{0{,}045 \times 7{,}6 \times 1{,}3 \times 25000}{1{,}5} = 7410\ KN$……..……**condition vérifiée.**

c) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq F_s . S_{rad} . \gamma_w . Z$$

Avec :

P : poids total à la base du radier

$F_s$ : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s$ = 1.5

$\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w$ = 10KN/m3)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h = 1,30m)

$G_T = G_{sup} + G_{rad} = 25184{,}040 + 15831{,}51 = 41015{,}55KN$

$P = 41015{,}55KN \geq 1{,}5x10x1{,}30x553{,}78 = 10798{,}71$ KN……**condition vérifiée.**

⟹ **Pas de risque de soulèvement**

d) Vérification de la stabilité du radier :

- Centre de gravité de radier **:**

Vu la géométrie de radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (XX-YY)

$X_G = \frac{Longueur}{2} = \frac{22{,}5}{2} = 11{,}25\ m$

$Y_G = \frac{largeur}{2} = \frac{21{,}8}{2} = 10{,}90\ m$

- Moment d'inertie de radier

$I_{xx} = \frac{b.h^3}{12} = \frac{23{,}9\times23{,}2^3}{12} = 24870{,}28\ m^4$ ; $I_{yy} = \frac{b.h^3}{12} = \frac{23{,}2\times23{,}9^3}{12} = 26393{,}71m^4$

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal du aux charges verticales.
- Moment de renversement du au séisme.

$M = M_0 + T_0.h$

Avec :

M0: Moment sismique à la base du bâtiment.

T0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

Avec :

$\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4}$

Ainsi, on doit vérifie que :

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{sol}$

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec :$\sigma_1$et $\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I}.V$

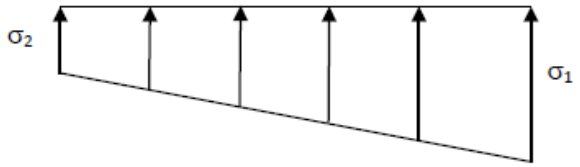



**Figure II: Diagramme des contraintes du sol.**

Calcul des moments :

$M_{x0}$ = 26115,987 KN.m ; $T_{x0}$ = 1235,530 KN

$M_{y0}$ = 27931,246 KN.m ; $T_{y0}$ = 1313,749 KN

$M_{xx} = 26115,987 + (1,3 \times 1235,530) = 27722,176\ KN.m$

$M_{yy} = 27931,246 + (1,3 \times 1313,749) = 29639,12 KN.m$

A l'ELU :

- Sens longitudinal (XX) :

$N_u = 70327,45\ KN$ ; $M_{xx} = 27722,176\ KN.m$

$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} V = \frac{70327,45}{553,78} + \frac{27722,176}{26393,71} \times 11,25 = 138,81$ KN/m²

$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} V = \frac{70327,45}{553,78} - \frac{27722,176}{26393,71} \times 11,25 = 115,74\ KN/m^2$

D'où : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = \frac{3(132,82)+121,13}{4} = 135\ KN/m^2$

$\sigma_m = 135 \leq 2\sigma_{sol} = 360$ ……...**condition vérifiée.**

- Sens transversal (YY) :

$N_u = 70327,45\ KN$ ; $M_{yy} = 29639,12 KN.m$

$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} V = \frac{70327,45}{553,78} + \frac{29639,12}{24870,28} \times 10,9 = 140$ KN/m²

$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} V = \frac{70327,45}{553,78} - \frac{29639,12KN}{24870,28} \times 10,9 = 114 KN/m^2$

D'où : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = \frac{3(140)+114}{4} = 133,5\ KN/m^2$

$\sigma_m = 133,5 \leq 2\sigma_{sol} = 360$ ……..……...**condition vérifiée.**

A l'ELS :

- Sens longitudinal (XX) :

$N_s = 50986,52\ KN$ ; $M_{xx} = 13764 KN.m$

$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}} V = \frac{50986,52}{553,78} + \frac{27722,176}{26393,71} \times 11,25 = 104$ KN/m²

$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}} V = \frac{50986,52}{553,78} - \frac{27722,176}{26393,71} \times 11,25 = 80,25\ KN/m^2$

D'où : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = \frac{3(104)+80,25}{4} = 98,06\ KN/m^2$

$\sigma_m = 98,06 \leq \sigma_{sol} = 180$ ……...……...**condition vérifiée.**

- Sens transversal (YY) :

$N_s = 50986{,}52\ KN$ ; $M_{yy} = 29639{,}12 KN.m$

$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}} V = \frac{50986{,}52}{553{,}78} + \frac{29639{,}12}{24870{,}28} \times 10{,}9 = 105{,}06$ KN/m²

$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}} V = \frac{50986{,}52}{553{,}78} - \frac{29639{,}12}{24870{,}28} \times 10{,}9 = 79{,}08\ KN/m^2$

D'où : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = \frac{3(105{,}06\ )+79{,}08}{4} = 98{,}72 KN/m^2$

$\sigma_m = 98{,}72 \leq \sigma_{sol} = 180$ ……..**condition vérifiée.**

## III-6 Ferraillage du radier

Pour le calcul du ferraillage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91.
Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.
Le calcul s'effectue par la méthode suivante :

1. Panneaux encastrés appuis sur 4 cotés

On distingue deux cas :

**1er cas** : Si $\rho < 0{,}4$, le panneau de dalle travaille dans un seul sens.

$M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8}$ et $M_{0y} = 0$

**2eme cas :** Si $0{,}4 \leq \rho < 1$, le panneau travaille dans les deux sens, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée $L_x$ : $M_{0x} = \mu_x . q_u . L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée $L_y$ : $M_{0y} = \mu_y . M_{0x}$

Les coefficients $\square_x$, $\square_y$ sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

2. Identification du panneau le plus sollicité

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3{,}8}{5{,}60} = 0{,}68$ ⟶ Le panneau travaille dans les deux sens.

$\upsilon = 0$ $\mu_x = 0{,}0707$ ; $\mu_y = 0{,}408$

Pour le ferraillage, soustrairons de la contrainte maximale $\sigma^{max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- A l'ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m^{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}\right) \times 1m = \left(135 - \frac{15831{,}51}{553{,}78}\right) \times 1m = 106{,}12 KN/ml$$

- A l'ELS :

$$q_S = \left(\sigma_m^{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}\right) \times 1m = \left(98{,}72 - \frac{15831{,}51}{553{,}78}\right) \times 1m = 70{,}13 KN/ml$$

## III-7 Calcul à L'ELU

1. Evaluation des moments de flexion Mx et My

$M_x = 0{,}0707 \times 106{,}12 \times (3{,}8)^2 = 108{,}34 KN.m$

$M_y = 0{,}408(108{,}34) = 44{,}21\ KN.m$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- ✓ Moment en travée : $0{,}75M_{ox}$ ou $0{,}75M_{oy}$
- ✓ Moment sur appuis : $0{,}5M_{ox}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel :

- ✓ Moment en travée : $0{,}85M_{ox}$ ou $0{,}85M_{oy}$
- ✓ Moment sur appui de rive : $0{,}3M_{ox}$

2. Ferraillage dans le sens (x-x), (y-y) :

- Appuis de rives :

$M_x^a = 0{,}3M_x = 0{,}3 \times 108{,}34 = 32{,}50KN.m$

- Appuis intermédiaires :

$M_y^a = 0{,}5M_x = 0{,}5 \times 108{,}34 = 54{,}17KN.m$

- En travées:

$M_x^t = 0{,}85M_x = 0{,}85(108{,}34) = 92{,}10\ KN.m$

$M_y^t = 0{,}75M_y = 0{,}75(44{,}21) = 33{,}16\ KN.m$

a. Ferraillage dans le sens (x-x)

- Aux appuis :

$\mu_u = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{32{,}50\times10^6}{1000\times270^2\times14{,}2} = 0{,}032 < 0{,}392$ ⟶ Section simplement armée.

$\mu_u = 0{,}032$ ⟹ $\beta = 0{,}984$

$A_a = \frac{M_x^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{32{,}25\times10^6}{0{,}984\times270\times348} = 3{,}58cm^2/ml$

Soit 4HA12 = 4,52 cm² ; avec un espacement de 12 cm

- En travée :

$\mu_u \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{92{,}10\times10^6}{1000\times270^2\times14{,}2} = 0{,}089 < 0{,}392$ ⟶ Section simplement armée.

$\mu_u = 0{,}086$ ⟹ $\beta = 0{,}954$

$\mu_u \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{92{,}10\times10^6}{0{,}954\times270\times348} = 10{,}27cm^2/ml$

Soit 7HA14 = 10,78 cm² ; avec un espacement de 14 cm

b. Ferraillage dans le sens (y-y)

- Aux appuis :

$\mu_u = \frac{M_y^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{54,17\times10^6}{1000\times270^2\times14,2} = 0,052 < 0,392$ ⟶ Section simplement armée.

$\mu_u = 0,052$ ⟹ $\beta = 0,973$

$A_a = \frac{M_y^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{54,17\times10^6}{0,973\times270\times348} = 5,93\ cm^2/ml$

Soit 6HA12 = 6,79 cm² ; avec un espacement de 15 cm

- En travée :

$\mu_u \frac{M_y^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{33,16\times10^6}{1000\times270^2\times14,2} = 0,03 < 0,392$ ⟶ Section simplement armée.

$\mu_u = 0,032$ ⟹ $\beta = 0,984$

$A_t \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{33,16\times10^6}{0,984\times270\times348} = 3,58\ cm^2/ml$

Soit 6HA12 = 6,79 cm² ; avec un espacement de 15 cm

3. Vérification de la condition de non fragilité **(Article B.7.41 BAEL91)**:

- Sens (X-X) :

$\rho_x = \frac{A_x}{bh} \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right)$ ⟹ $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right).b.h$

$\rho_0$ : Taux de pourcentage d'acier minimal réglementaire ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400).

$\rho_x$ : Taux de pourcentage d'acier égal au rapport de la section d'armatures minimale à la section totale du béton.

$A_x^{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3-0,68}{2}\right) = 2,78cm^2$

$$\begin{cases} \text{Aux appuis :} & A_{ua}^x = 4,52\ cm^2 > A_{min} = 2,78\ cm^2 \\ \text{En travée :} & A_{ut}^x = 10,78 > A_{min} = 2,78\ cm^2 \end{cases}$$

- Sens (Y-Y) :

$\rho_y = \frac{A_y}{bh} \geq \rho_0$ ⟹ $A_x \geq \rho_0.b.h$

$A_y^{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4\ cm^2$

$$\begin{cases} \text{Aux appuis :} & A_{ua}^y = 6,79\ cm^2 > A_{min} = 2,4\ cm^2 \\ \text{En travée :} & A_{ut}^y = 6,79 > A_{min} = 2,4\ cm \end{cases}$$

4. Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL91)

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

- Direction la plus sollicitée (sens x-x) : $S_t$ = 14 cm < min (3h, 33cm) = 33cm.

$S_t$ =12cm < 33cm

- Direction la moins sollicitée (sens y-y) : St = 15 cm < min (4h, 45cm) = 45cm

$S_t$ =15cm < 45cm

**III-8 Vérification à L'ELS**

1. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times 25 = 15\ MPa \quad et \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$M_{0x} = \mu_x . q_u . L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y . M_{0x}$$

$\upsilon = 0{,}2$ ; $\mu_x = 0{,}0766$ $\mu_y = 0{,}563$

$M_x = 0{,}0766 \times 70{,}13 \times (3{,}8)^2 = 77{,}57 KN.m$

$M_y = 0{,}563 \times 77{,}57 = 43{,}72\ KN.m$

Contrainte de compression du béton :

**En travées :**

Sens // à XX :

$\boldsymbol{M_x^t = 77,57}$**x0,85 = 65,94KN.m**

$\mu = \frac{M^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{65{,}94\times10^6}{1000\times270^2\times14{,}2} = 0{,}064 < 0{,}392 \longrightarrow$ SSA

D'où : $\beta = 0{,}0{,}967$

$A^t = \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{65{,}94\times10^6}{0{,}967\times270\times348} = 7{,}26\ cm^2$

$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100\times7{,}26}{100\times27} = 0{,}27 \longrightarrow \beta_1 = 0{,}918 \rightarrow K_1 = 45{,}98$

$\sigma_{st} = \frac{M_x^t}{\beta_1.d.A_t} = \frac{65{,}94\times10^6}{0{,}918\times270\times726} = 366{,}44 MPa < \bar{\sigma}_{st} = 400\ MPa \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st}$ Avec : $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{45{,}98} = 0{,}022$

$\sigma_{bc} = 0{,}022 \times 366{,}44 = 8{,}06\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Sens // à YY :

$\boldsymbol{M_y^t = 43,72 \times 0,75 = 32,79\ KN.m}$

$\mu = \frac{M_y^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{32,79\times10^6}{1000\times270^2\times14,2} = 0,032 < 0,392 \longrightarrow$ SSA

D'où : $\beta = 0,984$

$A^t = \frac{M_y^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{32,79\times10^6}{0,984\times270\times348} = 3,55\ cm^2$

$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100\times3,55}{100\times27} = 0,13 \longrightarrow \beta_1 = 0,940 \rightarrow K_1 = 68,33$

$\sigma_{st} = \frac{M_y^t}{\beta_1.d.A_t} = \frac{32,78\times10^6}{0,940\times270\times355} = 363,93\ MPa < \bar{\sigma}_{st} = 400\ MPa \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st}$ Avec : $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{68,33} = 0,015$

$\sigma_{bc} = 0,015 \times 363,48 = 5,33\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **Aux appuis :**

$\boldsymbol{M_x^a = 0,5 \times 77,57 = 38,78\ MN.m}$

$\mu = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{38,78\times10^6}{1000\times270^2\times14,2} = 0,037 < 0,392 \longrightarrow$ SSA

D'où : $\beta = 0,0,982$

$A^t = \frac{M_x^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{38,78\times10^6}{0,982\times270\times348} = 4,20cm^2$

## Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent-en :

- **Un effort normal :** charge et surcharge verticale centrée (valeur extérieure) ;
- **Une force horizontale :** résultante de l'action sismique ;
- **Un moment :** qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance

aux sollicitations extérieure, en :

- **Fondations superficielle :** Utilisées pour des sols de grande capacité portante.

Elles sont réalisées prés de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes :** Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol est assez profond (pieux, puits).

## IV- Etude géotechnique du sol

Le rapport du sol ne nous a pas été transmis, nous avons choisi quelque valeur de

contrainte et de type du sol qu'on trouve dans des ouvrages de la mécanique des sols.

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\mathbf{sol}}$ **= 1,8 bars.**
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

## V- Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- ✓ La nature et le poids de la superstructure.
- ✓ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ✓ La qualité du sol de fondation.

Nous proposons en premier cas des semelles isolées pour cela, nous allons procéder à une Vérification telle que :

### II.1 Calculs des surfaces nécessaires pour les semelles

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \longrightarrow S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec:

$N_{ser}$ : l'effort normal revenant à chaque Poteau.

