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

# Mémoire de fin d'études

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

## THEME

## *Etude d'un bâtiment(R+5+S-Sol) à usage multiples Contreventée par voiles porteurs Avec l'application ETABS*

**Etudié par: M$^{elle}$ : SLIMANE Tassadit**
**M$^{elle}$ : DRIF Yamina**

**Dirigé par : M$^{r}$ : LOUZAI.A**

***Promotion 2018/2019***

# Remerciement

*Au terme de ce modeste travail, on tient à remercier en premier lieu Dieu, le clément et le miséricordieux, qui nous a donné la force et la foi pour finalisé notre travail.*

*On tient à remercier notre* promoteur *M*$^{r}$ LOUZAI, *pour son encadrement, et ses conseils durant l'évaluation de ce travail.*

*Nous adressons également nos sincères remerciements et notre profonde gratitude aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre projet afin de nous enrichir par leurs propositions.*

*On ne serait oublier toutes les personnes qui ont contribuées de prés ou de loin, à la réalisation de ce travail.*

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à :*

***A**mes chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, je pourrais jamais vous remercier assez mais ce que je suis aujourd'hui c'est le fruit de votre sacrifice, que dieu vous garde pour moi, MERCI INFINIMENT.*

- ✓ ***A** mes chers frères (*Mohamed ,Zakaria*)*
- ✓ ***A** mes chères sœurs (Sadjia ;Houria ;Hadjira* Ouiza)
- ✓ ***A** tous mes chers amis (es) et proches (Hanane ; Hanane DJ ; Nacera* Karim*....)*
- ✓ ***A** KAHINA qui ma vraiment aidé dans ce mémoire ainsi( Hamid ,Karima Amine ,Kamal ,Toufik ,Mustapha) merci bien*
- ✓ ***A** ma binôme **HANANE***
- ✓ ***A** toute la promotion CCI 2018/2019.*
- ✓ ***A** tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

YAMINA

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à :*

***A**mes chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie et qui ont sacrifié leur vie pour mon bien-être et ma réussite, je pourrais jamais vous remercier assez mais ce que je suis aujourd'hui c'est le fruit de votre sacrifice, que dieu vous garde pour moi, MERCI INFINIMENT.*

- ✓ ***A** mes chers* frères *(Arezki ,samir*[2] ,Mahrez , mon Gémeau Younes *)*
- ✓ ***A** mes chères sœurs (Drifa ,Hnifa ,Kenza ,Farroudja* **Z**ahra*)*
- ✓ ***A** tous mes chers amis (es) et proches (Yamina ,Nacera ,Hanane* Karim*)*
- ✓ ***A** Amine ,Kamal ,Toufik Mustapha, qui m'ont vraiment aidé dans ce mémoire ; merci bien.*
- ✓ ***A** ma binôme **YAMINA***
- ✓ ***A** toute la promotion CCI 2018/2019.*
- ✓ ***A** tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

HANANE

# Sommaire

**Introduction générale**

**Chapitre I: Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux**

**I.1.** Présentation de l'ouvrage ..... 01
**I.2**. Les éléments de l'ouvrage ..... 02
**I.3**. Hypothèse de calcul ..... 03
**I.4.** Caractéristiques mécaniques des matériaux ..... 03
I.4.1. Le béton ..... 03
I.4.2. Acier ..... 07

**Chapitre II**: **Pré-dimensionnement des éléments.**

**II.1.** Les planchers ..... 10
a) Planchers en corps creux ..... 10
b) Plancher en dalle pleine ..... 11
**II.2**. Les poutres ..... 11
a)Poutres secondaires ..... 11
b) Poutres principales ..... 12
**II.3**. Les poteaux ..... 13
II.3.1. Détermination des charges et surcharges ..... 14
II.3.2. Charge et surcharge revenant au poteau ..... 17
II.3.3.La loi de dégression des charges ..... 19
II.3.4.Vérification des sections des poteaux ..... 21
II.3.5.Vérification au flambement ..... 22
**II.4.** les voiles ..... 23

**Chapitre III : Calcul des éléments.**

**III.1.** Acrotère ..... 25
III.1.1 Détermination des sollicitations ..... ..25
III.1.2. Combinaison des charges ..... 26
III.1.3. Ferraillage de l'acrotère a l'ELU ..... 26
III.1.4. Vérification a l'ELU ..... 29
III.1.5. Vérification à L'ELS ..... 30
III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme ..... 31

**III.2.** Balcon ..... 33
III.2.1. Prédimensionnement de la dalle pleine ..... 33
III.2.2. Détermination des charges et surcharges du balcon ..... …..33
III.2.3. Combinaisons des charges ..... 34
III.2.4. Ferraillage ..... 35

**III.3**. Le porte à faux ..... 41
III.3.1. Dimensionnement de porte à faux ..... 41
III.3.2. Détermination des charges et surcharges ..... 41
III.3.3. Calcul à L'ELU ..... 42
III.3.4. Le ferraillage à l'ELU ..... 42
III.3.5. Vérification à l'ELU ..... 43
III.3.6. Vérification à l'ELS ..... 45

**III.4.** Plancher ..... 47
III.4.1. La dalle de compression ..... 47
III.4.2. Calcul des poutrelles ..... 49
III.4.3.Calcul des efforts internes ..... 52
III.4.4. Ferraillage de la poutrelle a l'ELU ..... 65
III.4.5. Vérification à l'ELU ..... 67
III.4.6. Vérification à l'ELS ..... 70
III.4.7. Calcul de la flèche ..... 72

**III.5.** Escalier ..... 75
III .5.1 : Calcul de l'escalier de l'étage courant ..... 77
III.5.2. Ferraillage et calcul des efforts a l'ELU ..... 81
III.5.3. Vérification a l'ELU ..... 85
III.5.4. Calculs a l'ELS ..... 87
III.5.5. Vérifications à L'ELS ..... 90

**III.6.** Poutre palière ..... 93
III.6.1. Pré dimensionnement ..... 93
III.6.2. Détermination des charges et surcharges ..... 94
III.6.3. Calculs à L'ELU ..... 94
III.6.4. vérification à ELU ..... 96
III.6.5. Calcul à L'ELS ..... 98
III.6.6. Vérification à ELS ..... 99

**Chapitre IV : Modélisation de la structure**

**IV.1.** Description du logiciel Etabs ..... 101

**IV.2.** Étapes de modélisation..... 101

**IV.3.** Manuelle de modélisation de la structure ..... 102

**Chapitre V : Vérification des conditions du RPA**

**V.1.** Méthodes de calcul ..... 113

**V.2.**Justification du système de contreventement ..... 115

**V.3.** Vérification du nombre de mode ..... 117

**V.4.** Vérification l'effort tranchant a la base ..... 117

**V.5.** Vérification des déplacements ..... 121

**V.6.** Vérification de l'effet p- δ ..... 122

**V.7.** Effort normal réduit ..... 123

**Chapitre VI : Ferraillage des éléments structuraux**

**VI.1.**Ferraillage des poteaux ..... 125

VI.1.1. Recommandation du RPA 99/Version 2003 ..... 125

VI.1.2. Exposé de la méthode de calcul à l'ELU ..... 128

VI.1.3. Calcul du ferraillage des poteaux..... 131

VI.3.4: Schéma de ferraillage des poteaux ..... 141

**VI.2.**Ferraillage des poutres ..... 144

VI.2.1. Recommandations et exigences du RPA ..... 144

VI.2.2. Calcul des armatures longitudinales a l'ELU ..... 145

VI.2.3. Vérifications a l'ELU ..... 146

VI.2.4. Vérifications a l'ELS..... 149

**VI.3.**Ferraillage des voiles ..... 154

VI.3.1. Expose de la methode de calcul..... 154

VI.3.2. Exemple de calcul de voile ..... 158

**Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

**VII.1.**Etude géotechnique du sol ..... 167

**VII.2.**Choix du type de fondation ..... 167

**VII.3.**Etude du radier ..... 170

**V II.4.**Ferraillage du débord ..... 183

**VII.5.**Calcul des nervures ..... 185

**Chapitre VIII : Mur plaque**

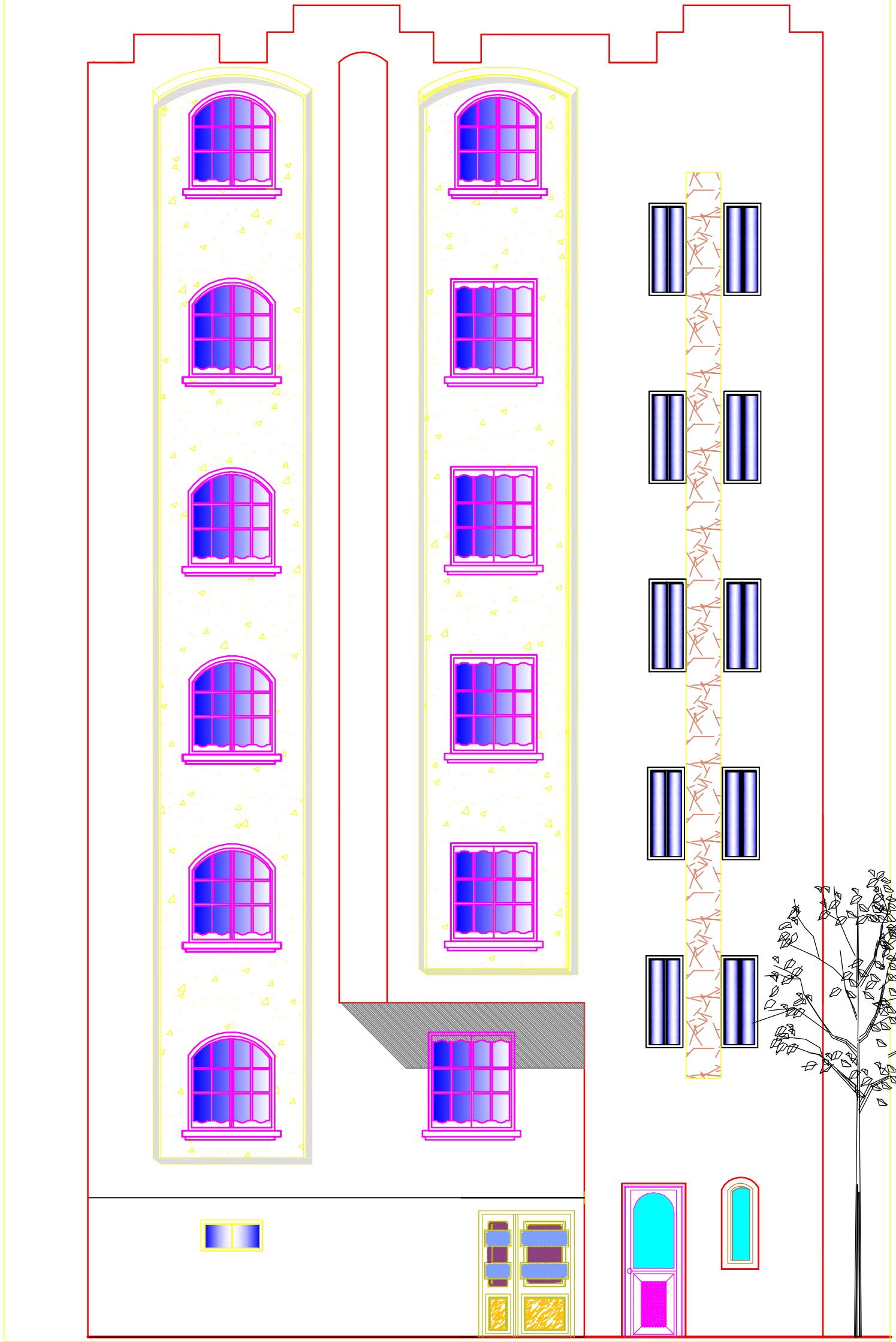
**VIII.1.** Caractéristiques mécaniques et physiques du sol..... 194

**VIII.2.**Calcul des sollicitations..... 195

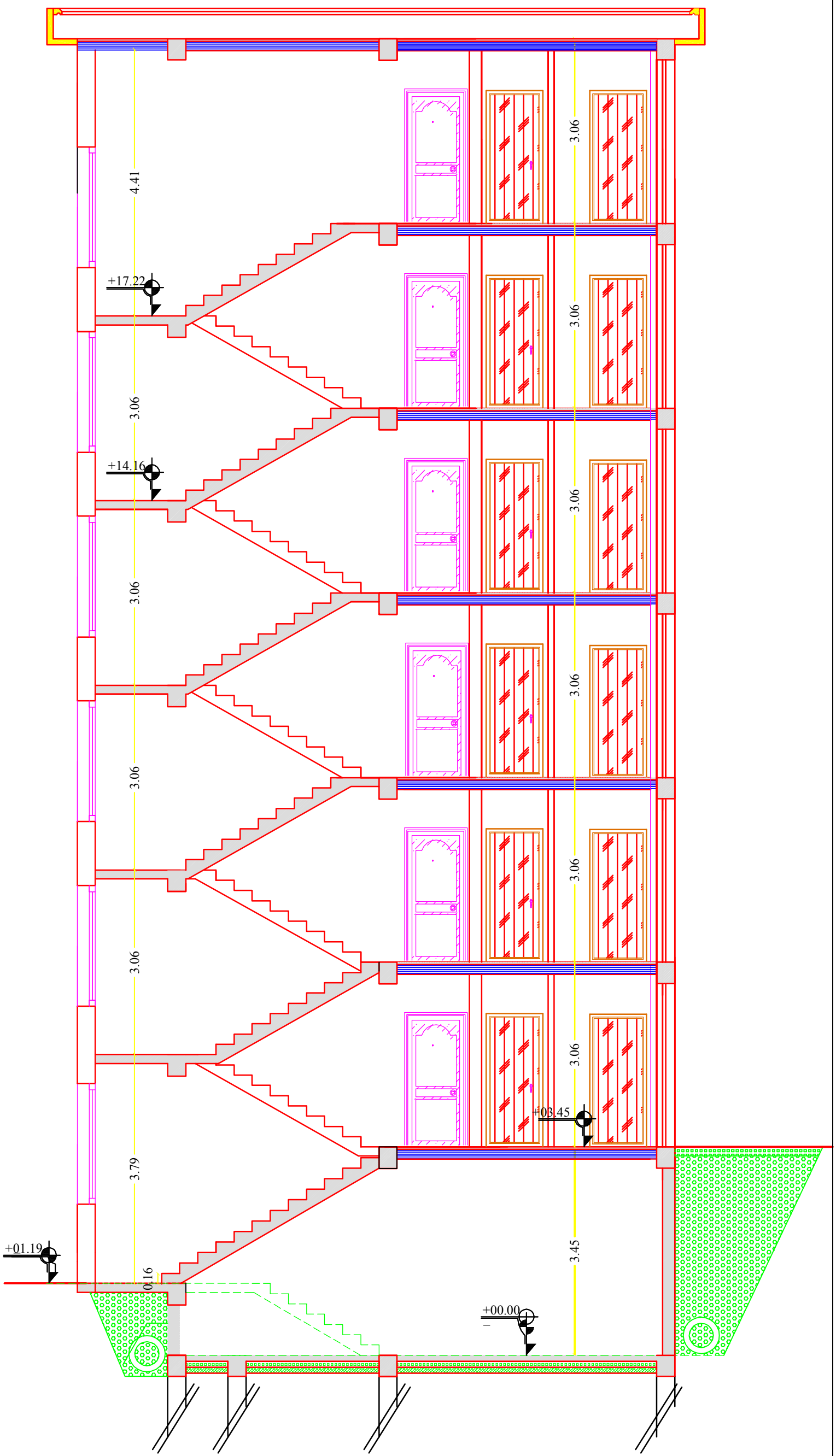
**VIII.3.** Ferraillage du mur plaque ..... 196

**Conclusion-Générale**

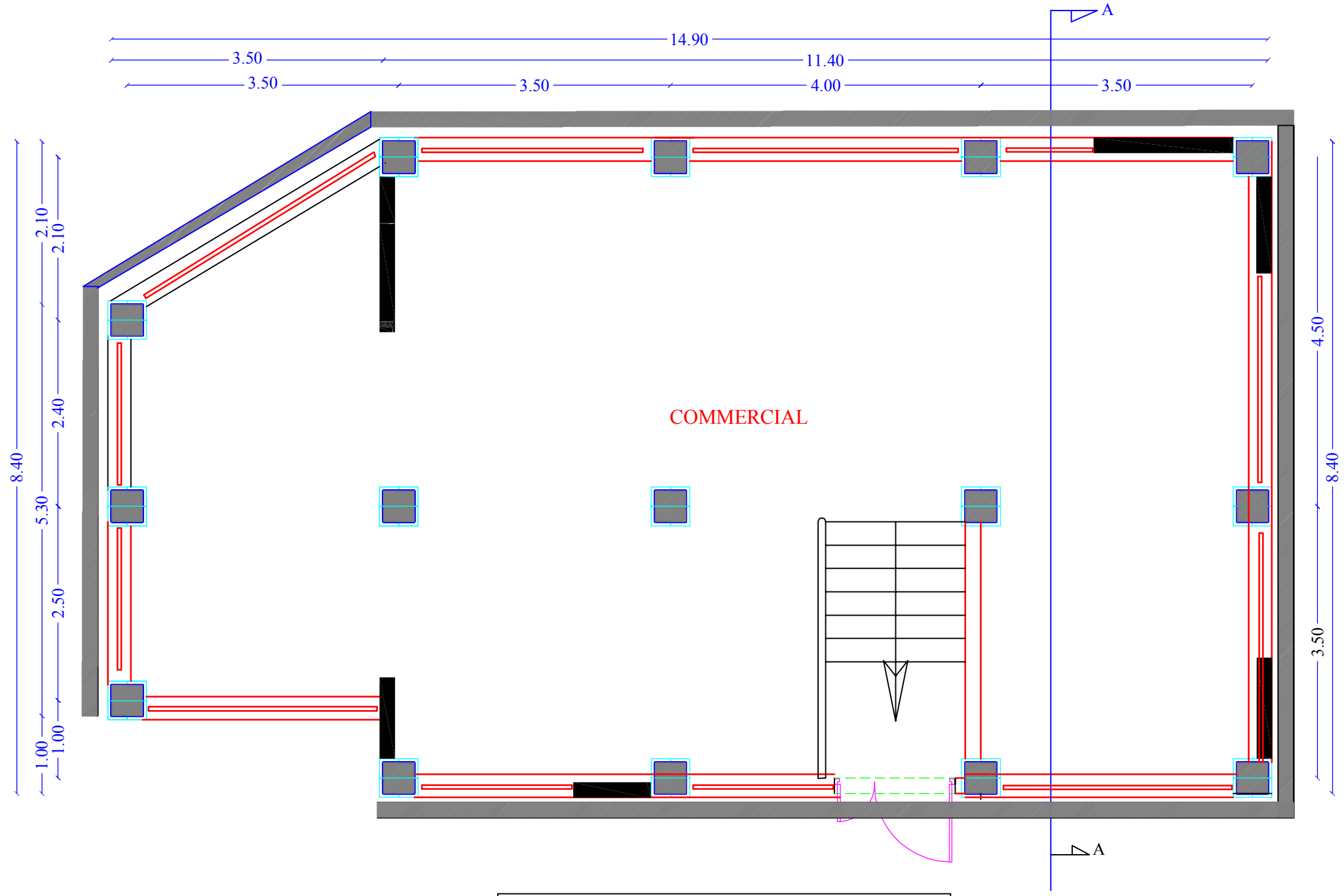
**Bibliographie**



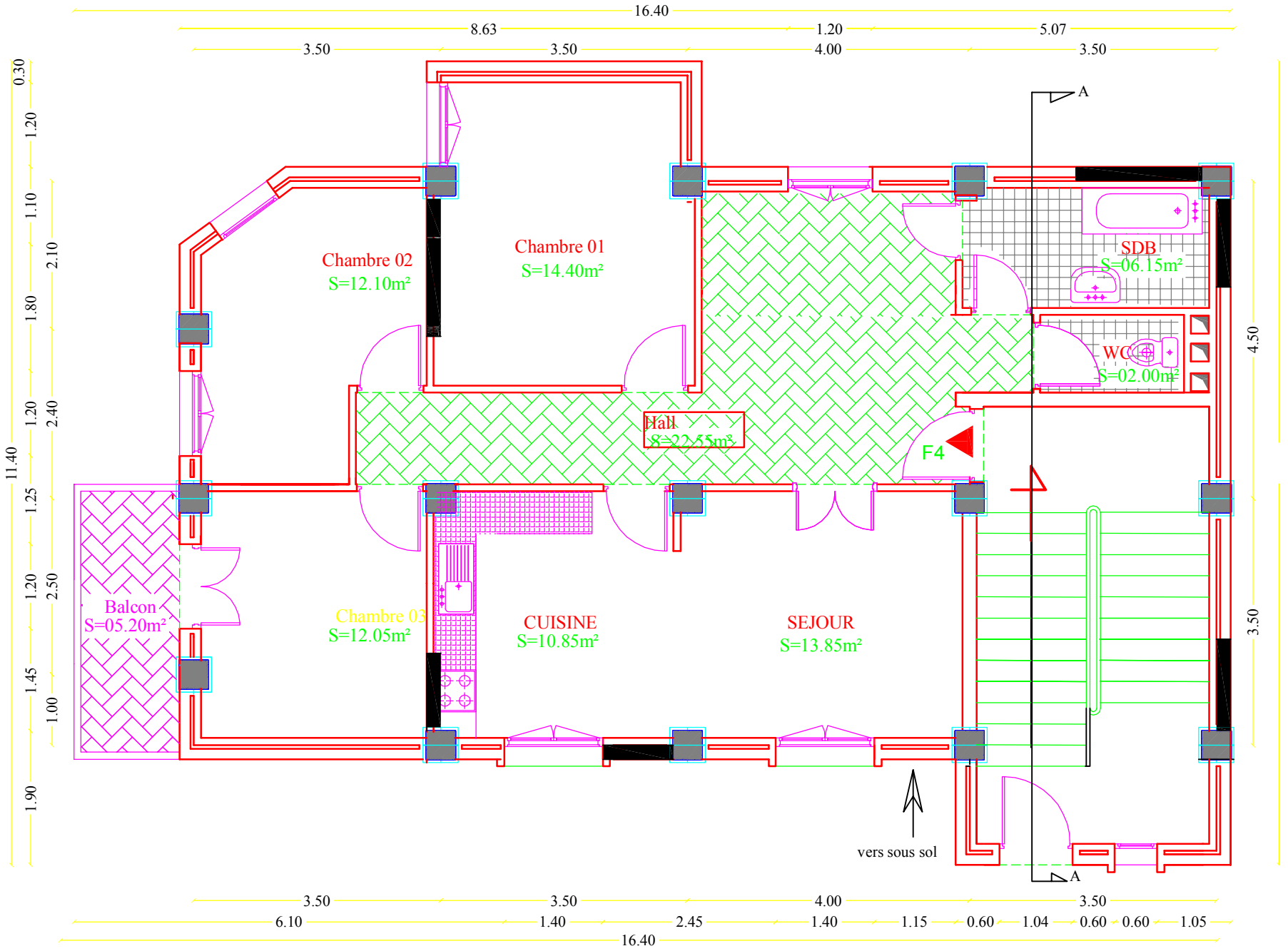
Façade Principale


+17.22
+14.16
+03.45
+01.19
+00.00
4.41
3.06
3.06
3.06
3.06
3.06
3.06
3.06
3.06
3.79
3.45
0.16

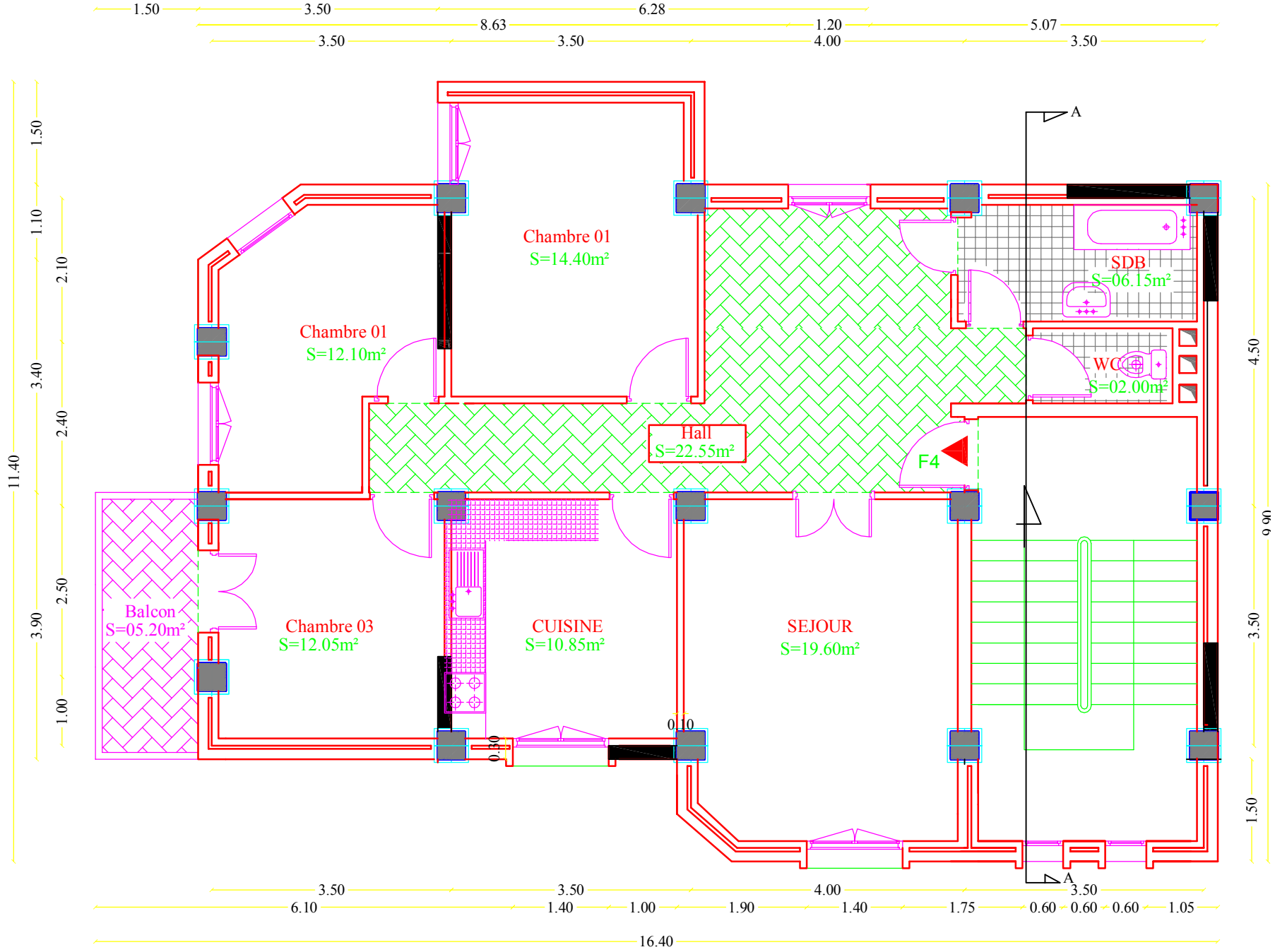
# COUPE AA




# PLAN SOUS SOL

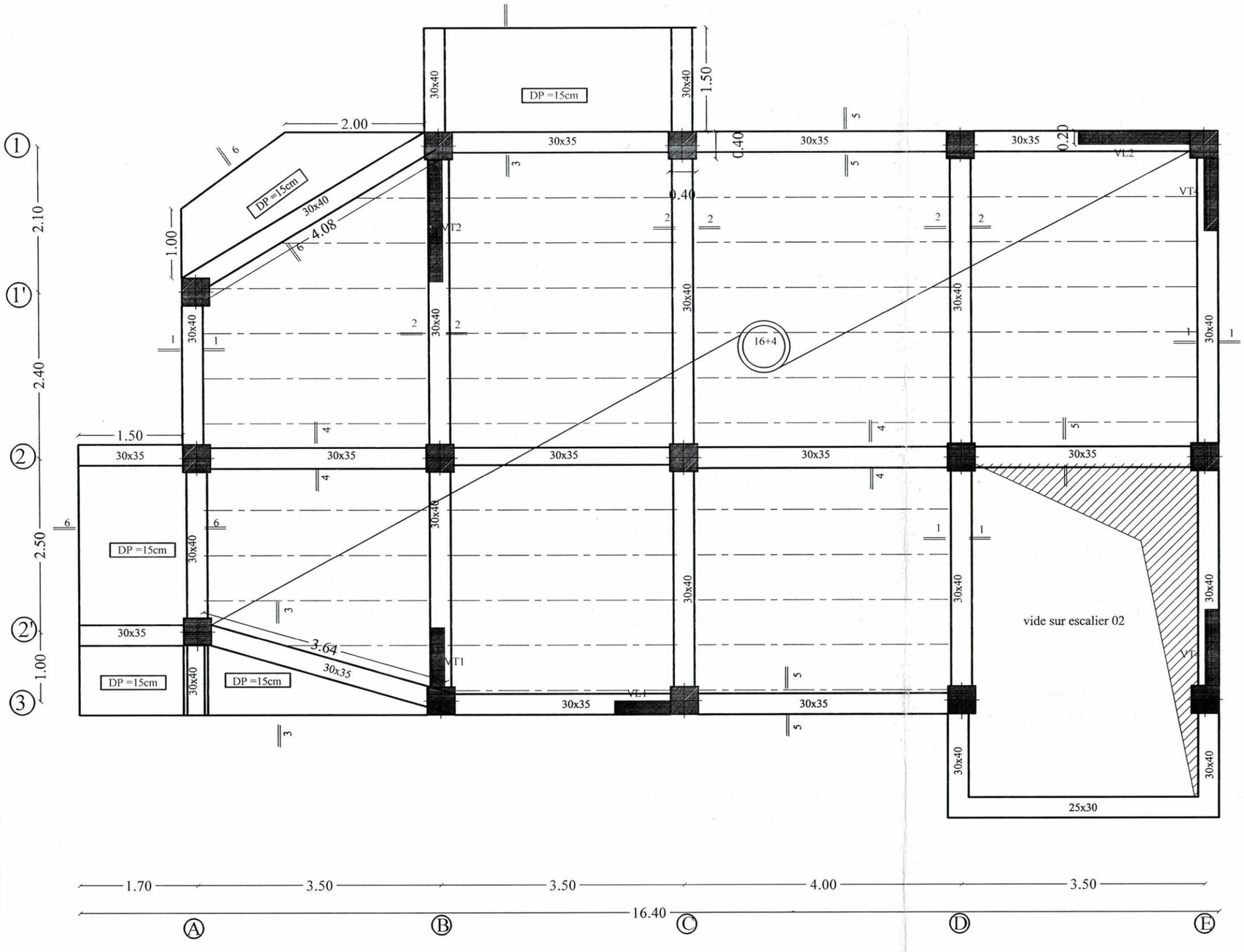


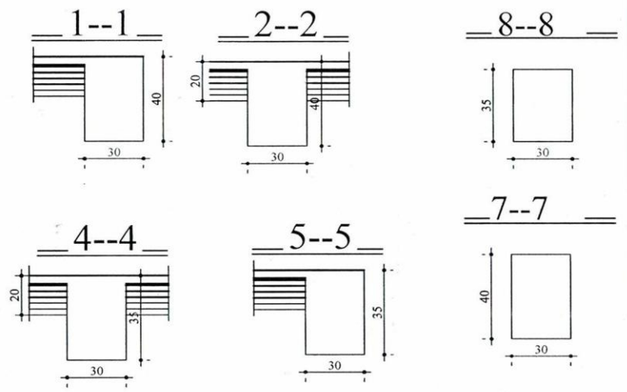

# PLAN DE REZ DE CHAUSSER



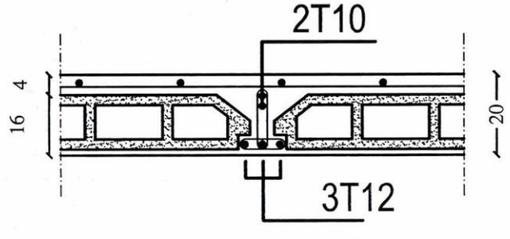

# PLAN D'ETAGE COURANT

# COFFRAGE PLANCHER NIV:±0.00



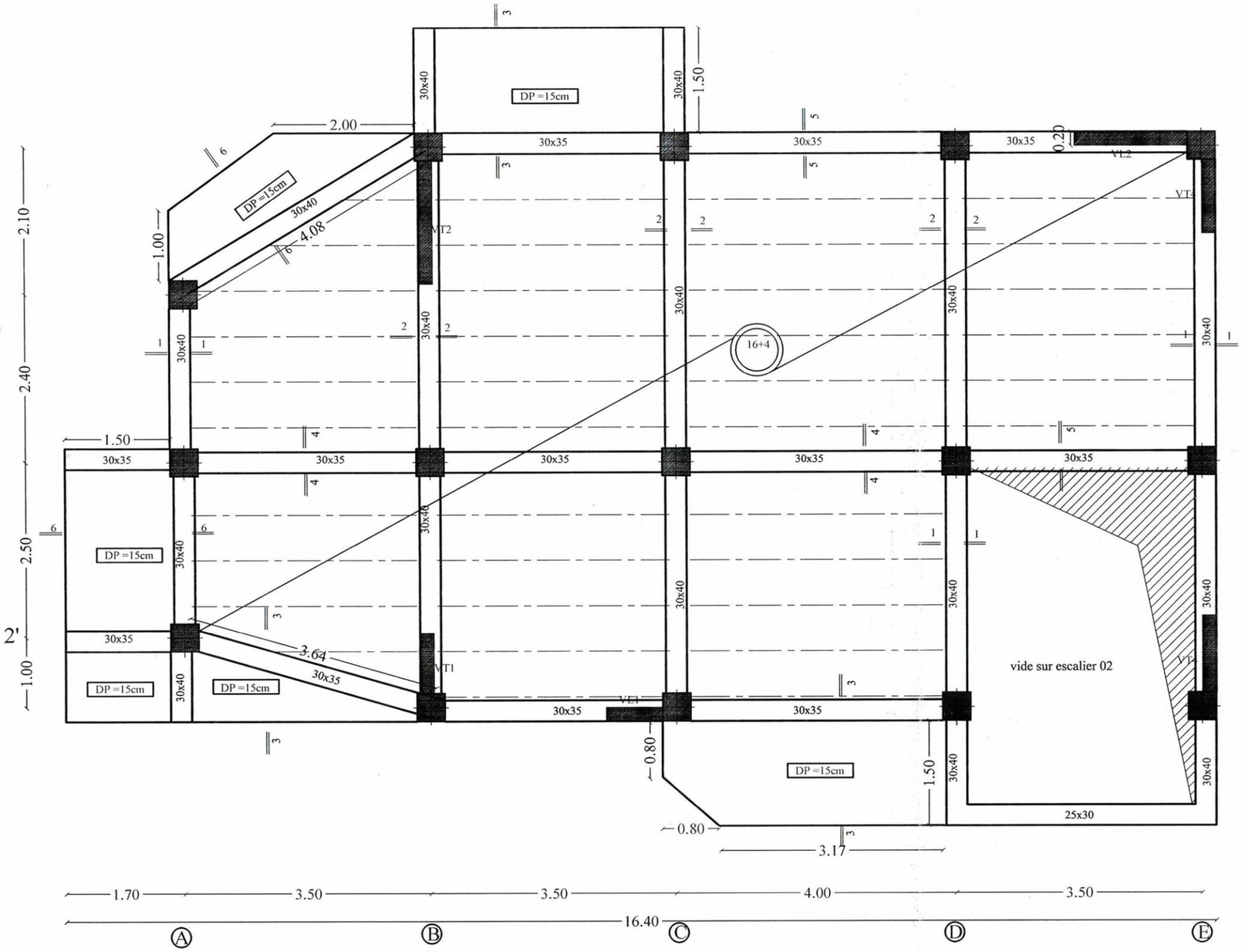

## FERR. DU PLANCHER



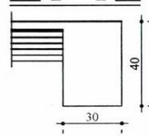

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

| | |
|---|---|
| Etudié par :<br>Melle: DRIF Yamina<br>Melle: SLIMANE Tassadit | Titre :<br>**Coffrage des niveaux** |
| Dirigé par :<br>Mr : LOUZAI.A | |
| PROMOTION 2018/2019 | |

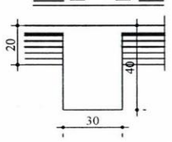
# COFFRAGE PLANCHER NIV:+3.06,+6.12,+9.18,+12.24,+15.30



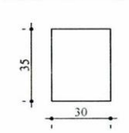

## 1--1



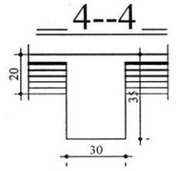

## 2--2



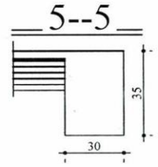

## 8--8



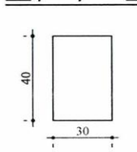

## 4--4



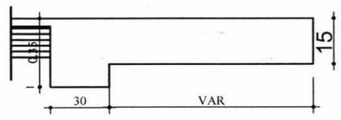

## 5--5



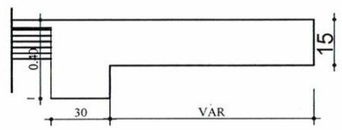

## 7--7



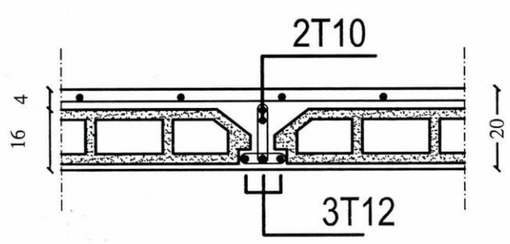

## 3--3




## 6--6



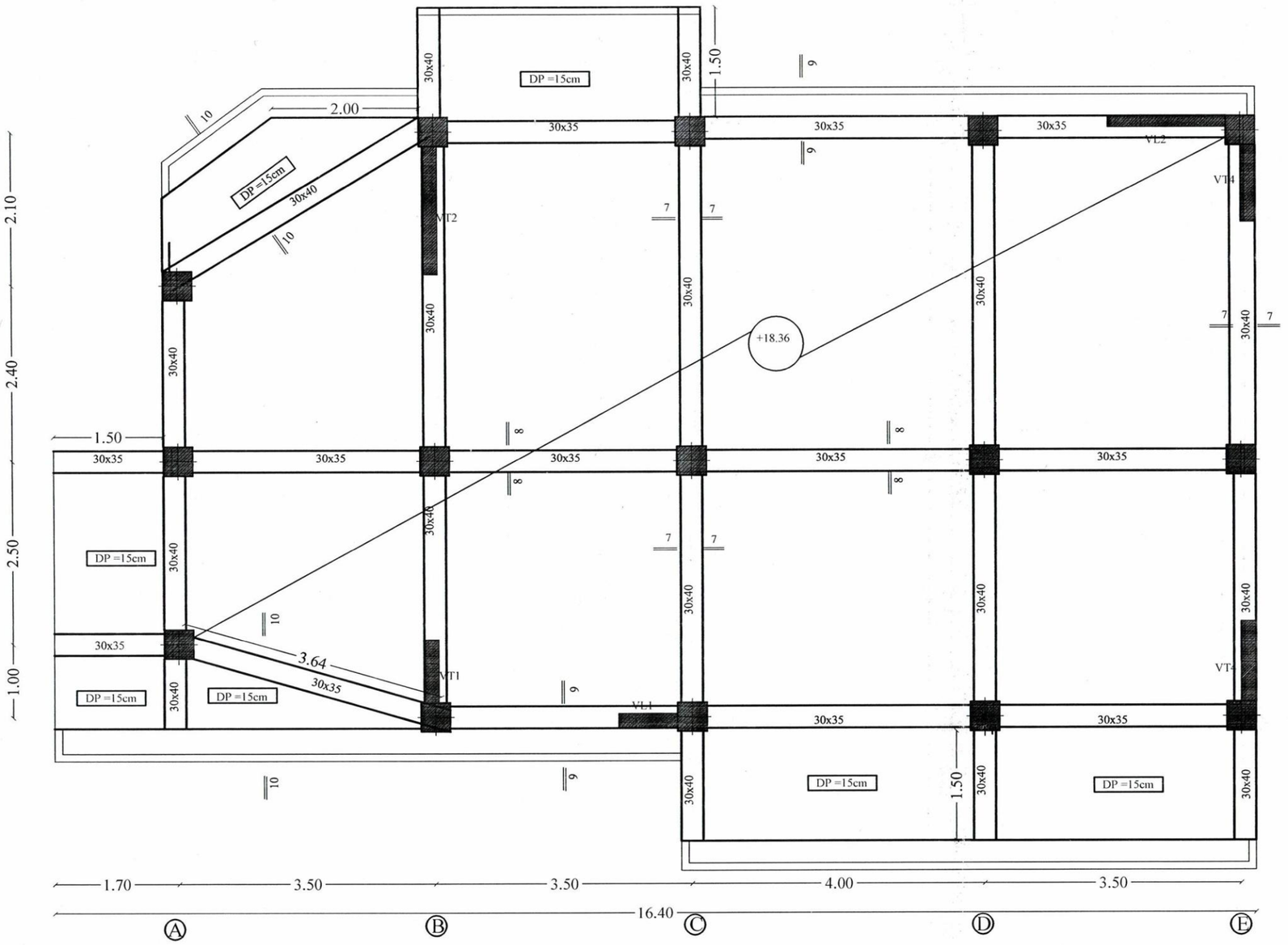

## FERR. DU PLANCHER

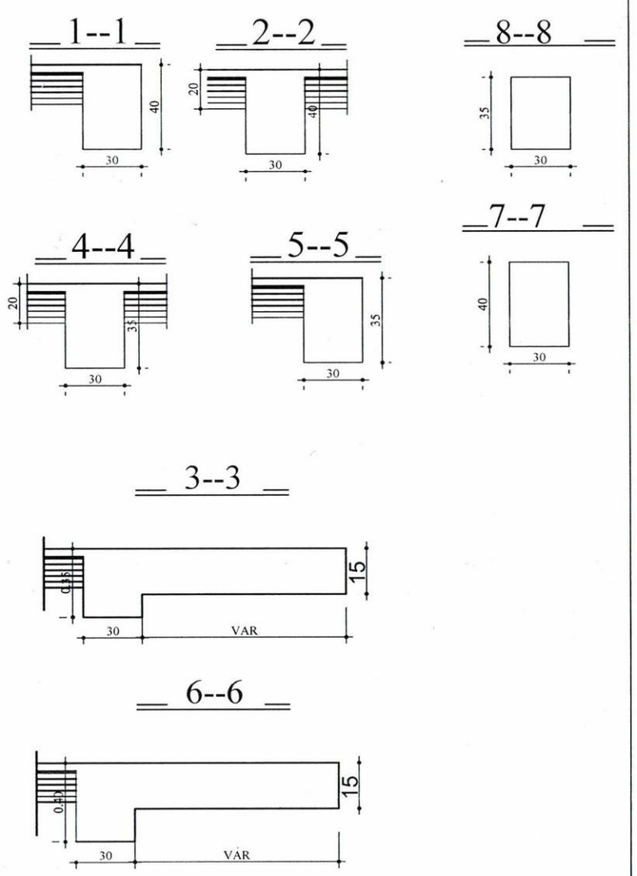



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

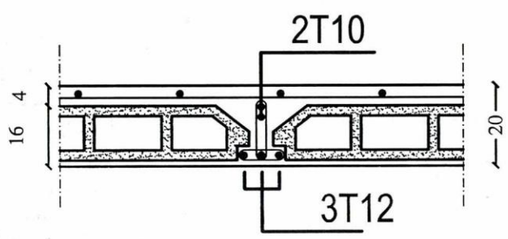
| | |
|---|---|
| Etudié par :<br>Melle: DRIF Yamina<br>Melle: SLIMANE Tassadit | Titre :<br>**Coffrage des niveaux** |
| Dirigé par :<br>Mr : LOUZAI.A | |
| PROMOTION 2018/2019 | |

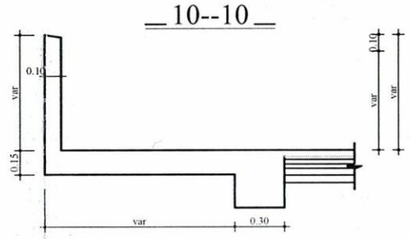
# COFFRAGE PLANCHER NIV:+18.36




## FERR. DU PLANCHER

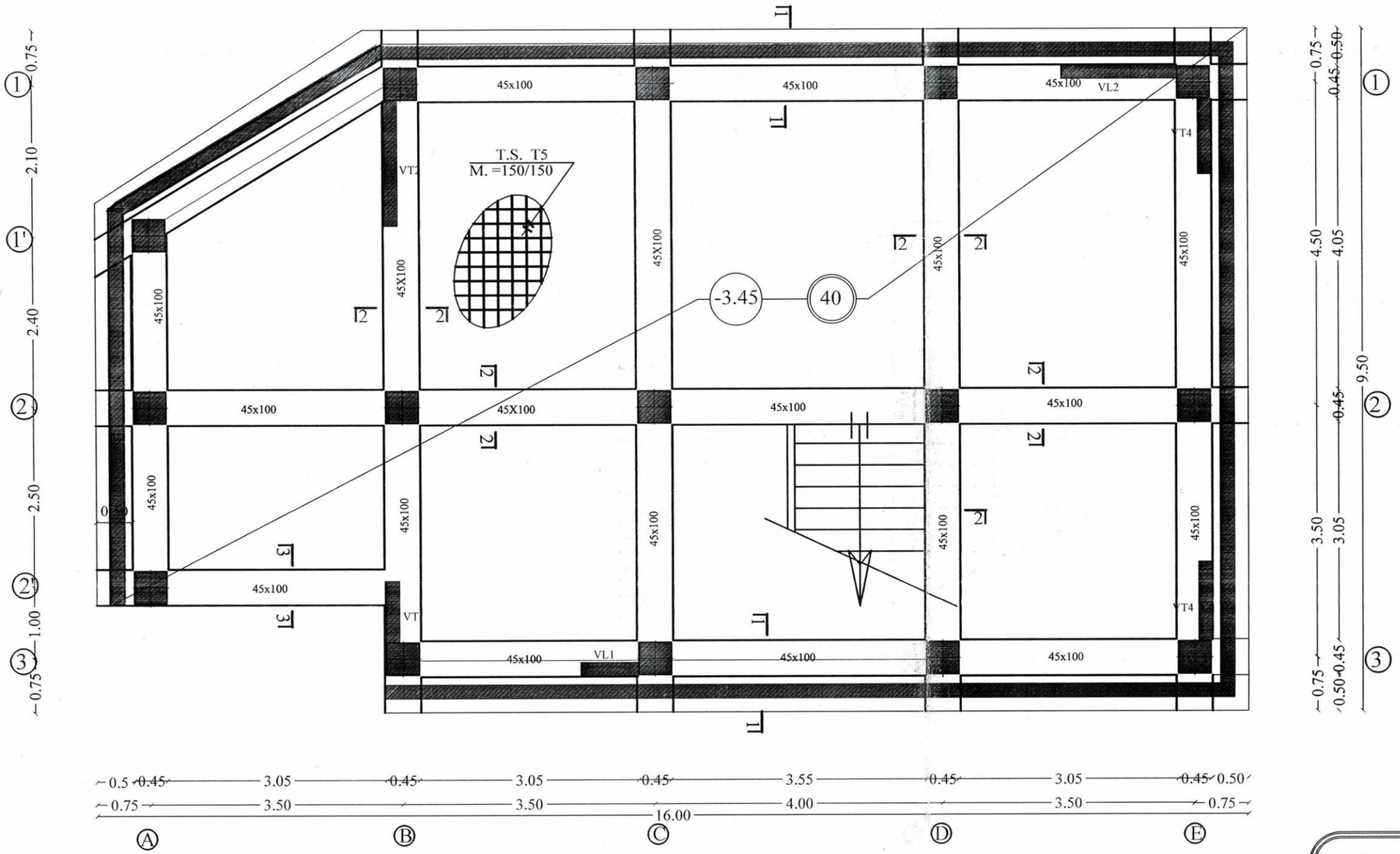



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

| | |
|---|---|
| Etudié par :<br>Melle: DRIF Yamina<br>Melle: SLIMANE Tassadit | Titre :<br>**Coffrage des niveaux** |
| Dirigé par :<br>Mr : LOUZAI.A | |
| PROMOTION 2018/2019 | |

# COFFRAGE RADIER




RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

| | |
|---|---|
| Etudié par :<br>Melle: DRIF Yamina<br>Melle: SLIMANE Tassadit | Titre :<br>**Coffrage des niveaux** |
| Dirigé par :<br>Mr : LOUZAI.A | |
| PROMOTION 2018/2019 | |

# *Introduction*

# INTRODUCTION GENERALE

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction qui permettent d'améliorer le comportement des structures et assurer une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des dégâts naturels tel que les séismes.

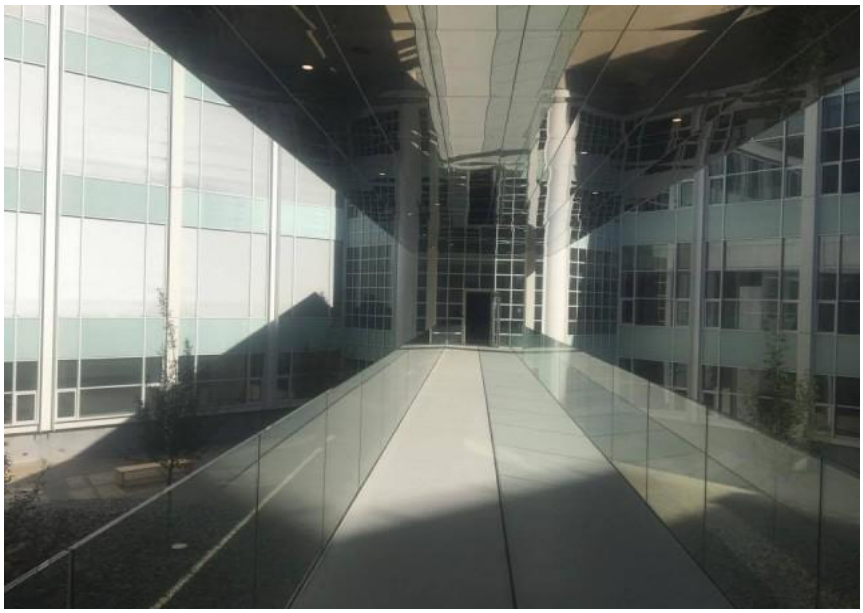
Comme l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense. Le dernier séisme dévastateur du 21 mai 2003, qui a touché les régions de centre du pays (Boumèrdes, Alger et Tizi-Ouzou) est un grand exemple très probant d'énormes pertes tant humaines que matérielles.

Les expertises effectuées suite au séisme 2003 ont révélé que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Dans notre pays, on utilise le RPA99 révisé en 2003 comme règlement parasismique.

Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

# CHAPITRE I



# présentation de l'ouvrage

# I. Introduction :

Ce premier chapitre consiste à présenter globalement l'ouvrage avec les différentes caractéristiques mécaniques des différents matériaux utilisés.

## I.1. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste en l'étude et calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+5+sous-sol) à usage d'habitation à ossature mixte (constituée de portiques et de voiles en béton armé). Ce bâtiment classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) sera implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou qui est, selon le RPA99 modifié en 2003, une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

C'est un bâtiment qui comporte :

-Un sous-sol à usage commercial
- Un RDC et 05 étages courants à usage d'habitation.
-01 cage d'escalier.
- Une terrasse inaccessible.

### I.1.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

Le bâtiment est constitué d'un seul bloc en forme rectangulaire de dimensions suivantes :

- La hauteur totale du bâtiment ……....21,81m
- La hauteur du RDC ……..... 3,06 m
- La hauteur de sous-sol……..……....3,45m
- La hauteur des étages courants …….3,06 m
- La longueur totale du bâtiment……...16.4m
- La largeur totale du bâtiment ……..... 11.4m
- La hauteur de l'acrotère ……... 0,60 m

### I.1.2. Propriétés mécanique du sol d'assise :

Le dossier géotechnique nous a fourni les données suivantes :

- La contrainte admissible du sol : **2.0 bar.**
- Le site est considéré comme **meuble : S3.**

### I.1.3. La réglementation utilisée :

Les normes utilisées pour le calcul et le dimensionnement

- BAEL91 modifiées 99 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites)
- RPA99 modifié2003 (Règles parasismiques algériennes)
- CBA93 (conception et calcul des structures en béton armé)
- DTR-BC-22 (Charges et surcharges).

## I.2. Les éléments de l'ouvrage :

### I.2.1. Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol, par sa liaison directe avec ce dernier.
Le choix du type de fondation dépend des caractéristiques mécaniques du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

### I.2.2. L'ossature :

L'immeuble qui fait l'objet de notre étude est à ossature mixte (portiques-voiles)

- Les portiques transversaux et longitudinaux (poteaux-poutres) reprennent essentiellement les charges et les surcharges verticales
- Les voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent)

### I.2.3. Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges, principalement ils assurent deux fonctions :

1 –Fonction de la résistance mécanique : les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges permanentes et les surcharges.

2 –Fonction d'isolation : les planchers isolés thermiquement et acoustiquement. Dans notre cas on opte pour des planchers à corps creux.

### I.2.4. Maçonnerie (remplissage) :

- Les murs extérieurs : ils seront réalisés en double cloisons de 25 [cm] d'épaisseur, en briques creuses de 10 [cm] avec une lame d'air de 5 [cm].
- Les murs de séparation intérieurs : ils seront réalisés en simples cloisons (briques creuses de 10 [cm] d'épaisseur).

### I.2.5. Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre bâtiment est composé d'une cage d'escaliers

**I.2.6. Acrotère :**Il sera réalisé en béton armé, sa hauteur est de 60 cm.

### I.2.7. Les voiles :

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

### I.2.8. les balcons :

Les balcons de notre structure seront entièrement réalisé en corps creux et seront coulé sur place.

# CHAPITRE II

# pré-dimensionnement des éléments

# II. Introduction :

Le pré dimensionnement a comme but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements (RPA99/ version2003) et (C.B.A 93).

## II.1. pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est un élément qui sépare surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre projet, on utilise deux types de planchers:

- Plancher à corps creux en partie courante.
- Plancher à dalle pleine pour les balcons.

**a) Planchers en corps creux**:

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$\mathbf{h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}}$ ; **(BAEL 91, modifié 99, Art B.6.8.423)** Avec :

$h_t$ : hauteur total du plancher en (cm).

$L_{max}$: Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles en (cm).

- **Remarque :**

Pour le pré dimensionnement des planchers on se référera dans un premier temps au RPA 99 version 2003 En zone sismique II, la section minimale des poteaux doit être supérieure ou égale à (25x25) $cm^2$

$L_{max}$ = 400 - 25 =375cm

$h_t \geq (375/22.5) = 16.66$ cm

Nous opterons un plancher de 20 cm d'épaisseur (16+4) avec :

-Epaisseur du corps creux : 16cm.
-Epaisseur de la dalle de compression : 4cm.

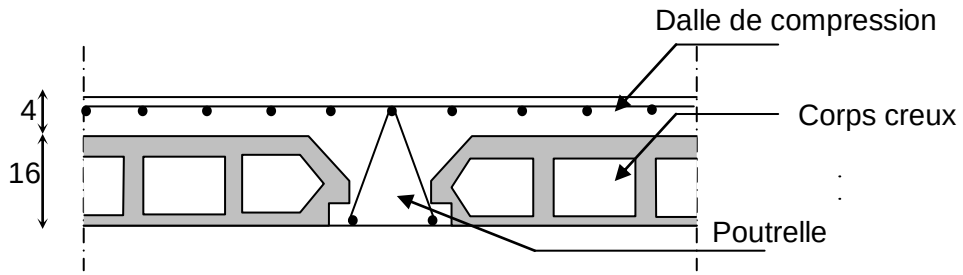



**Fig.II.1:** Schéma descriptif d'un plancher d'étage courant.

**b) Plancher en dalle pleine :**

Les planchers en dalle pleine sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions.
L'épaisseur de la dalle pour les portes à faux et compris les balcons est donnée par la formule suivante :
$e \geq L_0 / 10$
$L_0$ =1,50 m : portée libre du porte à faux.
e : épaisseur de la dalle.
$e \geq 150 / 10 \rightarrow e \geq 15$ cm
On adoptera une épaisseur de **15 cm**

## II.2. pré dimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux réalisés en béton armé. Elles assurent la transmission des charges et surcharges aux éléments verticaux (poteaux, voiles). On distingue dans les constructions en béton armé :

- Les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Les dimensions d'une poutre de section rectangulaire simplement appuyée (poutres isostatiques) sont données par la formule empirique suivante :

$$\mathbf{L_{max}/15 \leq h_t \leq L_{max}/10}$$

$$\mathbf{0{,}4\ h_t \leq b \leq 0{,}7\ h_t}$$

- $h_t$ : hauteur de la poutre.
- $L_{max}$ : portée libre entre nus d'appuis.
- b : largeur de la poutre.

❖ On distingue deux types des poutres :

**a) Poutres principales:**

Ce sont des poutres porteuses

La hauteur de la poutre: $\boldsymbol{L_{max}/15 \leq h_t \leq L_{max}/10}$

$\mathbf{L_{max}}$ = 450 – 25 = 425 cm

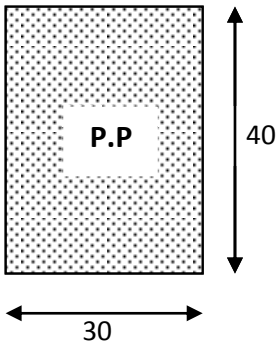
$425/15 \leq h_t \leq 425/10$ $\Rightarrow 28.33 \leq h_t \leq 42{,}5$ cm soit $h_t$ = 40 cm

La largeur de la Poutre : $\boldsymbol{0{,}4h_t \leq b \leq 0{,}7h_t}$

$0{,}4\ (40) \leq b \leq 0{,}7\ (40)$ $\Rightarrow 16{,}00 \leq b \leq 28{,}00$ cm soit b = 30 cm

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi que la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de (b = 30 cm).

- **Vérifications relatives aux exigences du RPA : (RPA99, Art 7.5.1)**
  - $b \geq 20$ cm ……30 ≥ 20 cm condition Vérifiée
  - $h_t \geq 30$ cm……40 ≥ 30cm condition Vérifiée
  - $h_t / b \leq 4$…… 40 /30 = 1,33 ≤ 4 condition Vérifiée
- donc la section de la poutre principale est **: (30x40) cm²**




**b) Poutres secondaires :**

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles.

La hauteur de la poutre : $\mathbf{L_{max}/15 \leq ht \leq L_{max}/10}$

$L_{max} = 400 - 25 = 375$ cm

$375/15 \leq h_t \leq 375/10 \Rightarrow 25 \leq h_t \leq 37{,}5$ cm soit $h_t = 35$ cm

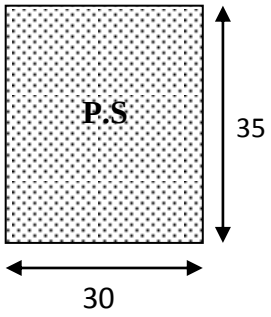
La largeur de la Poutre **:** $\mathbf{0,4\ ht \leq b \leq 0,7\ h_t}$

$0{,}4\ (35) \leq b \leq 0{,}7(35) \Rightarrow 14{,}00 \leq b \leq 24{,}50\ cm$ soit b = 30 cm

Pour des raisons architecturales (éviter les arêtes), ainsi que la facilité de mise en œuvre du coffrage, on est amené à adopter la valeur de (b = 30 cm).

- **Vérifications relatives aux exigences du RPA : (RPA99, Art 7.5.1)**
  - $b \geq 20$ cm ……...30 ≥ 20 cm condition Vérifiée
  - $h_t \geq 30$ cm……...35 ≥30 cm condition Vérifiée
  - $h_t / b \leq 4$……...35 /30 = 1,16 ≤ 4 condition Vérifiée

- donc la section de la poutre secondaire**: (30x35) cm²**




Quant aux exigences du (RPA 99), on constate qu'elles sont toutes vérifiées.

D'où :

**Poutre principale : (30 x 40) [cm²]**

**Poutre secondaire : (30 x 35) [cm²]**

## II.3. Pré dimensionnement des poteaux :

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

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le Pré-dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal $N_s$.

On calculera la descente de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$\boldsymbol{S \geq \frac{N_S}{\sigma_{bc}}}$$

**S** : section transversale du poteau,

$\mathbf{N_s}$ : Effort normal de compression à l'ELS**,** $\mathbf{N_s = G + Q}$

**G** : charge permanente,

**Q** : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des Charges.

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

donnée par : $\overline{\sigma_{bc}}$ = 0.6 x fc28 = 0.6 x 25 = **15 MPa**.

**Remarque :**

L'effort normal $N_s$ sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

### II.3.1. 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 en tenant compte du document technique règlementaire en l'occurrence le **DTR BC.2.2** (charges permanentes et charges d'exploitation)

#### II.3.1.1. Les charges permanentes :

**a) Plancher terrasse inaccessible:**

| N° | Eléments | Epaisseurs (m) | Poids volumique ($KN/m^3$) | Charges ($KN/m^2$) |
|---|---|---|---|---|
| **1** | Protection gravillon | 0,05 | 20 | 1,00 |
| **2** | Etanchéité multicouche | 0,02 | 5 | 0,12 |
| **3** | Béton en forme de pente | 0,07 | 22 | 1,54 |
| **4** | Isolation thermique | 0,04 | 4 | 0,16 |
| **5** | Plancher à corps creux | 0,20 | 14 | 2,80 |
| **6** | Enduit plâtre | 0,02 | 10 | 0,20 |
| | | | | **GTOT=5,83** |

**Tableau .II.1 :** Charge permanente de la terrasse.

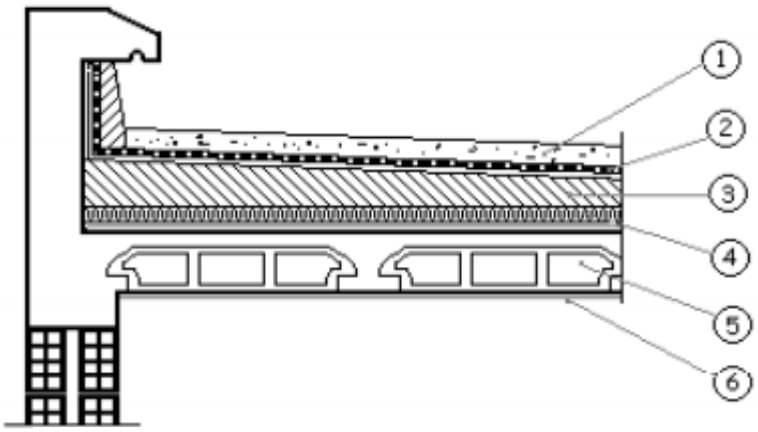



**Fig.II.2:** plancher terrasse.

**b) Plancher d'étage courant:**

| N° | **Elément** | **Epaisseur (m)** | **Poids volumique (KN/m3)** | **Charge (KN /m2)** |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Enduit en plâtre | 0,02 | 10 | 0,20 |
| 2 | Dalle en corps creux | 0,2 | 14 | 2,80 |
| 3 | Couche de sable | 0,03 | 18 | 0,54 |
| 4 | Mortier de pose | 0,20 | 20 | 0,4 |
| 5 | Revêtement en carrelage | 0,02 | 22 | 0,44 |
| 6 | Cloison de séparation interne | 0,01 | 13 | 1,30 |
| | | | | **$G_{TOT}$=5,68** |

**Tableau.II.2:** Charge permanente de l'étage courant.

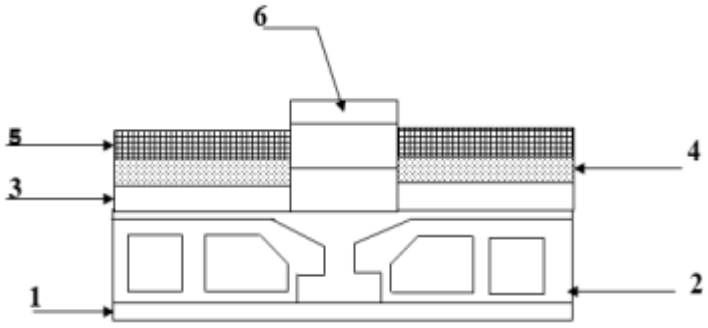



**Fig.II.3:** plancher étage courant.

**b-1) balcon :**

| **N°** | **Elément** | **Epaisseur (m)** | **Poids volumique (KN/m$^3$ )** | **Charge (KN /m2 )** |
|---|---|---|---|---|
| **1** | Enduit en ciment | 0,03 | 18 | 0,54 |
| **2** | Dalle pleine | 0,15 | 25 | 3,75 |
| **3** | Couche de sable | 0,03 | 18 | 0,54 |
| **4** | Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,40 |
| **5** | Revêtement en carrelage | 0,02 | 22 | 0,44 |
| **6** | Cloison de séparation interne | 0,10 | 13 | 1,30 |
| | | | | **$G_{TOT}$=6,97** |

**Tableau.II.3 :** Charge permanente du balcon.

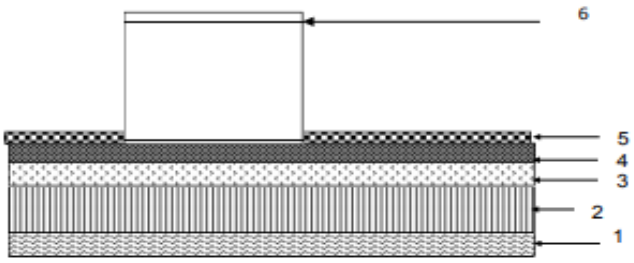



**Fig.II.4 :** balcon.

**b-2) cloison extérieur:**

| N° | **Elément** | **Epaisseur (m)** | **Poids volumique (KN/m$^3$ )** | **Charge (KN /m$^2$)** |
|---|---|---|---|---|
| 1 | Enduit ciment | 0,015 | 18 | 0,27 |
| 2 | Brique creuse (10 cm) | 0,10 | 9 | 0 ,90 |
| 3 | Ame d'aire | 0,10 | / | 0,00 |
| 4 | Brique creuse (10 cm) | 0,10 | 9 | 0,90 |
| 5 | Enduit en plâtre | 0,015 | 10 | 0,15 |
| | | | | **$G_{TOT}$=2,22** |

**Tableau.II.4:** Charge du mur extérieur.

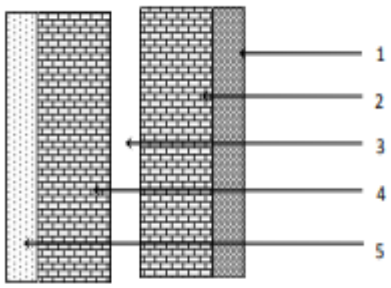



**Fig.II.5:** Coupe verticale d'un mur extérieur.

**b-3) Murs intérieurs (Figure II.6) :**

| **Elément** | **Epaisseur (m)** | **Charge (KN /m$^2$)** |
|---|---|---|
| 1. Enduit en plâtre | 0,02 | 0,20 |
| 2. Briques creuses | 0,10 | 0,90 |
| 3. Enduit en plâtre | 0,02 | 0,20 |
| | | **G= 1,3** |

**Tableau.II.5:** Charge du mur intérieur.

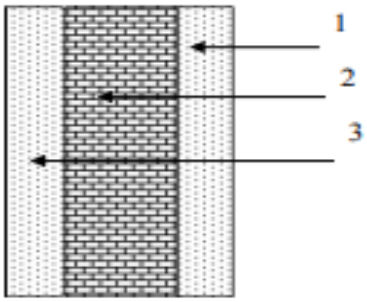



**Fig. II.6:** Coupe verticale d'un mur intérieur.

### II.3.1.2. Les charges d'exploitation (Surcharges) :

Les charges d'exploitation données par le **DTR** sont :

- Plancher terrasse inaccessible……..…..Q = 1,00 KN/m$^2$
- Plancher d'étage courant à usage d'habitation ……..……Q = 1.50 KN/m$^2$
- Plancher a usage commerciale ……..……...Q = 3.5 KN/m$^2$
- Balcon ……..…...…… Q =3.5 KN/m$^2$
- L'escalier……..… Q =2,50 KN/m$^2$
- L'acrotère…….. Q = 1,00 KN/m$^2$

### II.3.2. charge et surcharge revenant au poteau :

Dans notre cas nous avons deux(02) poteaux qui sont plus sollicités que les autres, Pour parvenir au pré dimensionnement des poteaux, nous avons choisi de calculer l'un des deux poteaux.

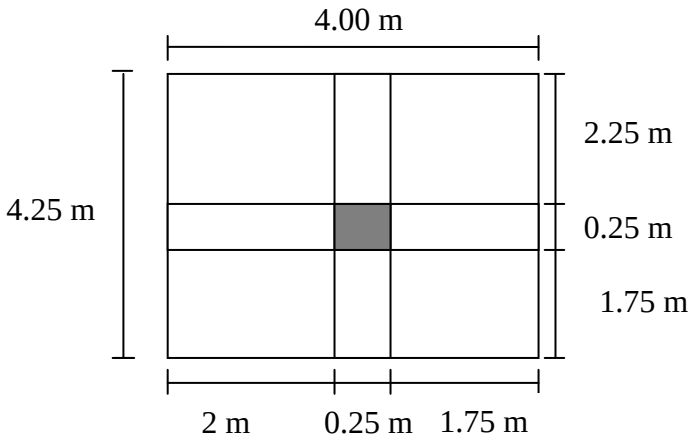



**Fig.II.7:** Le poteau le plus sollicité.

a) Poids propre de chaque plancher :

Surface d'influence:

$S_G = 2{,}00(1{,}75 + 2{,}25) + 1{,}75(1{,}75 + 2{,}25)$

$S_G = 15\ m^2$

a-1) plancher terrasse (inaccessible) :

$S_G \times G_{terrasse} = 15 \times 5{,}83 = 87{,}45\ KN$

a-2) plancher d'étage courant :

$S_G \times G_{étage} = 15 \times 5{,}68 = 85{,}2\ KN$

♦ Poids propre de chaque poutre :

**Poutre principale :**

$P_p = 0{,}30 \times 0{,}40 \times (1{,}75+2{,}25) \times 25$

$P_p = 12\ KN.$

**Poutre secondaire :**

$Ps = 0{,}30 \times 0{,}35 \times (2+ 1{,}75) \times 25$

$Ps = 9{,}84\ KN.$

⇒ Poids propres total des poutres $P_{tot} = 21{,}84\ KN.$

♦ Poids propre des poteaux :

Pour calculer le poids des poteaux, nous avons fixé les dimensions des poteaux à (25x25) $cm^2$ qui est la section minimale donnée par le RPA pour la zone IIa.