S : La surface minimale de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$ : La contrainte admissible du sol (de dossier géotechnique nous à donné une valeur de $\bar{\sigma}_{sol} = 1{,}8\ Bar = 180 KN/m^2$

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}} \rightarrow A \times B = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Avec : A = B on à des poteaux carrés $A = \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$

Exemple de calcul : le poteau le plus sollicité : $N_s$ = 841,791 KN

$$A = \sqrt{\frac{841{,}791}{180}} = 2{,}16m$$

- **Commentaire :** L'importance des dimensions des semelles engendre un chevauchement, donc il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

## II.2 Semelles filantes

3. Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol}.L}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : La longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$ : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

| Semelles | $N_s$ | Longueur du voile (m) | B(m) | S (m²) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 1484,243 | 2,5 | 4,57 | 11,425 |
| 2 | 1695,728 | 1,2 | 10,87 | 13,044 |
| 3 | 701,479 | 2,5 | 2,16 | 5,4 |
| 4 | 932,367 | 1,2 | 5,98 | 7,176 |
| La somme des surfaces | | | | 37,045 |

**Tableau : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal)**

| Semelles | $N_s$ | Longueur du voile (m) | B | S (m²) |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 1648,881 | 2,00 | 6,34 | 12,68 |
| 2 | 1080,253 | 2,50 | 3,32 | 8,3 |
| 3 | 1489,119 | 2,00 | 5,73 | 11,46 |
| 4 | 1687,460 | 2,50 | 5,19 | 12,97 |
| La somme des surfaces | | | | 45,41 |

**Tableau : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)**

$S_v = \sum S_i = 82{,}45\ m^2$ Avec : $S_v$ : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

**4. <u>Semelle filantes sous poteaux</u>**

**c. Hypothèses de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

**d. Etape de 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) des sollicitations de la semelle :

$\boldsymbol{e \leq \frac{L}{6}}$ ⟶ **Répartition trapézoïdale.**

$\boldsymbol{q_{min}=\frac{R}{L}\left(1+\frac{6e}{L}\right)}$

$q_{min} = \frac{R}{L}\left(1-\frac{6e}{L}\right) et\ q\left(\frac{L}{4}\right) = (1+\frac{3e}{L})$

$e \geq \frac{L}{6}$ ⟹ Répartition triangulaire.

- ➢ Détermination de largueur B de la semelle : B≥ $\frac{(q\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}}$

**<u>Exemple de calcul</u>**

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux (fil des poteaux les plus sollicité)

$L_t$=23,50m (le débord de 0.5m de chaque coté compris).

| Poteaux | $N_s$ | $M_s$ | $e_i$ | $N_s.\ e_i$ |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 784,908 | -23,521 | 10,9 | 8555,50 |
| 2 | 726,530 | -2,785 | 5,6 | 4068,57 |
| 3 | 603,154 | 14,034 | 0 | 0 |
| 4 | 544,768 | 9,776 | -5,6 | -3050,70 |
| 5 | 628,371 | 8,511 | -10,9 | -6849,24 |
| Somme | 2687,73 | 6,015 | / | 2724,13 |

**Tableau : surface des semelles filantes sous poteaux.**

- ➢ <u>Détermination de la distribution par mètre linéaire des sollicitations des semelles</u>

$R = \sum N_i = 2687{,}73\ KN$

$e = \frac{\sum N_i.e_i+\sum M_i}{R} = \frac{2724{,}13+6{,}015}{2687{,}73} = 1{,}02m$

$e = 1{,}02m < \frac{L}{6} = 3{,}63m$ ⟹ Répartition trapézoïdale

$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1+\frac{6e}{L}\right) = \frac{2687{,}73}{22{,}25}\left(1+6\times\frac{1{,}02}{22{,}25}\right) = 154{,}02\ KN/ml$

$q_{min} = \frac{R}{L}\left(1-\frac{6e}{L}\right) = \frac{2687{,}73}{22{,}25}\left(1-6\times\frac{1{,}02}{22{,}25}\right) = 87{,}57\ KN/ml$

$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1+\frac{3e}{L}\right) = \frac{2687{,}73}{22{,}25}\left(1+3\times\frac{1{,}02}{22{,}25}\right) = 137{,}41\ KN/ml$

- ➢ <u>Détermination de la largeur de la semelle:</u>

$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{137{,}41}{180} = 1{,}06m$ On prend : B=1,3 m

On aura donc : $S = B \times L = 1{,}3 \times 22{,}25 = 24{,}48\ m^2$

La surface totale des semelles filantes sous les portiques :

$S_p = S \times nombre\ de\ portiques$

$S_p = 24{,}48 \times 7 = 171{,}36m^2$

Nous aurons la surface totale des semelles filantes :

$S_t = S_p + S_v = 284{,}93m^2$

Surface totale du bâtiment : $S_{bat}$ = 490,5m²

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{284,93}{490,5} = 0,58$$

La surface totale des semelles représente 58 % de la surface de bâtiment.

## Conclusion :

Puisque les semelles occupent plus de 50% de la surface totale de bâtiment, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

### VI- Etude du radier

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Evite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

### VI-1 Pré-dimensionnement du radier

d) Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq$ 25 cm).

e) Selon la condition forfaitaire :

- Sous poteaux :

**La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$ ; Avec une hauteur minimale de 25 cm

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{560}{20} = 28cm$ $\Longrightarrow$ On prend $h_d$ = 30 cm

**La nervure** :

La nervure du radier doit avoir une hauteur $h_n$ égale à :

$b_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{380}{10} = 38cm$ $\Longrightarrow$ On prend $b_n$ = 50 cm

f) Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max}$$

$L_e$ : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface (K = 40 MPa).

$L_{max}$ : Distance maximale entre nus des nervures.

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier (b = 1m).

E: module de déformation longitudinale différée :

$$E = 3700\sqrt[3]{fc_{28}} = 3700\sqrt[3]{25} = 10818{,}865MPa$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3{,}14} \times 3{,}80\right)^4 \times \frac{3(40)}{10818{,}865}} = 0{,}72\text{m}$$

On prend $h_n$ = 75 m

- Largeur de la nervure

$$0{,}4h \leq b_n \leq 0{,}7h$$

$$30 \leq b_n \leq 52 \Longrightarrow \text{On prend } b_n = 50\text{cm}$$

**Conclusion :**

$h_n$=75 m…….....hauteur de la nervure.

$b_n$ =50 cm……largeur de la nervure.

$h_d$ = 30cm……hauteur de la dalle.

**III-2 Détermination des sollicitations**

Charge permanente : G = 25184,040 KN

Charge d'exploitation : Q = 8586,523 KN

Combinaison d'action

**ELU** : $N_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 46878{,}239\ KN$

**ELS** : $N_S = G + Q = 33770{,}563\ KN$

### III-3 Détermination de la surface du radier

**ELU:** S≥ $\frac{N_u}{1,33\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{46878,239}{1,33\times180} = 271,13\ m^2$

**ELS:** S≥ $\frac{N_S}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{33770,563}{180} = 259,77\ m^2$

$S_{rad} = max(S_{ELU}; S_{ELS}) = 271,13\ m^2$

**Commentaire** : la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte pour un débord minimal, que nous impose les règles de BAEL91/99, il sera calculé comme suit :

$L_{débord} \geq max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \left(\frac{75}{2}; 30cm\right) = 37,5cm \Longrightarrow L_{débord} = 50$cm

$S_{débord}$= (22,95x0,5x2)+(22,25x0,5x2) =45,20 m²

La surface totale de radier :

$S_{radier} = S_{structure}+S_{débord}$=490,5+45,20=535,7 m²

### III-4 Détermination des efforts à la base du radier

d) <u>Poids total de radier</u>

$P_{rad}$ =Poids de la dalle flottante + poids du TVO+ poids de la nervure+poids du tablier

- <u>Poids de la dalle flottante</u>

$P_{df} = (S_{rad} - S_{ner})\text{x}\rho_b \times e_p$

$S_{ner} = (22,5 \times 0,5 \times 7) + (21,8 \times 0,5 \times 5) = 133,25m^2$

$P_{df} = (553,78 - 133,25)$x25 ×0,1= 1051,32 KN

- <u>Poids du TVO :</u> $P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d)\rho$

  $P_{TVO} = (553,78 - 133,25) \times (0,75 - 0,3) \times 17 = 3217,05\ KN$

- <u>Poids des nervures</u> : $P_{ner} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$

  $P_{ner} = 0,5 \times (0,75 - 0,3) \times 7 \times 22,5 \times 25 + 0,5 \times (0,75 - 0,3) \times 5 \times 25 \times 21,8$

  $= 1499,06KN$

- <u>Poids du tablier :</u> $P_{tab} = S_{rad} \times h_d \times \rho_b$

  $P_{tab} = 553,78 \times 0,30 \times 25 = 4153,35\ KN$

$\Longrightarrow G_{rad} = P_{df} + P_{TVO} + P_{ner} + P_{tab}$

$G_{rad} = 9920,78\ KN$

e) Poids total de l'ouvrage

$G_T = G_{sup} + G_{rad} = 25184{,}040 + 9920{,}78 = 35104{,}82KN$

$Q_T = Q_{sup} + Q_{rad} = 8586{,}523 + (2{,}5 \times 553{,}78) = 9970{,}97\ KN$

f) Combinaisons d'actions

A l'ELU : $N_u = 1{,}35G + 1{,}5Q = 62347{,}96KN$

A l'ELS: $N_s = G + Q = 45075{,}79KN$

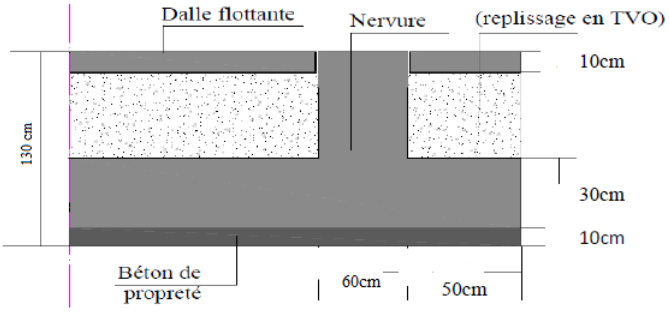



**Figure I: Coupe vertical sur radier.**

## III-5 Vérification à L'ELU

e) Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = min\left\{\frac{0{,}15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\ MPa\right\} = 2{,}5MPa$$

b = 100cm ; d = 0,9$h_d$ = 0,9 x 30 = 27 cm

$$T_u^{max} = q_u.\frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u.b.L_{max}}{2.S_{rad}} = \frac{70327{,}45\times1\times5{,}6}{2\times553{,}78} = 355{,}59\ \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{355{,}59\times10^3}{1000\times270} = 1{,}32\ MPa$$

$\tau_u = 1{,}32MPa < \bar{\tau}_u = 2{,}5\ MPa$ ⟹ **Condition vérifiée.**

f) Vérification au poinçonnement :( Art 5.2,42 BAEL91/2003)

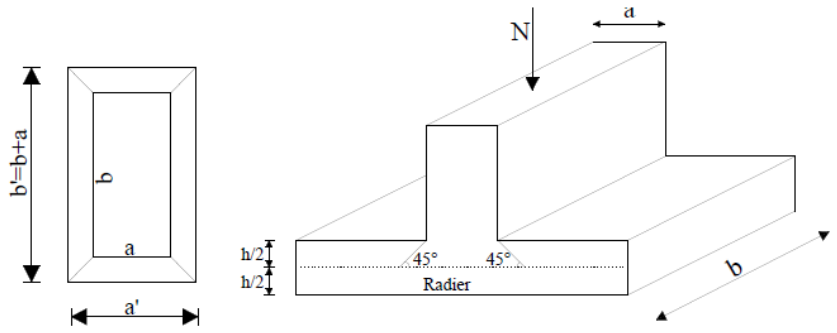
Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0{,}045 U_c.h.f_{c28}}{\gamma_b}$$

$N_u$ : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

$U_c$ : Périmètre du contour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale du radier égale à 75 cm.




Poteau :

$\mu_c = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times \left(0{,}45 + 0{,}45 + 2(0{,}75)\right) = 4{,}8m$

$N_u = 1170{,}915\ KN < \frac{0{,}045 \times 4{,}8 \times 0{,}75 \times 25000}{1{,}5} = 2700\ KN$ ……**condition vérifiée.**

- Voile :

On considère une bande de 1ml du voile :

$e = 0{,}2m$ ; $b = 1m$ ; $N_u = 2352{,}914\ KN$

$\mu_c = 2 \times (a + b + 2h) = 2 \times \left(0{,}20 + 1 + 2(0{,}75)\right) = 5{,}4\ m$

$N_u = 2352{,}914\ KN < \frac{0{,}045 \times 5{,}8 \times 0{,}75 \times 25000}{1{,}5} = 3262{,}5\ KN$ ……**condition vérifiée.**

g) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq F_s . S_{rad} . \gamma_w . Z$$

Avec :

P : poids total à la base du radier

$F_s$ : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s$ = 1.5

$\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w$ = 10KN/m3)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h = 1,30m)

$G_T = G_{sup} + G_{rad} = 25184{,}040 + 9920{,}78 = 35104{,}82KN$

$P = 35104{,}82KN \geq 1{,}5$x10 x 0,75 x 535,7 = 6026,62KN……**condition vérifiée.**

⟹ **Pas de risque de soulèvement**

h) Vérification de la stabilité du radier :

- Centre de gravité de radier **:**

  Vu la géométrie de radier qui est rectangulaire et symétrique par rapport aux deux axes (XX-YY)

  $X_G = \frac{Longueur}{2} = \frac{22,5}{2} = 11,25\ m$

  $Y_G = \frac{largeur}{2} = \frac{21,8}{2} = 10,90\ m$

- Moment d'inertie de radier

  $I_{xx} = \frac{b.h^3}{12} = \frac{23,9\times23,2^3}{12} = 24870,28\ m^4$ ; $I_{yy} = \frac{b.h^3}{12} = \frac{23,2\times23,9^3}{12} = 26393,71m^4$

La vérification de la stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal du aux charges verticales.
- Moment de renversement du au séisme.

  $M = M_0 + T_0.h$

Avec :

M0: Moment sismique à la base du bâtiment.

T0 : Effort tranchant à la base du bâtiment.

h : Profondeur de l'infrastructure (dalle + nervure).

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

Avec :

$\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4}$

Ainsi, on doit vérifie que :

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq 2\sigma_{sol}$

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec :$\sigma_1$et $\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I}.V$

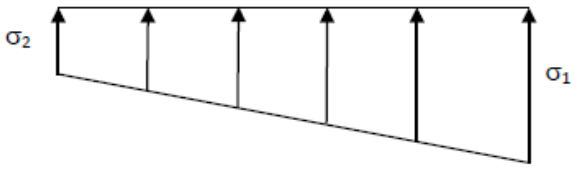



**Figure II: Diagramme des contraintes du sol.**

Calcul des moments :

$M_{x0}$ = 26115,987 KN.m ; $T_{x0}$ = 1235,530 KN

$M_{y0}$ = 27931,246 KN.m ; $T_{y0}$ = 1313,749 KN

$M_{xx} = 26115,987 + (0,75 \times 1235,530) = 27042,63\ KN.m$

$M_{yy} = 27931,246 + (0,75 \times 1313,749) = 28916,57KN.m$

**ELU :**

- Sens longitudinal (XX) :

$N_u = 62347{,}96KN$ ; $M_{xx} = 27042{,}63\ KN.m$

$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}}\ V = \frac{62347{,}96}{535{,}7} + \frac{27042{,}63}{26393{,}71} \times 11{,}25 = 127{,}92$ KN/m²

$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}}\ V = \frac{62347{,}96}{535{,}7} - \frac{27042{,}63}{26393{,}71} \times 11{,}25 = 104{,}86\ KN/m^2$

D'où : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = \frac{3(127{,}92)+104{,}86}{4} = 122{,}16\ KN/m^2$

$\sigma_m = 122{,}16 \leq 2\sigma_{sol} = 360$ ……...**condition vérifiée.**

- Sens transversal (YY) :

$N_u = 62347{,}96KN$ ; $M_{yy} = 28916{,}57KN.m$

$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}}\ V = \frac{62347{,}96}{535{,}7} + \frac{28916{,}57}{24870{,}28} \times 10{,}9 = 129{,}06$ KN/m²

$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}}\ V = \frac{62347{,}96}{535{,}7} - \frac{28916{,}57}{24870{,}28} \times 10{,}9 = 103{,}71KN/m^2$

D'où : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = \frac{3(129{,}06)+103{,}71}{4} = 122{,}72\ KN/m^2$

$\sigma_m = 122{,}72 \leq 2\sigma_{sol} = 360$ ……..……...**condition vérifiée.**

**ELS :**

- Sens longitudinal (XX) :

$N_s = 45075{,}79\ KN$ ; $M_{xx} = 27042{,}63\ KN.m$

$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{xx}}{I_{yy}}\ V = \frac{45075{,}79}{535{,}7} + \frac{27042{,}63}{26393{,}71} \times 11{,}25 = 95{,}67$ KN/m²

$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{xx}}{I_{yy}}\ V = \frac{45075{,}79}{535{,}7} - \frac{27042{,}63}{26393{,}71} \times 11{,}25 = 72{,}62\ KN/m^2$

D'où : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = \frac{3(95{,}67)+72{,}62}{4} = 89{,}91\ KN/m^2$

$\sigma_m = 89{,}91 \leq \sigma_{sol} = 180$ ……...……...**condition vérifiée.**

- Sens transversal (YY) :
  $N_s = 45075{,}79\ KN$ ; $M_{yy} = 28916{,}57 KN.m$

$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_{yy}}{I_{xx}}\ V = \frac{45075{,}79}{535{,}7} + \frac{28916{,}57}{24870{,}28} \times 10{,}9$ =96,82 KN/m²

$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_{yy}}{I_{xx}}\ V = \frac{45075{,}79}{535{,}7} - \frac{28916{,}57}{24870{,}28} \times 10{,}9 = 71{,}47\ KN/m^2$

D'où : $\sigma_m = \frac{3\sigma_1+\sigma_2}{4} = \frac{3(105{,}06\ )+79{,}08}{4} = 98{,}72 KN/m^2$

$\sigma_m = 90{,}48 \leq \sigma_{sol} = 180$ ……..**condition vérifiée.**

## III-6 Ferraillage du radier

Pour le calcul du ferraillage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91.