Avec : $\rho = 25KN/m^3$ $PP_{poteaux} = b \times h \times he \times \rho$

- Sous-sol : P = 0,25 x 0,25 x 3,45 x 25 = 5,39KN
- RDC : P = 0,25 x 0,25 x 3,06 x 25 = 4,78KN
- Étage courant : P = 0,25 x 0,25 x 3,06 x 25 = 4,78KN

b) charges d'exploitation :

b-1) plancher terrasse inaccessible :

$Q_0 = 1 \times 15 = 15\ KN$

b-2) Plancher d'étage courant :

$Q_{étages} = 1{,}5x15 = 22{,}5\ KN$

b-3) Plancher RDC :

$Q_{RDC} = 2{,}5x15 = 37{,}5KN$

b-4) Plancher sous-sol

$Q_{sous\text{-}sol} = 3{,}5x15 = 52{,}5KN$

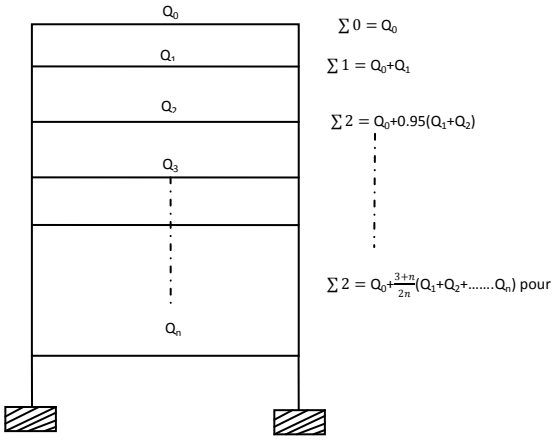
### II.3.3. La loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étage :

Le document technique réglementaire (DTR.B.C.2.2) nous impose une dégression des charges sur tous les planchers. Cette loi s'applique aux bâtiments élancés dont le nombre de niveau est supérieur ou égal à 5, ce qui est notre cas. La loi de dégression des surcharges est comme suite :

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

Avec :

- $Q_0$ : charge d'exploitation à la terrasse.
- $Q_i$ : charge d'exploitation de l'étage i.
- n: numéro de l'étage du haut vers le bas.
- $Q_n$ : charge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.




### II.6 Tableau des Coefficients de dégression de surcharges :

| Niveaux | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC | S-sol |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Coeff | 1 | 1 | 0.95 | 0.90 | 0.85 | 0.8 | 0.75 |

- Terrasse= Q0 =15KN
- Niveaux 4 =Q0+Q1 =37.5KN
- Niveaux 3 =Q0+0,95 (Q1+Q2) =57.75 KN
- Niveaux2=Q0+0,90 (Q1+Q2+Q3) =75.75KN
- Niveaux 1=Q0+0,85 (Q1+Q2+Q3+Q4) = 91.5KN
- Niveaux RDC=Q0+0,80 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5) =105 KN
- Niveaux s/sol=Q0+0,75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6) =116.25 KN

**II.7 Tableau récapitulatif des calculs relatifs à chaque niveau et la détermination de la section des poteaux :**

| Niveaux | Charges permanentes (KN) | | | | | charges d'exploitation (KN) | | Effort normal N=Gc+ Qc | Section du poteau (cm²) | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Poids des planchers | Poids des poutres | Poids des poteaux | G totale | G cumulé | Q planchers | Q cumulé | | Section trouver s> $N/\sigma_{bc}$ | Section adoptée |
| terrasse | 87,45 | 21,84 | / | 109,29 | 109,29 | 15 | 15 | 124,29 | 82,86 | 35x35 |
| 4 | 85,2 | 21,84 | 4,78 | 111,82 | 221,11 | 22,5 | 37,5 | 258,61 | 172,406 | 40x40 |
| 3 | 85,2 | 21,84 | 4,78 | 111,82 | 332,93 | 22,5 | 57,75 | 390,68 | 260,453 | 40x40 |
| 2 | 85,2 | 21,84 | 4,78 | 111,82 | 444,75 | 22,5 | 75,75 | 520,5 | 347 | 40x40 |
| 1 | 85,2 | 21,84 | 4,78 | 111,82 | 556,57 | 22,5 | 91,5 | 648,07 | 432,046 | 45x45 |
| RDC | 85,2 | 21,84 | 4,78 | 111,82 | 668,39 | 37,5 | 105 | 773,39 | 515,593 | 45x45 |
| s-sol | 85,2 | 21,84 | 5,39 | 112,43 | 780,82 | 52,5 | 116,25 | 897,07 | 598,046 | 45x45 |

Les sections adoptées sont comme suite :

- Du sous-sol au 01éme étage : **45x45 cm²**
- Du 02éme au 04ème étage : **40x40 cm²**
- 05ème étage : **35x35 cm²**

**NB** : Les sections des poteaux adoptées dans ce chapitre risquent d'être modifiées prochainement pour les raisons suivantes :

- si les sections de ferraillage sont importantes on est appelé à augmenter les sections du béton
- si la période de vibration n'est pas vérifiée

### II.3.4. vérification des sections des poteaux (RPA99/2003/ art.7.7) :

Selon l'article (Art 7.4.1) du R.P.A 99 Version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **II** doivent satisfaire les conditions suivant :

- Min (b1, h1) ≥ 25 cm …Zone II.
- Min (b1, h1) ≥ $\frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} < \frac{b1}{h1} < 4$

| Poteaux | Conditions exigées par RPA | Valeur calculée et vérification | Observation |
|---|---|---|---|
| **35x35** | min (b, h) ≥ 25 cm | min (b, h) = 35 ≥ 25 cm | **Condition vérifiée** |
| | min (b, h) ≥ $\frac{he}{20}$ | $\frac{he}{20} = \frac{306}{20}$ =15.3cm < 35cm | |
| | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35}$ =1 < 4 | |
| **40x40** | min (b, h) ≥ 25 cm | min (b, h) = 40 ≥ 25 cm | **Condition vérifiée** |
| | min (b, h) ≥ $\frac{he}{20}$ | $\frac{he}{20} = \frac{306}{20}$ =15.3cm < 40cm | |
| | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40}$ =1 < 4 | |
| **45x45 (RDC)** | min (b, h) ≥25cm | min (b, h)= 45 ≥ 25 cm | **Condition vérifiée** |
| | min (b, h) ≥ $\frac{he}{20}$ | $\frac{he}{20} = \frac{306}{20}$ =15.3cm <45cm | |
| | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45}$ =1 < 4 | |
| **45x45 (SS)** | min (b, h) ≥ 25 cm | min (b, h) = 45 ≥ 25 cm | **Condition vérifiée** |
| | min (b, h) ≥ $\frac{he}{20}$ | $\frac{he}{20} = \frac{345}{20}$ = 17.25cm < 45cm | |
| | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ | $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45}$ =1 < 4 | |

**Tableau.II.8 :** Vérification aux RPA.

### II.3.5. vérification au flambement :

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

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement.
- ✓ La section (caractéristiques géométriques)
- ✓ La nature des appuis

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

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

Avec :

$\lambda$ : élancement du poteau.

$\mathbf{L_f}$ : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0{,}7\ L_0$).

$\mathbf{L_0}$ : longueur libre du poteau.

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

$I$: Moment d'inertie du poteau : $I = b \times h^3 / 12$ tel que b=h,

**S** : section transversal du poteau ($S = b \times h$) tel que b=h

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0{,}7L_0}{\sqrt{\frac{I}{b^2}}} = \frac{0{,}7L_0}{\sqrt{\frac{b^4/12}{b^2}}} = 0{,}7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} \qquad \lambda = 0.7 \times \sqrt{12} \times \frac{L_0}{b}$$

$$\longrightarrow \lambda = 2.42 \frac{L_0}{b}$$

- Poteau (45 x 45) : $L_0 = 3{,}45$m $\longrightarrow \lambda = 18{,}55 < 50$
- Poteau (40 x 40) : $L_0 = 3{,}06$ m $\longrightarrow \lambda = 18{,}51 < 50$
- Poteau (35 x 35) : $L_0 = 3{,}06$ m $\longrightarrow \lambda = 21{,}15 < 50$

**Conclusion :** La condition de non flambement est vérifiée pour tous les poteaux.

## II.4. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés à assurer :

- La fonction de contreventement : assurer la stabilité de l'ouvrage, sous l'effet des charges horizontales.

- La fonction porteuse : reprendre une partie des charges verticales et les transmettre à la fondation.

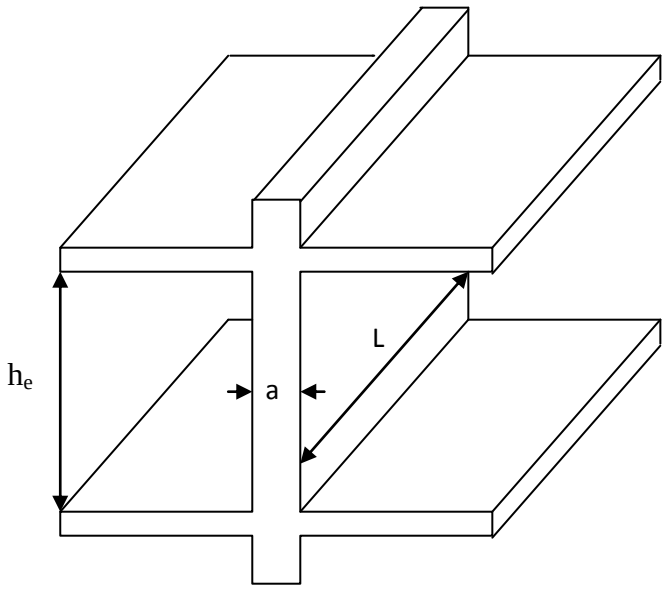



**Fig.II.8 :** Coupes de voiles.

❖ **L'épaisseur:**

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre $h_e$ et des conditions de rigidité aux extrémités. (Voir la figure II.7)

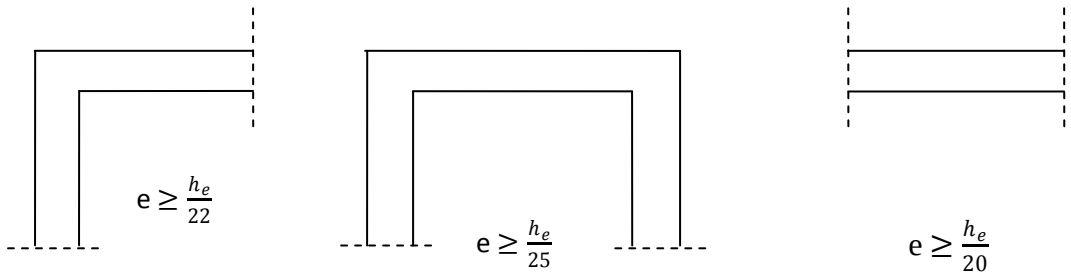



**Fig.II.9 :** Epaisseurs des voiles.

e= ( $\frac{h_e}{25}$ ; $\frac{h_e}{22}$ ; $\frac{h_e}{20}$ )

Pour notre cas : $e \geq \frac{h_e}{20}$ avec $h_e = h - e_{plancher}$

h : hauteur de l'étage

$e_{plancher}$ : épaisseur du plancher

| | **Sous-sol** | **RDC** | **Etage courant** |
|---|---|---|---|
| **h** | 345 cm | 306 cm | 306 cm |
| **e** | 20 cm | | |
| **$h_e$** | 325 cm | 286 cm | 286 cm |
| **a** | 17,25 cm | 15,30 cm | 15,30 cm |

Donc on adopte une épaisseur e = 20 cm sur tout la hauteur de la structure.

- **Vérification des exigences du RPA:**

Les voiles satisfaisant à la condition suivante sont considérés comme voiles de contreventement

**$L_{min} \geq 4e$** avec $L_{min}$ : portée minimale des voiles.

On a : $L_{min} \geq 4\ e \implies L_{min} = 4 \times 20 = 80$ cm

Donc la condition du RPA est vérifiée. Tous les voiles de la structure seront considérés comme étant des voiles de contreventement.

# CHAPITRE III

# calcul des éléments secondaires

# I. Introduction :

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

## III.1. CALCUL DE L'ACROTERE :

Cet ouvrage comporte un seul type d'acrotère qui sera assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse.

La console est soumise à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

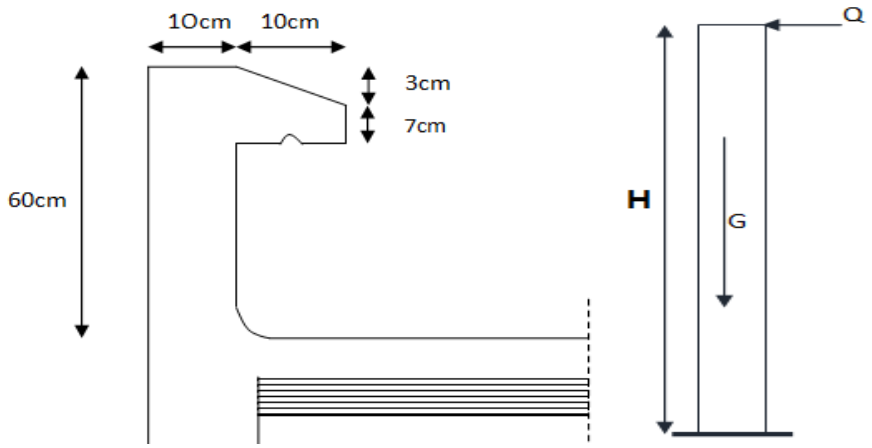



**Fig.III.1.1:** Coupe transversale de l'acrotère.

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

### III.1.1 Détermination des sollicitations :

- Poids propre de l'acrotère : $G = S \times \rho$

Avec :

S : section transversale.
$\rho$: Masse volumique du béton.

$$G = [(0{,}60x0{,}1) + (0{,}07x0{,}1) + (\frac{0{,}03x0{,}1}{2})] \text{ x } 25 = 1{,}713 \text{ KN/m}$$

- Surcharge d'exploitation : Q=1,00 KN/ml
- Effort normal dus au poids propre G : N=Gx1 =1,713 KN
- Effort tranchant : T=Qx1 =1,00 KN
- Moment fléchissent max du a la surcharge Q : M = Q x H=1×0,60 =0.60KN.m

❖ **Diagrammes des efforts :**

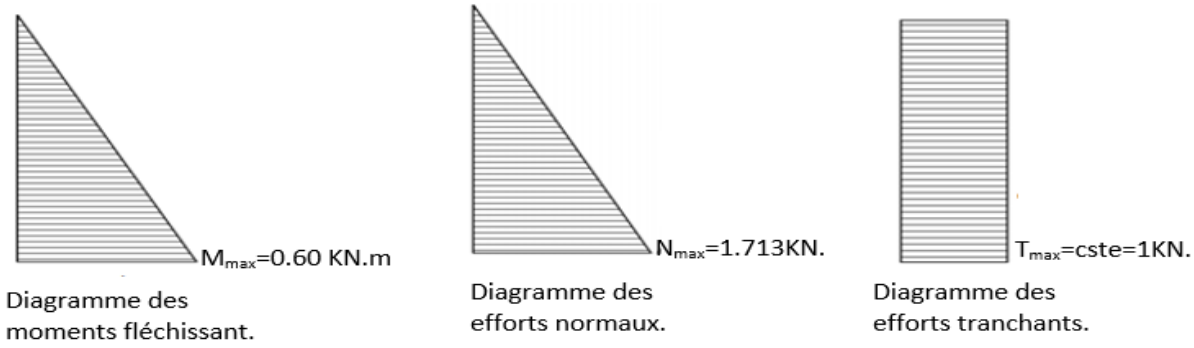



**Fig.III.1.2:** Schéma statique de moment fléchissant et de l'effort normal et de l'effort tranchant.

### III.1.2. Combinaison des charges :

❖ **A L'ELU** Combinaison est : 1.35G +1.5 Q (BAEL)

- Effort Normal dû à G : Nu = 1,35 x G = 1,35 x 1,713 = 2,313 KN
- Moment de flexion du a Q : Mu = 1,5 x $M_Q$ = 1,5 x 0,6 = 0,9 KN.m
- Effort tranchant: $T_U$=1.5× $T_Q$ =1.5 ×1=1.5 KN

❖ **A L'ELS** Combinaison est : G +Q (BAEL)

- Effort Normal dû à G: Ns= $N_G$ = 1,713 KN
- Moment de flexion du a Q: Ms = $M_Q$= 0, 60 KN.m
- Effort tranchant: $T_S$=$T_Q$ = 1KN

### III.1.3. Ferraillage de l'acrotère a l'ELU :

❖ **Hypothèse de calcul :**

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable (l'acrotère étant exposé aux intempéries.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m

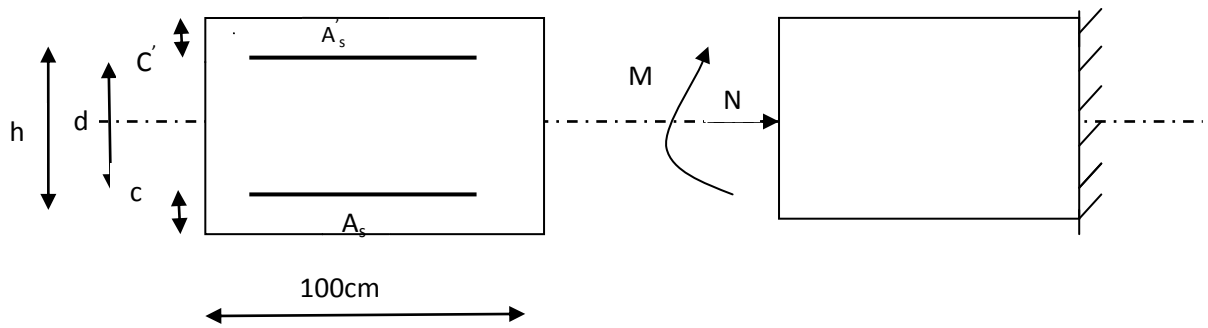



**Fig. III.1.3 :** Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion composée.

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$eu = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{2,937} = 0,306 \text{ m} = 30,6 \text{ cm}$$

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

$e_u > a = \frac{h}{2} - c \Longrightarrow$ Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Avec :
- **Mu** : moment du à la compression.
- **Nu** : effort de compression.
- **Cp** : centre de pression.
- **$e_u$** : excentricité.
- **a :** distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.
- **C** : l'enrobage.

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

❖ **Calcul des armatures en flexion simple ; section fictive :**

- **Moment fictif :**

$$M_f = Mu + Nu \times \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

Mf = 0,9 + 2,313 x (0,03) =0,969 KN.m

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0,969 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0106$$

$\mu_b = 0,0106 < \mu_l = 0,392 \Longrightarrow$ La section est simplement armée (SSA),

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires Asc = 0.

$\mu_b = 0,0106 \Longrightarrow \beta = 0,994$

- **Les armatures fictives (flexion simple) :**

$$\sigma st = \frac{fe}{\gamma s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA} \quad \text{et} \quad \beta = 0,994$$

$$\text{Donc : } Af = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0,969 \times 10^3}{0,994 \times 8 \times 348} = 0,350 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures réelles (flexion composée) :**

$$\text{Ar} = \text{Af} - \frac{N_u}{\sigma st} = 0{,}350 - \frac{2.313 \times 10}{348} = 0{,}284 \text{ cm2} \quad \rightarrow \quad \text{Ar} = 0{,}284 \text{ cm2}$$

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL91/ Art A.4. 2.1) :**

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

Le ferraillage de l'acrotère doit satisfaire la CNF : Ar ≥ Amin

$$\text{Amin} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[\frac{e_s - (0.445 \times d}{e_{s-(0.185 \times d)}}\right]$$

Avec :
- $f_{t28} = 0{,}6 + 0{,}06\ f_{C28} = 0{,}6 + 0{,}06 \text{X} 25 = 2{,}1$ MPa.
- $e_s = \frac{Ms}{Ns} = \frac{0.6}{1.713} = 0{,}35$ m = 35 cm

$$\text{Amin} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \times \left[\frac{35 - (0.445 \times 8)}{35 - (0{,}185 \times 8)}\right] = 0{,}904 \text{ cm}^2$$

$\text{Ar} = 0{,}284 \text{cm}^2 \leq A_{min} = 0{,}904 \text{cm}^2$.

$A_r \leq A_{min} \Longrightarrow$ Condition n'est pas vérifier donc le ferraillage se fera avec $A_{min}$.

- **Armature principales :**

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles Calculées à l'ELU, donc on adopte une section :

$A_s = A_{min} = 0{,}904 \text{ cm}^2$

Soit : As = 5HA8 → As=2.51cm$^2$//ml avec un espacement St =100/5 = 20cm.

- **Armature de répartition :**

$$\text{Ar} = \frac{A_s}{4}$$

$$\text{Ar} = \frac{2{,}01}{4} = 0{,}50 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA8} = 2{,}01\text{cm}^2$ Avec un espacement :. $\text{St} = \frac{60}{4} = 15$ cm

### III.1.4. Vérification a l'ELU :

❖ **Vérification au cisaillement : (Art III .2.BAEL 99)**

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

On doit vérifier que : $\tau u = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\right\}$ [MPa]

Avec : $\begin{cases} \tau u = \frac{V_u}{bd} \\ \bar{\tau}_U = \min \left\{ 0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \right\} \quad [\text{MPa}]. \\ \gamma_b = 1{,}5 \text{ (situation courante).} \\ V_u = 1{,}5Q = 1{,}5 \times 1 = 1{,}5KN. \end{cases}$

Avec : $\tau u$: contrainte de cisaillement.

D'où : $\tau u = \frac{v_u}{b_d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.018$ MPa

$\bar{\tau}_U = \min \{0{,}15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\} = \min \{0{,}15 \times \frac{25}{1.5}; 4\} = 2{,}5$ MPa

Donc : $\tau u = 0{,}018$ MPa $\leq \tau u = 2{,}5$ MPa $\Longrightarrow$ la condition est vérifiée,

Alors : il n'y a pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

❖ **vérification de l'adhérence dans les barres : (Art 6.1.3 BAEL91)**

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

$\tau se \leq \bar{\tau} se = \Psi s \, . ft28$

$\begin{cases} \text{avec : } \tau se = \frac{v_u}{0.9d \, \Sigma \, Ui} \\ \mathbf{\Sigma \, Ui} : \text{Somme des périmètres utiles des barres.} \\ \mathbf{\Sigma Ui} : \; n \, \pi \, \varphi = 5x \; 3{,}14 \; x \; 0{,}8 = 12{,}56 \text{ cm} \end{cases}$

$\tau_{se} = \frac{V_U}{0.9d\mathbf{\Sigma U_i}} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 80 \times 12.56} = 1.65$ MPA

$\tau_{se} = \Psi s \, . ft28 = 1{,}5 \; x \; 2{,}1 = 3{,}15$ MPa ; ($\Psi s = \mathbf{1, 5}$: Barres de haute adhérence)

D' où : $\tau se = 1{,}65$ MPa $< \tau se = 3{,}15$ MPa

$\tau se \leq \bar{\tau} se \rightarrow$ La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Ancrage des barres verticales :**

La longueur de scellement droit (BAEL 91. 1.2.2)

Ls = 40$\varphi$= 40 x 0.8 = 32 cm

❖ **La longueur de scellement droit :(Art6.1.1.23 BAEL)**

La longueur de scellement droit est :

$$ls = \frac{Q}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s} = 35.3\ \varphi$$

D'après le tableau des valeurs $\frac{l_s}{Q}$ (fc28 et FeE400) : $\begin{cases} f_{c28} = 25\ MPa \\ FeE400 \end{cases} \Longrightarrow \frac{l_s}{Q} = 35,3$

- ✓ $\tau s$= 0,6 $\Psi^2$ $ftj$ =0,6 × $(1.5)^2$× 2,1 =2.835 MPa
- ✓ $ls$ =35,3 $\varphi$= 35,3×0,8=28,24 cm
- ✓ 0,6 ls = 0,6 × 28,24 = 16,944 cm

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de0,6 ls =20 cm et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

**III.1.5. Vérification à L'ELS:**

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

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

❖ **Vérification de la contrainte dans l'acier**

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

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \sigma_{st} = \min\ \{\frac{2}{3} f_e\ ;\ 110\ \sqrt{\eta f_{t28}}\}$$

On a des aciers $\left\{ \begin{matrix} HA : \varphi\ \geq\ 8\ mm \\ feE\ 400 \end{matrix} \right\} \Longrightarrow \eta = 1,6$

Donc : $\bar{\sigma}_{st}$ = min{ $\frac{2}{3}$ × 400 ; 110 $\sqrt{1.6 \times 2.1}$× 2,1} = 201,633 MPa

Avec : $\begin{cases} f_{t28} = 2.1 MPa \\ fe = 400 MPa \\ \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa \end{cases}$

Calcule de $\sigma_{st}$ : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_{1 \times d \times A_s}}$ ; avec : As = 2,51 $cm^2$

$$\rho 1 = \frac{100.A_S}{bd} = \frac{100\times2,51}{100\times8} = 0.313 \Longrightarrow \begin{cases} \beta 1 = 0,9125 \\ K1 = 42,14 \\ \mathrm{K} = \frac{1}{K_1} = 0,023 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_{1\times d\times A_s}} = \frac{0.6\times10^6}{0.9125\times80\times(2.51\times10^2)} = 32.74 \text{ MPa.}$$

D'ou: $\sigma_{st}$ = 32.74 MPa< $\bar{\sigma}st$ = 201.633 MPa ⟹ La condition est vérifiée.

❖ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

$\overline{\sigma_{bc}} \leq \sigma_{bc}$ Avec: $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \mathrm{k}\,\sigma_{st}$

On a: $\overline{\sigma_{bc}} = 0.6\,f_{C28} = 15\text{MPa}$

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{M_S}{\beta_{1\times d\times A_s}} = 32,74 \text{ MPa} \\ \mathrm{K} = \frac{1}{K_1} = 0,023\ \sigma_{bc} \end{cases}$$

$\sigma bc = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = k\sigma st$= 0,023× 32,74 = 0,75 MPa.

D'où : $\sigma_{bc}$ = 0.75 MPa < $\bar{\sigma}bc$= 15MPa ⟹ La condition vérifiée.

### III.1.6. Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA99. ART 6.2.3) :

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$F_p = 4.A.C_p.W_p$

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

A=0,15 (Art4.2.3. tableau 4-1/RPA99).

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

Dans notre cas Cp = 0,8 (Tableau 6-1/RPA 99)

Wp **:** Poids propre de l'acrotère =G =1,713 kN/ml

D'où : *$F_p$ = 4 x 0,15 x 0,8 x 1,713 = 0,822 KN*

**Conclusion :**

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

Apres toute vérification, nous avons adopté le ferraillage suivant :

- ✓ Armatures principales : 5HA8/ml = 2.51 $cm^2$ /ml avec un espacement de $S_t$=20cm.
- ✓ Armatures de répartition : 2x4 HA8= 2.01 $cm^2$ avec un espacement de $S_t$=15 cm.

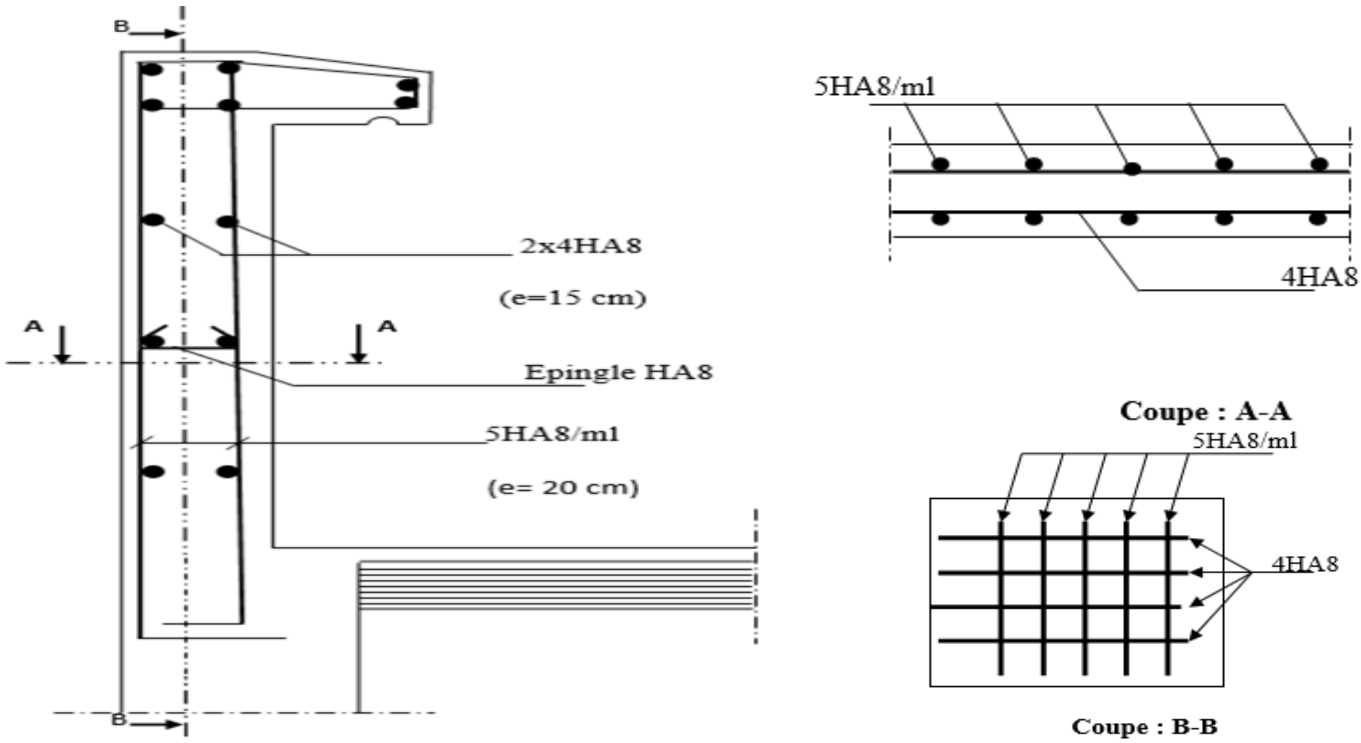



**Fig.III.1.4:** Ferraillage de l'acrotère.

## III.2. LES BALCONS :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps de hauteur h=1[m] en brique creuse de 10[cm] d'épaisseur. Ces balcons sont assimilés à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher.

Le calcul se fera pour une bande de 1(ml) de largeur sous les sollicitations suivantes :

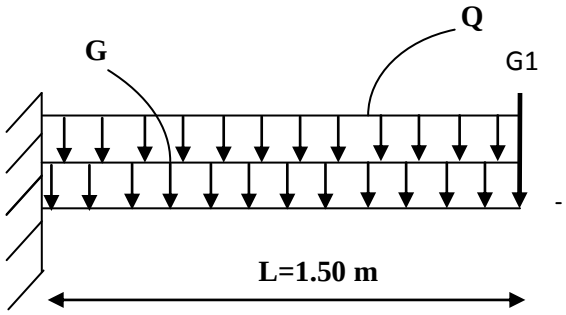



**Fig.III.2.1 :** Schéma statique.

**Avec :**

**G** : charge permanant uniformément reparties due au poids propre de la dalle pleine.

**Q** : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

**G1** : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps.

### III.2.1. pré dimensionnement de la dalle pleine (balcon) :

L'épaisseur de la dalle pleine est :

$e_p = 15$ cm (déterminer dans le chapitre II)

### III.2.2. détermination des charges et surcharges du balcon :

**a) Charge permanente :**

$G = 6{,}97$ KN / $m^2$ (déterminer dans le chapitre II)

**b) Charge concentrée (garde-corps) :**

| N° | Désignation | Épaisseur (m) | pds volumique ($KN/m^3$) | G ($KN/m^2$) |
|---|---|---|---|---|
| **1** | **Brique** | 0.1 | 9 | 0.9 |
| **2** | **Enduit de ciment** | 0.02 x 2 | 18 | 0.72 |
| | | **g total** | | **1.62** |

**Tableau III.2.1 :** Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps**.**

- poids propre du garde de corps (en brique) : $G_1$=1,62KN/m²

Nous considérons une bonde de 1m de largeur du balcon donc :

- Sur 1ml la charge permanente est : G=6,97 KN/m² x 1 ml = 5 ,61 KN/ml.
- Sur 1ml Charge concentré du garde corps est : $G_1$=1,62KN/m² x 1 ml=1,62KN /ml.

**Remarque** :

Le moment provoqué par la main courante sera négligé car le garde corps est en maçonnerie.

**c) Surcharge d'exploitation du balcon (DTR B.C.2.2):**

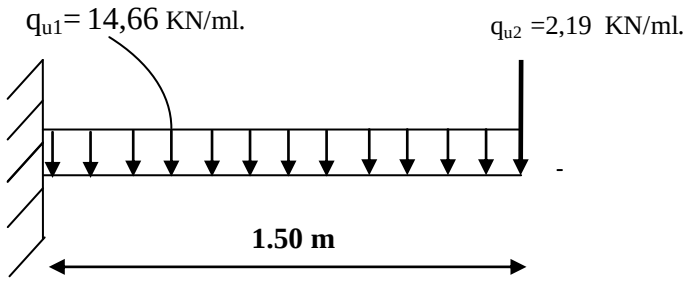
Q= 3.5 KN/ $m^2$

**III.2.3. combinaisons des charges :**(BAEL)

**L'ELU :**

La dalle : $\mathbf{q_{u1}}$ = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 x 6.97 + 1.5 x 3.5) x 1m = 14.66 KN/ml.

Le garde corps: $\mathbf{q_{u2}}$ = (1.35 $G_1$) = (1.35 x 1.62) = 2.187KN/ml.




**L'ELS :**

La dalle : $q_{S1}$= G + Q = 6.97+ 3.5 = 10.47 KN/ml.

Le garde corps : $q_{S2}$ = $G_1$ = 1,62 KN/ml.

### III.2.4. ferraillage :

#### III.2.4.1. Calcul a L'ELU :

- **Ferraillage de balcon à la flexion simple :**

Il consiste a l'étude d'une section rectangulaire soumise a la flexion simple .La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

**Fig.III.2.2:** Section de balcon.

**Avec :**

h**:** Epaisseur de la section (h =15 cm).
b**:** Largeur de la section (b=100 cm).
c **:** Enrobage (c = c'=2 cm).
d **:** Hauteur utile (h – c = 15 – 2 = 13 cm).

**A. Calcul des moments fléchissant :**

$$\text{Soit : } M_U = \frac{q_{u1}\, l^2}{2} + q_{u2}\,.\,l$$

- **le moment provoqué par la charge $q_{u1}$ :**

$$M_{qu\,1} = \frac{q_{u1}\, l^2}{2} = \frac{14.66 \text{ x } (1.5)^2}{2} = 16.492 \text{ kN.m}$$

- **le moment provoqué par la charge $q_{u2}$ :**

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 2{,}187 \text{ x} 1{,}5 = 3{,}280 \text{ KN.m}$$

- **le moment total :**

$$Mu = \frac{q_{u1}\, l^2}{2} + q_{u2} \times l = Mq_{u1} + Mq_{u2} = 16{,}492 + 3{,}280 = 19{,}772 \text{ kN.m}$$

**B. Effort tranchant**

$$V_u = q_{u1}\,.\,l + q_{u2}$$

$$V_u = 14.66 \times 1.5 + 2.19 = 24.18 \text{ KN}$$

**C. Ferraillage :**

- **Armature principal :**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19.772 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.082$$

☞ $\mu = 0.082 < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée (SSA)

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : μ = 0.082 ⟹ β =0.957

$$A_{SC} = 0$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta . d . \sigma_{st}} = \frac{19.772 \times 10^3}{0.957 \times 13 \times 348} = 4.57\ cm^2$$

Soit : $A_{st} = 6HA12 = 6{,}79\ cm^2$ Avec : un espacement : $St_1$= 16 cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70\ cm^2$$

Soit : $A_r = 4HA10 = 3.14 cm^2$ Avec : un espacement : $S_{t2}$= 25 cm

**D. Vérification :**

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

$$A_{adopté} = Ast > A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 . b . d . f_{t28}}{f_e}$$

**Avec** :

$f_{t28} = 0.6 + 0.06\ f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 MPa$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 cm^2$$

D'où : $A_{st} = 6{,}79\ cm^2 > A_{min} = 1.57 cm^2$ ⟹ condition vérifiée.

❖ **Vérification au cisaillement :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable car le balcon est exposé aux, intempéries (variation de température, l'eau, neige….. etc.)

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4\ MPa\}$

$\bar{\tau}_u = \min\{\frac{0.15}{1.5} 25 ; 4\ MPa\} = \min\{2.5 ; 4\} = 2.5\ Mpa$

$\tau_u = \frac{24.18}{100 \times 13} \times 10 = 0.186\ MPa$

D'où : $\tau_u = 0.186\ MPa < \bar{\tau}_u = 2.5\ MPa$ ⟹ Condition vérifiée.

Donc, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Verification de l'adhérence des barres (Art A.6.13 BAEL 91):**

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9\ d\ \Sigma Ui} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s . f_{t28}$

Avec :

$\sum u_i = n .\pi.\phi = 5\times \pi\times 1.2 = 18.84\ cm$ .

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

$\tau_{se} = \frac{24.18}{0.9 \times 13 \times 18.84} \times 10 = 1.097\ MPa$

D'où : $\tau_{se} = 1.097\ MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15\ MPa$ ⟹ condition vérifiée.

❖ **Vérification de l'espacement :**

**Pour les armatures principales :**

$S_t = 16cm \leq \min(3h ; 33cm) = 33\ cm$ ⟹ condition vérifiée.

**Pour les armatures de répartition :**

$S_t = 25\ cm < \min(4h ; 45cm) = 45\ cm$ ⟹ condition vérifiée.

❖ **Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi : $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$

$\bar{\tau}_s = 0{,}6\ \Psi^2 . f_{t28} = 0.6 \times 1{,}5^2 \times 2{,}1 = 2{,}835 MPa$

$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42{,}328\ cm \Longrightarrow$ soit : ls = 45 cm.

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après **(A.6.1.2.5.3/BAEL91)** est fixée pour les aciers HA:

$l_r = 0{,}4 \times l_s$

$l_r = 0{,}4 \times 45 = 18\ cm \Longrightarrow$ soit : $l_r = 18\ cm$

## III.2.4.2. calcul à l'ELS :

### A. Calcul des moments :

Soit : $M_S = \frac{q_{s1}\, l^2}{2} + q_{s2}\, l$

- **le moment provoqué par la charge $q_{s1}$ :**

$M_{qs1} = \frac{q_{s1}\, l^2}{2} = \frac{10.47 \times (1.5)^2}{2} = 11{,}78\ kN.m$

- **le moment provoqué par la charge $q_{s2}$ :**

$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1{,}62 \times 1.5 = 2{,}43\ KN.m$

- **le moment total :**

$M_S = \frac{q_{s1}\, l^2}{2} + q_{s2} \times l = 11{,}78 + 2{,}43 = 14.21\ KN.m$

### B. L'effort tranchant :

$V_s = q_{s1}.l + q_{S2}$

$V_s = 10.47 \times 1.5 + 1.62 = 17.325\ KN$

**C. vérification à l'ELS :**

- **vérification de la contrainte des aciers :(BAEL91/art4.5.33)**

On doit vérifier que : $\sigma_{st} < \overline{\sigma_S} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right\}$

Avec :

- Des aciers HA: $\phi \geq 8\ mm$ et $feE\ 400$ $\eta = 1{,}6$
- $\overline{\sigma_S}$= $\min\left\{\frac{2}{3}400; 110\sqrt{1{,}6 \times 2{,}1}\right\}$ = $\min\{266{,}66 ; 201{,}63\}$ $\overline{\sigma_S}$ =201,63MPa
- $\rho_1 = \frac{100\ A_{st}}{b.d} = \frac{100\times 6.79}{100\times 13} = 0{,}522$ $\rho_1 = 0{,}435$ $\begin{cases} \beta_1 = 0{,}8915 \\ K_1 = 31{,}085 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0{,}032 \end{cases}$

D'où : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d\ A_{st}} = \frac{14{,}21 \times 10^3}{0{,}8915 \times 13 \times 6{,}79} = 180{,}57\ MPa$

Donc : $\sigma_{st} = 180{,}57$ MPa $< \overline{\sigma_S} = 201.63$MPa. ⟹ Condition vérifiée.

- **vérification des contraintes dans le béton (Art A 452 du BAEL) :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\ fc28 = 15$ MPa

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

- La section est rectangulaire
- La nuance des aciers est FeE400

$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$ Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

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

On a : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{19{,}772}{14{,}21} = 1{,}39$

$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = \frac{1{,}39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0{,}445$

$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19{,}772 \times 10^6}{1000\times 130^2 \times 14{,}2} = 0{,}082$ $\alpha = 0{,}1071$

D'où : $\alpha = 0{,}1071 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100} = 0{,}445$ ⟹ Condition vérifiée.

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

**D. Vérification de la flèche :** (BAEL99/ Art.b.6.5.2)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{M_S}{10 \times M_0} = \frac{14{,}21}{10 \times 14.21} = 0.1 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{6{,}79}{100 \times 13} = 0.0052 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

**Remarque :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion :**

Le balcon est ferraillé comme suit :

- Armatures principales 6HA12 avec $S_{t1}$ = 16 cm.
- Armatures secondaires : 4HA10 avec $S_{t2}$ = 25 cm.

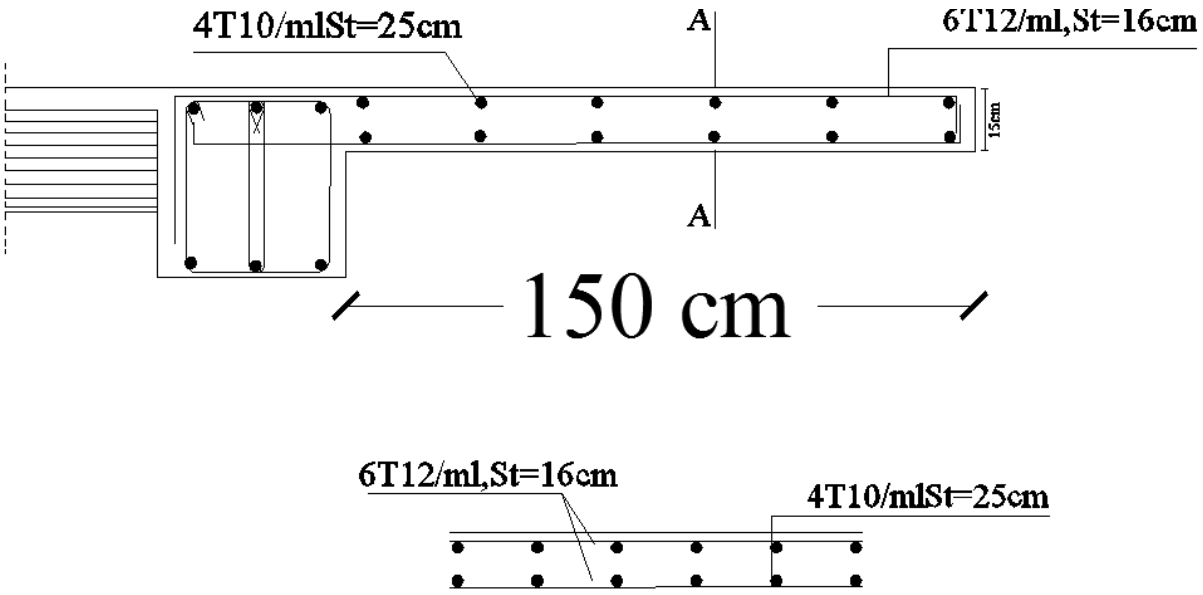



**Fig.III.2.3:** Schéma de ferraillage de balcon.

## III.3. LE PORTE A FAUX :

Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité, réalisé en dalle pleine. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

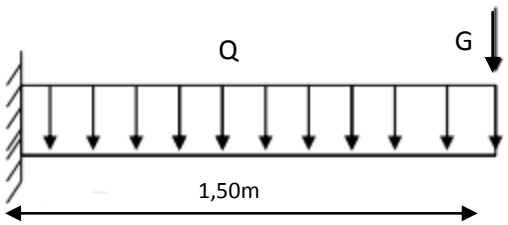



**Fig.III.3.1:** Schéma Statique.

**Q** : charges et surcharges verticales, revenant au porte à faux.

**G** : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du mur double cloison.

### III.3.1. Dimensionnement de porte à faux :

L'épaisseur du porte à faux est :

$e_p = 15$ cm (Déterminer dans le chapitre II)

### III.3.2. Détermination des charges et surcharges :

**Charges permanentes :**

| Charges permanentes uniformes | Masse volumiques ($KN/m^3$) | Epaisseur (m) | Poids ($KN/m^2$) |
|---|---|---|---|
| Revêtement en carrelage | 20 | 0,02 | 0,40 |
| Mortier de pose | 20 | 0,03 | 0,60 |
| Couche de sable | 18 | 0,03 | 0,54 |
| La dalle pleine | 25 | 0,15 | 3,75 |
| Enduit en mortier de ciment | 18 | 0,015 | 0,27 |
| | | | **G=5,56KN/m²** |

**Tableau III .3.1 : charges revenant à la dalle pleine (porte à faux)**

**La charge de double cloison** : G=2,22 $KN/m^2$

$G_1 = 2{,}22 \times (3{,}06 - 0{,}15) = 6{,}34 KN/m$

- **Charge d'exploitation :** Q = 3,5KN/m

### III.3.3. Calcul à L'ELU :

**Combinaison des charges :**

**A l'ELU :**
- **Dalle** : $q_{u1}$= (1,35G + 1,5Q) ×1m= [(1,35×5,56) + 1,5 ×(3,5)] ×1m= 12,75KN/ml
- **Mur double cloison** : qu2 = (1,35G1) ×1m= (1,35x 6,34) x1m= 8,55KN

**A l'ELS :**
- **Dalle** : $q_{s1}$ = G+Q= [5,56+3,5] x1m=9,06KN/ml
- **Mur double cloison** : $q_{s2}$ =G1×1m= 6,34KN

### III.3.4. Le ferraillage à l'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de 1m de largeur, la section dangereuse est située au niveau d'encastrement.

❖ **Calcul du moment sollicitant:**

$$M_U = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} . l$$

$$M_U = \frac{12,75 \text{ x } (1.5)^2}{2} + 8,55x1,5 = 27,17KN.m$$

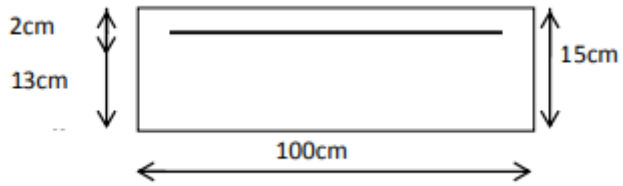
❖ **Calcul de l'effort tranchant:**

$$Vu = q_{u1} \times l + q_{u2}$$

$$Vu = 12,75 \times 1,5 + 8,55 = 27,67 \text{ KN}$$

- **Armatures principales :**

b = 100cm
d = h –c =15-2=13cm




$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{27,17 \text{ x } 10^3}{100 \text{ x } 13^2 \text{ x} 14.2} = 0.113$$

$\mu$ =0.113< $\mu_l$ = 0.392 ⟹ la section est simplement armé

$\mu$ =0.113 ⟹ $\beta$ =0.9395

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta . d . \sigma_{st}} = \frac{27,17 \text{ x } 10^3}{0,9395 \text{ x } 13 \text{ x } 348} = 6,39 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{st}$ = 5HA14 = 7,70 $cm^2$ Avec : un espacement : St= 20cm.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7,70}{4} = 1.925\ cm^2$$

Armatures de répartition 4HA10/ml = 3,14cm$^2$ /ml avec un espacement St= 25cm

### III.3.5. Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité (Art. 4.2.1 /BAEL 91modifier 99) :**

La section des armatures longitudinale doit vérifier la condition suivante : $A_{adopté} > A_{min}$

$$\text{Avec : } A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57cm^2$$

D'où : $A_{st}$ = 7,70 cm² > Amin = 1.57cm² ⟹ condition vérifiée**.**

❖ **Contrainte tangentielle (Art .A.5.1.2/ BAEL 91modifier 99) :**

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{27,67}{100 \times 13} \times 10 = 0,21\ MPa \\ \bar{\tau}_u = \min\{\frac{0.15}{1.5} 25\ ; 4\ MPa\} = 2.5\ Mpa\ ; \text{(Fissuration préjudiciable).} \end{cases}$$

D'où : $\tau_u$ = 0.21 MPa < $\bar{\tau}_u$= 2.5 MPa ⟹ Condition vérifiée.

Donc, Les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement).

❖ **Verification de l'adhérence des barres (Art A.6.13 BAEL 91):**

On doit vérifier que : $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9\ d\ \Sigma Ui} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times \pi \times 1.4 = 21,98\ cm \\ \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\ MPa \\ \tau_{se} = \frac{27,67}{0.9 \times 13 \times 21,98} \times 10 = 1.075\ MPa \end{cases}$$

D'où : $\tau_{se}$ = 1.075 MPa ≤ $\bar{\tau}_{se}$= 3 .15 MPa ⟹ condition vérifiée (pas de risque d'entrainement des barres).

❖ **Vérification de l'espacement :(Art. A.8.2.42/BAEL91 modifier 99):**

- Pour les armatures principales :

  $S_t = 20\ cm \leq \min(3h\ ;\ 33cm) = 33\ cm$ ⟹ condition vérifiée.

- Pour les armatures de répartition :

  $S_t = 25cm < \min(4h\ ;\ 45cm) = 45\ cm$ ⟹ condition vérifiée.

❖ **Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi : $l_s = \frac{\phi\ f_e}{4\ \bar{\tau}_s}$

$\bar{\tau}_s = 0.6\ \Psi^2 . f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 MPa$

$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.328\ cm$ ⟹ soit : $l_s = 45\ cm$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après **(A.6.1.2.5.3/BAEL91)** est fixée pour les aciers HA:

$l_r = 0.4 \times l_s$

$l_r = 0.4 \times 45 = 18\ cm$

On adopte : $\mathbf{l_r = 18\ cm.}$

❖ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : (Art.4.2.1/BAEL91)**

On doit vérifiée que : $\bar{Vu} \geq Vu$

Avec :

$\bar{V_u} = 0{,}4 \times f_{c28} \times 0{,}9 \times d \times \frac{b}{\gamma_S}$

$\bar{V_u} = 0{,}4 \times 25 \times 10^3 \times 0{,}9 \times 0\ ,13 \times \frac{1}{1{,}15} = 1017{,}39\ KN$

$Vu = 27{,}67\ KN < \bar{Vu} = 1017.39\ KN$ ⟹ Condition vérifiée.

❖ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : (Art.4.2.1/BAEL91)**

On doit vérifiée que : $A_S \geq Vu/(fe/\gamma_S)$

Avec :
- $A_{st} = 7{,}70\ cm^2$
- $Vu = 27{,}67\ KN$
- $Vu/(fe/\gamma_S) = (27{,}67 \times 10^3 \times 1{,}15)/400 = 79{,}55\ mm^2 = 0{,}79\ cm^2$

Donc : $A_S = 7{,}70\ cm^2 \geq Vu/(fe/\gamma_S) = 0{,}79\ cm^2$ ⟹ Condition vérifiée.

### III.3.6. Vérification à l'ELS :

❖ **Calcul du moment sollicitant:**

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

$$M_S = \frac{q_{s1}\, l^2}{2} + q_{s2}\, l$$

$$M_S = \frac{9{,}06 \times 1{,}5^2}{2} + 6{,}34 \times 1{,}5 = 19{,}70 \text{ KN.m}$$

❖ **Les contraintes dans le béton et l'acier:**

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

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Avec : $\begin{cases} \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 f_{c28} = 0{,}6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} \end{cases}$

$* \ \rho_1 = \frac{100 A_S}{bd} = \frac{100 \times 7{,}70}{100 \times 13} = 0{,}59$

$* \ \rho_1 = 0{,}59 \Longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}8865 \\ K_1 = 29{,}055 \end{cases}$

D'où : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d\, A_{st}} = \frac{19{,}70 \times 10^3}{0{,}8865 \times 13 \times 7{,}70} = 222{,}00\ MPa$

$* \ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K_1} = \frac{222{,}00}{29{,}055} = 7{,}64$

**Donc** : $\sigma_{bc} = 7{,}64$ MPa $< \overline{\sigma_{bc}} = 15$ MPa. $\Longrightarrow$ Condition vérifiée.

**b) Vérification des contraintes dans l'acier :**

Il faut vérifier que **:** $\boldsymbol{\sigma_S \leq \overline{\sigma_S}}$

Avec : $\begin{cases} \sigma_S = 222{,}00 \\ \overline{\sigma_S} = \frac{400}{1{,}15} = 348\ MPa \end{cases}$

**donc**: $\sigma_s = 222{,}00\ MPa < \overline{\sigma}_s = 348 MPa$ $\Longrightarrow$ Condition vérifiée.

**c) Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91) :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{M_S}{10 \times M_0} = \frac{19{,}70}{10 \times 19{,}70} = 0.1 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_S}{bd} = \frac{7{,}70}{100 \times 13} = 0.0059 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \Longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

**Conclusion :**

Le porte à faux sera ferraillés comme suit :

- Armature principales : 5HA14 avec e = 20cm.
- Armatures secondaire : 4HA10 avec e = 25 cm.

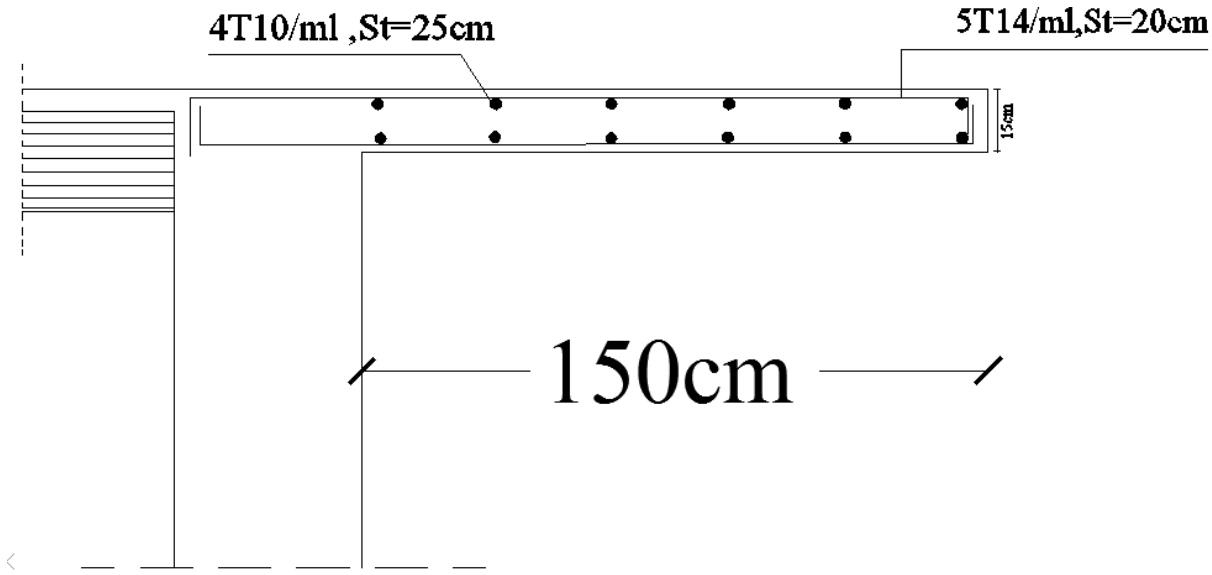



**Fig.III.3.2 :** Ferraillage de porte à faux

# III.4. CALCUL DES PLANCHERS :

Un plancher est une plate-forme solide servant de séparation horizontale entre deux étages successifs qui assure la fonction de résistance aux charges (charges permanentes et charges exploitations) ; la résistance à l'incendie ; et la fonction d'isolations (thermique et acoustique).

Il existe plusieurs types de planchers, mais ceux utilisés dans notre construction sont : les plancher en corps creux, constitués de poutrelles préfabriquées en béton sur lesquelles reposent les corps creux, revêtus d'une dalle de répartition (dalle de compression), le deuxième type il s'agit des planchers en dalle plaine en béton armé.

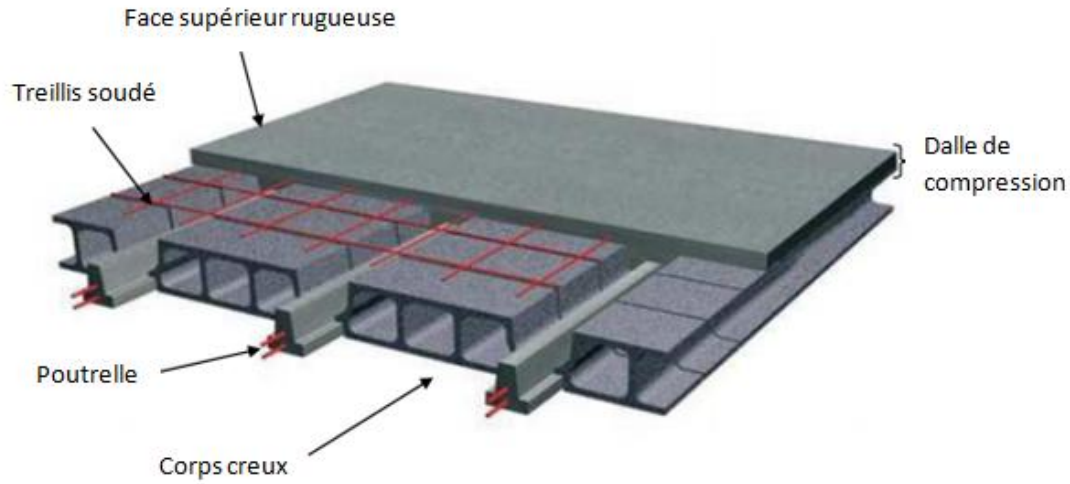



**Fig.III.4.1:** Plancher en corps creux.

**Remarque :**

Le calcul sera fait pour les poutrelles avant et après coulage de la dalle de compression.

## III.4.1. La dalle de compression :

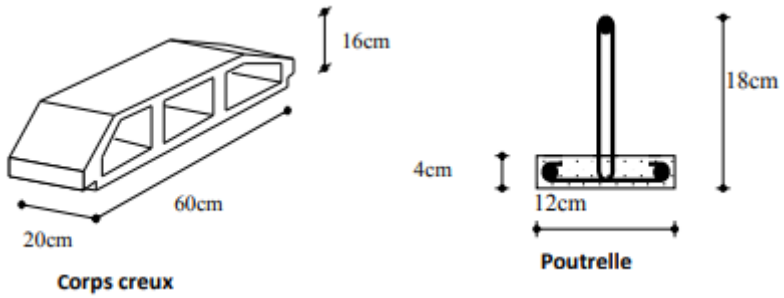
La dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée avec un treillis soudé de nuance TL520, ayant pour but de :

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

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes données par le BAEL 91.

20cm (5pm) pour les armatures ⊥ aux poutrelles

30cm (3pm) pour les armatures // aux poutrelles.




### III.4.1.1. Ferraillage de la dalle de compression :

**a)Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$\begin{cases} A_{\perp}[cm^2/ml] \geq \frac{200}{f_e} \text{ Lorsque } L' \leq 50cm \\ A_{\perp}[cm^2/ml] \geq \frac{4L'}{f_e} \quad \text{Lorsque } 50cm \leq L' \leq 80cm \end{cases}$$

Avec:

$L'$ : Entre axes des poutrelles, exprimé en cm

Fe : limite d'élasticité de l'acier utilisé, en MPa

Dans notre cas L'=65cm, 50cm ≤ L' ≤ 80cm

Donc : $A_{\perp} \geq \frac{4L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0{,}5\ cm^2/ml$

$A_{\perp} \geq 0{,}5\ cm^2/ml \Longrightarrow$ Soit : $A_{\perp}$=5T5/ml=0,98cm$^2$ /ml Avec un espacement $S_t$ =20cm

**b) Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//}[cm^2/ml] \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0{,}98}{2} = 0{,}49cm2$$

$A_{//} = 0{,}49cm2 = 5T5\ cm^2$. Avec $St = 20cm$.

. **Conclusion :**

Finalement, nous optons pour le ferraillage de la dalle de compression un treillis soudé (**TLE 520**) de diamètre **ϕ5** et de mailles (**200 x 200**) mm².

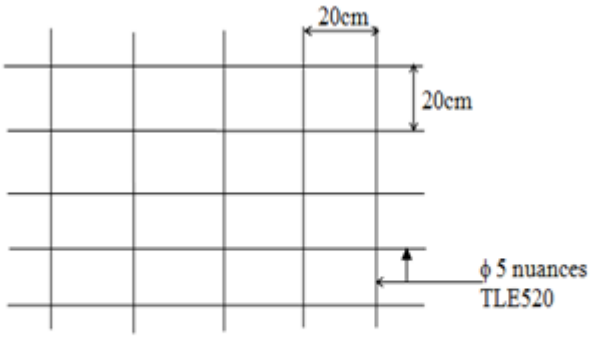



**Fig.III.4.2**: Treillis soudé de (20x20) $cm^2$.

### III.4.2. Calcul des poutrelles :

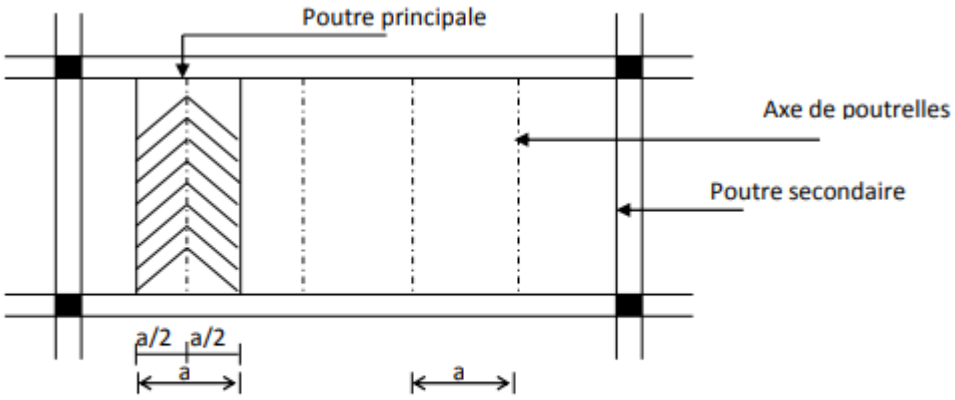



**Fig.III.4.3:** Surface revenant aux poutrelles

a : largeur du plancher repris par la poutrelle.

Le calcul des poutrelles se fait généralement par deux étapes.

#### III.4.2.1. Avant le coulage de la dalle de compression :

La poutrelle pré fabriqué est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12x4) $cm^2$, simplement appuyée sur ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple, elle est conçus de manière à supporter au-delà de son poids propre, le poids de corps creux et le poids de la main d'ouvre.

- **Charges et surcharges :**

*Le poids propre de la poutrelle : $G_1$ =S x $W_b$= 0,12 x 0,04 x25= 0,12KN/ml

*Le poids de corps creux : $G_2$ =0 ,98 x 0,65 =0,637KN/ ml

*La surcharge de la main d'ouvre : Q= 1KN/ml

D'où :

Charge permanente : G= $G_1$ + $G_2$ = 0,12 + 0,637 = 0,757 KN/ml

Charge d'exploitation : Q= 1KN/ml

- **Ferraillage à l'état limite ultime ELU :**

$q_u$=1,35G+ 1,5Q=1,35× (0,757) +1,5 ×(1) = 2,52 KN/ ml

On fait le calcul pour la travée la plus longue travée dans le sens des poutrelles :

On a: L = 400 cm

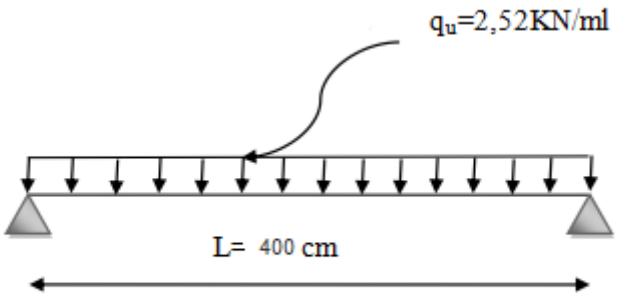



**Fig.III.4.4:** Schéma statique de la poutrelle.

- **Le moment isostatique :**

A mis travée : $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.52\times(4)^2}{8} = 5{,}04$ KN. m

- **L'effort tranchant :**

Sur appui : $V_{max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.52 \times 4}{2} =$ 5,04 kN

- **Calcul d'armatures :**

Soit : { L'enrobage c = 2 cm
La hauteur utile d= h-c = 4,00 - 2 = 2 cm

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16\ MPa$$

$$\square = \frac{M_0}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,04}{0,12 \times 2^2 \times 14,16} = 0,741$$

$\square = 0,741 > \square_l = 0.392$ ⟹ Section doublement Armée.

**Conclusion :**

Vu la hauteur faible de la poutrelle de l'ordre de 4cm, il est impossible de disposer deux (2) nappes d'armatures .par conséquent il faudra prévoir des était intermédiaires pour soulager la poutrelle à supporter les charges et les surcharges avant coulage de la dalle de compression.

### III.4.2.2. Après coulage de la dalle de compression :

Le calcul est conduit on considère la poutrelle comme une poutre continue de section en «Te» encastrée partiellement par ses deux extrémités, et les autres appuis intermédiaires seront considérés comme appuis simples, avec une inertie constante le long de la poutre .Elle supporte son poids propre et le poids de corps creux et de la dalle de compression en plus de charges et surcharges revenant aux plancher. La poutrelle travaille en flexion simple.

- **Dimensionnement de la dalle de compression (B.A.E.L /Art A.4.1.3) :**

*la hauteur de la poutrelle h = 16+4 =20 cm

*la hauteur de la dalle de compression $h_0$ = 4 cm,

* largeur de la nervure $b_0$ = 12 cm,

- **Détermination la largeur de la table de compression :** [Art .A.4.1.3 /BAEL 91]

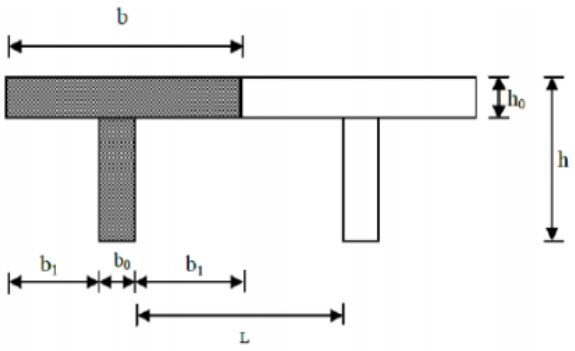



**Fig.III.4.5:** construction de la section en Té.

- **Largeur de la table à mi- travée :**

  - ✓ $b_1 \leq \frac{L_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26{,}5\ cm$
  - ✓ $b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{375}{10} = 37{,}5\ cm$

$$\begin{cases} b_1 = \min(26{,}5\ ;\ 37{,}5) = 26{,}5\ cm \\ b = 2b_1 + b_0 = 26{,}5 \times 2 + 12 = 65\ cm \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} b_1 = 26{,}5\ \text{cm} \\ b = 65\ \text{cm} \end{cases}$$

Avec :

*$L_0$ : Distance entre deux faces voisines de deux poutrelles. ($L_0$= 65-12=53cm).

*$b_0$ : largeur de la nervure ($b_0$ =12 cm).

*L : largeur de la plus grande portée (L= 3,75m).

### III.4.3.Calcul des efforts internes :

#### III.4.3.1. Charge s et surchages :

- **Plancher d'étage courant :**

  * Poids de plancher : G= 5,68 x 0,65 = 3 ,692 KN /ml

  * Surcharges d'exploitation : Q= 1,5 x 0,65 = 0.975 KN/ml

- **Combinaison de charges :**

  ELU : $q_u$= 1,35G + 1,5 Q=1,35(3,692) +1,5(0,975)= 6,447 KN/ml

  ELS : $q_s$= G + Q =3,692+0,975= 4,667 KN/ml

- **Plancher étage terrasse inaccessible :**

  * Poids de plancher : G= 5,83 x 0,65 = 3 ,789 KN /ml

  * Surcharges d'exploitation : Q= 1 x 0,65 = 0.65 KN/ml

- **Combinaison de charges :**

  ELU : $q_u$= 1,35G + 1,5 Q=1,35(3,789) +1,5(0,65)= 6,090 KN/ml

  ELS : $q_s$= G + Q =3,789+0,65= 4,439 KN/ml

On doit faire les calculs pour le cas le plus défavorable; pour notre cas c'est le plancher d'étage courant.

### III.4.3.2. Choix de la méthode de calcul :

Les moments en travées et aux appuis peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

*Méthode forfaitaire.

*Méthode des trois moments.

*Méthode de Caquot.