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Le calcul s'effectue par la méthode suivante :

3. Panneaux encastrés appuis sur 4 cotés

On distingue deux cas :

**1er cas** : Si $\rho < 0{,}4$, le panneau de dalle travaille dans un seul sens.

$M_{0x} = q_u \frac{L_x^2}{8}$ et $M_{0y} = 0$

**2eme cas :** Si $0{,}4 \leq \rho < 1$, le panneau travaille dans les deux sens, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée $L_x$ : $M_{0x} = \mu_x . q_u . L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée $L_y$ : $M_{0y} = \mu_y . M_{0x}$

Les coefficients $\mu_x$, $\mu_y$ sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

4. Identification du panneau le plus sollicité

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3{,}8}{5{,}60} = 0{,}68$ ⟶ Le panneau travaille dans les deux sens.

$\upsilon = 0$ $\mu_x = 0{,}0707$ ; $\mu_y = 0{,}408$

Pour le ferraillage, soustrairons de la contrainte maximale$\sigma^{max}$, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- A l'ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m^{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}\right) \times 1m = \left(122{,}72 - \frac{9920{,}78}{535{,}7}\right) \times 1m = 104{,}20KN/ml$$

- A l'ELS :

$$q_S = \left(\sigma_m^{max} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}}\right) \times 1m = \left(90{,}48 - \frac{9920{,}78}{535{,}7}\right) \times 1m = 71{,}96KN/ml$$

## III-7 Calcul à L'ELU

5. Evaluation des moments de flexion Mx et My

$M_x = 0{,}0707 \times 104{,}2 \times (3{,}8)^2 = 106{,}38\text{KN.m}$

$M_y = 0{,}408(108{,}34) = 43{,}40\ KN.m$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

- ✓ Moment en travée : 0,75$M_{ox}$ ou 0,75$M_{oy}$
- ✓ Moment sur appuis : 0,5$M_{ox}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

- ✓ Moment en travée : 0,85$M_{ox}$ ou 0,85$M_{oy}$
- ✓ Moment sur appui de rive : 0,3$M_{ox}$

6. Ferraillage dans le sens (x-x), (y-y) :

- Appuis de rives :

$M_x^a = 0{,}3M_x = 0{,}3 \times 106{,}38 = 31{,}91KN.m$

- Appuis intermédiaires :

$M_y^a = 0{,}5M_x = 0{,}5 \times 106{,}38 = 53{,}19KN.m$

- En travées:

$M_x^t = 0{,}85M_x = 0{,}85(106{,}38) = 90{,}42KN.m$

$M_y^t = 0{,}75M_y = 0{,}75(44{,}21) = 32{,}55\ KN.m$

c. Ferraillage dans le sens (x-x)

- Aux appuis :

$\mu_u = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{31{,}91\times10^6}{1000\times270^2\times14{,}2} = 0{,}03 < 0{,}392 \longrightarrow$ Section simplement armée.

$\mu_u = 0{,}032 \Longrightarrow \beta = 0{,}985$

$A_a = \frac{M_x^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{31{,}91\times10^6}{0{,}985\times270\times348} = 3{,}45cm^2/ml$

Soit 4HA12 = 4,52 cm² ; avec un espacement de 12 cm

- En travée :

$\mu_u \frac{M_x^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{90,42\times10^6}{1000\times270^2\times14,2} = 0,087 < 0,392$ ⟶ Section simplement armée.

$\mu_u = 0,087$ ⟹ $\beta = 0,955$

$\mu_u \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{90,42\times10^6}{0,955\times270\times348} = 10,08cm^2/ml$

Soit 7HA14 = 10,78 cm² ; avec un espacement de 14 cm

d. Ferraillage dans le sens (y-y)

- Aux appuis :

$\mu_u = \frac{M_y^a}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{53,19\times10^6}{1000\times270^2\times14,2} = 0,051 < 0,392$ ⟶ Section simplement armée.

$\mu_u = 0,052$ ⟹ $\beta = 0,974$

$A_a = \frac{M_y^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{53,19\times10^6}{0,974\times270\times348} = 5,81\ cm^2/ml$

Soit 6HA12 = 6,79 cm² ; avec un espacement de 15 cm

- En travée :

$\mu_u \frac{M_y^t}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{32,55\times10^6}{1000\times270^2\times14,2} = 0,031 < 0,392$ ⟶ Section simplement armée.

$\mu_u = 0,031$ ⟹ $\beta = 0,984$

$A_t \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{32,55\times10^6}{0,984\times270\times348} = 3,52\ cm^2/ml$

Soit 6HA12 = 6,79 cm² ; avec un espacement de 15 cm

7. Vérification de la condition de non fragilité **(Article B.7.41 BAEL91)**:

- Sens (X-X) :

$\rho_x = \frac{A_x}{bh} \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right)$ ⟹ $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2}\right).b.h$

$\rho_0$ : Taux de pourcentage d'acier minimal réglementaire ($\rho_0 = 0,0008$ pour les HA FeE400).
$\rho_x$ : Taux de pourcentage d'acier égal au rapport de la section d'armatures minimale à la section totale du béton.

$A_x^{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \left(\frac{3-0,68}{2}\right) = 2,78cm^2$

Aux appuis : $A_{ua}^x = 4,52\ cm^2 > A_{min} = 2,78\ cm^2$

En travée : $A_{ut}^x = 10,78 > A_{min} = 2,78\ cm^2$

- Sens (Y-Y) :

$\rho_y = \frac{A_y}{bh} \geq \rho_0 \Longrightarrow A_x \geq \rho_0 . b . h$

$A_y^{min} = 0{,}0008 \times 100 \times 30 = 2{,}4\ cm^2$

Aux appuis : $A_{ua}^y = 6{,}79\ cm^2 > A_{min} = 2{,}4\ cm^2$

En travée : $A_{ut}^y = 6{,}79 > A_{min} = 2{,}4\ cm$

8. Espacement des armatures : (Art A8.2.42 BAEL91)

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

- Direction la plus sollicitée (sens x-x) : $S_t$ = 14 cm < min (3h, 33cm) = 33cm.

$S_t$ =12cm < 33cm

- Direction la moins sollicitée (sens y-y) : St = 15 cm < min (4h, 45cm) = 45cm

$S_t$ =15cm < 45cm

**III-8 Vérification à L'ELS**

2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 \times 25 = 15\ MPa \quad et \quad \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$M_{0x} = \mu_x . q_u . L_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y . M_{0x}$$

$\upsilon = 0{,}2$ ; $\mu_x = 0{,}0766$ $\mu_y = 0{,}563$

$M_x = 0{,}0766 \times 71{,}96 \times (3{,}8)^2 = 79{,}60 KN.m$

$M_y = 0{,}563 \times 79{,}60 = 44{,}81 KN.m$

Contrainte de compression du béton :

**En travées :**

Sens // à XX :

$\boldsymbol{M_x^t = 79,60}$**x0,85 = 67,66KN.m**

$\mu = \frac{M^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{67{,}66 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14{,}2} = 0{,}0654 < 0{,}392 \longrightarrow$ SSA

D'où : $\beta = 0{,}967$

$A^t = \frac{M_x^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{67{,}66 \times 10^6}{0{,}967 \times 270 \times 348} = 7{,}45\ cm^2$

$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100\times7,45}{100\times27} = 0,28 \longrightarrow \beta_1 = 0,916 \rightarrow K_1 = 44,52$

$\sigma_{st} = \frac{M_x^t}{\beta_1.d.A_t} = \frac{67,66\times10^6}{0,916\times270\times745} = 367,21MPa < \bar{\sigma}_{st} = 400\ MPa$ ⟶ **Condition vérifiée.**

$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st}$ Avec : $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{44,52} = 0,022$

$\sigma_{bc} = 0,022 \times 367,21 = 8,08\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ ⟶ **Condition vérifiée.**

<u>Sens // à YY :</u>

$\boldsymbol{M_y^t = 44,81 \times 0,75 = 33,61\ KN.m}$

$\mu = \frac{M_y^t}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{33,61\times10^6}{1000\times270^2\times14,2} = 0,032 < 0,392$ ⟶ SSA

D'où : $\beta = 0,984$

$A^t = \frac{M_y^t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{33,61\times10^6}{0,984\times270\times348} = 3,65\ cm^2$

$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100\times3,65}{100\times27} = 0,135 \longrightarrow \beta_1 = 0,940 \rightarrow K_1 = 66,33$

$\sigma_{st} = \frac{M_y^t}{\beta_1.d.A_t} = \frac{33,61\times10^6}{0,940\times270\times355} = 380,54\ MPa < \bar{\sigma}_{st} = 400\ MPa$ ⟶ **Condition vérifiée.**

$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st}$ Avec : $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{66,33} = 0,015$

$\sigma_{bc} = 0,015 \times 363,48 = 5,33\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ ⟶ **Condition vérifiée.**

- **<u>Aux appuis :</u>**

$\boldsymbol{M_x^a = 0,5 \times 79,60 = 39,8\ MN.m}$

$\mu = \frac{M_x^a}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{39,8\times10^6}{1000\times270^2\times14,2} = 0,038 < 0,392$ ⟶ SSA

D'où : $\beta = 0,981$

$A^t = \frac{M_x^a}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{39,8\times10^6}{0,981\times270\times348} = 4,32cm^2$

$\rho_1 = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100\times4,20}{100\times27} = 0,16 \longrightarrow \beta_1 = 0,935 \rightarrow K_1 = 61,92$

$\sigma_{st} = \frac{M_x^a}{\beta_1.d.A_t} = \frac{39,8\times10^6}{0,935\times270\times432} = 364,94\ MPa < \bar{\sigma}_{st} = 400\ MPa$ ⟶ **Condition vérifiée.**

$\sigma_{bc} = K.\sigma_{st}$ Avec : $K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{61,92} = 0,016$

$\sigma_{bc} = 0,016 \times 364,94 = 5,84\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ ⟶ **Condition vérifiée.**

## III-9 Ferraillage du débord

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément repartie illustrer dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

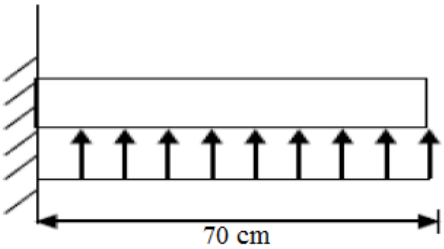



**Figure III : Schéma statique du débord.**

- **Sollicitation de calcul**

A l'ELU : $q_u = 104{,}20 KN/ml$

$$M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-104{,}20 \times 0{,}5^2}{2} = -13{,}025\ KN.m$$

A l'ELS : $q_s = 71{,}96\ KN/ml$

$$M_s = \frac{-q_s \times L^2}{2} = \frac{-71{,}96 \times 0{,}5^2}{2} = -9\ KN.m$$

- **Calcul des armatures**

$$\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{13{,}025 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14{,}2} = 0{,}012 < 0{,}392 \ \rightarrow SSA$$

$$\mu = 0{,}012 \quad \rightarrow \quad \beta = 0{,}994$$

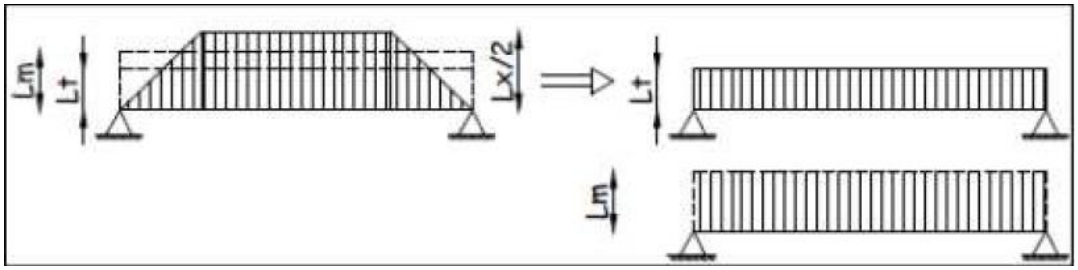
$$A_t = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{13{,}025 \times 10^6}{0{,}994 \times 270 \times 348} = 1{,}40\ cm^2$$

**Remarque**

Les armatures de la dalle du radier sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferraillage, les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferraillage du débord.

## III-10 Ferraillage des nervures

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.
- Pour le calcul des efforts internes maximums, 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 ($L_m$) et le même effort tranchant ($L_t$) que le diagramme
- trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.




**Présentation des charges simplifiée**

Deux types de chargement peuvent se présenter :

**1er Cas :** Chargement triangulaires :

**Moment fléchissant :** $L_m = 0{,}333 \times L_x$

**Effort tranchant :** $L_t = 0{,}25L_x$

**2eme cas :** chargement trapézoïdale :

**Moment fléchissant :** $L_m = L_x(0{,}5 - \frac{\rho^2{}_x}{6})$

**Effort tranchant :** $L_t = L_x(0{,}5 - \frac{\rho^2{}_x}{4})$

Pour les moments fléchissant :

$Q_u = q_u . L_m$

$Q_s = q_s . L_m$.