### III.4.3.3. Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

**1. principe de la méthode : (BAEL91/ (modifier 99) Art B.6.2.211) :**

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

**2. Domaines d'application de la méthode : (BAEL91/Art B.6.2 .210) :**

La méthode forfaitaire s'applique aux constructions courantes dont les charges d'exploitation restent modérées c'est-à-dire : **$Q \leq \max(2G ; 5\ KN/m^2)$.**

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

**1.** $Q \leq \max\{2G ; 5KN/ml\}$

Avec :

$2\times G=2\times 3{,}692=7{,}384KN/ml$

$Q = 0{,}975 \leq \max\{7{,}384 ; 5\} = 7{,}384$ KN/ml ⟹ La condition est vérifiée.

**2.** Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées ⟹ La condition est vérifiée.

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

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$\frac{L_1}{L_2}=\frac{3{,}50}{3{,}50}=1{,}00$ ; $\frac{L_2}{L_3}=\frac{3{,}50}{4{,}00}=0{,}87$ ; $\frac{L_3}{L_4}=\frac{4{,}00}{3{,}50}=1{,}14$ ⇨ La condition est vérifiée.

**4.** La fissuration est non préjudiciable ⟹ Condition vérifiée

**Conclusion :**

Compte tenu de la satisfaction des l'hypothèse, on conclue que la méthode forfaitaire est applicable.

- **Exposé de la méthode :**

*α : rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et d'exploitation.

$$\boldsymbol{\alpha = \frac{Q}{G+Q}}$$

*$M_t$ : moment Max en travée dans la travée considérée.

*$M_0$ : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée soumise aux mêmes charges. ($M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$ ; $avec\ L$: $la\ longueur$ entre nus d'appuis)

*$M_w$, $M_e$: Moments en valeurs absolues sur appui de gauche et de droite de la travée Considérée.

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

- $M_t + \frac{1}{2}(M_w + M_e) \geq \max\{(1+0.3\alpha)M_0 ; 1{,}05M_0\}$
- $M_t \geq \frac{1}{2}(1{,}2 + 0{,}3\alpha)M_0$ dans le cas d'une travée de rive.
- $M_t \geq \frac{1}{2}(1 + 0{,}3\alpha)M_0$ dans le cas d'une travée intermédiaire.

} On prend : $t\ max$

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

- $0{,}6M_0$ : pour une poutre a deux travées
- $0{,}5M_0$ : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre a plus de deux travée.
- $0{,}4M_0$ : pour les autre appuis intermédiaires d'une poutre a plus de trois travée.

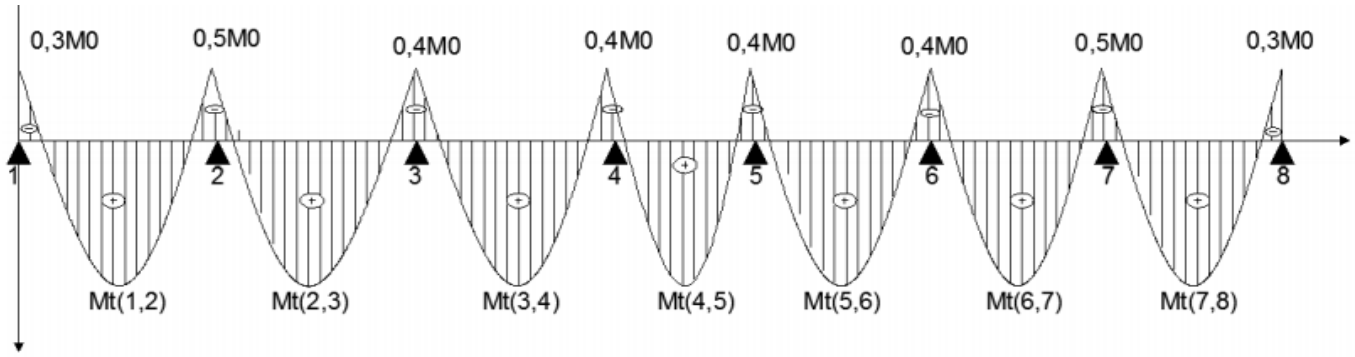



**Fig.III.4.6** : diagramme des moments d'une poutre continue.

- **Application de la méthode :**
  - **Calcul de la poutrelle 01 à L'ELU :**

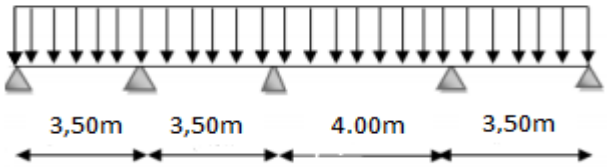



**Fig.III.4.7 :** Schéma statique de la poutrelle 01.

- ✓ **Calcul de rapport de charge $\alpha$** :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,975}{0,975+3,692} = 0,209 \; ; \quad 0 < \alpha = 0,209 < 2/3 = 0,666$$

$$\alpha = 0,209 \Longrightarrow \frac{1}{2}(1 + 0,3\alpha) = 0,531 \; ; \; \frac{1}{2}(1,2 + 0,3\alpha) = 0,631$$

- ✓ **Calcul du moment isostatique $M_{0i}$ :**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$\begin{cases} M_{01} = \frac{6,447 \times 3,5^2}{8} = 9,872\ KN.m \qquad M_{01} = M_{02} = M_{04} = 9,872\ KN.m \\ M_{03} = \frac{6,447 \times 4,00^2}{8} = 12,894 KN.m. \end{cases}$$

- ✓ **Calcul des moments sur appuis :**

$$\begin{cases} M_1 = 0,3\ M_{01} = 0,3 \times 9,872 = 2,962 \text{ KN.m} \qquad M_1 = M_5 = 2,962 KN.m \\ M_2 = 0,5\ M_{02} = 0,5 \times 9,872 = 4,936 \text{ KN.m} \\ M_3 = max\ 0,4\ (M_{02}, M_{03}) = \text{max } 0,4\ (9,872 ; 12,894) = \text{max } (3,949 ; 5,158) = 5,158 \text{ KN.m} \\ M_4 = max\ 0,5 (M_{03};\ M_{04}) = max 0,5\ (12,894 ; 9,872) = \text{max } (6,447 ; 4,936) = 6,447 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments en travées :**

- **travée (1;2) travée de rive :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1+0.3\alpha)M_{01}\ ; 1{,}05M_{01}\} - \frac{1}{2}(M_w + M_e) \\ M_t \geq \frac{1}{2}(1{,}2 + 0{,}3\alpha)M_{01} \end{cases}$$

$M_t \geq \max\{(1+0.3\times 0{,}209)\times 9{,}872\ ; 1{,}05 \times 9{,}872\ \} - \frac{2{,}962+4{,}936}{2} \longrightarrow M_t \geq 6{,}542 KN.m$

$M_t \geq \frac{1}{2}(1{,}2 + 0{,}3 \times 0{,}209) \times 9{,}872 \longrightarrow M_t \geq 6{,}233 KN.m$

Donc : $M_t$ (1;2) = $6{,}542 KN.m$

- **travée (2;3) travée intermédiaire :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1+0.3\alpha)M_{02}\ ; 1{,}05M_{02}\} - \frac{1}{2}(M_w + M_e) \\ M_t \geq \frac{1}{2}(1 + 0{,}3\alpha)M_{02} \end{cases}$$

$M_t \geq \max\{(1+0.3\times 0{,}209)\times 9{,}872\ ; 1{,}05 \times 9{,}872\ \} - \frac{4{,}936+5{,}158}{2} \longrightarrow M_t \geq 5{,}444 KN.m$

$M_t \geq \frac{1}{2}(1 + 0{,}3 \times 0{,}209) \times 9{,}872 \longrightarrow M_t \geq 5{,}245\ KN.m$

Donc : $M_t$ (2;3) = $5{,}444 KN.m$

- **travée (3;4) travée intermédiaire :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1+0.3\alpha)M_{03}\ ; 1{,}05M_{03}\} - \frac{1}{2}(M_w + M_e) \\ M_t \geq \frac{1}{2}(1 + 0{,}3\alpha)M_{03} \end{cases}$$

$M_t \geq \max\{(1+0.3\times 0{,}209)\times 12{,}894\ ; 1{,}05 \times 12{,}894\ \} - \frac{5{,}158+6{,}447}{2} \longrightarrow M_t \geq 7{,}900 KN.m$

$M_t \geq \frac{1}{2}(1 + 0{,}3 \times 0{,}209) \times 12{,}894 \longrightarrow M_t \geq 6{,}851\ KN.m$

Donc : $M_t$ (3;4) = $7{,}900 KN.m$.

- **travée (4;5) travée de rive :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1+0.3\alpha)M_{04}\ ; 1{,}05M_{04}\} - \frac{1}{2}(M_w + M_e) \\ M_t \geq \frac{1}{2}(1{,}2 + 0{,}3\alpha)M_{04}. \end{cases}$$

$$M_t \geq \max\{(1+0.3\times 0{,}209)\times 9{,}872\ ; 1{,}05 \times 9{,}872\ \} - \frac{4{,}936+2{,}962}{2} \longrightarrow M_t \geq 6{,}542 KN.m$$

$$M_t \geq \frac{1}{2}(1{,}2 + 0{,}3 \times 0{,}209) \times 9{,}872 \longrightarrow M_t \geq 6{,}233 KN.m$$

Donc : $M_t$ (4;5) = $6{,}542 KN.m$

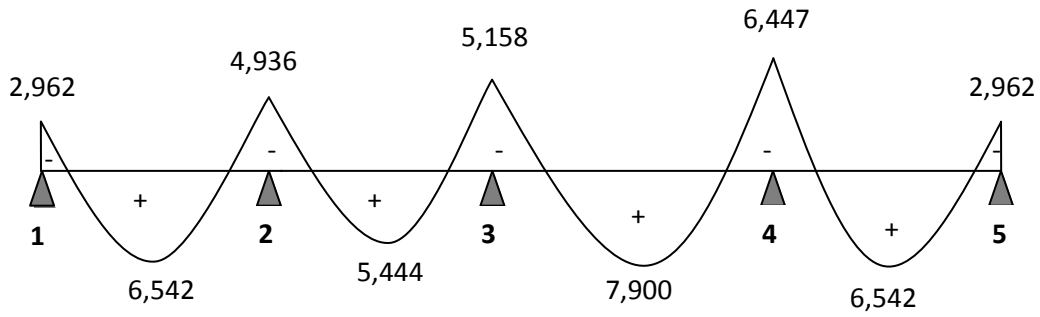



**Fig.III.4.8 :** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 01.

✓ **Calcul des efforts tranchants :**

$T_w$ ; $T_e$ : Efforts tranchants sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$\begin{cases} T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L} \\ avec: (x = 0) = \frac{q_u\ L}{2} \\ et\ \theta(x = L) = -\frac{q_u\ L}{2} \end{cases} \Longrightarrow \begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{q_u\ L}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u\ L}{2} \end{cases}$$

Les résultats sont mentionnés au tableau ci-dessous :

| **Travée** | **(1 ; 2)** | **(2 ; 3)** | **(3 ; 4)** | **(4 ; 5)** |
|---|---|---|---|---|
| $\mathbf{M_w}$ $(\boldsymbol{KN.m})$ | 2,962 | 4,936 | 5,158 | 6,447 |
| $\mathbf{M_e}$ $(\boldsymbol{KN.m})$ | 4,936 | 5,158 | 6,447 | 2,962 |
| $\mathbf{T_w}$ $(\boldsymbol{KN})$ | 10,718 | 11,219 | 12,572 | 12,278 |
| $\mathbf{T_e}$ $(\boldsymbol{KN})$ | -11,846 | -11,346 | -13,216 | -10,286 |
| $\mathbf{M_t}$ $(\boldsymbol{KN.m})$ | 6,542 | 5,444 | 7,900 | 6,542 |

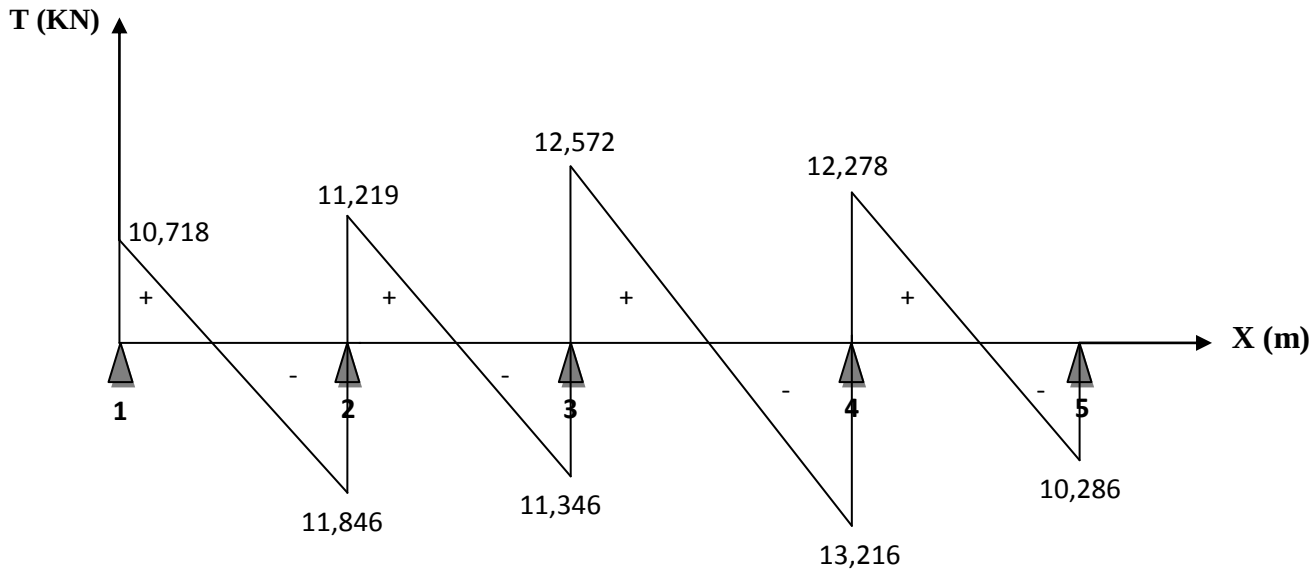



**Fig.III.4.9 :** Le diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de la poutrelle 01.

❖ **Calcul de la poutrelle 02 à L'ELU :**

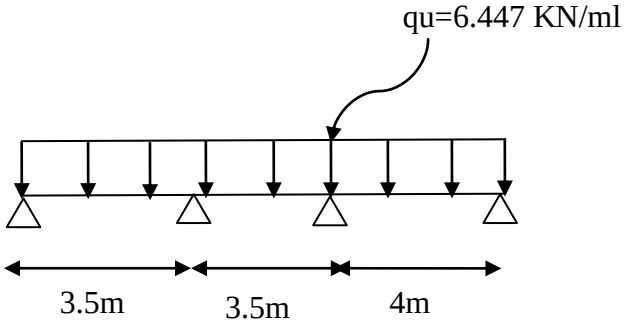



**Fig. III.4.10:** Schéma statique de la poutrelle 02.

✓ **Calcul du moment isostatique $M_{0l}$ :**

$$M_0=\frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$\begin{cases} M_{01}=\frac{6,447\times3,5^2}{8}=9,872\ KN.m \qquad M_{01}=M_{02}=9,872KN.m \\ M_{03}=\frac{6,447\times4,00^2}{8}=12,894KN.m \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments sur appuis :**

$$\begin{cases} M_1=0,3\ M_{01}=0,3\times9,872=2,962\ \text{KN.m} \\ M_2=0,5\ M_{02}=0,5\times9,872=4,936\ \text{KN.m} \\ M_3=max\ 0,5\ (M_{02},M_{03})=\text{max } 0,5\ (9,872\ ;\ 12,894)=\text{max } (4,936\ ;\ 6,447)=6,447\ \text{KN.m} \\ M_4=\ 0,3\ M_{03}=0,3\ x\ 12,894=3,868\ \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ **Calcul des moments en travées :**

- **travée (1;2) travée de rive :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1+0.3\alpha)M_{01}\ ;1,05M_{01}\} - \frac{1}{2}(M_w+M_e) \\ M_t \geq \frac{1}{2}(1,2+0,3\alpha)M_{01} \end{cases}$$

$$M_t \geq \max\{(1+0.3\times0,209)\times9,872\ ;1,05\times9,872\}-\frac{2,962+4,936}{2} \longrightarrow M_t \geq 6,542KN.m$$

$$M_t \geq \frac{1}{2}(1,2+0,3\times0,209)\times9,872 \longrightarrow M_t \geq 6,233KN.m$$

DONC : $M_t$ (1;2) = $6,542KN.m$

- **travée (2;3) travée intermédiaire :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1+0.3\alpha)M_{02}\ ; 1{,}05M_{02}\} - \frac{1}{2}(M_w + M_e) \\ M_t \geq \frac{1}{2}(1+0{,}3\alpha)M_{02} \end{cases}$$

$$M_t \geq \max\{(1+0.3\times 0{,}209)\times 9{,}872\ ; 1{,}05 \times 9{,}872\ \} - \frac{4{,}936+6{,}447}{2} \longrightarrow M_t \geq 4{,}799 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1}{2}(1+0{,}3\times 0{,}209)\times 9{,}872 \longrightarrow M_t \geq 5{,}245 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_t$ (2;3) = 5,245KN.m

- **travée (3;4) travée rive :**

$$\begin{cases} M_t \geq \max\{(1+0.3\alpha)M_{03}\ ; 1{,}05M_{03}\} - \frac{1}{2}(M_w + M_e) \\ M_t \geq \frac{1}{2}(1{,}2+0{,}3\alpha)M_{03} \end{cases}$$

$$M_t \geq \max\{(1+0.3\times 0{,}209)\times 12{,}894\ ; 1{,}05 \times 12{,}894\ \} - \frac{6{,}447+3{,}868}{2} \longrightarrow M_t \geq 8{,}545 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1}{2}(1{,}2+0{,}3\times 0{,}209)\times 12{,}894 \longrightarrow M_t \geq 8{,}140 \text{ KN.m}$$

Donc : $M_t$ (3;4) = 8,545KN.m

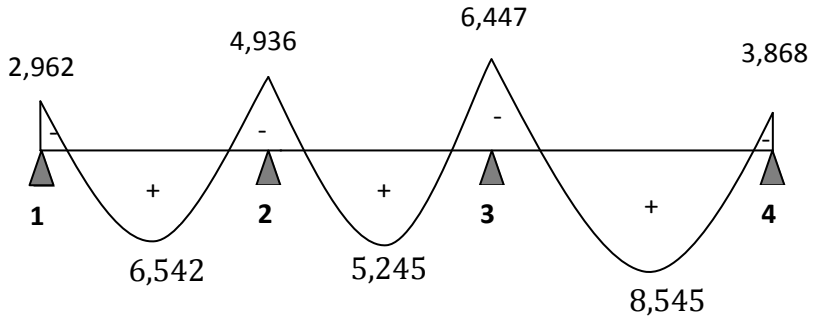



**Fig.III.4.11:** Diagramme des moments fléchissant à l'ELU de la poutrelle 02.

## III.5. CALCUL DES ESCALIERS :

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

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

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure suivante :

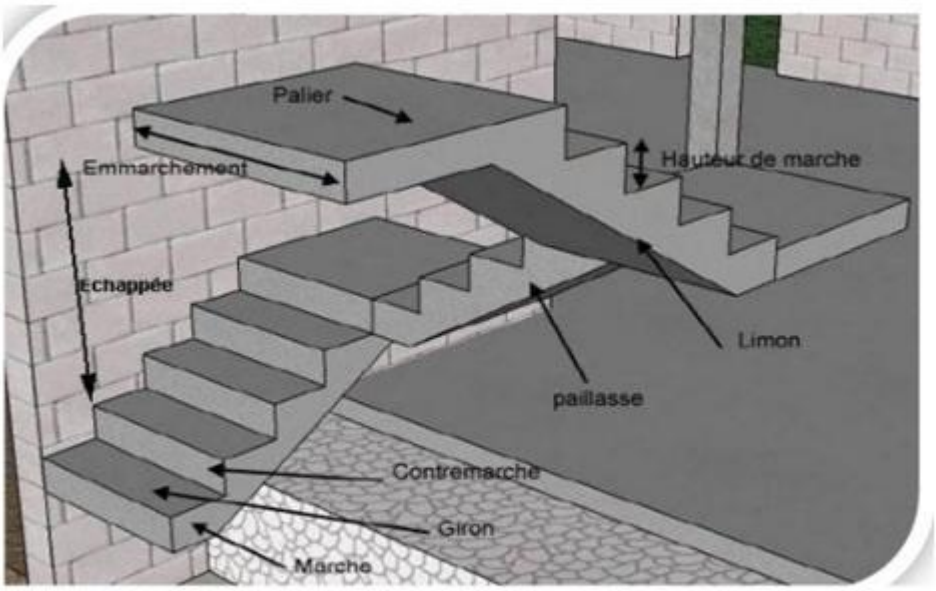



**Fig.III.5.1:** Schéma statique d'un escalier.

Notions utilisées :

H : hauteur de la volée

L : longueur de la volée projetée

$L_1$ : largeur du palier

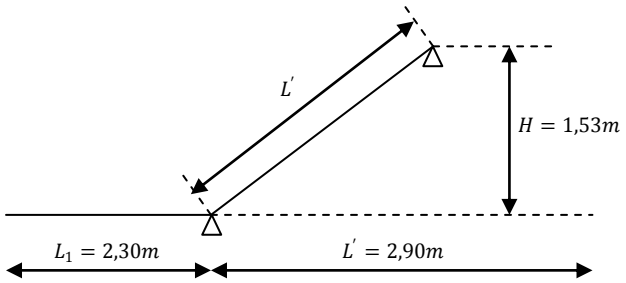



**Fig.III.5.2 :** Coupe verticale d'un escalier

- **La marche :** est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

- **La hauteur de la marche h :** est la différence de niveau entre deux marches successives ; valeurs courantes h = 13à17 cm, jusqu'à 22.5 cm pour les escaliers à usage technique ou privé.

- **Le giron :** est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches ;il y a une valeur constante ,de 28cm au minimum .Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :2h + g = 59 à 64.

- **Une volée :** est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

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

- **L'emmarchement :** représente la largeur de la marche.

**Les différents types d'escaliers :**

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, d'adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- à cartier tournants.
- à palier intermédiaire
- à la Française (limon apparent sur le coté).
- à l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La **figure III.5.a.** Donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron. On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la **figure III.5.b** donne quelques exemples.

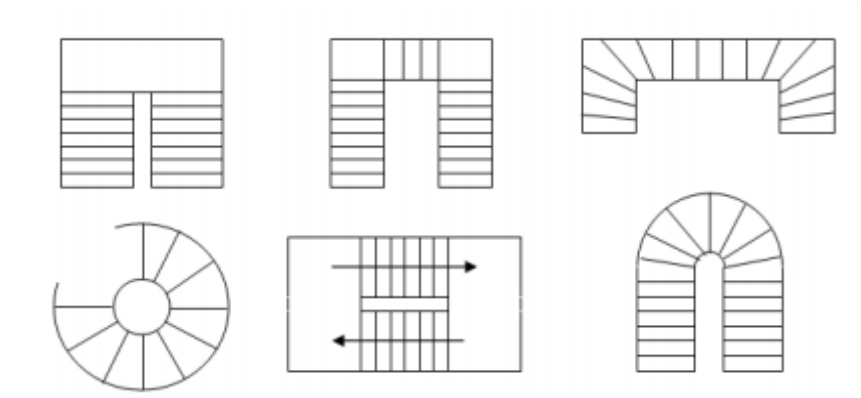


**Fig.III.5.a**

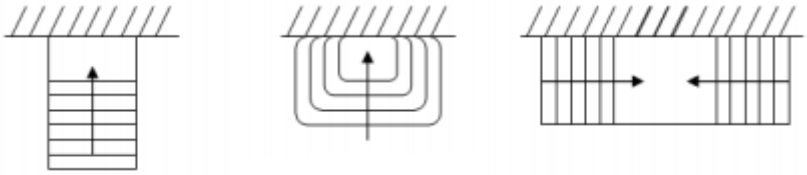


**Fig.III.5.b**

**Fig.III.5.3 :** Les différents types d'escaliers

### III .5.1 : Calcul de l'escalier de l'étage courant :

Notre étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

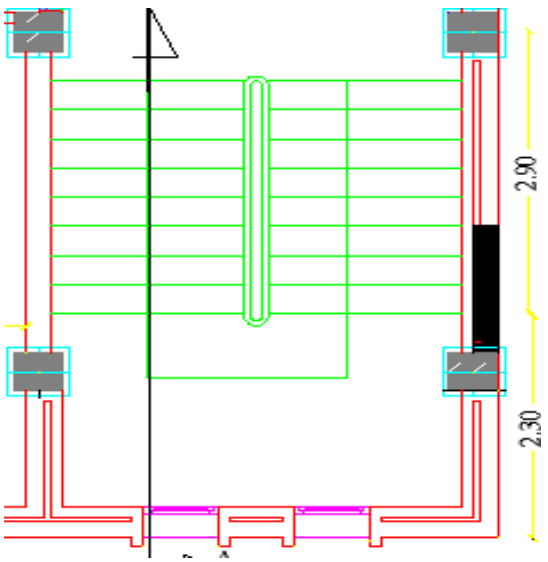



**Fig.III.5.4:** Vue en plan de l'escalier.

### III.5.1.1. pré dimensionnement :

Les escaliers seront pré dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$60cm \leq g+2h \leq 64cm$

$14m \leq h \leq 18\ cm$

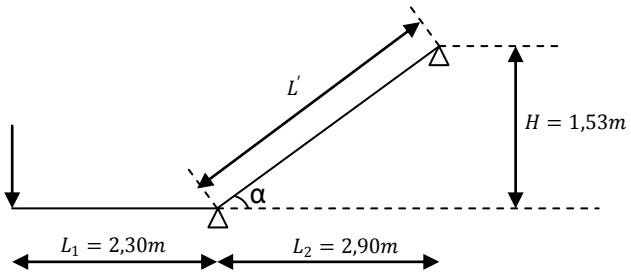



**Fig.III.5.5:** Schéma statique.

- **Calcul du nombre de contre marches :**

  $14cm \leq h \leq 18cm$

  On prend h égal à 17cm

  n = H/h = 153/17 = 9 contre marches.

- **Calcul du nombre de marches :**

  m = n- 1 = 9 -1 = 8 marches.

- **Calcul de la hauteur de la contre marche :**

  h = H/n = 153/9 = 17 cm.

- **Calcul de la hauteur du giron :**

  D'après la loi de BLONDEL : $27cm \leq g \leq 31$ cm.

  On prend : g = 30cm

- **Vérification de la relation de BLONDEL :**

  On doit vérifiée que : $60 \leq g+2h \leq 64$ cm.

  $14\ cm \leq h \leq 17\ cm$

  On a h = 17 cm

  $60 \leq 30 + (2x17) = 64 \leq 64$ cm ⟹ Condition vérifiée

  Les relations de **BLONDEL** sont vérifiées.

### III.5.1.2. Pré dimensionnement de la paillasse et du palier:

❖ **La paillasse :**

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

L'épaisseur de la paillasse ($ep$) doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec : $L_0$ : longueur totale entre nus des appuis

$$L_0 = \frac{L_2}{\cos \alpha}$$

$$tg\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.56$$

D 'ou : = arc tan (0,56) = 29,54°

Donc : $L_0 = \frac{290}{\cos(29.54)} = 333{,}329$ cm

D'ou : $\frac{333{,}329}{30} \leq e_p \leq \frac{333{,}329}{20} \Longrightarrow 11{,}11\text{cm} \leq e_p \leq 16{,}67\text{cm}$

On prend : $ep$ = 15cm

❖ **Le palier :**

On prend la même épaisseur pour le palier $e_{palier}$ = 15 cm.

### III.5.1.3. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul s'effectuera pour une bande de (1m) d'emmarchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée .En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

❖ **Charges et surcharges :**

Surcharge d'exploitation : selon le (DTR B.C.2-2) pour une construction à usage de service ou d'habitation, Q =2 ,5KN/m.

- **Le palier:**

**Tableau III.5.1:** Charges et surcharges revenant au palier

| Eléments | Poids propre [KN/m] | |
|---|---|---|
| **Poids propre de la dalle** | 25 x 0,13 x1,00 | 3,25 |
| **sable** | 18 x0,03 x 1,00 | 0,54 |
| **mortier** | 20 x0,03 x1,00 | 0,60 |
| **carrelage** | 20 x 0,02 x1,00 | 0,40 |
| **Enduit de plâtre** | 10 x 0,02 x1,00 | 0,20 |
| | | **$G_{palier}$=4,99** |
| | | **$Q_{palier}$=2,50** |

- **La paillasse :**

**Tableau III.5.2:** Charges et surcharges revenant à la paillasse.

| Eléments | Poids propre [KN/m] | |
|---|---|---|
| **Poids propre de la paillasse** | 25 x( ep /Cosα) = 25 x( 0.15/ cos29.54) | 4,31 |
| **Poids propre des marches** | 25 x (h/2) = 25 x(0.17 /2) | 2,12 |
| **carrelage** | 20 x 0,02 x 1,00 | 0,4 |
| **Mortier de pose** | 20 x0,03 x1,00 | 0,6 |
| **Couche de sable** | 18 x 0,03 x 1,00 | 0,54 |
| **Enduit de ciment** | 10 x0,02 x1,00 | 0,2 |
| **Poids propre du garde corps** | 0,2 x1,00 | 0,2 |
| | | **$G_{paillasse}$ =8,37** |
| | | **$Q_{paillasse}$=2,50** |

- **Mur extérieur :**

**G** = 2,22× 2,30 = **5, 11 KN/m**

❖ **Combinaisons des charges :**

**Tableau III.5.3:** Combinaisons des charges

| | ELU : $q_u = (1.35G + 1.5q) \times 1m\ [KN/ml]$ | ELS : $q_s = (G + q) \times 1m\ [KN/ml]$ |
|---|---|---|
| **Palier** | $q_u^{palier} = (1.35 \times 4,99 + 1.5 \times 2,5) = 10,48$ | $q_s^{palier} = (4,99 + 2,5) = 7,49$ |
| **paillasse** | $q_u^{paillasse} = (1.35 \times 8,37 + 1.5 \times 2,5) = 15,05$ | $q_s^{paillasse} = (8,37 + 2,5) = 10,87$ |

**Mur extérieur :** $\begin{cases} \text{ELU} : q_u = (1.35 \times 5,11) = 6,90KN \\ \text{ELS} : \ q_s = G = 5,11\ KN \end{cases}$

### III.5.2. Ferraillage et calcul des efforts a l'ELU :

❖ **Schéma statique :**

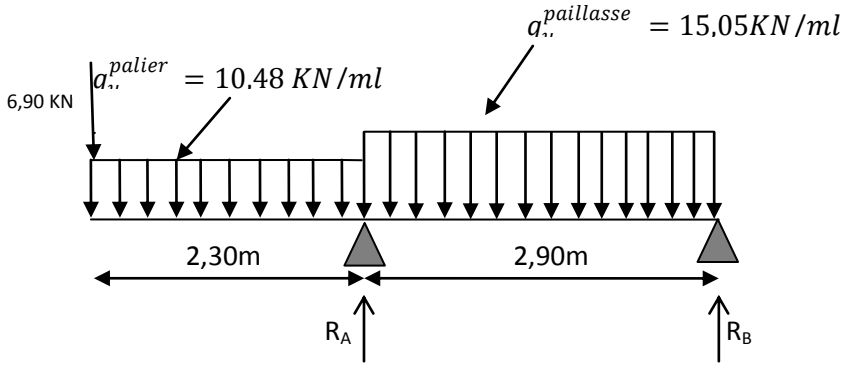



**Fig.III.5.6:** Schéma statique de calcul a l'ELU.

❖ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F/_Y = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 6{,}90 + 10{,}48 \times 2{,}30 + 15{,}05 \times 2{,}90$$

$$R_A + R_B = 74{,}65KN$$

$$\sum M/_B = 0$$

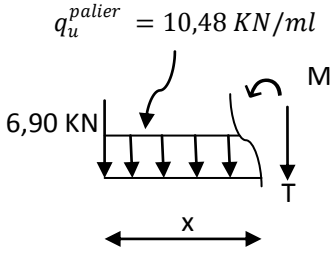
$$\Rightarrow 2{,}90\ R_A = (6{,}90 \times 5{,}2) + 10{,}48 \times 2{,}30 \times (\frac{2{,}30}{2} + 2{,}90) + 15{,}05 \times \left(\frac{2{,}9^2}{2}\right)$$

D'ou:

$$\begin{cases} R_A = 67{,}86\ \text{KN} \\ R_B = 6{,}79\ \text{KN} \end{cases}$$

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

➢ **1$^{ér}$tronçon : 0,00 m ≤ x ≤ 2,3 m :**




* L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

T (x) = -6,90 – 10,48x

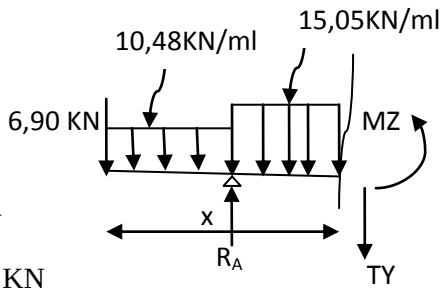
$$\begin{cases} \text{Pour : x = 0m} \\ \text{Pour : x = 2,3m} \end{cases} \qquad \begin{cases} \text{T (x=0) = - 6,90KN} \\ \text{T (x=2,3) = -31,00 KN} \end{cases}$$

*Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$Mz(x) = -6.90x - \frac{(10{,}48x^2)}{2}$$

| | |
|---|---|
| Pour : x = 0m | Mz (x=0) = 0 KN.m |
| Pour : x = 2,3m | Mz (x=2,3) = -43,59 KN.m |

- **$2^{éme}$tronçon : 2,30 m ≤ x ≤ 5,2m :**




* L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

$$T(x) = -6{,}90 - (10{,}48 \times 2{,}3) + 67{,}86 - 15{,}05 \times (x - 2{,}3)$$

| | |
|---|---|
| Pour : x = 2,3 m | T (x=0) = 36,86 KN |
| Pour : x = 5,2 m | T (x=2,3) = $-6{,}79$ KN |

*Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$Mz(x) = 67{,}86 \times (x - 2{,}3) - 6{,}9x - 10{,}48 \times 2{,}3(x - 1{,}15) - 15{,}05 \times \frac{(x-2{,}3)^2}{2}$$

| | |
|---|---|
| Pour : x = 2,3m | Mz (x=2,3) = -43,59 KN.m |
| Pour : x = 5,2m | Mz (x=5,2) = 0 KN.m |

*Moment maximum :

quand T=0 $\Longrightarrow$ $M_Z = M_{zmax}$

$$\frac{dM_U(x)}{dx} = 0 \Longrightarrow 67{,}86 - 6{,}9 - 24{,}10 - 15{,}05x + 34{,}61 = 0$$

D'où : x = 4,75 m.
Le moment MZ(x) est Maximum pour la valeur x = 4,75 m

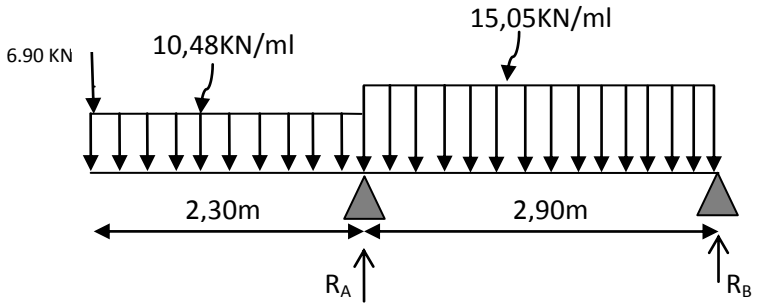
Donc $M_z^{max} = 1{,}54$ KN.m

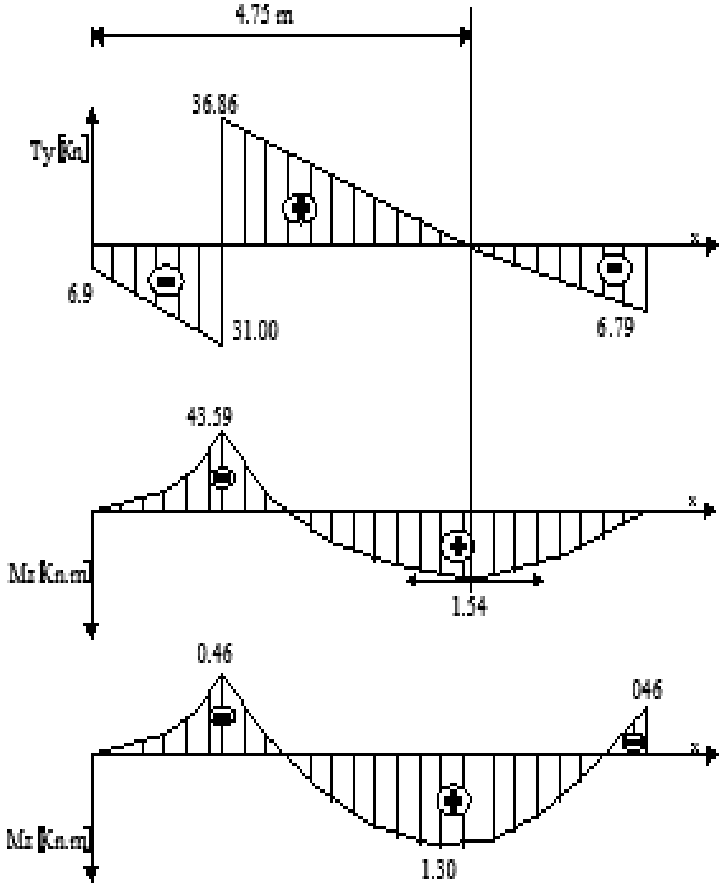
En tenant compte du semi encastrement, nous prenons :

- **Aux appuis :** $M_{ua} = -0{,}3M_z^{max} = -0{,}3 \times (1{,}54) = -0{,}46$ KN.m
- **En travées :** $M_{ut} = 0{,}85 \times (1{,}54) = 1{,}30$ KN.m

*Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

❖ **Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU :**

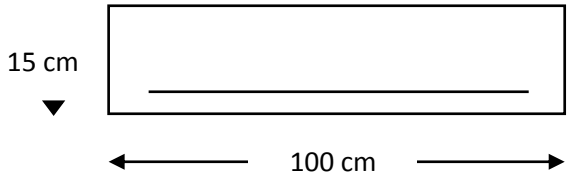



❖ **Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

➢ **Aux appuis:**




$M_{ua}$= - 0,46 KN.m

h= 15 cm, c = 2cm, b = 100cm ;

d=h-c=15-2=13 cm ;

$\gamma_s = 1.15,\ \gamma_b = 1.5$ fc28 = 25 MPa, $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348$ MPa

Fe 400, $f_{bu}$=14.2 MPa.

- **Armatures principales:**

$M_{ua}$ = - 0,46 KN.m

$$\mu a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0{,}46 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.002 < 0.392 \rightarrow$$ La section est simplement armée.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$\mu_a = 0.002 \Longrightarrow \beta = 0.999$

$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0{,}46 \times 10^3}{0.999 \times 13 \times 348} = 0.10 \text{ cm}^2$$

**Soit** : 4HA10 = 3.14 $cm^2$ **Avec** : un espacement $S_t$ = 25 cm

- **Armatures de répartitions :**

$A_r = \frac{A_a}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$

**Soit** : 4 HA 8/ml = 2.01 $cm^2$ **Avec :** un espacement $S_t$ =25 cm

➢ **En travée :**

- **Armatures principales :**

Mt= 1,30 KN.m

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1{,}30 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.005$$

$\mu_t = 0.005 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ La section est simplement armée.

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante.

$\mu_b = 0.005 \Longrightarrow \beta = 0.9975$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1{,}30 \times 10^3}{0.9975 \times 13 \times 348} = 0{,}31 \text{cm}^2$$

**Soit** : 5HA10 = 3.93 $cm^2$ avec un espacement $S_t$ =20 cm

- **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0.98\ cm^2$$

Soit : 4 HA 8/ml = 2.01 $cm^2$ avec un espacement $S_t$ =25 cm

### III.5.3. Vérification a l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité (BEAL 91 modifie 99 / Art. A.4.2.1) :**

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57\ cm^2$$

**Avec :**

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06\ f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1\ MPa.$$

➢ **Aux appuis :**

$A_a = 3.14\ cm^2 > A_{min} = 1.57 cm^2$ ⟹ **Condition vérifiée.**

➢ **En travées :**

$A_t = 3.93\ cm^2 > A_{min} = 1.57\ cm^2$ ⟹ **Condition vérifiée.**

❖ **Espacement des barres :**

➢ **Armatures principales :**

$S_{tmax} = 25\ cm < Min\ \{3\ h, 33\ cm\} = 33\ cm$ ⟹ **Condition vérifiée.**

➢ **Armatures répartitions :**

$S_{tmax} = 25\ cm < Min\ \{4\ h, 45\ cm\} = 45\ cm$ ⟹ **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification de l'effort tranchant (contrainte cisaillement):**

**(A.5.1,2/BAEL91modifié99)**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = min\ \{\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}\ ;\ 4\ MPa\}$$ (fissuration préjudiciable).

$$\bar{\tau}_u = min\ \{\frac{0.15}{1.5} 25\ ;\ 4\ MPa\} = min\ \{2.5\ ;\ 4\} = 2.5\ Mpa$$

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b.d}$$

$$\tau_u = \frac{36{,}86}{100 \times 13} \times 10 = 0.283 MPa$$

$\tau_u = 0.146\ MPa < \bar{\tau}_u = 2.5\ MPa$ ⟹ **Condition vérifiée.**

Donc : les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL 99, Art5-1-3) :**

On doit vérifier que : $T_{max} \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$

**Avec :**

$T_{max} = V_{umax}$: Effort tranchant.

$T_{max}$ = 36,86 KN

a: Longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$T_{max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} x\, 10^3 \times 0.9 \times 0.13 \times 1 = 780$ KN

$T_{max}$ = 36,86 KN $\leq$ 780 KN ⟹ **Condition vérifiée.**

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$(T_{max} + \frac{M_a}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e} < A_a$

**Avec :**

$M_a$ = - 0,46 KN.m ; $T_{max}$ =36,86 KN

$(36,86 + \frac{-0,46}{0.9x0.13}) \frac{1.15}{400x\,10^2} x10^3 = 0.947 cm^2 < A_a = 3.14\ cm^2$ ⟹ **condition verifiée**.

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainement (ART A.6.1,3 BAEL 91 modifiées99) :**

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

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

Avec : $\psi_s$ :Coefficient de scellement, $\psi_s$ = 1.5 (Pour les Aciers HA).

$\bar{\tau}_{se}$ = 1.5 x2.1 = 3.15 MPa

$\tau_u = \frac{V_{umax}}{0.9 \times d \times \Sigma \mu_i}$

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

- **Appui** : 4 HA 10

$\sum u_i = n\pi\phi = 4 \times \pi \times 10 = 125.6$ mm ; n : nombre de barres.

$\tau_u = \frac{36,86x10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 2,51$ MPa

$\tau_u = 2,51 MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa ⟹ **condition vérifiée.**

- **Travée:** 5 HA 10

$\sum u_i = n\pi\phi = 5\times \pi\times 10 = 157$ mm ; n : nombre de barres.

$$\tau_u = \frac{36{,}86\text{x}10^3}{0.9 \text{ x } 130 \text{ x } 157} = 2{,}01 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 2{,}01\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa ⟹ **condition vérifiée.**

Pas de risque d entrainement des barres

❖ **Ancrage des barres aux appuis (BAEL91 modifié 99, Art A6.1.2.1) :**

La longueur de scellement doit être : $\mathbf{L_s = \frac{\phi\, f_e}{4\,\bar{\tau}_s}}$

**Avec** : $\bar{\tau}_s = 0.6\ \psi_s^{\,2}.f_{t28} = 0.6\times 1.5^2\times 2.1 = 2.84$MPa.

D'où : $L_S = \frac{1 \text{ x } 400}{4 \text{ x } 2.84} = 35.21$ cm.

**Remarque :**

Vu que $l_s$ dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrée les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0{,}4L_s$.

$L_a = 0.4 \text{ x } l_S = 0.4 \text{ x } 35.21 = 19.71$ cm

On prend : $L_a = 20$ cm

### III.5.4. calculs a l'ELS :

❖ **Schéma statique :**

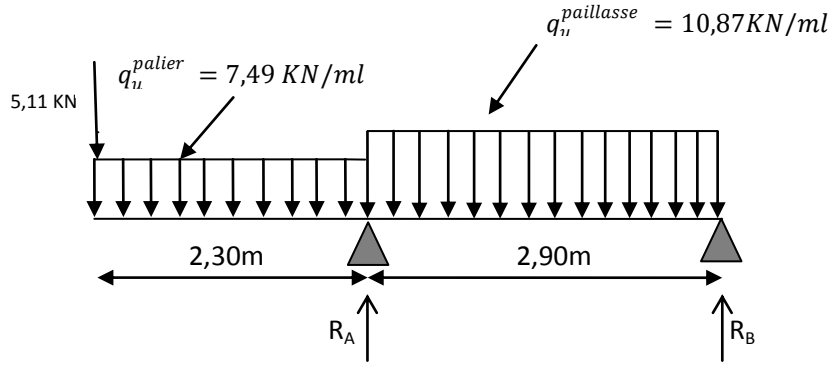



**Fig.III.5.7:** Schéma statique de calcul a l'ELS.

❖ **Calcul des réactions d'appuis :**

$\sum F/_Y$=0

$\Rightarrow R_A + R_B = 5{,}11 + 7{,}49 \times 2{,}30 + 10{,}87 \times 2{,}90$

$R_A + R_B = 53{,}86\ KN$

$\sum M/_B$=0

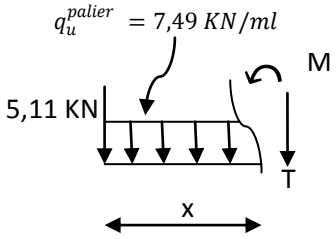
$\Rightarrow 2{,}90\ R_A = (5{,}11 \times 5{,}2) + 7{,}49 \times 2{,}30 \times 4{,}05 + 10{,}87 \times \left(\frac{2{,}9^2}{2}\right)$

D'ou:

$$\begin{cases} R_A = 48{,}98\ KN \\ R_B = 4{,}88\ KN \end{cases}$$

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

➢ **1$^{ér}$tronçon : 0,00 m ≤ x ≤ 2,3 m :**




* L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

T (x) =- 5,11 – 7,49x

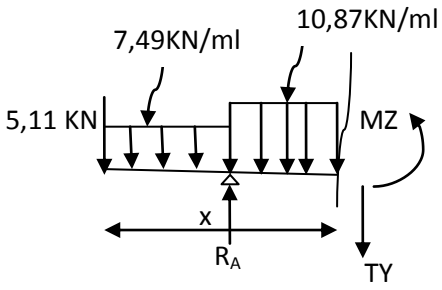
$$\begin{cases} \text{Pour : x = 0m} \\ \text{Pour : x = 2,3m} \end{cases} \qquad \begin{cases} \text{T (x=0) = -5,11 KN} \\ \text{T (x=2,3) = -22,34 KN} \end{cases}$$

* Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$\text{Mz(x)} = -5{,}11\text{x} - \frac{(7{,}49\text{x}^2)}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour : x = 0m} \\ \text{Pour : x = 2,3m} \end{cases} \qquad \begin{cases} \text{Mz (x=0) = 0 KN.m} \\ \text{Mz (x=2,3) = -31,56KN.m} \end{cases}$$

➢ **2$^{éme}$tronçon : 2,30 m ≤ x ≤ 5,2m :**




* L'effort tranchant est donné par l'équation suivante :

T (x) = $-5{,}11 - (7{,}49 \times 2{,}3) + 48{,}98 - 10{,}87 \times (x - 2{,}3)$

$$\begin{cases} \text{Pour : x = 2,3 m} \\ \text{Pour : x = 5,2 m} \end{cases} \qquad \begin{cases} \text{T (x=0) = 26,64 KN} \\ \text{T (x=2,3) = } -4{,}88\ \text{KN} \end{cases}$$

*Le moment fléchissant est donné par l'équation suivante :

$$Mz(x) = 48{,}98 \times (x - 2{,}3) - 5{,}11x - 7{,}49 \times 2{,}3(x - 1{,}15) - 10{,}87 \times \frac{(x-2{,}3)^2}{2}$$

$$\begin{cases} \text{Pour : } x = 2{,}3m \\ \text{Pour : } x = 5{,}2m \end{cases} \qquad \begin{cases} Mz\ (x=2{,}3) = -31{,}56\ KN.m \\ Mz\ (x=5{,}2) = -\ 0\ KN.m \end{cases}$$

*Moment maximum :

quand T=0 $\Longrightarrow$ $M_Z = Mz\ max$

$$\frac{dM_U(x)}{dx} = 0 \Longrightarrow 48{,}98 - 5{,}11 - 17{,}23 - 10{,}87x + 25 = 0$$

D'où : x = 4,75 m.
Le moment MZ(x) est Maximum pour la valeur x = 4,75 m

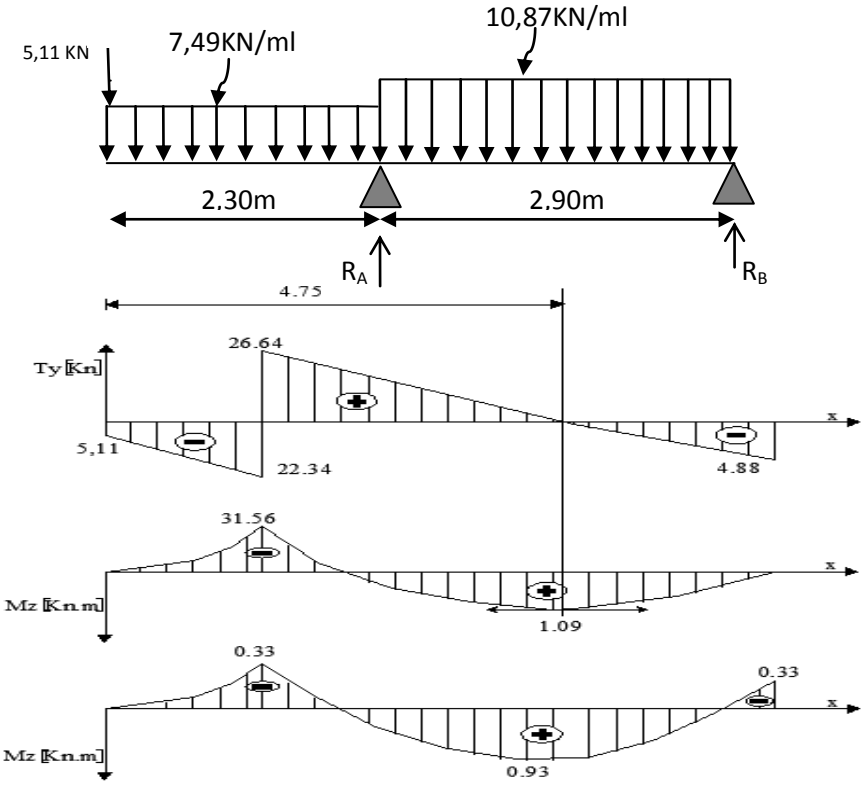
Donc $M_z^{max} = 1{,}09$ KN.m

En tenant compte du semi encastrement, nous prenons :

- **Aux appuis :** $M_{ua} = -\ 0{,}3M_z^{max} = -0{,}3 \times (1{,}09) = -\ 0{,}33$ KN.m
- **En travées :** $M_{ut} = 0{,}85 \times M_z^{max} = 0{,}85 \times (1{,}09) = 0{,}93$ KN.m

*Les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

❖ **Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS :**



### III.5.5. Vérifications à L'ELS :

❖ **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

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

❖ **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :**

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

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \text{ x } f_{c28} = 0.6 \text{ x } 25 = 15 \text{ MP a}$

$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \text{ x } \sigma_{st}$ et $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_{st}}$

➢ **Aux Appuis :**

$M_{sa} = -0{,}33 \text{KN. m}; \quad Aa = 3.14 \text{ cm}^2$

$\rho_1 = \frac{100 . A_s}{b . d} = \frac{100 \text{ x} 3.14}{100 \text{ x } 13} = 0.241 \rightarrow \rho_1 = 0.241 \rightarrow \beta_1 = 0.9215 \rightarrow K_1 = 48{,}695$

$\sigma_{st} = \frac{0{,}33 \text{ x } 10^3}{0.9215 \text{ x } 13\text{x } 3.14} = 8{,}77\text{MPa}$ et $\sigma_{bc} = \frac{1}{48{,}695} \text{ x } 8{,}77 = 0{,}18 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 0{,}18 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

➢ **En travée:**

$M_t = 0{,}93 \text{KN. m} \quad ; \quad At = 3.93 \text{ cm}^2$

$\rho_1 = \frac{100 . A_s}{b . d} = \frac{100 \text{ x} 3.93}{100 \text{ x } 13} = 0.302 \rightarrow \rho_1 = 0.302 \rightarrow \beta_1 = 0.9135 \rightarrow K_1 = 42{,}805$

$\sigma_{st} = \frac{0{,}93 \text{ x } 10^3}{0.9135 \text{ x } 13\text{x } 3.93} = 19{,}93\text{MPa}$ et $\sigma_{bc} = \frac{1}{42{,}805} \text{ x } 19{,}93 = 0{,}46 \text{ MPa.}$

$\sigma_{bc} = 0{,}46 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

❖ **Etat limite de déformation (BAEL91/ARTB.6.5.2) :**

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

➢ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{290} = 0.052 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \rightarrow$ condition non vérifiée.

➢ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

➢ $\frac{A_t}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

❖ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$f \leq \overline{f} = \frac{L}{500} = \frac{290}{500} = 0{,}58\text{cm}$

**Avec :**

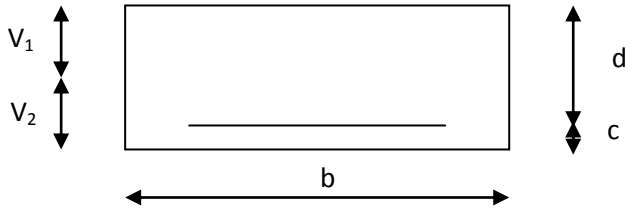
$\overline{f}$ : La flèche admissible.

$E_v$ : Module de déformation différée.

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

I: moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

V1 : position de l'axe neutre $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$




- **Calcul la section homogénéisée :**

$B_0 = b\,h + 15A_t = (100x\,15) + (15x\,3.93) = 1558{,}95\ \text{cm}^2$

- **Moment statique de la section homogénéisée :**

$S_{xx} = \frac{b\,x\,h^2}{2} + 15\,A_t\,d = \frac{100\,x\,15^2}{2} + 15\,x3.93x13 = 12016{,}35\ \text{cm}^3$

$V_1 = \frac{12016{,}35}{1558{,}95} = 7.71\ \text{cm}$

$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.71 = 7.29\ \text{cm}$

- **Moment d'inertie totale de la section homogénéisée :**

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

$I = \frac{100}{3}(7.71^3 + 7.29^3) + 15\,x\,3.93\,x(7.29 - 2)^2 = 29840{,}81\ \text{cm}^4$

- **La flèche :**

$f = \frac{5}{384}\frac{q_s^{max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384}\frac{10{,}87 \times 2{,}9^4 \times 10^3}{10818{,}865 \times 29840{,}81 \times 10^{-2}} = 0{,}003$

D'où :

$f = 0{,}003 < \overline{f} = 0{,}58 \rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc : les armatures calculées a l'ELU sont suffisantes.

**Conclusion :**

Apres toutes vérifications, l'escalier Etage courant sera ferraillé comme suit :

- **Aux Appuis:**
  Armatures principales: 4HA10/ml avec un espacement st= 25 cm.
  Armatures de répartitions : 4HA8/ml avec un espacement st= 25 cm.

- **En travée :**
  Armatures principales: 5HA10/ml avec un espacement st= 20 cm.
  Armatures de répartitions : 4HA8 /ml avec un espacement st= 25 cm.

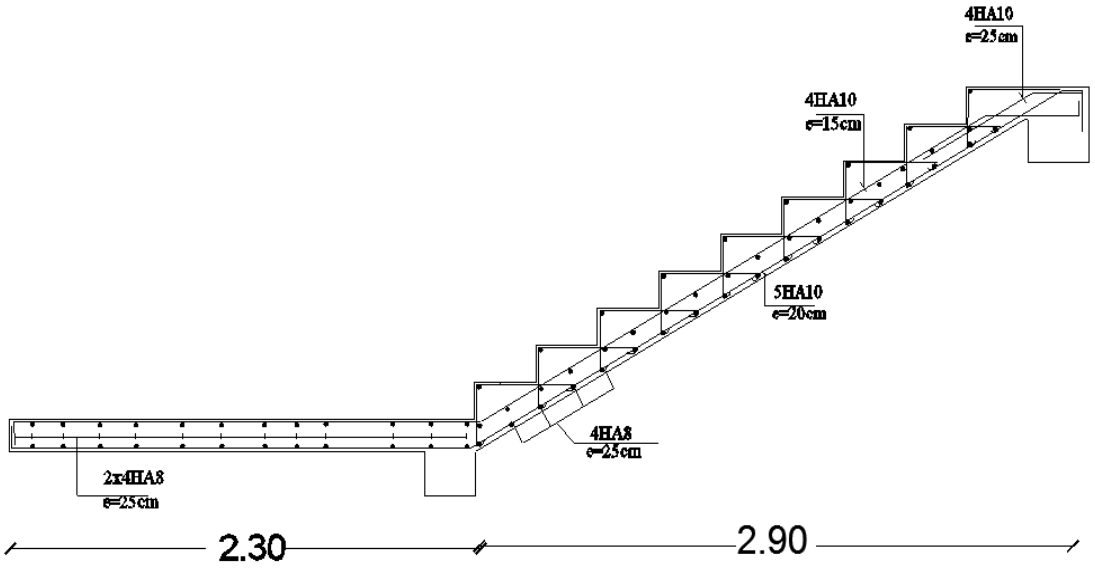



**Fig.III.5.8:** Ferraillage de l'escalier.

## III.6. LA POUTRE PALIERE :

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire de dimension (b×h). Elle est soumise à son poids propre et la réaction des escaliers. Elle est parfaitement encastrée à ses extrémités.

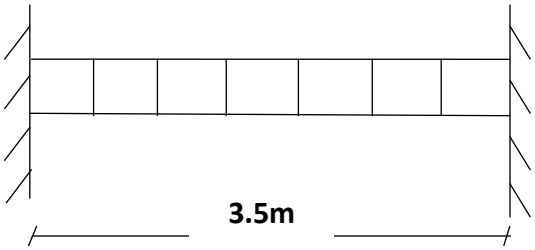



**Fig.III.6.1:** Schéma statique de la poutre palière.

### III.6.1. Pré dimensionnement :

- **Hauteur :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

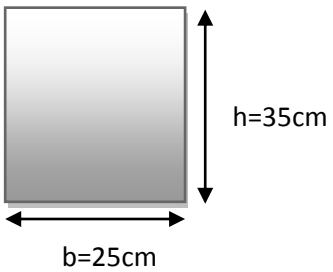
$h_t$ : Hauteur de la poutre.

$L_{max}$ : Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis

$L_{max} = 350$ cm

Donc : $\frac{350}{15} \leq h_t \leq \frac{350}{10} \rightarrow 23 \text{ cm} \leq h_t \leq 35 \text{ cm}$

On opte pour $h_t = 35$cm




- **Largeur :**

La largeur de la poutre palière est donnée par :

$0.4\ h_t \leq b \leq 0.7 h_t$ D'où : $14 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm}$.

Selon le RPA : $b \geq 20$cm ⟹ on opte pour $b = 25$cm

**Vérification relative aux exigences du RPA :(**Art 7.5.1 du RPA99/version 2003).

- $b \geq 20$cm …….25 ≥ 20cm condition vérifiée.
- $h_t \geq 30$cm……35 ≥ 30cm condition vérifiée.
- $h_t / b \leq 4$…… 35/25 =1.2<4 condition vérifiée.

**Conclusion :**

Donc la poutre palière a pour dimensions : (b×h) = (25×35) $cm^2$.

### III.6.2. Détermination des charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre : G=25×0.25×0.35 =2.19kN/ml
- Surcharge d'exploitation : Q= 2.5 KN /ml
- Réaction du palier à l'ELU : $T_u = R_B$ = 6.79 kN/ml
- Réaction du palier à l'ELS : $T_S = R_B$ = 4.88 kN/ml

- **Combinaison de charges:**

- **ELU** : $q_u$=1.35G+Tu = (1.35×2.19) + 6.79= 9.74 KN/ml.
- **ELS**: $q_S$=G+$T_S$ =2.19+4.88= 7.07 kN/ml.

### III.6.3. Calculs à L'ELU :

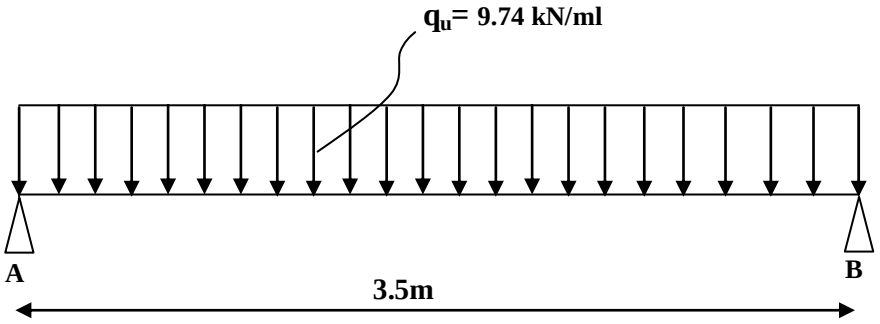



**Fig.III.6.2 :** Schéma statique de la poutre palière à l'ELU.

### III.6.3.1 Calcul des efforts internes :

❖ **Effort tranchant:**

$$\mathbf{Tu} = \frac{Q_{U\ L}}{2} = \frac{9.74 \times 3.5}{2} = 17.05\text{KN}.$$

❖ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{Q_{U\ L}{}^2}{8} = \frac{9.74 \times 3.5^2}{8} = 14.91\text{KN}.$$

❖ **En tenant compte des encastrements partiels, les moments corrigés sont :**

En travée : $M_t = 0.85\ M_0 = 0.85 \times 14.91 = 12.67$ KN.m.

Aux appuis : $M_a = -0.3\ M_0 = -0.3 \times 14.91 = -4.47$ KN.m.

### III.6.3.2. Diagramme des efforts interne a l'ELU :

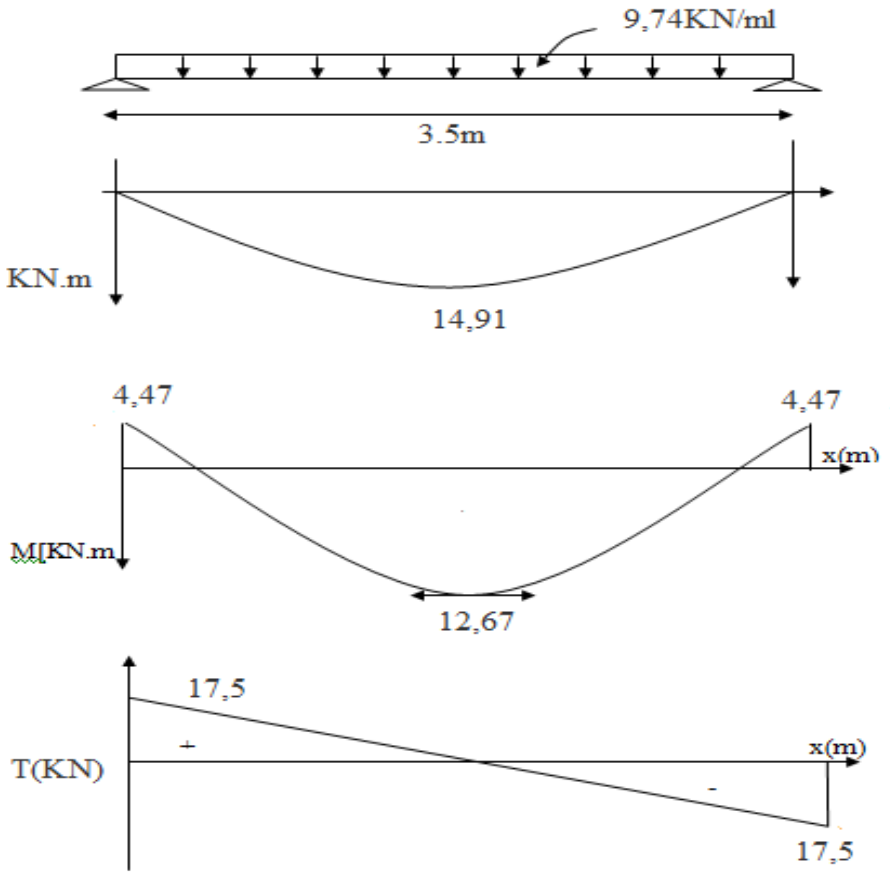



**Fig.III.6.3:** Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant.

### III.6.3.3. Ferraillage à ELU:

❖ **En travée :**

h =35; $M_t = 12.67$ KN.m; b = 25cm ; d = h – c = 35 - 2 = 33 cm

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.67 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.032$$

$\mu = 0.032 < \mu_l\ 0.392$ ⟹ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant : $\mu = 0.032$ ⟹ $\beta = 0.984$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta . d . \sigma_{st}} = \frac{12.67 \times 10^3}{0.984 \times 33 \times 348} = 1.12 cm^2$$

**Soit :** $A_t = 3HA12 = 3.39 cm^2$

❖ **Aux appuis :**

$M_a = 4.47$ KN.m; $b = 25cm$ ; d = h – c = 35- 2 = 33 cm

$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4.47 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.012.$

$\mu = 0.012 < \mu_l = 0.392 \Longrightarrow$ La section est simplement armée.

À partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant: $\mu = 0.012 \Longrightarrow \beta = 0.994$

$A_a = \frac{M_a}{\beta . d . \sigma_{st}} = \frac{4.47 \times 10^3}{0.994 \times 33 \times 348} = 0.39 cm^2$

**Soit :** $A_a = 3HA12 = 3.39\ cm^2.$

### III.6.4. vérification à ELU:

➢ **Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :**

$A_{adopté} > A_{min}$

**Avec** : $f_{t28} = 0.6 + 0.06\ f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1$ MPa.

$A_{min} = \frac{0.23 . b . d . f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 0.99 cm^2.$

✓ **En travée :** $A_t = 3.39 cm^2 > A_{min} = 0.99 cm^2$ Condition vérifiée.

✓ **Aux appuis :** $A_a = 3.39 cm^2 > A_{min} = 0.99\ cm^2$ Condition vérifiée.

➢ **Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :(Art A.5.1.2/BAEL91 modifiée 99)**

$\boldsymbol{\tau_u < \bar{\tau}_u}$

**Avec** : $T_{max} = V_{umax} = 17.05$ KN

$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b\ d} = \frac{17.05 \times 10}{25 \times 33} = 0.21$MPa

$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\ MPa\right\}$ fissurations peu nuisibles.

$\bar{\tau}_u = \min\left\{0.15 \times \frac{25}{1.5} ; 5\ MPa\right\} = \bar{\tau}_u = \min\{3.33\ MPa ; 5\ MPa\} = 3.33$ MPa

$\tau_u = 0.21$ MPa $< \bar{\tau}_u = 3.33$ MPa → Condition vérifiée.

➢ **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

$T_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$

**Avec :** a: longueur d'appuis de la bielle. ($a = 0.9 \times d$)

$T_{max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 33 \times 25 \times 10^{-1} = 495$ KN.

$T_{max} = 17.05$ KN $\leq 495$ KN → Condition vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

$$(T_{max} + \frac{M_{max}}{0.9d}) \frac{V_s}{f_e} < A_a$$

Avec : $M_a$ = -4.47 KN.m, $T_{max}$ =17.05 KN

$(17.05 - \frac{4.47}{0.9x\ 33}) \frac{1.15}{400\ x10^{-1}}$ = 0.48 cm² < $A_a = 3.39\ cm^2$ → condition verifiée

- **Vérification de la contrainte d'adhérence dans les barres (ART A.6.1,3/ BAEL 91 modifiées99) :**

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

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

Avec : $\psi_s$ :Coefficient de scellement, $\psi_s$ = 1.5 (Pour les Aciers HA).

$\bar{\tau}_{se}$ = 1.5 x2.1 = 3.15 MPa

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{0.9\ x\ d\ x\ \Sigma \mu_i}$$

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

$\sum u_i = n\pi\phi$ = 3× π× 1.4 =13.19 cm, n : nombre de barres.

$\tau_u = \frac{17.05}{0.9\ x\ 33\ x\ 13.19}$ x 10 = 0.44 MPa

$\tau_u$ = 0.44 MPa ≤ $\bar{\tau}_{se}$ = 3 .15 MPa → condition verifiée

☞ Pas de risque d entrainement des barres longitudinales.