Pour les efforts tranchant :

$Q_u = q_u . L_t$

$Q_s = q_s . L_t$

- **Détermination des charges**

**ELU :**

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}\right) = \left(122{,}72 - \frac{9920{,}78}{535{,}7} - \frac{1499{,}06}{133{,}25}\right) = 92{,}95\ KN/m^2$$

**ELS :**

$$q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}}\right) = \left(90{,}48 - \frac{9920{,}78}{535{,}7} - \frac{1499{,}06}{133{,}25}\right) = 60{,}71\ KN/m^2$$

⟹ Sens transversal (nervure X3) :

- Calcul des charges :

| | | | | | | | | | | Moment fléchissant | | | | Effort tranchant | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Travée | Panneau | Lx | Ly | $\rho_x$ | Chargement | Lm | Lt | $q_u$ | $q_s$ | $Q_u$ | $\sum Q_u$ | $Q_s$ | $\sum Q_s$ | $Q_u$ | $\sum Q_u$ | $Q_s$ | $\sum Q_s$ |
| A-B | 1 | 3,8 | 5,55 | 0,685 | trapézoïdale | 1,61 | 1,45 | 92,95 | 60,71 | 149,65 | 299,3 | 97,74 | 195,48 | 134,78 | 269,56 | 88,03 | 176,06 |
| | 2 | 3,8 | 5,55 | 0,685 | trapézoïdale | 1,61 | 1,45 | 92,95 | 60,71 | 149,65 | | 97,74 | | 134,78 | | 88,03 | |
| B-C | 1 | 3,8 | 5,60 | 0,679 | trapézoïdale | 1,60 | 1,47 | 92,95 | 60,71 | 148,72 | 297,44 | 97,15 | 194,3 | 136,34 | 272,68 | 89,24 | 178,48 |
| | 2 | 3,8 | 5,60 | 0,679 | trapézoïdale | 1,60 | 1,47 | 92,95 | 60,71 | 148,72 | | 97,15 | | 136,34 | | 89,24 | |
| C-D | 1 | 3,8 | 5,60 | 0,679 | trapézoïdale | 1,60 | 1,47 | 92,95 | 60,71 | 148,72 | 297,44 | 97,15 | 194,3 | 136,34 | 272,68 | 89,24 | 178,48 |
| | 2 | 3,8 | 5,60 | 0,679 | trapézoïdale | 1,60 | 1,47 | 92,95 | 60,71 | 148,72 | | 97,15 | | 136,34 | | 89,24 | |
| D-E | 1 | 3,8 | 5,55 | 0,685 | trapézoïdale | 1,61 | 1,45 | 92,95 | 60,71 | 149,65 | 299,3 | 97,74 | 195,48 | 134,78 | 269,56 | 88,03 | 176,06 |
| | 2 | 3,8 | 5,55 | 0,685 | trapézoïdale | 1,61 | 1,45 | 92,95 | 60,71 | 149,65 | | 97,74 | | 134,78 | | 88,03 | |

⇨ Sens longitudinal (nervure Y3)

- Cas de charge

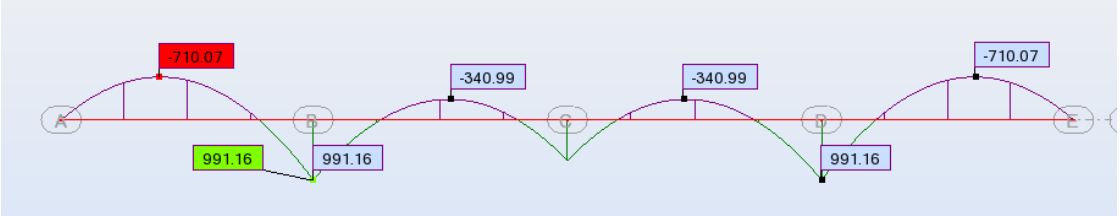
| | | | | | | | | | | Moment fléchissant | | | | Effort tranchant | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Travée | Panneau | Lx | Ly | $\rho_x$ | Chargement | Lm | Lt | $q_u$ | $q_s$ | $Q_u$ | $\sum Q_u$ | $Q_s$ | $\sum Q_s$ | $Q_u$ | $\sum Q_u$ | $Q_s$ | $\sum Q_s$ |
| A-B | 1 | 3,75 | 5,60 | 0,670 | triangulaires | 1,25 | 0,940 | 92,95 | 60,71 | 116,19 | 232,38 | 75,89 | 151,78 | 87,37 | 174,74 | 50,07 | 114,14 |
| | 2 | 3,75 | 5,60 | 0,670 | triangulaires | 1,25 | 0,940 | 92,95 | 60,71 | 116,19 | | 75,89 | | 87,37 | | 50,07 | |
| B-C | 1 | 3,80 | 5,60 | 0,679 | triangulaires | 1,27 | 0,95 | 92,95 | 60,71 | 118,05 | 236,10 | 77,10 | 154,20 | 88,30 | 176,60 | 57,67 | 115,34 |
| | 2 | 3,80 | 5,60 | 0,679 | triangulaires | 1,27 | 0,95 | 92,95 | 60,71 | 118,05 | | 77,10 | | 88,30 | | 57,67 | |
| C-D | 1 | 3,80 | 5,60 | 0,679 | triangulaires | 1,27 | 0,95 | 92,95 | 60,71 | 118,05 | 236,10 | 77,10 | 154,20 | 88,30 | 176,60 | 57,67 | 115,34 |
| | 2 | 3,80 | 5,60 | 0,679 | triangulaires | 1,27 | 0,95 | 92,95 | 60,71 | 118,05 | | 77,10 | | 88,30 | | 57,67 | |
| D-E | 1 | 3,80 | 5,60 | 0,679 | triangulaires | 1,27 | 0,95 | 92,95 | 60,71 | 118,05 | 236,10 | 77,10 | 154,20 | 88,30 | 176,60 | 57,67 | 115,34 |
| | 2 | 3,80 | 5,60 | 0,679 | triangulaires | 1,27 | 0,95 | 92,95 | 60,71 | 118,05 | | 77,10 | | 88,30 | | 57,67 | |
| E-F | 1 | 3,80 | 5,60 | 0,679 | triangulaires | 1,27 | 0,95 | 92,95 | 60,71 | 118,05 | 236,10 | 77,10 | 154,20 | 88,30 | 176,60 | 57,67 | 115,34 |
| | 2 | 3,80 | 5,60 | 0,679 | triangulaires | 1,27 | 0,95 | 92,95 | 60,71 | 118,05 | | 77,10 | | 88,30 | | 57,67 | |
| F-G | 1 | 4,05 | 5,60 | 0,723 | triangulaires | 1,35 | 1,01 | 92,95 | 60,71 | 125,48 | 250,96 | 81,96 | 163,92 | 93,88 | 187,76 | 61,32 | 122,64 |
| | 2 | 4,05 | 5,60 | 0,723 | triangulaires | 1,35 | 1,01 | 92,95 | 60,71 | 125,48 | | 81,96 | | 93,88 | | 61,32 | |

### III-11 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants

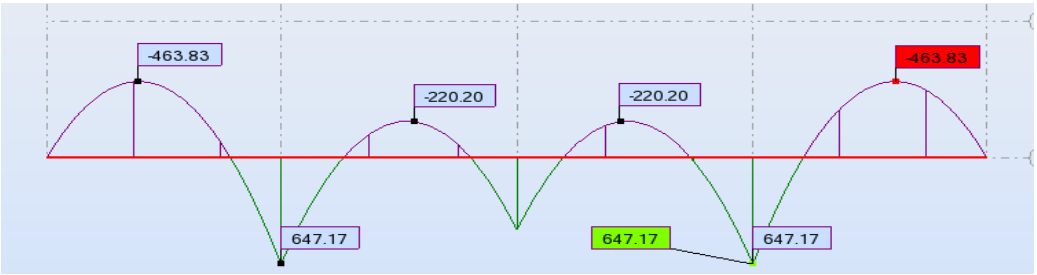
Les diagrammes des moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés par le logiciel Etabs.

**Sens transversale :**

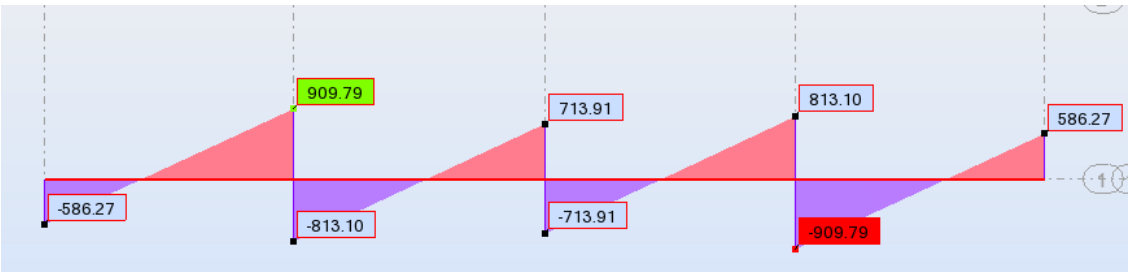
1) Diagramme des moments fléchissant (ELU):




2) Diagramme des moments fléchissant (ELS)

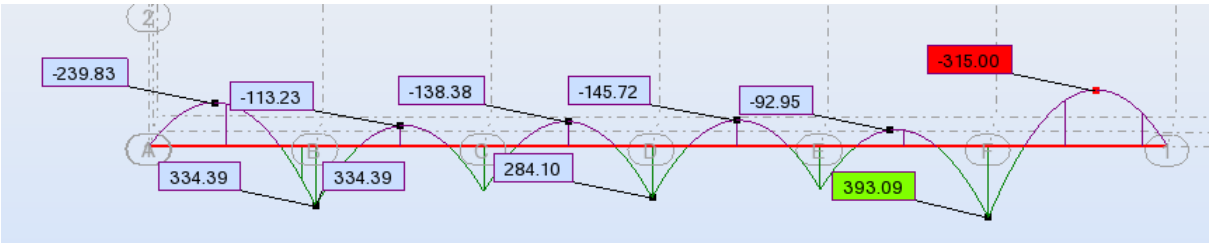



3) Diagramme des efforts tranchants(ELU)

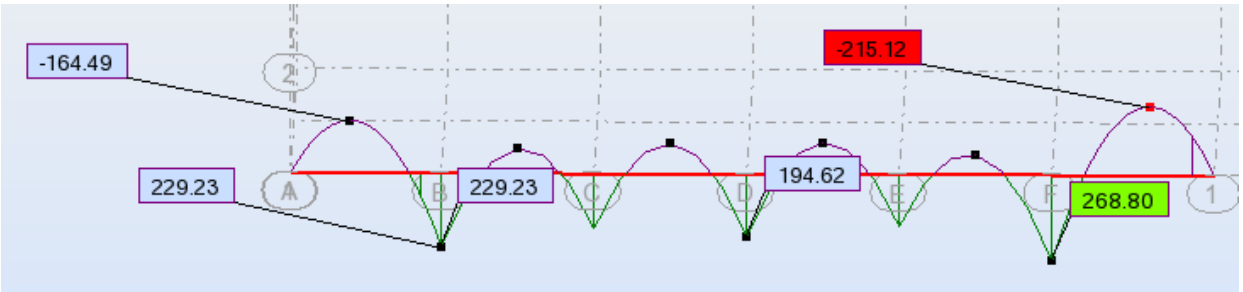


**Sens longitudinal :**

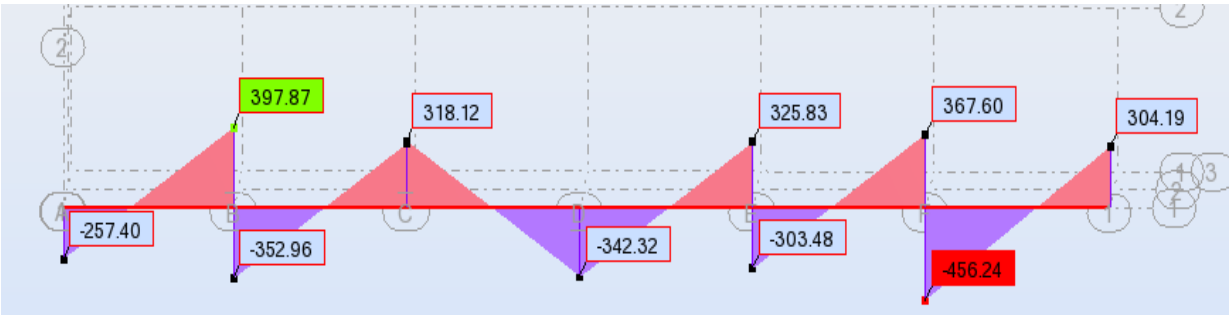
1) Diagramme des moments fléchissant (ELU):




2) Diagramme des moments fléchissant (ELS)




3) Diagramme des efforts tranchants(ELU)



- **Calcul des armatures**

**Nervure transversale(X3) :**

$M_t^{max}$ = 991,16KN.m

$M_a^{max}$ = 710,07KN.m

$T^{max}$= 909,79KN

b=50cm ; h= 75 cm ; d= 72 cm

**-en travée :**

$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{991,16 \times 10^3}{50 \times 72^2 \times 14,2} = 0,27 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ SSA

$\mu = 0,27 \longrightarrow \beta = 0,841$

$A_t = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{991,16 \times 10^3}{0,841 \times 72 \times 348} = 47 cm^2 \longrightarrow$ Soit 8HA25+4HA16 = 47,31 cm²

**-Aux appuis :**

$\mu = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{710,07 \times 10^3}{50 \times 72^2 \times 14,2} = 0,20 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ SSA

$\mu = 0,20 \longrightarrow \beta = 0,887$

$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{710,07 \times 10^3}{0,887 \times 72 \times 348} = 31,95 cm^2 \longrightarrow$ Soit 8HA20+4HA16 = 33,17 cm²

**Nervure longitudinale(Y3) :**

$M_t^{max}$ = 393,09 KN.m

$M_a^{max}$ = 315 KN.m

$T^{max}$= 456,24KN

b= 50cm ; h= 75 cm ; d= 72 cm

- **En travée :**

$\mu = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{393,09 \times 10^3}{50 \times 72^2 \times 14,2} = 0,106 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ SSA

$\mu = 0,106 \longrightarrow \beta = 0,944$

$A_t = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{393,09 \times 10^3}{0,944 \times 72 \times 348} = 16,20\ cm^2 \longrightarrow$ Soit 6HA16+4HA12 = 16,58 cm²

**-Aux appuis :**

$\mu = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{315 \times 10^3}{50 \times 72^2 \times 14,2} = 0,086 \quad < \mu_l = 0,392 \longrightarrow$ SSA

$\mu = \quad 0,086 \longrightarrow \quad \beta = 0,955$

$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{315 \times 10^3}{0,955 \times 72 \times 348} = 13,16\ cm^2 \longrightarrow$ 4HA16+4HA14 = 14,20cm²

❖ **Vérification à l'ELU**

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$A_s < A_{min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$

Nervure transversale(X3) : $A_{min} = 0,23 \times 50 \times 75 \times \frac{2,1}{400}$ =4,53 cm²

Nervure longitudinale(Y3) : $A_{min} = 0,23 \times 50 \times 75 \times \frac{2,1}{400}$ =4,53 cm²

} Conditions vérifiée

- **Vérification au cisaillement [BAEL91/2003 art A.5.1, 1]**

$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} < \bar{\tau}_u$

Nervure transversale(X3) :

$V_u = 909,79KN$

$\tau_u = \frac{909,79 \times 10^3}{500 \times 750} = 2,42MPa$

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

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Nervure longitudinale(Y3) :

$V_u = 456,24\ KN$

$\tau_u = \frac{456,24 \times 10^3}{500 \times 750} = 1,22MPa$

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

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ pas de risque de cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

Au droit d'un appui : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$ , On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

Tel que : $A_a \geq \frac{1,15}{f_e}(V_u - \frac{M_u}{0,9d})$

Nervure transversale (X3) :

$A_a = 18{,}73^2 \geq \frac{1{,}15}{f_e}\left(V_u - \frac{M_u}{0{,}9d}\right) = \frac{1{,}15}{40}\left(909{,}79 - \frac{991{,}16\times10^2}{0{,}9\times72}\right) = 17{,}82\ cm^2$

Nervure longitudinale (Y3) :

$A_a = 8{,}42\ cm^2 \geq \frac{1{,}15}{f_e}\left(V_u - \frac{M_u}{0{,}9d}\right) = \frac{1{,}15}{40}\left(456{,}24 - \frac{393{,}09\times10^2}{0{,}9\times125}\right) = 4{,}32\ cm^2$

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1,3/BAEL91/2003)**

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

$\sum u_i$ : La somme des périmètres utiles des barres.

Nervure transversale (X3) :

$\sum u_i = \pi.n.\emptyset = (3{,}14\times8\times2) + (3{,}14\times8\times1{,}6) + (3{,}14\times8\times2{,}5) = 138{,}16\ cm$

$\tau_{se} = \frac{909{,}79\times10^3}{0{,}9\times720\times1381{,}6} = 1{,}02MPa$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$ Avec :$\Psi_s$ : coefficient de scellement ($\Psi_s = 1{,}5$ pour les aciers HA).

$\bar{\tau}_{se} = 3{,}15\ MPa$

$\tau_{se} = 1{,}02\ MPa < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15\ MPa$

$\tau_{se}$ : La section est vérifiée donc il n'ya pas de risque d'entrainement des barres

Nervure longitudinale (Y3) :

$\sum u_i = \pi.n.\emptyset = (3{,}14\times10\times1{,}6) + (3{,}14\times4\times1{,}2) + (3{,}14\times4\times1{,}4) = 82{,}90cm^2$

$\tau_{se} = \frac{456{,}24\times10^3}{0{,}9\times720\times829} = 0{,}85MPa$

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$ Avec :$\Psi_s$ : coefficient de scellement ($\Psi_s = 1{,}5$ pour les aciers HA).

$\bar{\tau}_{se} = 3{,}15$MPa

$\tau_{se} = 0{,}85MPa < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15MPa$

$\tau_{se}$ : La section est vérifiée donc il n'ya pas de risque d'entrainement des barres.

- **Calcul des armatures transversales (Art A.7.2.2.BAEL91/2003)**

- **Diamètre des armatures transversales :**

$\emptyset = \frac{\emptyset_{Lmax}}{3} = \frac{25}{3} = 8{,}33\ mm \longrightarrow$ Soit :$\emptyset_t = 8mm$

- **Espacement des armatures transversales :**

Zone nodale :

$S_t \leq min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_l\right) = \min(32{,}5; 24)$ ⟶ soit $S_t = 15$ cm

Zone courante :

$S_t = 20$ cm

- **Armatures transversales minimales :**

$A_t = 0{,}003.S_t.b = 0{,}003 \times 16 \times 60 = 2{,}88cm^2$ ⟶ Soit $A_t$ = 4HA10 = 3,14cm²

- **Armatures de peau (Art 4.5.321. BAEL91/2003)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$A_p$ = 3cm²/m x 1 m = 3cm² ⟶ on opte pour : 2HA14 = 3,08 cm²

➢ **Vérification à l'ELS**

- **Vérification de la contrainte du béton :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6x25 = 15\ MPa$ et $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$, $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_s}$, $\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d}$

| | | $M_s$ (KN.m) | $A_s$ (cm²) | $\rho_1$ | $K_1$ | $\beta_1$ | $\sigma_{st}$ (MPa) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa) | Obsrv |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Sens XX | Travée | 463,83 | 47,31 | 1,31 | 17,47 | 0,846 | 160,95 | 9,13 | 15 | ok |
| | Appuis | 647,17 | 33,17 | 0,921 | 22,04 | 0,865 | 313,27 | 14,2 | 15 | ok |
| Sens YY | Travée | 215,12 | 16,58 | 0,46 | 33,54 | 0,897 | 200,90 | 5,97 | 15 | ok |
| | Appuis | 268,80 | 14,20 | 0,394 | 36,55 | 0,903 | 291,15 | 7,96 | 15 | ok |

# CONCLUSION GENERALE

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés tout le long de notre cursus et d'affiner nos connaissances, surtout dans la conception et la mise en application des codes en vigueur.

En effet, les difficultés rencontrées au cours de cette étude nous ont conduits à se documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu l'occasion d'étudier durant notre cursus, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissance en Génie Civil.

Toutefois, en prenant conscience de l'évolution considérable qu'a connue dans le domaine du génie civil ainsi que les exigences technologiques et économiques (délai et cout de réalisation) il serait préférable de faire appel à des logiciels de calcul tridimensionnel de structures qui sont plus rapides, faciles à utiliser et plus proches de la réalité pratique.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.

# BIBLIOGRAPHIE

## Règlements


- ✓ Règlements Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003 (DTR-BC2.48)
- ✓ Règles de conception et de calcul des structure en béton armé CBA 93 (DTR-BC 2.41).
- ✓ Charges permanente et charges d'exploitation DTR-BC2.2
- ✓ Règles technique de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL 91 modifiée 99.

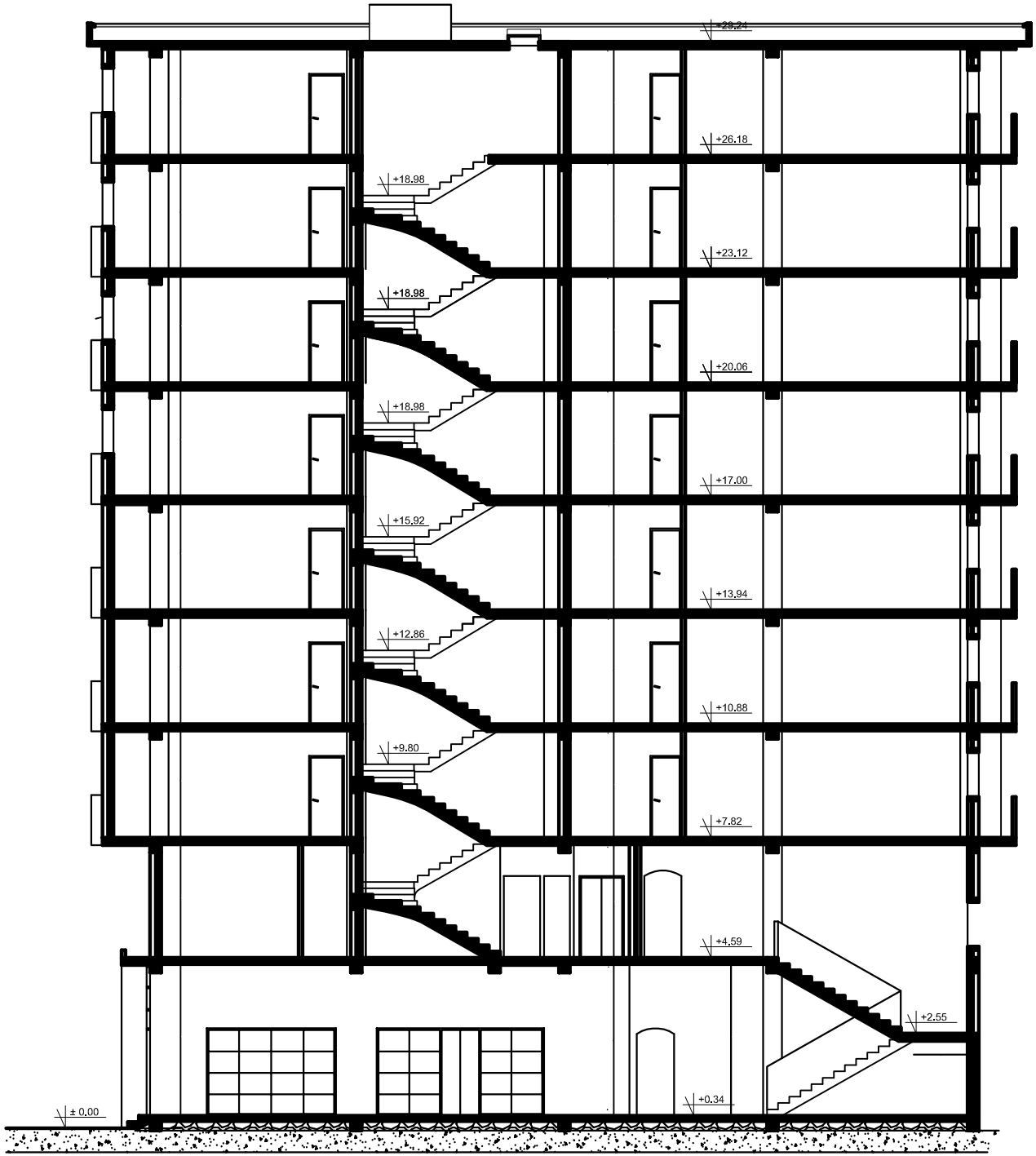

## Ouvrages


- ✓ BELAZOUGUI M : calcul des ouvrages en béton armé. Edition à office des publications universitaire.
- ✓ PIERRE CHARON : calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles BAEL 83(théorie et application). Edition EYROLLES 1991.
- ✓ DAVIDOVICI V : formulaire en béton armé. Edition le moniteur.
- ✓ ANDRE COIN : ossature des bâtiments. Edition EYROLLES.

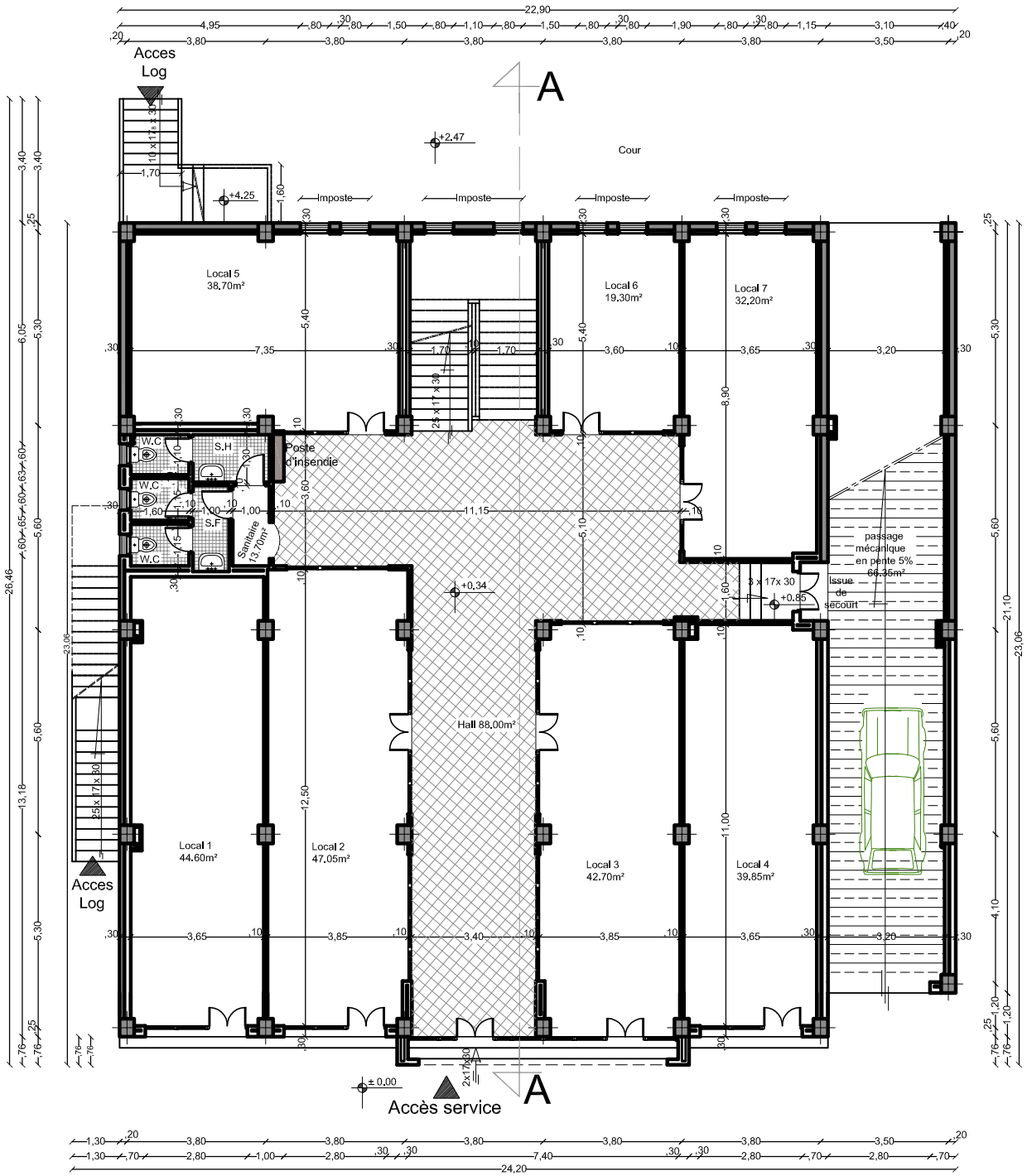

## Logiciels


- ✓ Logiciel d'analyse des structures ROBOT BAT 2010
- ✓ Logiciel de dessin AUTO CAD 2016.
- ✓ Logiciel de ferraillage SOCOTEC.

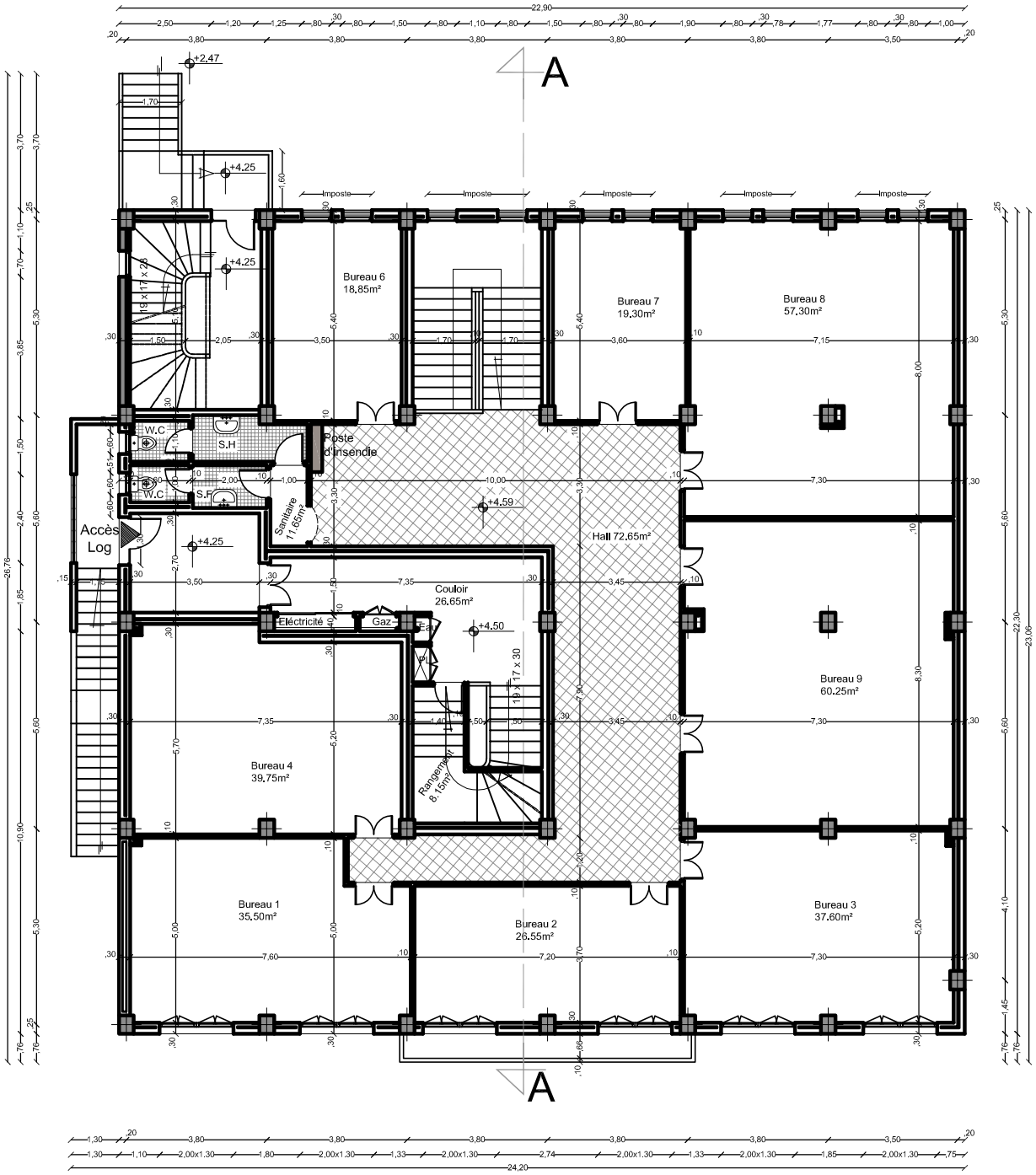
*FACADE PRINCIPALE*


+29.24
+26.18
+23.12
+20.06
+17.00
+13.94
+10.88
+7.82
+4.59
+2.55
+0.34
± 0.00
+18.98
+18.98
+18.98
+15.92
+12.86
+9.80