- **Calcul des armatures transversal :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par **(Art A.7.2.12 BAEL91)**

$$Ø_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; Ø_l; \frac{b}{10}\right\}$$

**Avec :**

**Ø**$_t$ : Diamètre des armatures transversal.

**Ø**$_l$ : Diamètre des armatures longitudinal.

$$Ø_t \leq \min\left\{\frac{35}{35}; 1.4; \frac{25}{10}\right\} = \min\{1; 1.4;\ 2.5\}$$=1cm=10mm

Soit : $Ø_t$ = 8 mm ; En prend un cadre et un étrier de HA8

**Espacement des armatures transversal : Selon le RPA version 2003 (Art7.5-2.2) :**

✓ **Zone nodal :**

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\,\emptyset_l\right\}$$

$$S_t \leq \min\left\{\frac{35}{4}; 12 \text{ x } 1.2\right\} = \min\{8.75 ; 14.4\} = 8.75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t$= 10 cm

✓ **Zone courante :**

$S_t \leq \frac{h}{2}$ ; $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5$ cm

Soit : $S_t$= 15 cm

### III.6.5. Calcul à L'ELS :

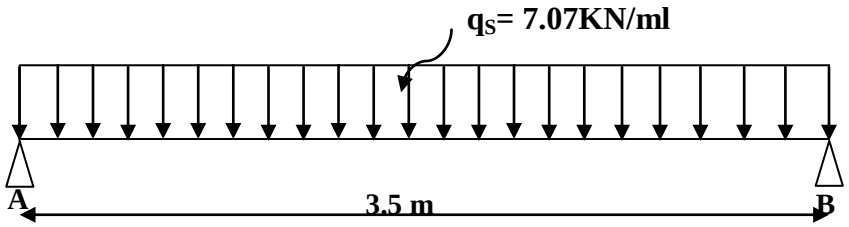



**Fig. III.6.4:** Schéma statique de la poutre palière a l'ELS.

#### III.6.5.1. Calcul des efforts internes :

❖ **Effort tranchant:**

$$Ts = R_A = R_B = \frac{Q_S \, L}{2} = \frac{7.07 \text{ x } 3.5}{2} = 12.37\text{KN}.$$

❖ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{Q_S \, L^2}{8} = \frac{7.07\text{x } 3.5^2}{8} = 10.83 \text{ KN}.$$

❖ **En tenant compte des encastrements partiels, les moments corrigés sont :**

En travée : $M_t = 0.85\ M_0 = 0.85 \times 10.83 = 9.21$ KN.m.

Aux appuis : $M_u = -0.3\ M_0 = -0.3 \times 10.83 = -3.25$ KN.

### III.6.5.2. Diagramme des efforts interne à l'ELS

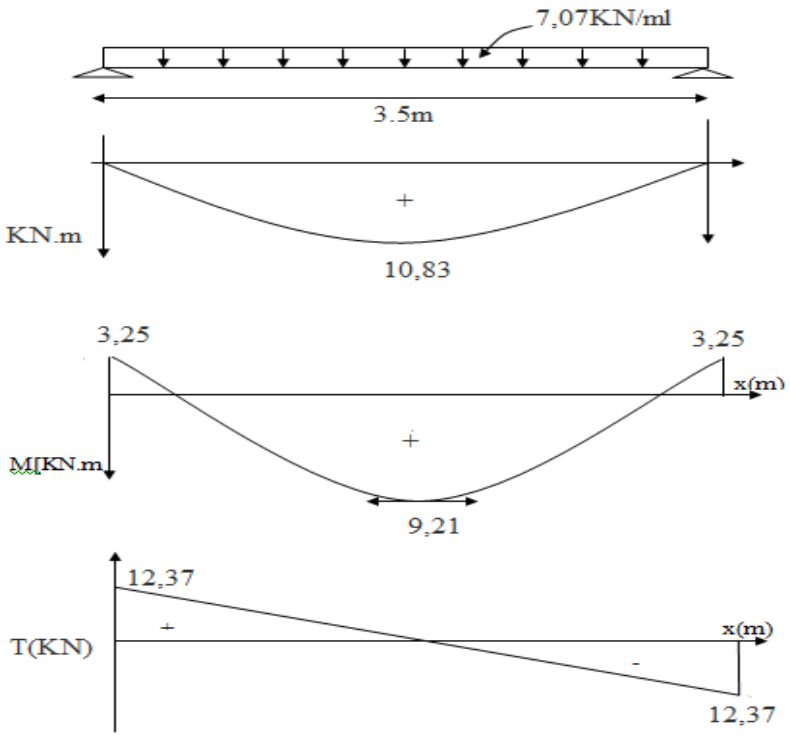



**Fig.III.6.5:** Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant.

### III.6.6. Vérification à ELS:

- **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :**

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

- **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL91) :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \; ; \; \sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} \quad ; \; \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

| zone | $M_s$ (KN.m) | $A_s$ ($cm^2$) | $\rho_1$ | $\beta_1$ | $k_1$ | $\sigma_{st}$ (MPa) | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa) | Vérification |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **travée** | 9.21 | 3.39 | 0.41 | 0.901 | 35.50 | 91.37 | 2.57 | 15 | **Condition vérifiée** |
| **appuis** | 3.25 | 3.39 | 0.41 | 0.901 | 35.50 | 32.24 | 0.91 | 15 | **Condition vérifiée** |

☞ L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié, donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

➢ **Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifiée 99) :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{35}{350} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 & \textbf{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{l} = \frac{35}{350} = 0.1 \geq \frac{M_t}{10\,M_0} = \frac{9.21}{10\times 10.83} = 0.085 & \textbf{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_t}{bd} = \frac{4.62}{25x33} = 0.004 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 & \textbf{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

**Remarque :** Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculé la flèche.

**Conclusion** : le ferraillage de la poutre palière sera comme suit :

**Armatures longitudinales** :

3HA12 filantes pour le lit inférieur.
3HA 12 filantes pour le lit supérieur.

**Armatures transversales :**

1cadre et 1 étrier en HA8 **.**

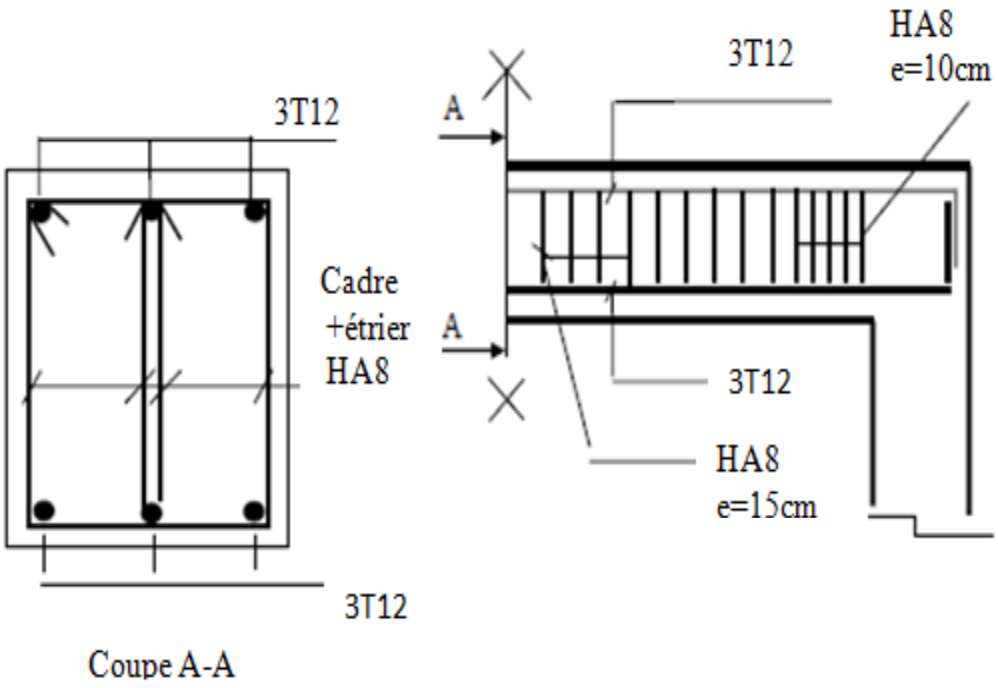
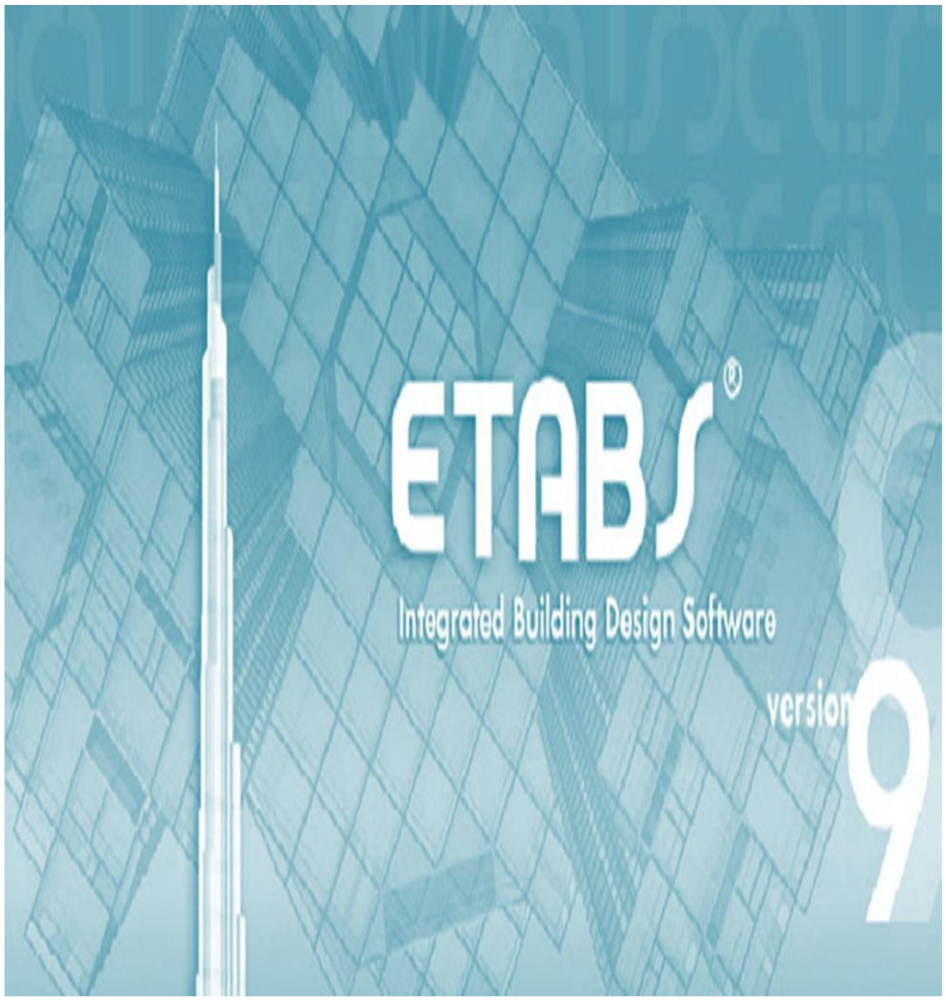



**Fig.III.6.6:** Schéma de ferraillage de la poutre palière.

# CHAPITRE IV




# Modélisation de la structure

# IV. INTRODUCTION:

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenu indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures, on dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont ETABS, ROBOT, SAP….etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS.

## IV.1. DESCRIPTION DU LOGICIEL ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS BUILDING SYSTEMS):

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments est ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, il permet aussi

- La modélisation de tous types de structures
- La prise en compte des propriétés des matériaux
- Le calcul et le dimensionnement des éléments
- L'analyse des effets dynamiques est statique
- La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibration …..etc
- Le transfert de données avec d'autres logiciels

## IV.2. ÉTAPES DE MODELISATION:

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie du modèle.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile…etc.).
- affectation des éléments définis au model
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon le *RPA99 /version2003*.
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.

***Rappelle (Terminologie) :***

**Gride line :** ligne de grille
**Joints :** nœuds
**Fram :** portique
**Shell** : voile
**Element :** élément
**Restraintes :** degrés de liberté
**Loads :** charge
**Uniformed loads :** point d'application de la charge
**Define :** définir
**Materials :** matériaux
**Concrete :** béton
**Steel :** acier
**Frame section :** coffrage
**Column :** poteaux
**Beam :** poutres

## IV.3. MANUELLE DE MODELISATION DE LA STRUCTURE :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la version 9.7

❖ **Étape 01 :** Introduction de la géométrie du modèle (unités, grilles, niveaux)

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser

**a) Chois de l'unité :**

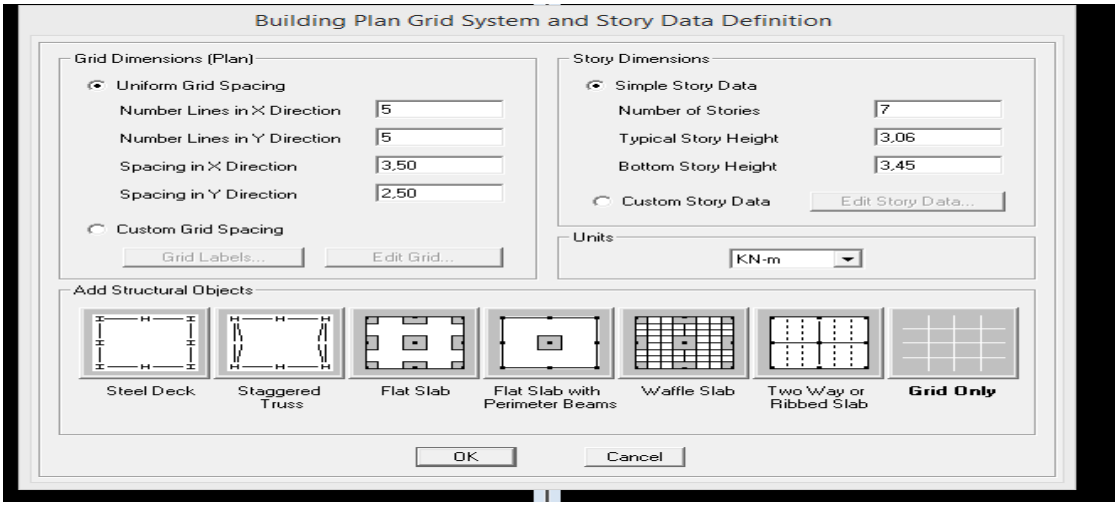
On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans L'ETABS.

Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m qui sera notre unité de travail

**b) Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model**

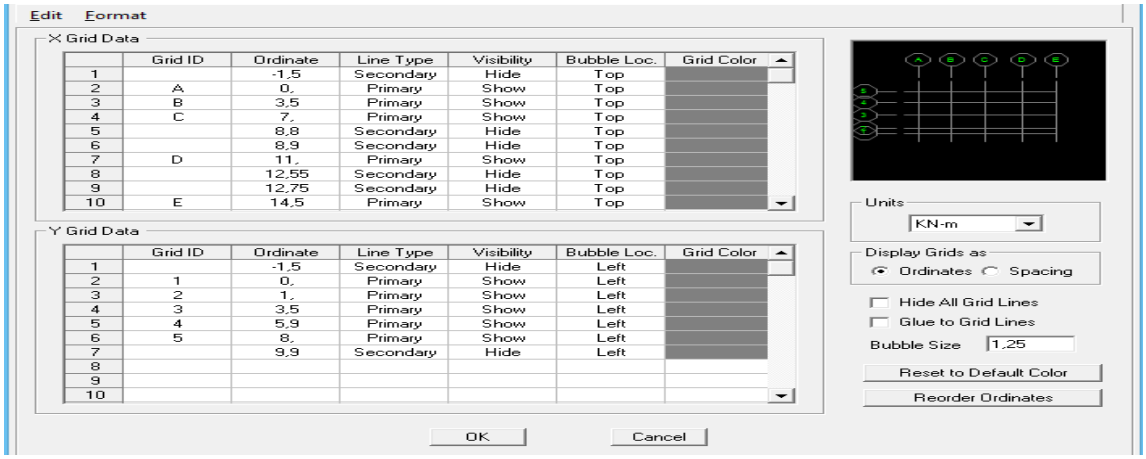
La fenêtre qui va s'ouvrir permet d'introduire
- Le nombre de lignes suivant x-x.
- Le nombre de lignes suivant y-y.
- Le nombre d'étages.
- Les hauteurs des différents niveaux.




**c) Modification de la géométrie de base :**

On clique sure **Custom Grid Spacing** ⟶ **Edit Grid** ⟶ **Spacing**

On introduit les distances des trames suivent X-X et Y-Y

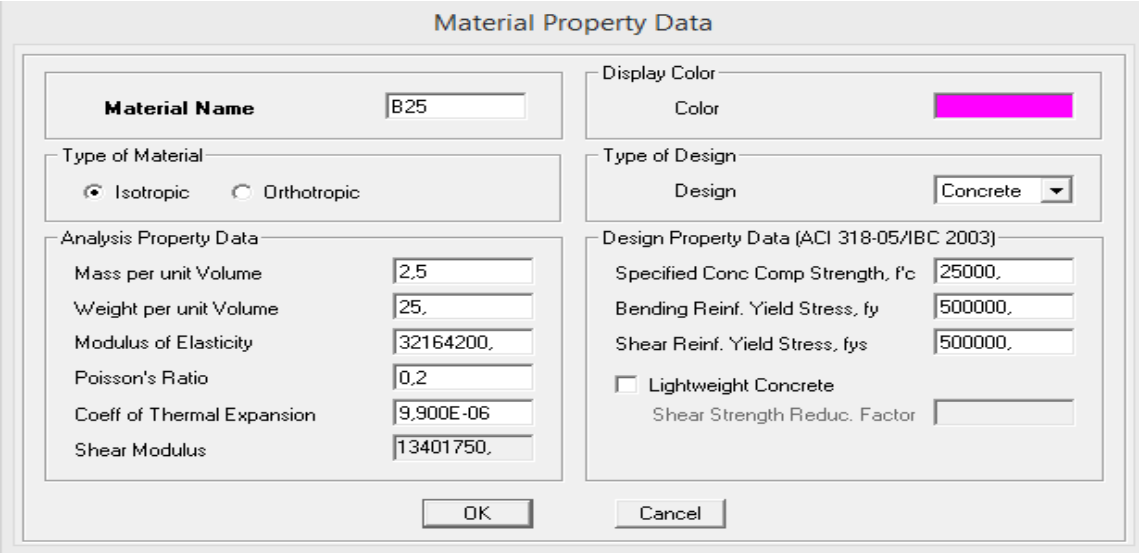



Apres introductions des données précédentes (hauteur d'étage) comme indiqué sur l'image, on valide et on obtient deux fenêtres représentants la structure l'une en 3D et l'autre en 2D

❖ **Étape 02 :** Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux

**Define matériel properties ⟶ CONC ⟶ Modify/Show Material**

Dans la boite de dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés



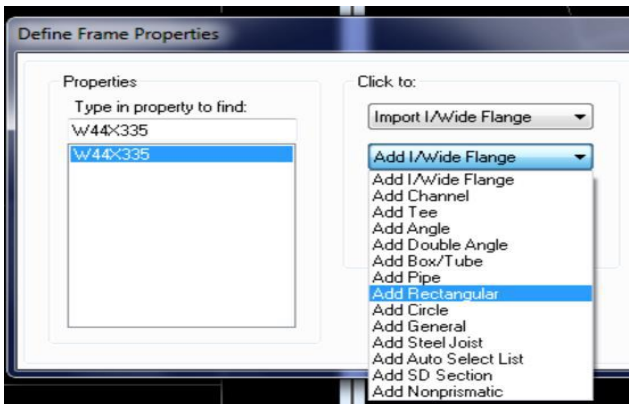

**Étape03:** Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile…etc)

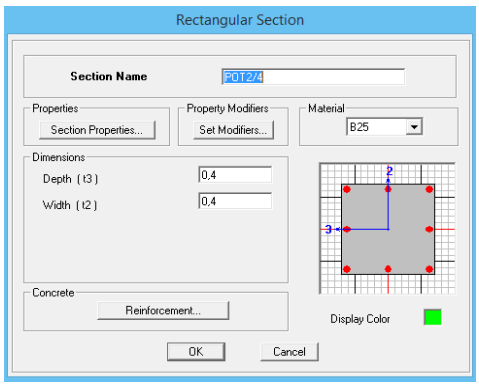
On va définir chaque élément de la structure les poutres principales et secondaires, les poteaux, les plancher, les dalles pleins et les voiles

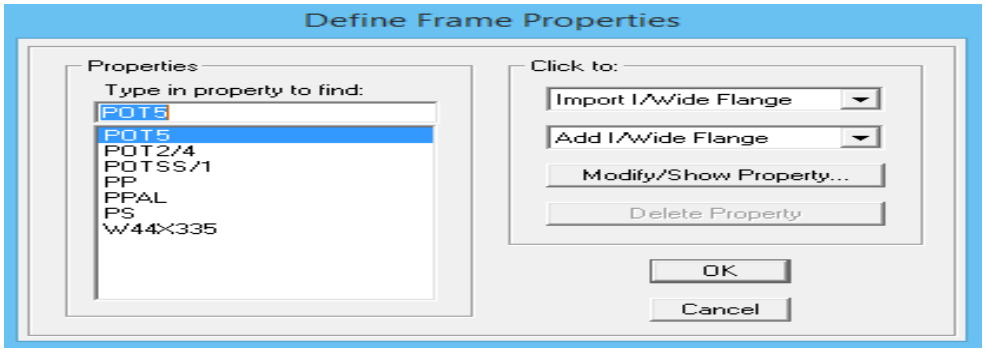
➢ **Poutres, poteaux et poutrelle :** Defin Frame sections

Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux en clique sur :

**Add I/Wide Flange ⟶ Add Rectangular**

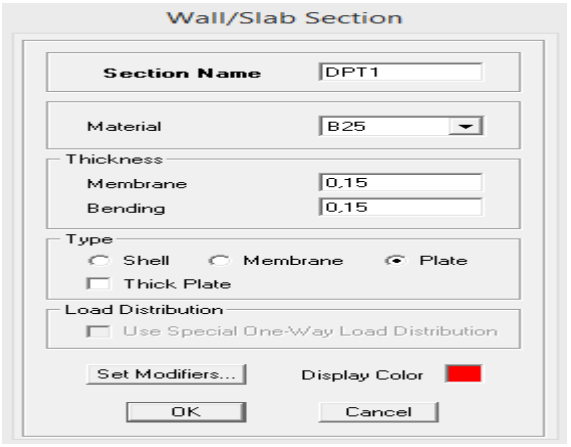


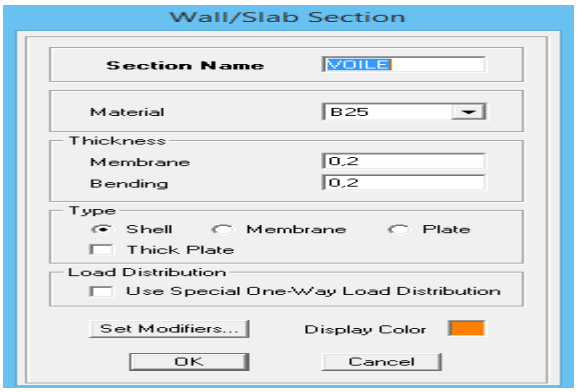






➢ **Dalle pleines, voiles et raidisseur :**

Define ⟶ Wall/slab/Deck Sections → → { SLAB= Dalles ; WALL = Voiles ; DECK= Plancher



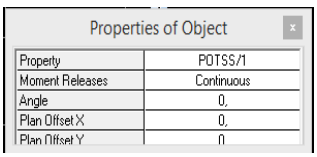



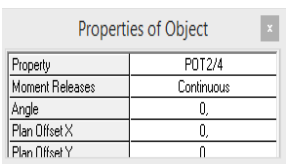

❖ **Etape 04 :** affectation des éléments définis au model

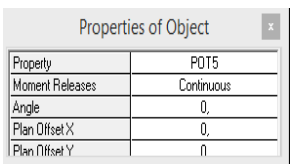
Pour affecter les sections définies aux différents éléments on doit suivre les étapes suivantes :

➢ **Pour les poteaux :**

Une boite de dialogue apparait et on selectionne dans Property of Object le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant : $05^{eme}$ étage : (35x35) $cm^2$
$02\text{-}03\text{-}04^{eme}$etage : (40x40) $cm^2$
SOUS SOL-RDC-$01^{éme}$ étage :(45x45) $cm^2$



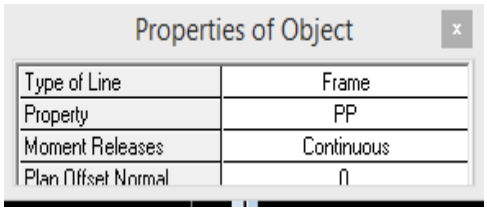



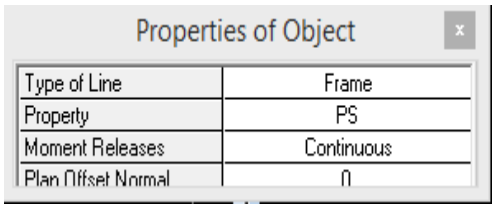

On place les poteaux dons leur place conformément au plan d'architecte

- **Pour les poutres :**

Une boite de dialogue apparait et on sélectionne dans **Property of Object** le type de la poutre

à placer : { Poutre principale 30x40
Poutre secondaire 30x35

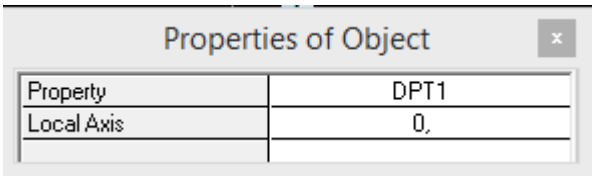



Sélectionne les lignes porteuses de cet élément pour qu'il soit placé.

- **Pour les dalles pleines :**

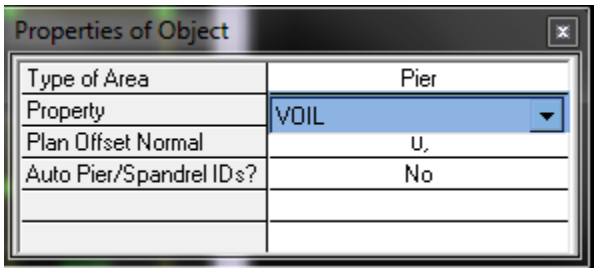
Dans la boite de dialogue qui apparaît on sélectionne dans Property DPT1.




Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle pleine et on clique avec le bouton gauche pour placer la dalle.

- **Pour les voiles** :

Dans la boite de dialogue qui apparaît-on sélectionne dans Property VOIL

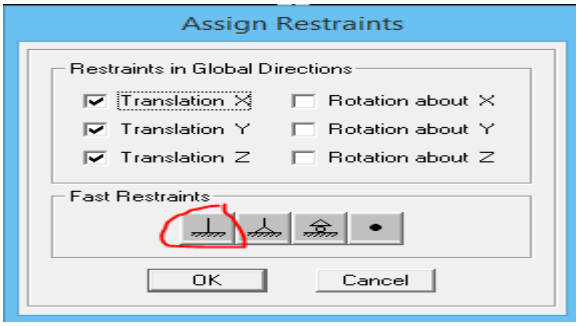



On se positionne sur la traves au le voile devra être placé et en clique avec le bouton gauche et le voile Serra positionné

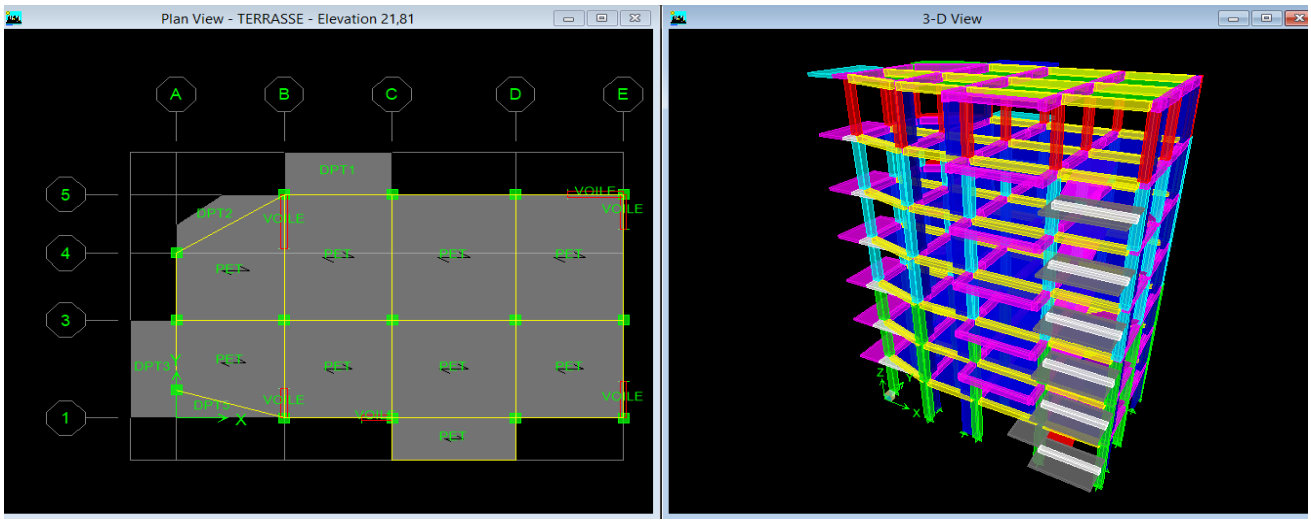
**Remarque :**

On doit définir les appuis (encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment) pour ce faire, on se place à la base et on la sélectionne puis on clique sur l'icône

La fenêtre suivante s'affiche

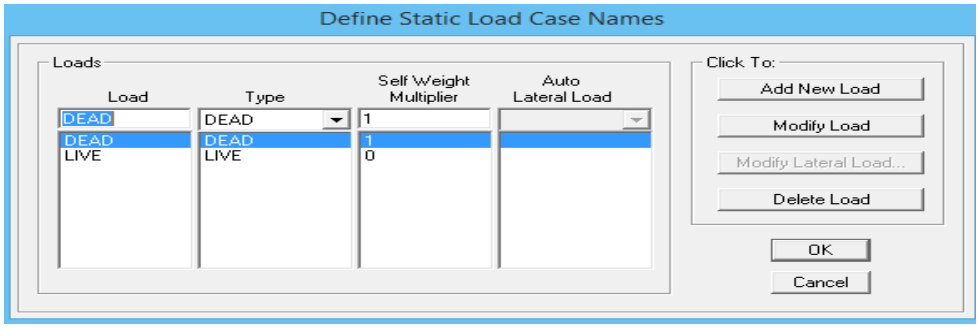



Tous les étapes président nous ferons aboutir a la structure suivent




❖ **Etape 05 :** définition des charges statiques (G, Q).

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q) pour les définir on clique sur , au bien **Define → Static Load Casesb**



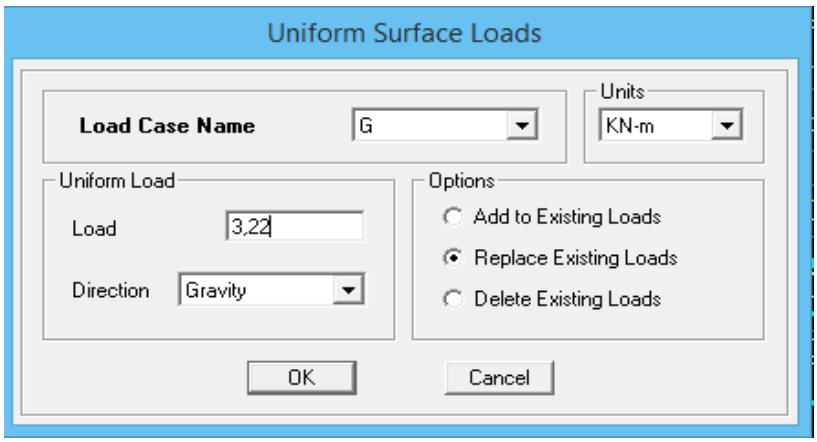
➢ **Introduction des charges**

✓ **Pour les dalles pleines**

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par $m^2$ selon les axes locaux ou globaux.

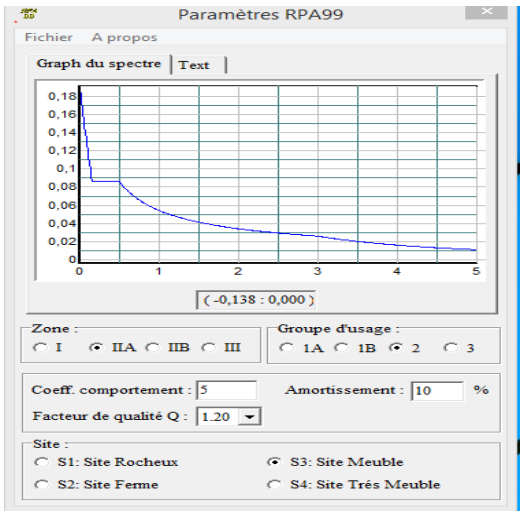
Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalle pleine. Et pour les introduire:

- on sélection nous dalles.
- Assing→ Shelle/ Area Loads




✓ **La charge sismique**

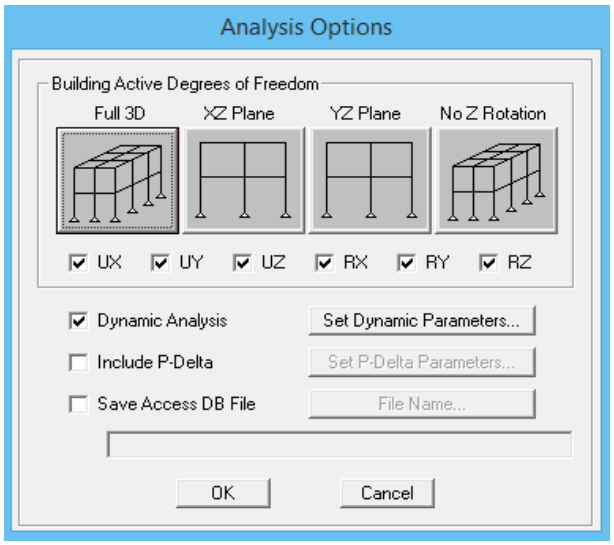
L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique RPA 2003 (voire chapitr1)



❖ **Etape 06 :** Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il ya lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massique supérieure à 90% selon RPA 2003.

- **Nombre de mode :**

analyze→ set Analysis options.