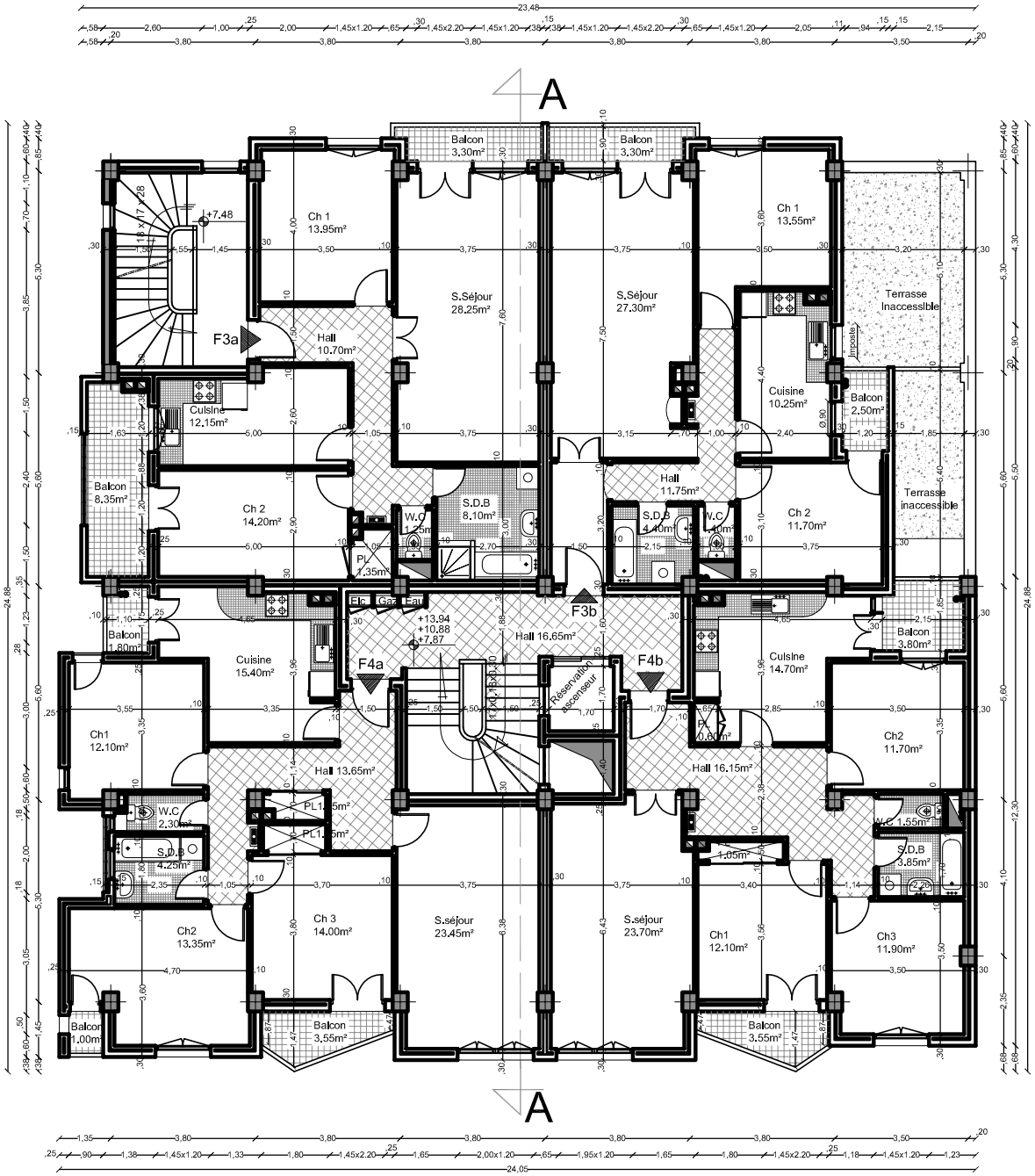
COUPE A-A



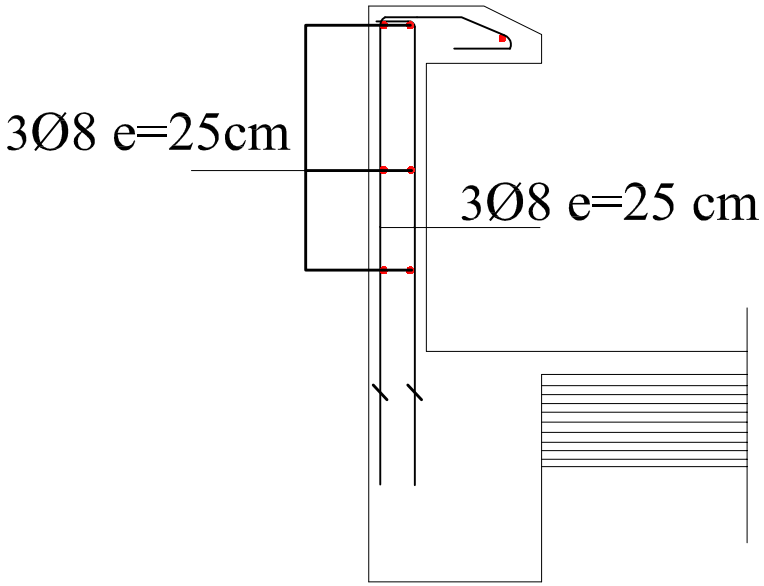

*PLAN DE REZ DE CHAUSSEE (commerce)*

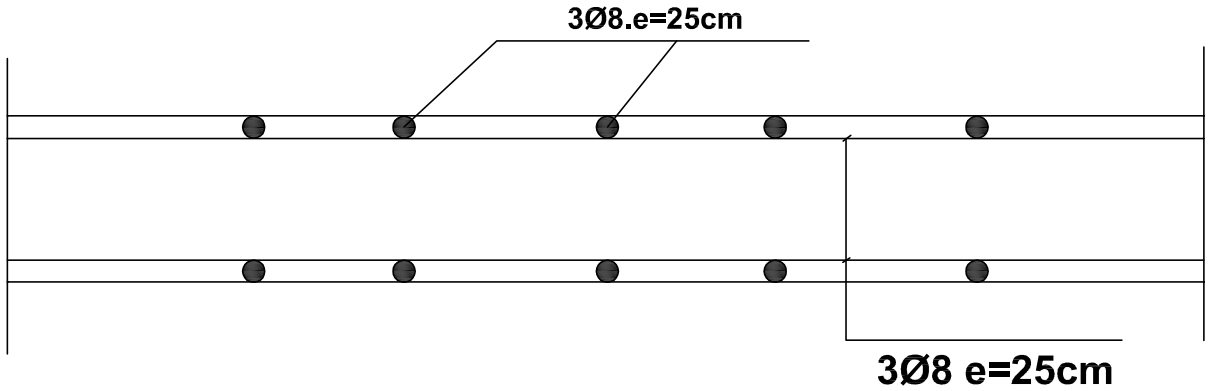



*PLAN DE 1er ETAGE (service)*




*PLAN DE ETAGE COURANT (logement)*



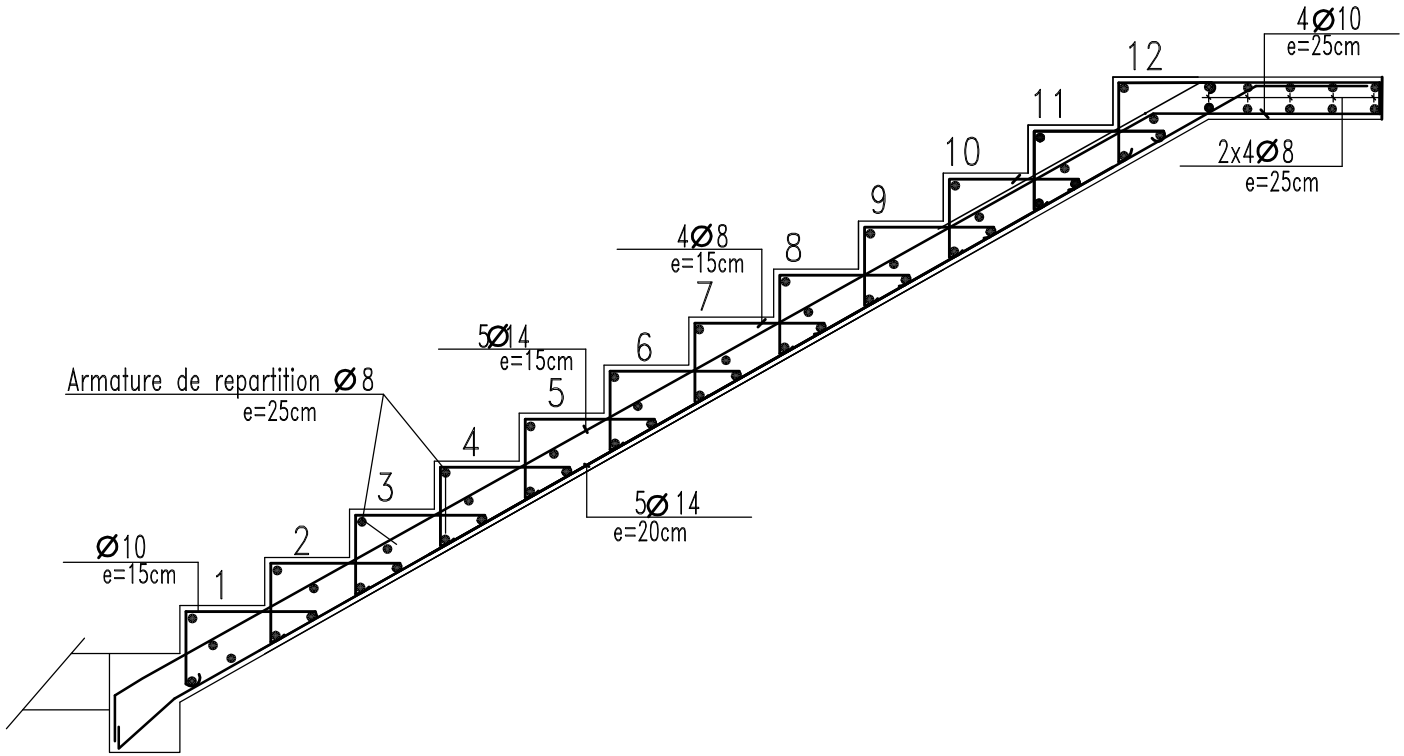

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL

MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

IMEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+8

| | | | |
|---|---|---|---|
| ENCADRE PAR | Mme: HADDAD.MALEK.O | | |
| DESIGNATION | COFFRAGE FERRAILLAGE ACROTERE | | ECHELLE 1/50 - 1/25 |
| PRESENTE PAR | Mr YAHIAOUI Nacer<br>Mr ZENINE Ghiles | DATE JUIN 2017 | N° PLAN GC / 03 |



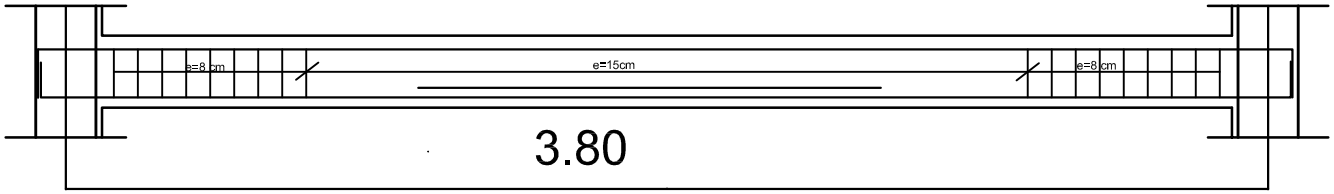

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

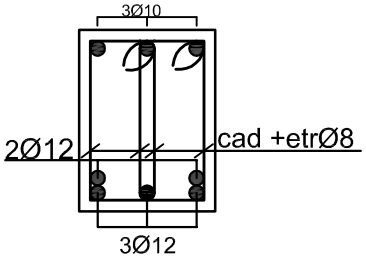
**UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU**
**DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL**

MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

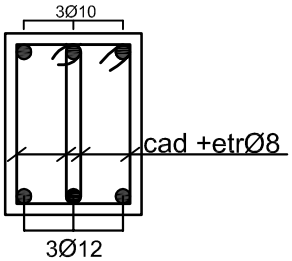
IMEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+8

| | | | |
|---|---|---|---|
| ENCADRE PAR | Mme: HADDAD.MALEK.O | | |
| DESIGNATION | COFFRAGE FERRAILLAGE ESCALIER | | ECHELLE 1/50 - 1/25 |
| PRESENTE PAR | Mr YAHIAOUI Nacer<br>Mr ZENINE Ghiles | DATE JUIN 2017 | N° PLAN GC / 03 |




Travée




Appui

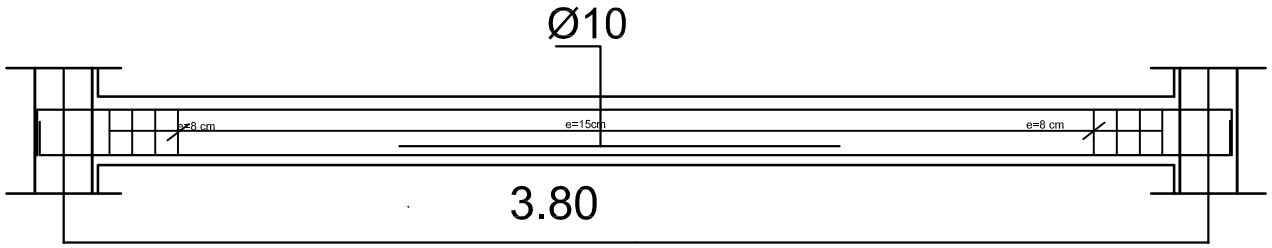
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

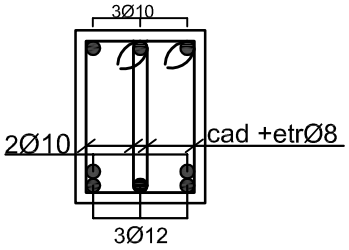
UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL

MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

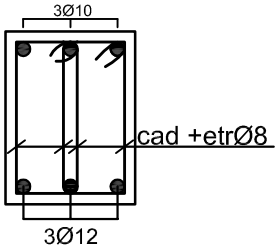
IMEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+8

| | | | |
|---|---|---|---|
| ENCADRE PAR | Mme: HADDAD.MALEK.O | | |
| DESIGNATION | COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE PALIERE | | ECHELLE 1/50 - 1/25 |
| PRESENTE PAR | Mr YAHIAOUI Nacer<br>Mr ZENINE Ghiles | DATE Juillet 2017 | N° PLAN GC / 03 |




Travée




Appui

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

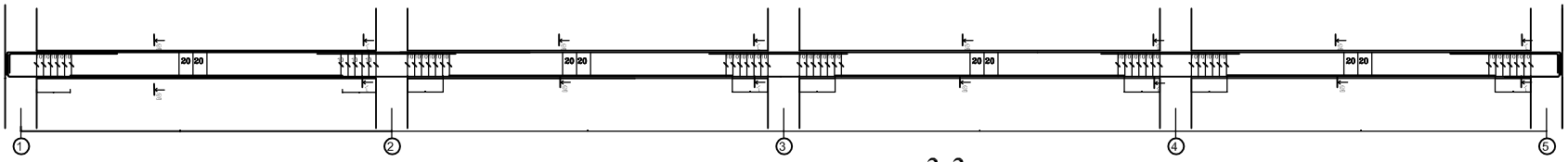
UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL

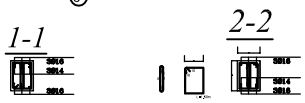
MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

IMEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+8

| | | | |
|---|---|---|---|
| ENCADREE PAR | Mme: HADDAD.MALEK.O | | |
| DESIGNATION | COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE CHINAGE | ECHELLE 1/50 - 1/25 | |
| PRESENTE PAR | Mr YAHIAOUI Nacer<br>Mr ZENINE Ghiles | DATE JUIN 2017 | N° PLAN GC / 03 |

*Ferraillage poutre principale (30x40)*




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

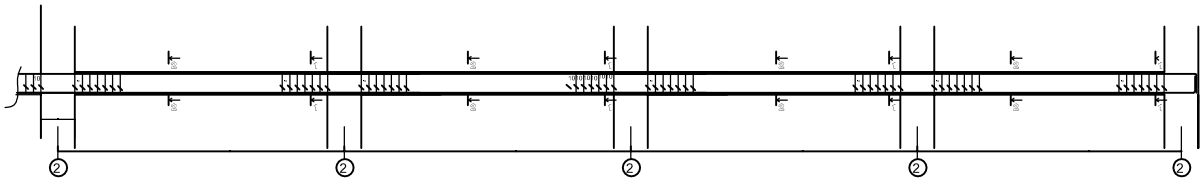
UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

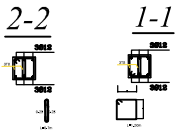
MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

IMEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+5

| | | | |
|---|---|---|---|
| ENCADRE PAR | Mme: HADDAD.MALEK.O | | |
| DESIGNATION | COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE PRINCIPALE | ECHELLE 1/50 + 1/25 | |
| PRESENTE PAR | Mr YAHIAOUI Nacer<br>Mr ZENINE Gilles | DATE JAN 2017 | N° PLAN 02/13 |

*Ferraillage poutre secondaire (30x30)*



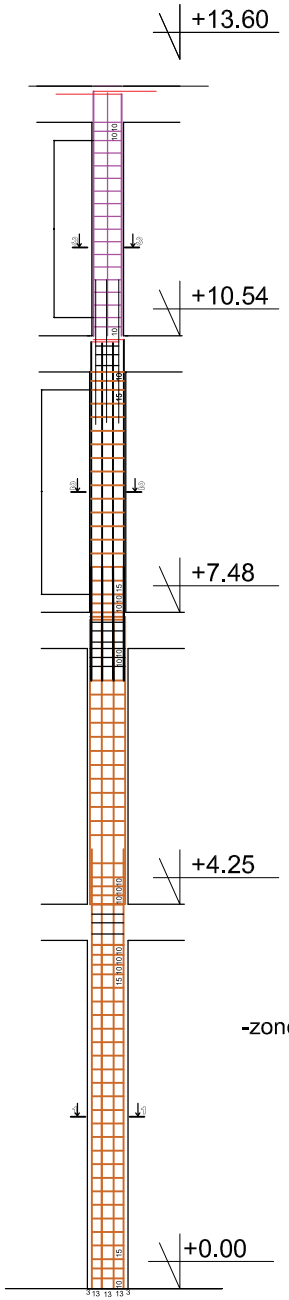

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

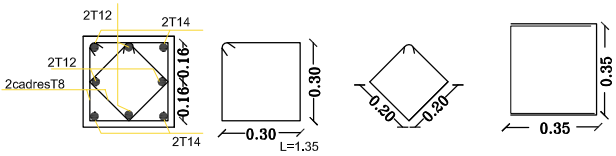
IMEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+5

| | | | |
|---|---|---|---|
| ENCADRE PAR | Mme: HADDAD.MALEK.O | | |
| DESIGNATION | COFFRAGE FERRAILLAGE POUTRE SECONDAIRE | ECHELLE 1/50 + 1/25 | |
| PRESENTE PAR | Mr YAHIAOUI Nacer<br>Mr ZENINE Gilles | DATE JAN 2017 | N° PLAN 02/13 |




-zone 03

## POTEAU 35X35

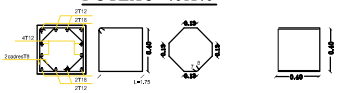



-zone 02

## POTEAU 40X40

-zone 01

## POTEAU 45X45



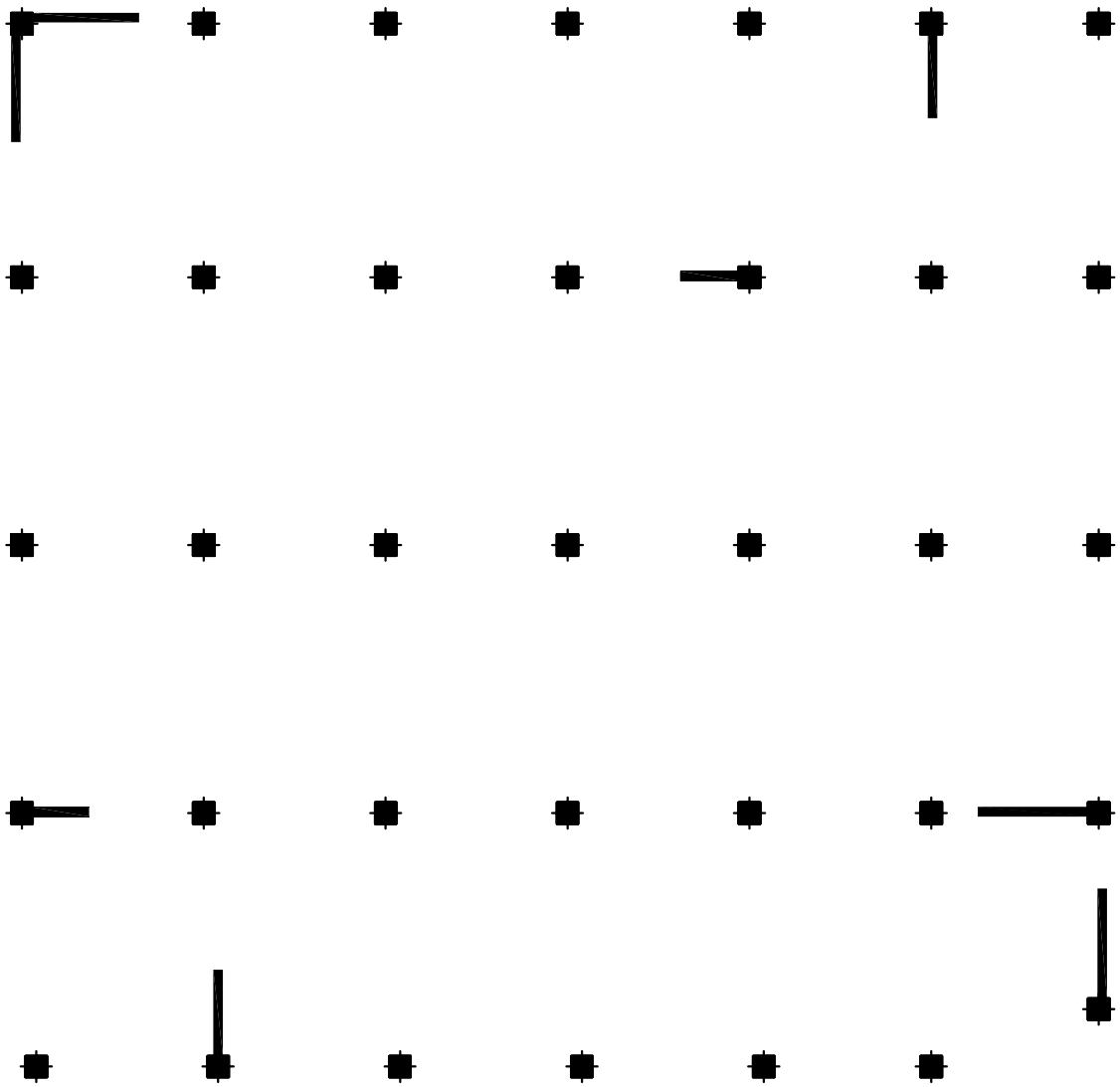
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL

MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

IMEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+8

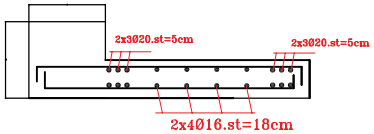
| | | | |
|---|---|---|---|
| ENCADRE PAR | Mme: HADDAD.MALEK.O | | |
| DESIGNATION | FRAGE FERRAILLAGE POTEAUX | | ECHELLE 1/50 - 1/25 |
| PRESENTE PAR | Mr YAHIAOUI Nacer<br>Mr ZENINE Ghiles | DATE JUIN 2017 | N° PLAN GC / 03 |



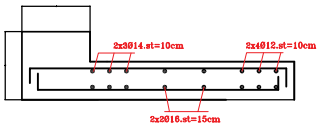
*La disposition des voiles*

# L=1.20 (VL1)

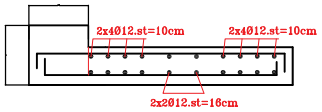
## -zone 01




## -zone 02

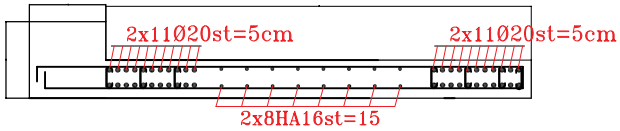



## -zone 03

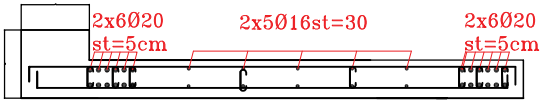



# L=2.50 (3)

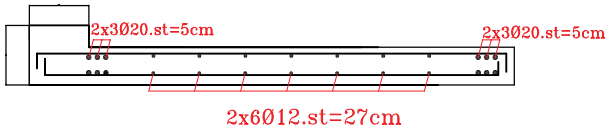
## -zone 01




## -zone 02




## -zone 03




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL

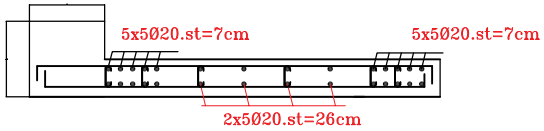
MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

IMEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+8

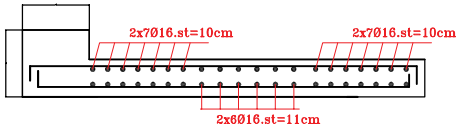
| | | | |
|---|---|---|---|
| ENCADRE PAR | Mme: HADDAD.MALEK.O | | |
| DESIGNATION | COFFRAGE FERRAILLAGE VOILES LONGITUDINALES | | ECHELLE 1/50 - 1/25 |
| PRESENTE PAR | Mr YAHIAOUI Nacer<br>Mr ZENINE Ghiles | DATE JUIN 2017 | N° PLAN GC / 03 |

# L=2.00 (VT2)

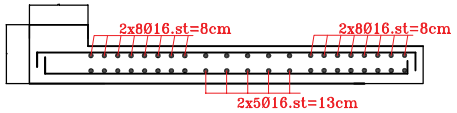
## -zone 01




## -zone 02

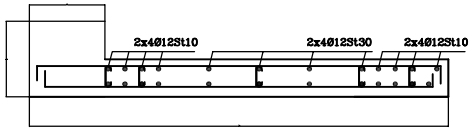



## -zone 03

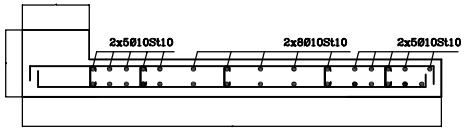



# L=2.50 (VT1)

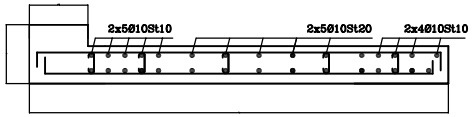
## -zone 01




## -zone 02




## -zone 03



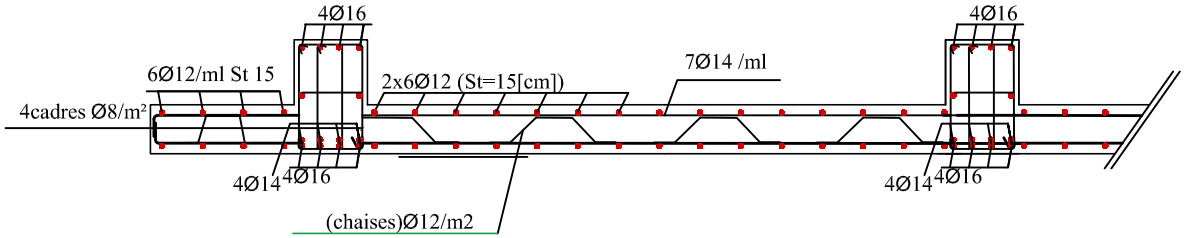

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL

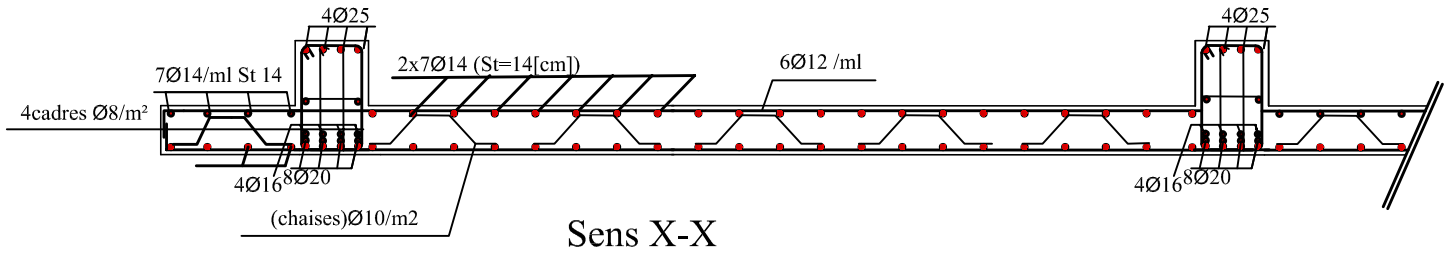
MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

IMEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+8

| | | | |
|---|---|---|---|
| ENCADRE PAR | Mme: HADDAD.MALEK.O | | |
| DESIGNATION | COFFRAGE FERRAILLAGE VOILES TRANSVERSALES | | ECHELLE 1/50 - 1/25 |
| PRESENTE PAR | Mr YAHIAOUI Nacer<br>Mr ZENINE Ghiles | DATE JUIN 2017 | N° PLAN GC / 03 |




Sens Y-Y




Sens X-X

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU

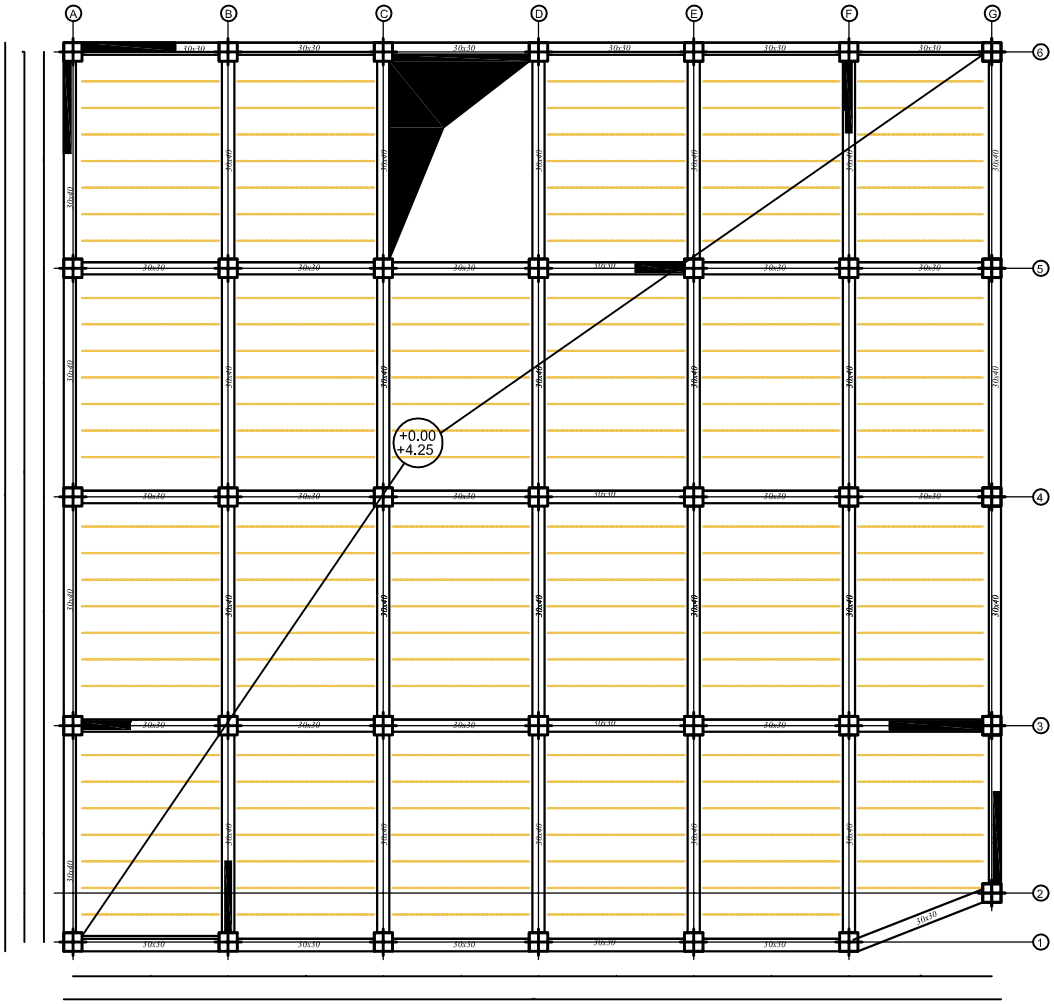
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE

IMEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL BN R+6

| | | | |
|---|---|---|---|
| ENCADREUR | Mme: HADDAD.MALEK.O | | |
| DESIGNATION | COFFRAGE FERRAILLAGE DES NERVURES | ECHELLE 1/25 + 1/25 | |
| PRESENTE PAR | Mr YAHIADDJI Nacer<br>Mr ZENINE Gilles | DATE JUIN 2017 | N° PLAN NC - 01 |

COFFRAGE plancher niv +0.00 et +4.25




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

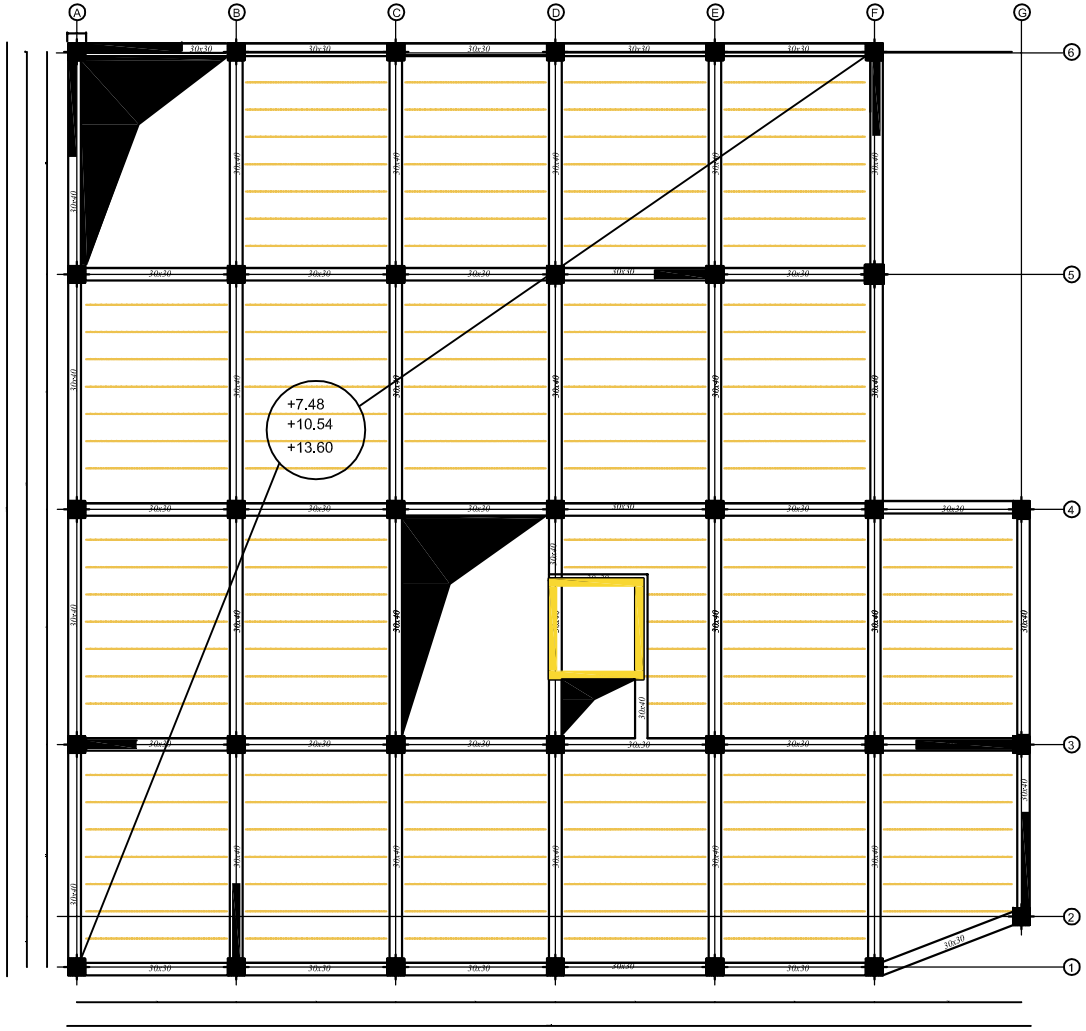
UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL

MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

IMEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+8

| | | | |
|---|---|---|---|
| ENCADRE PAR | Mme: HADDAD.MALEK.O | | |
| DESIGNATION | COFFRAGE FERRAILLAGE PLANCHER NIV +0.00 | | ECHELLE 1/50 - 1/25 |
| PRESENTE PAR | Mr YAHIAOUI Nacer<br>Mr ZENINE Ghiles | DATE JUIN 2017 | N° PLAN GC / 03 |

COFFRAGE plancher niv +7.48, 10.54, +13.60




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

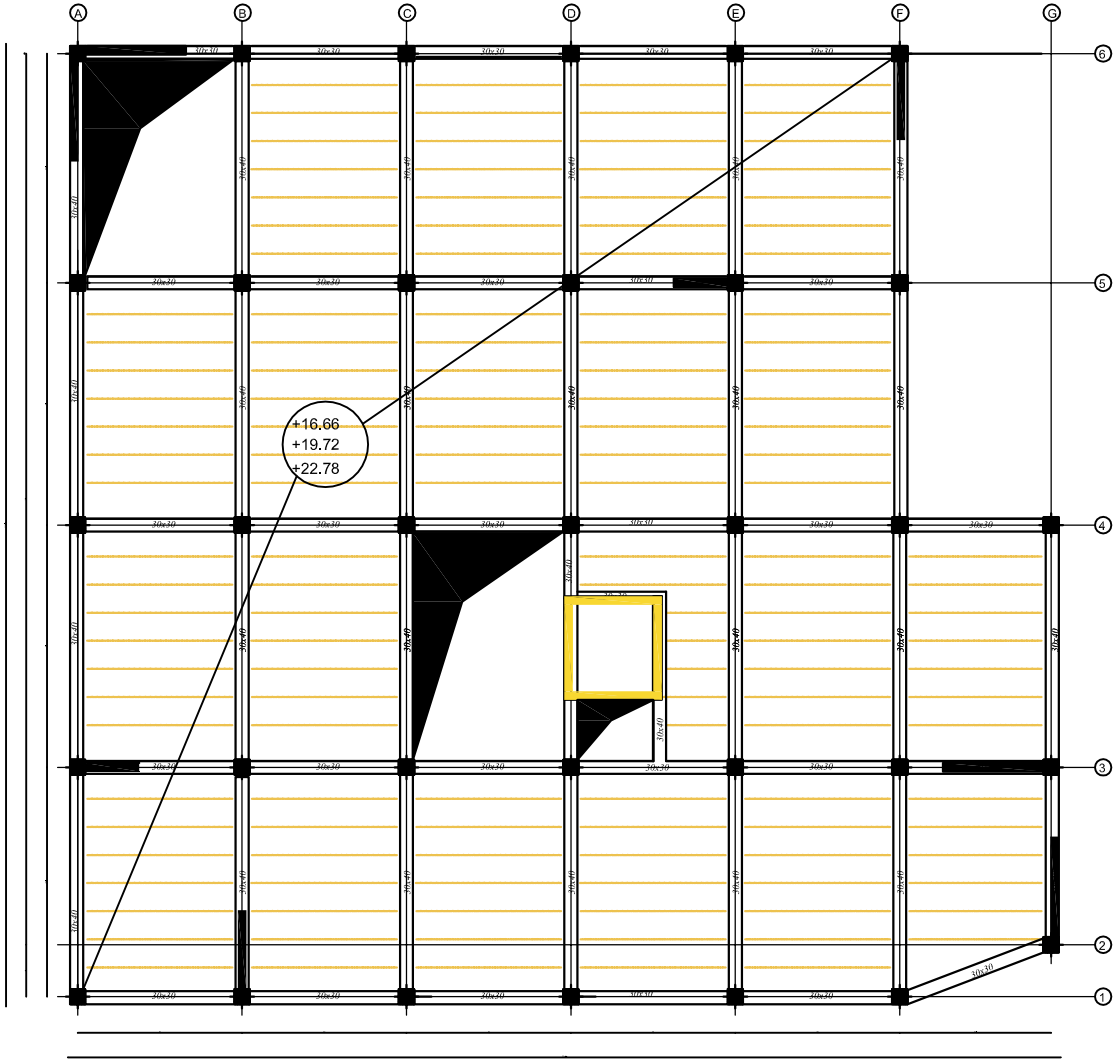
UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL

MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

IMEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+8

| | | | |
|---|---|---|---|
| ENCADRE PAR | Mme: HADDAD.MALEK.O | | |
| DESIGNATION | COFFRAGE FERRAILLAGE PLANCHER NIV : +7.87 +10.88 +13.94 | | ECHELLE 1/50 - 1/25 |
| PRESENTE PAR | Mr YAHIAOUI Nacer<br>Mr ZENINE Ghiles | DATE JUIN 2017 | N° PLAN GC / 03 |

COFFRAGE plancher niv +16.66 +19.72 +22.78 +25.84




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

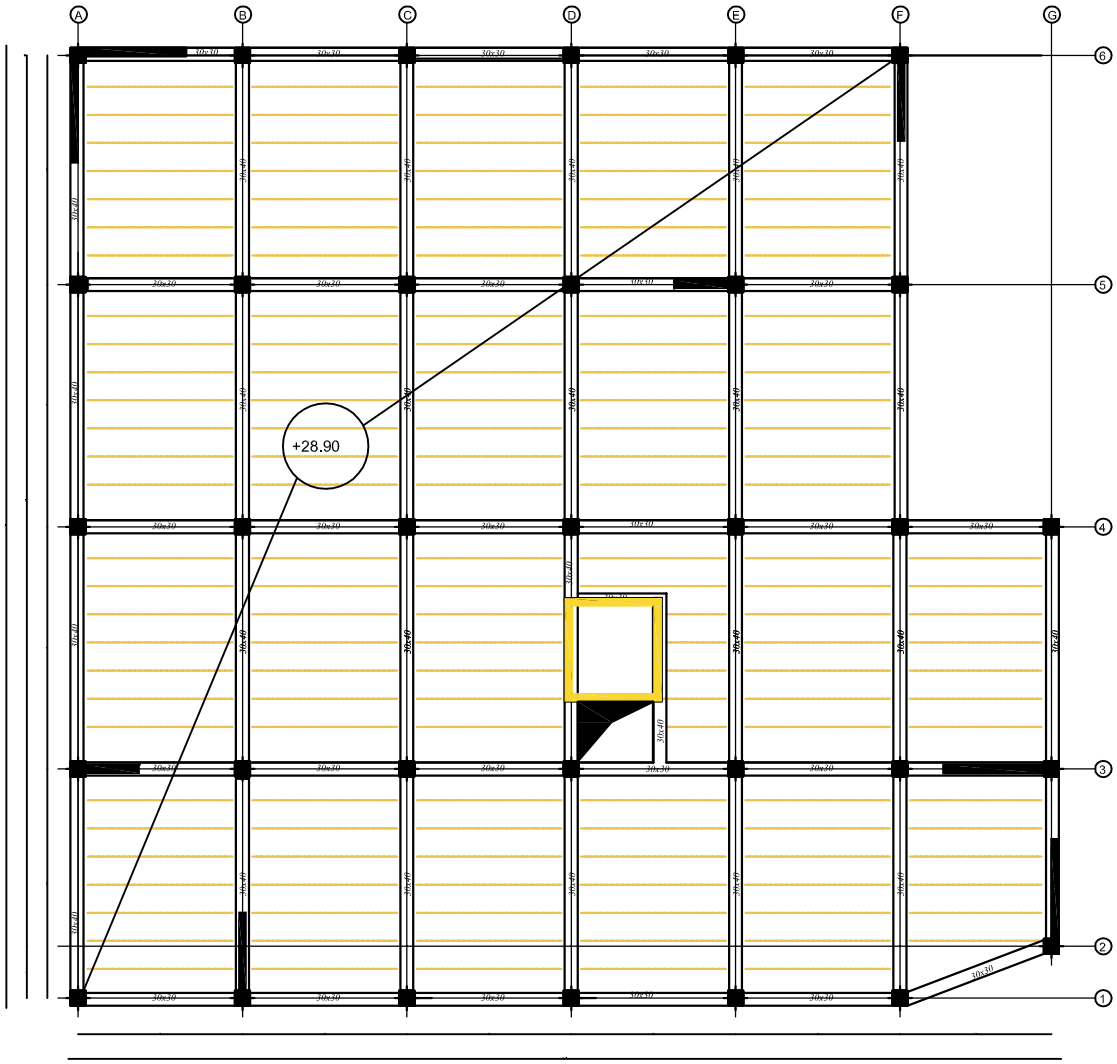
UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL

MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

IMEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+8

| | | | |
|---|---|---|---|
| ENCADRE PAR | Mme: HADDAD.MALEK.O | | |
| DESIGNATION | COFFRAGE FERRAILLAGE PLANCHER NIV +17.00 +20.06 +23.12 POUTRES,CHAINAGES ,ESCALIERS | ECHELLE 1/50 - 1/25 | |
| PRESENTE PAR | Mr YAHIAOUI Nacer<br>Mr ZENINE Ghiles | DATE JUIN 2017 | N° PLAN GC / 03 |

COFFRAGE plancher niv +28,90




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMERI TIZI OUZOU
DEPARTEMENT DE GINIE CIVIL

MASTER 2 : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIEL

IMEUBLE A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL EN R+8

| | | |
|---|---|---|
| ENCADRE PAR | Mme: HADDAD.MALEK.O | |
| DESIGNATION | COFFRAGE FERRAILLAGE PLANCHER<br>NIV +17.00 +20.06 +23.12<br>POUTRES,CHAINAGES ,ESCALIERS | ECHELLE<br>1/50 - 1/25 |
| PRESENTE PAR | Mr YAHIAOUI Nacer<br>Mr ZENINE Ghiles | DATE<br>JUIN 2017 |
| | | N° PLAN<br>GC / 03 |