❖ **L'analyse :**

➢ **ANALYSE DYNAMIQUE :**

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

➢ **ANALYSE MODALE :**

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres des structures. Puisqu'il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

➢ **ANALYSE SPECTRALE :**

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète CQC (Complète Quadratic Combination) ou SRSS. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la structure. Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être crées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

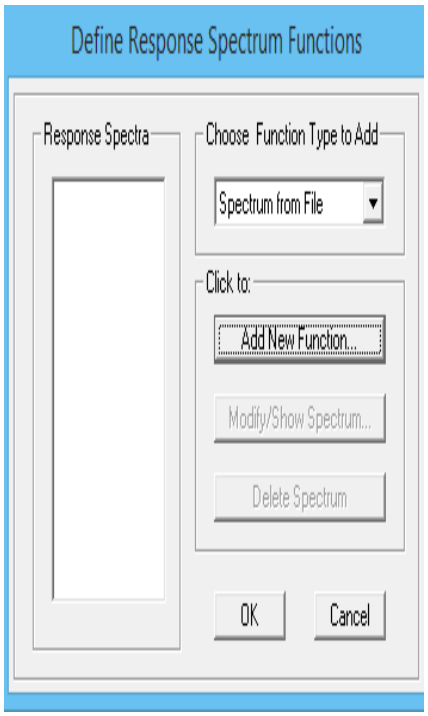
- **ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE :**

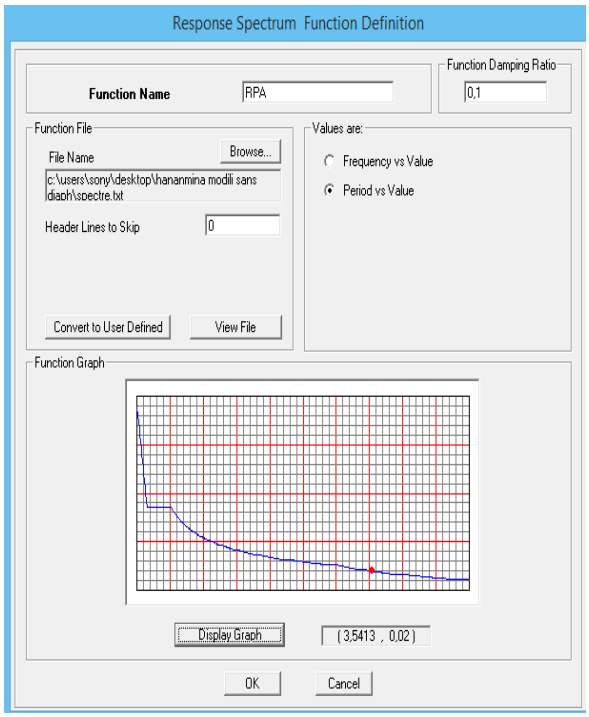
Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au noeud ou d'un mouvement du sol (à la base).
Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure.
La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de Wilson-ˇ avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur de l'ordre de 0.1T (T étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts dans l éléments et des réactions d'appuis

- **Etape 07 :** L'introduction du spectre

**Define→ Reponse spectrum functions**

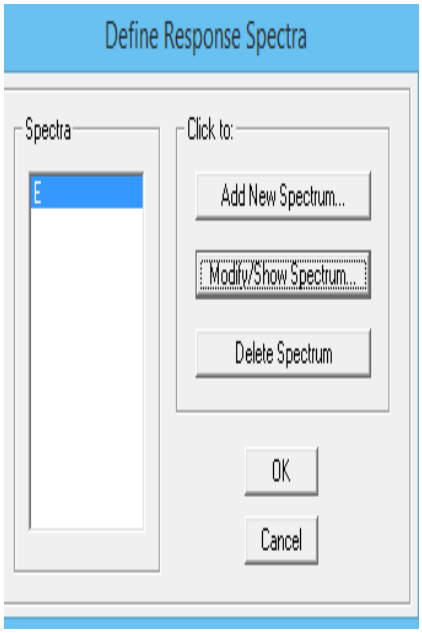


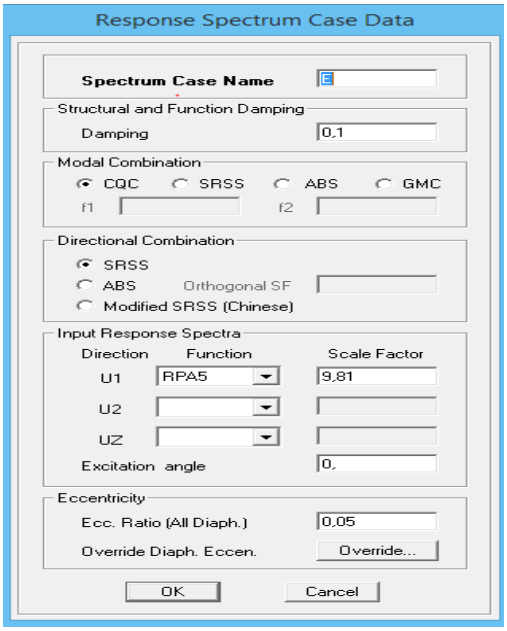



✓ Charge sismique

**Define→ Reponse spectrum cases**

Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Elle est basée sur la méthode de superposition modale.




❖ **Etape08 :**

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

**Define→ laod combinations**

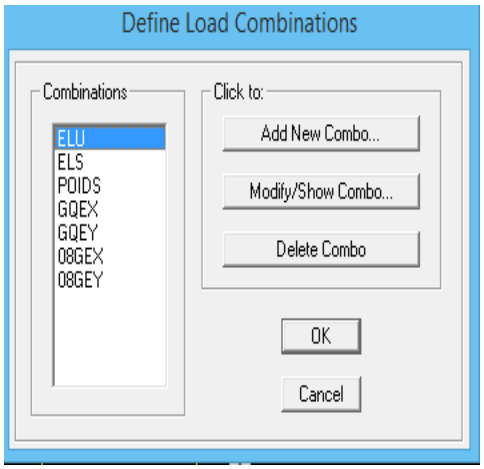
On introduire les combinaisons de charges

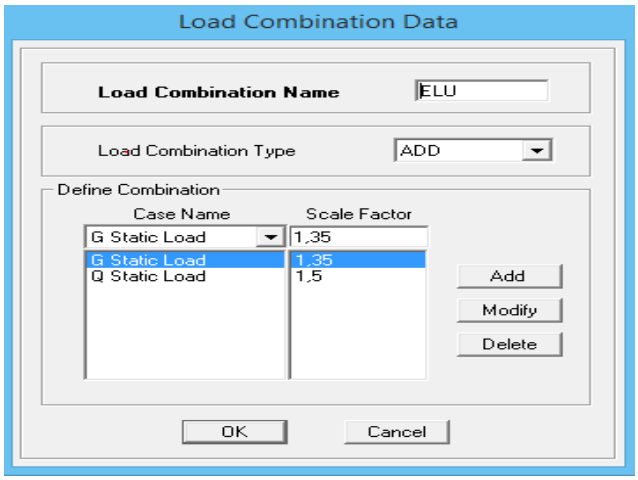
Les combinaisons accidentelles d'après RPA

G+Q±E, 0.8G±E, G+Q±1.2E

D'après le BAEL les combinaisons de charges sont

ELU : 1.35G+1.5G, ELS : G+Q



❖ **Etape09** :

✓ **Définition de l'action sismique**

La masse sismique c'est une masse vibrante qui est excite par le séisme dont cette masse égale :

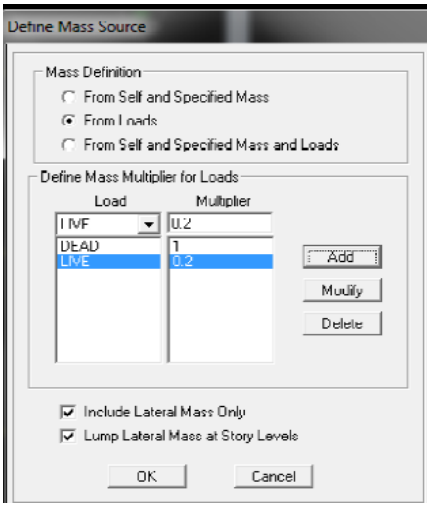
$W_{plancher} = G_{plancher} + \beta Q_{plancher}$

β : Coefficient de pondération, d'après le tableau 5

(Chapitre I) β= 0,2

L'instruction : **Define→ masse source**

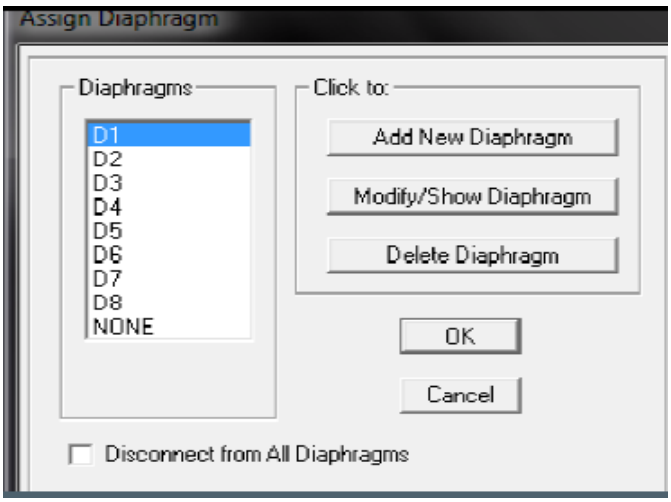
Nous permet l'introduction cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique




✓ **Les diaphragmes**

Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définie le diaphragme pour chaque plancher :

**Assing→ joint/ point→ Diaphragme.**



# CHAPITRE V

# vérifications aux 'RPA'

# V. INTRODUCTION :

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations. Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période. L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes.

Cette partie du chapitre consiste donc à analyser et vérifier les exigences du RPA qui sont :

1. Justification du système de contreventement.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale
3. L'effort tranchant à la base.
4. Les déplacements inter-étages
5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
6. L'effort normal réduit.

# V.1. METHODES DE CALCUL :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage le calcul des forces sismique peut être mené suivant deux méthodes :

– Par la méthode statique équivalente.

– Par la méthode d'analyse modale spectrale.

– Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d' après les règles du RPA99 version 2003(article 4.1.3).

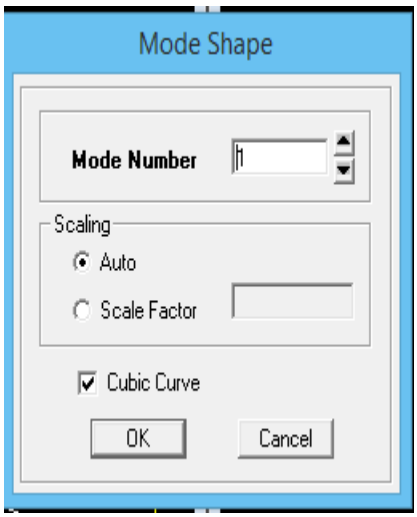
**a) Principe de la méthode :**

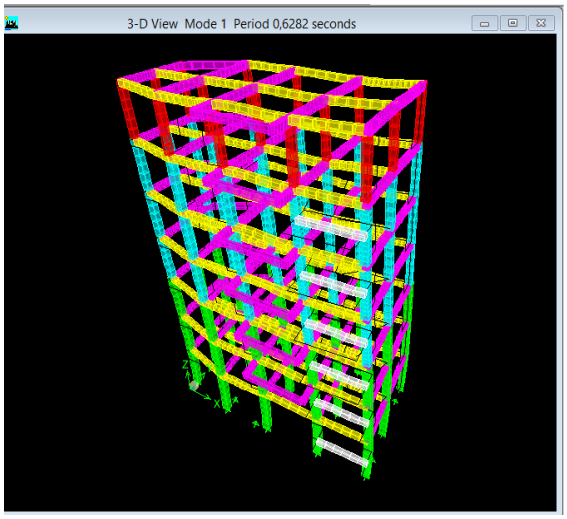
Pour cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul .Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

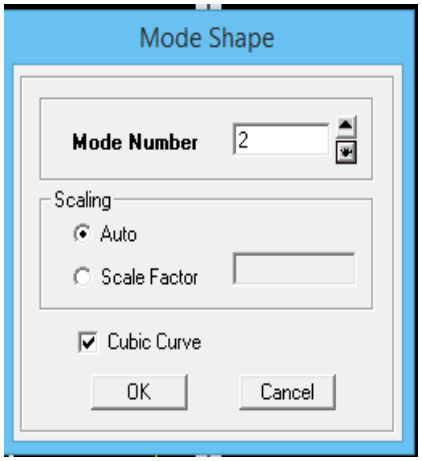
**b) Définition du spectre de réponse :**

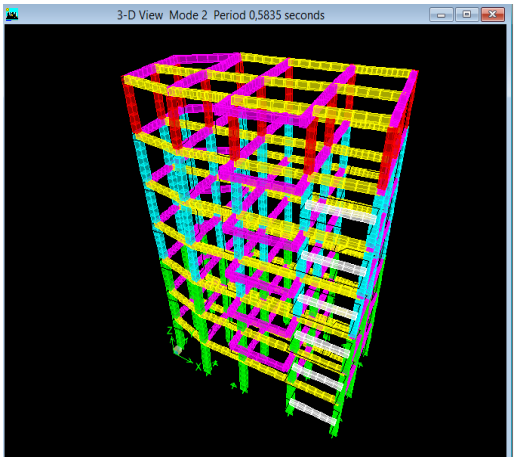
C'est une courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur

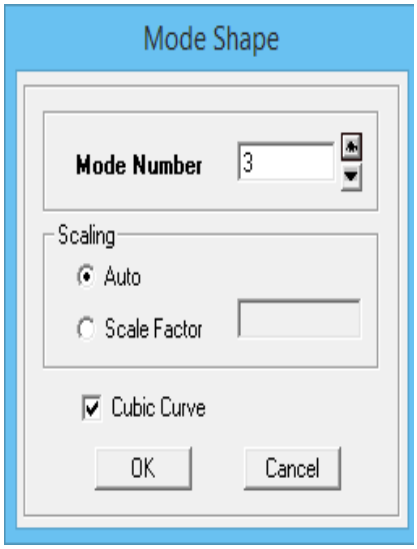
Display ⟹ Show Mode Shape

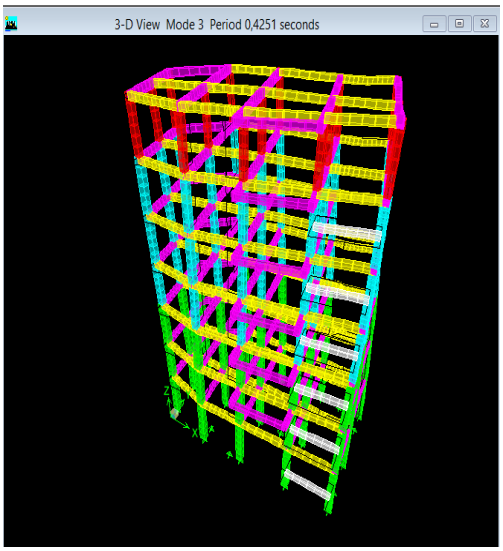


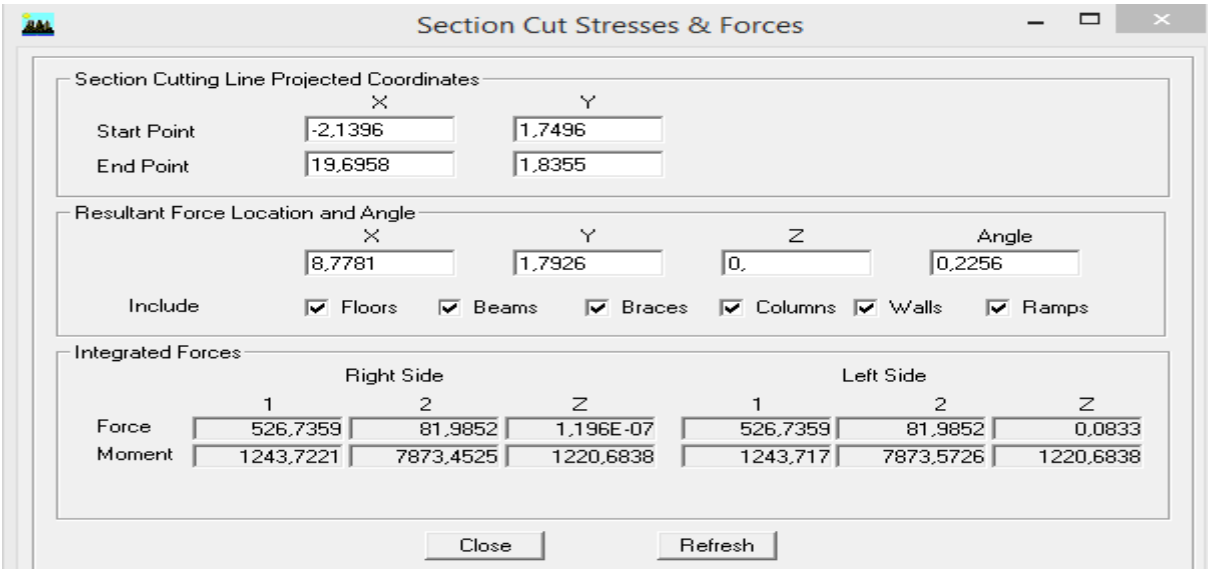



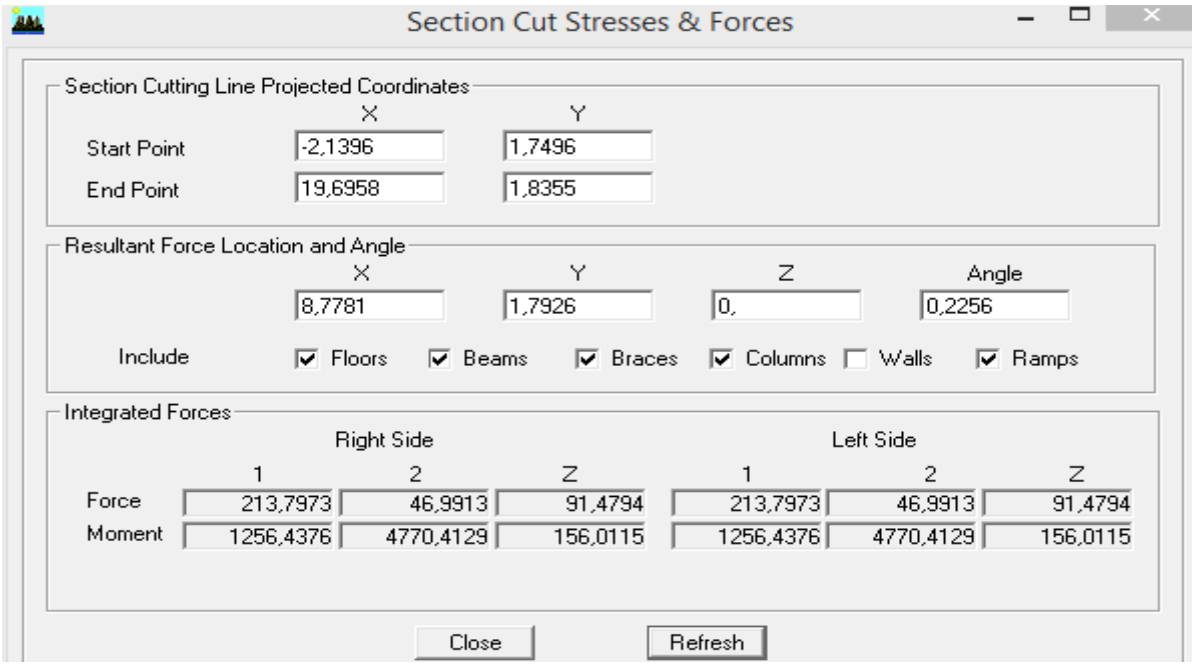
### V.2.Justification du système de contreventement :

Le logiciel ETABS nous permit d'obtenir les résultats qui sont donnés selon les figures suivantes :

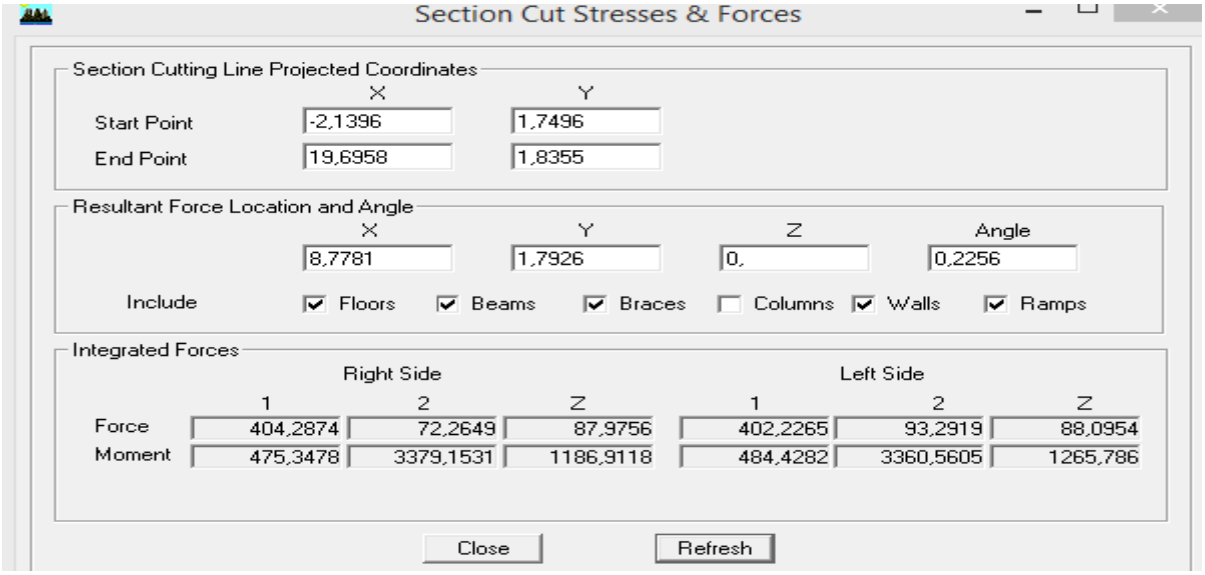
- Effort repris par l'ensemble selon EX et EY :




- **Effort repris par les portiques selon EX et EY :**



- **Efforts repris par les voiles selon EX et EY.**




➢ **Sous charges verticales :**

Efforts repris par l'ensemble du bâtiment : 17389.7784 KN.
Efforts repris par les portiques : 12912.0858 KN.
Efforts repris par les voiles : 4581.4693 KN.

- ✓ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : 73.66%
- ✓ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : 26.34 %

➢ **Sous charges horizontales:**

-**Suivant xx** :
Efforts repris par l'ensemble du bâtiment : 526.7359 KN.
Efforts repris par les portiques : 213.7973 KN.
Efforts repris par les voiles : 404.2874 KN.

- ✓ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : 23.25%
- ✓ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : 76.75 %

-**Suivant yy :**
Efforts repris par l'ensemble du bâtiment : 484,8272 KN.
Efforts repris par les portiques : 110,6316 KN.
Efforts repris par les voiles : 383,1774KN.

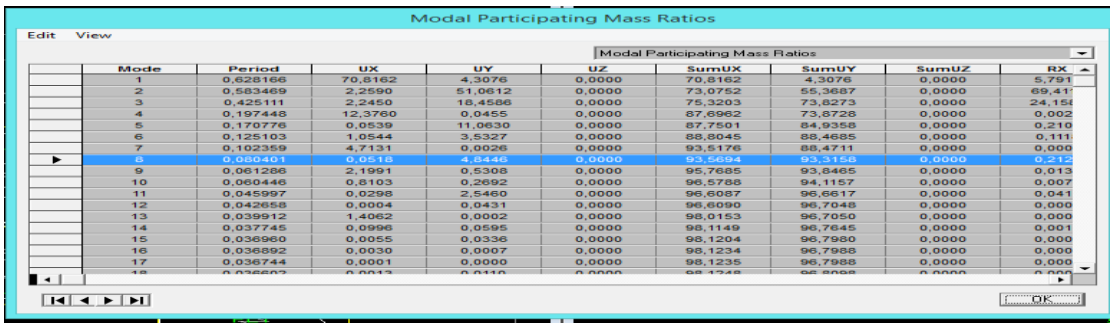
- ✓ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : 20,97 %
- ✓ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : 79,03 %

D'après les résultats d'interaction, on remarque que les voiles reprennent plus de **20%** des charges verticales et presque la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement R = 3.5 (structure à voiles porteurs)

## V.3. VERIFICATION DU NOMBRE DE MODE :

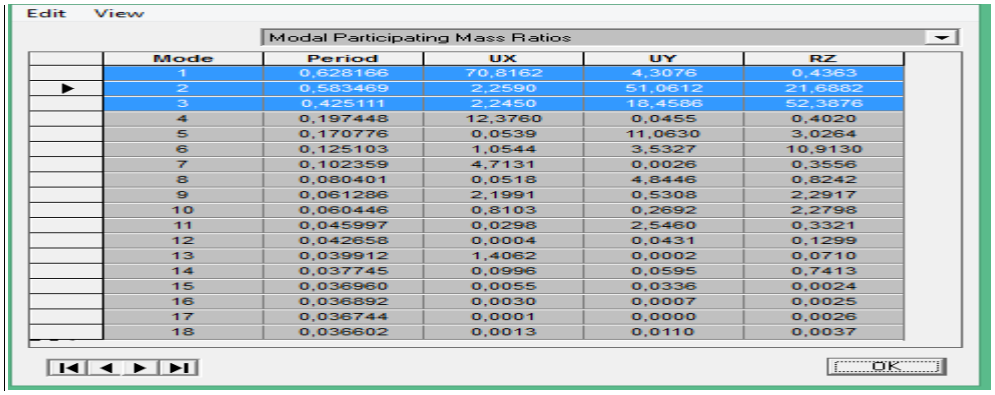
Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure

Display ⟹ Show Tables ⟹ Modal Information Building ⟹ Modal Information ⟹ Table: Modal Participation Mass Rations




| Mode | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ | RX |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,628166 | 70,8162 | 4,3076 | 0,0000 | 70,8162 | 4,3076 | 0,0000 | 5,791 |
| 2 | 0,583469 | 2,2590 | 51,0612 | 0,0000 | 73,0752 | 55,3687 | 0,0000 | 69,41 |
| 3 | 0,425111 | 2,2450 | 18,4586 | 0,0000 | 75,3203 | 73,8273 | 0,0000 | 24,154 |
| 4 | 0,197448 | 12,3760 | 0,0455 | 0,0000 | 87,6962 | 73,8728 | 0,0000 | 0,002 |
| 5 | 0,170776 | 0,0539 | 11,0630 | 0,0000 | 87,7501 | 84,9358 | 0,0000 | 0,210 |
| 6 | 0,125103 | 1,0544 | 3,5327 | 0,0000 | 88,8045 | 88,4685 | 0,0000 | 0,111 |
| 7 | 0,102359 | 4,7131 | 0,0026 | 0,0000 | 93,5176 | 88,4711 | 0,0000 | 0,000 |
| 8 | 0,080401 | 0,0518 | 4,8446 | 0,0000 | 93,5694 | 93,3158 | 0,0000 | 0,212 |
| 9 | 0,061286 | 2,1991 | 0,5308 | 0,0000 | 95,7685 | 93,8465 | 0,0000 | 0,013 |
| 10 | 0,060446 | 0,8103 | 0,2692 | 0,0000 | 96,5788 | 94,1157 | 0,0000 | 0,007 |
| 11 | 0,045997 | 0,0298 | 2,5460 | 0,0000 | 96,6087 | 96,6617 | 0,0000 | 0,041 |
| 12 | 0,042658 | 0,0004 | 0,0431 | 0,0000 | 96,6090 | 96,7048 | 0,0000 | 0,000 |
| 13 | 0,039912 | 1,4062 | 0,0002 | 0,0000 | 98,0153 | 96,7050 | 0,0000 | 0,000 |
| 14 | 0,037745 | 0,0996 | 0,0595 | 0,0000 | 98,1149 | 96,7645 | 0,0000 | 0,001 |
| 15 | 0,036960 | 0,0055 | 0,0336 | 0,0000 | 98,1204 | 96,7980 | 0,0000 | 0,000 |
| 16 | 0,036892 | 0,0030 | 0,0007 | 0,0000 | 98,1234 | 96,7988 | 0,0000 | 0,000 |
| 17 | 0,036744 | 0,0001 | 0,0000 | 0,0000 | 98,1235 | 96,7988 | 0,0000 | 0,000 |

La condition du RPA se vérifié au **8$^{eme}$** Mode ⟹ **condition vérifiée**




| Mode | Period | UX | UY | RZ |
|---|---|---|---|---|
| 1 | 0,628166 | 70,8162 | 4,3076 | 0,4363 |
| 2 | 0,583469 | 2,2590 | 51,0612 | 21,6882 |
| 3 | 0,425111 | 2,2450 | 18,4586 | 52,3876 |
| 4 | 0,197448 | 12,3760 | 0,0455 | 0,4020 |
| 5 | 0,170776 | 0,0539 | 11,0630 | 3,0264 |
| 6 | 0,125103 | 1,0544 | 3,5327 | 10,9130 |
| 7 | 0,102359 | 4,7131 | 0,0026 | 0,3556 |
| 8 | 0,080401 | 0,0518 | 4,8446 | 0,8242 |
| 9 | 0,061286 | 2,1991 | 0,5308 | 2,2917 |
| 10 | 0,060446 | 0,8103 | 0,2692 | 2,2798 |
| 11 | 0,045997 | 0,0298 | 2,5460 | 0,3321 |
| 12 | 0,042658 | 0,0004 | 0,0431 | 0,1299 |
| 13 | 0,039912 | 1,4062 | 0,0002 | 0,0710 |
| 14 | 0,037745 | 0,0996 | 0,0595 | 0,7413 |
| 15 | 0,036960 | 0,0055 | 0,0336 | 0,0024 |
| 16 | 0,036892 | 0,0030 | 0,0007 | 0,0025 |
| 17 | 0,036744 | 0,0001 | 0,0000 | 0,0026 |
| 18 | 0,036602 | 0,0013 | 0,0110 | 0,0037 |

Les 3 premier modes sont vérifiées
- Mode1 : translation suivant X-X
- Mode 2 : translation suivant Y-Y
- Mode 3 : rotation suivant Z-Z

## V.4. VERIFICATION L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE :

La résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée (Art 4.3.6 RPA99)

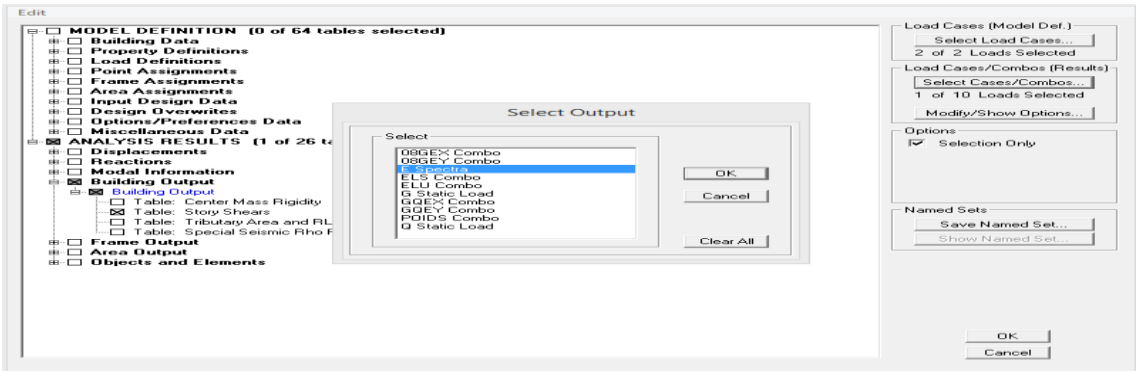
$V\,\text{base}\,.\,MSM \geq 0.8 \times V\,\text{base}\,.\,MSE$

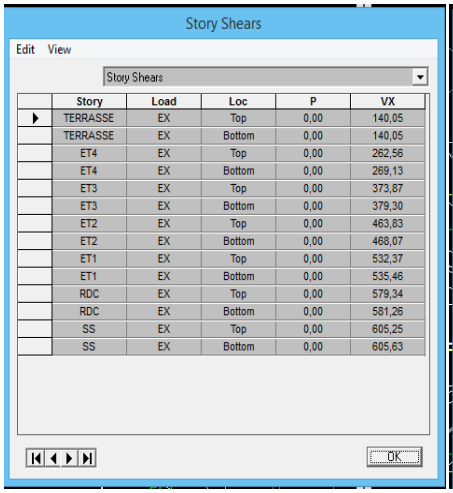
La fore sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales

**a)** $\mathbf{V_{base\ .MSM}}$:

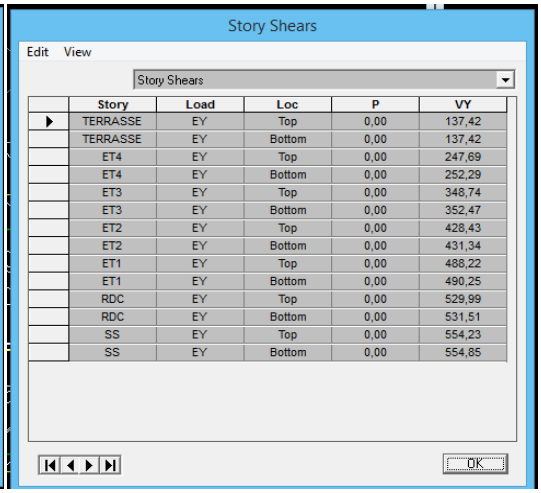
Effort tranchant sous E

Display ⟹ Show Tables ⟹ Select Cases/ Combos ⟹ Ex spectra +OK




| Story | Load | Loc | P | VX |
|---|---|---|---|---|
| TERRASSE | EX | Top | 0,00 | 140,05 |
| TERRASSE | EX | Bottom | 0,00 | 140,05 |
| ET4 | EX | Top | 0,00 | 262,56 |
| ET4 | EX | Bottom | 0,00 | 269,13 |
| ET3 | EX | Top | 0,00 | 373,87 |
| ET3 | EX | Bottom | 0,00 | 379,30 |
| ET2 | EX | Top | 0,00 | 463,83 |
| ET2 | EX | Bottom | 0,00 | 468,07 |
| ET1 | EX | Top | 0,00 | 532,37 |
| ET1 | EX | Bottom | 0,00 | 535,46 |
| RDC | EX | Top | 0,00 | 579,34 |
| RDC | EX | Bottom | 0,00 | 581,26 |
| SS | EX | Top | 0,00 | 605,25 |
| SS | EX | Bottom | 0,00 | 605,63 |




| Story | Load | Loc | P | VY |
|---|---|---|---|---|
| TERRASSE | EY | Top | 0,00 | 137,42 |
| TERRASSE | EY | Bottom | 0,00 | 137,42 |
| ET4 | EY | Top | 0,00 | 247,69 |
| ET4 | EY | Bottom | 0,00 | 252,29 |
| ET3 | EY | Top | 0,00 | 348,74 |
| ET3 | EY | Bottom | 0,00 | 352,47 |
| ET2 | EY | Top | 0,00 | 428,43 |
| ET2 | EY | Bottom | 0,00 | 431,34 |
| ET1 | EY | Top | 0,00 | 488,22 |
| ET1 | EY | Bottom | 0,00 | 490,25 |
| RDC | EY | Top | 0,00 | 529,99 |
| RDC | EY | Bottom | 0,00 | 531,51 |
| SS | EY | Top | 0,00 | 554,23 |
| SS | EY | Bottom | 0,00 | 554,85 |

| Story | VX | VY(t) |
|---|---|---|
| Sous-sol | 751,96 | 687.26 |

**b)** $\mathbf{V_{base\ .MSE}}$ :

D'après RPA99 la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule

$$V_{\text{base .MSE}} = \frac{A\,D\,Q}{R}\ W_T$$

- A: coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 RPA99)

Groupe d'usage : **2**

Zone sismique : **IIa**

} A= 0.15

- D : facteur d'amplification dynamique moyen

Il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement $\xi$ et de la période $T_2$ associée au site sa valeur est calculer par l'une des trois(03) équations

$$D = \begin{cases} \mathbf{2.5 \times \eta} & \mathbf{0 \le T \le T_2} \\ \mathbf{2.5 \times \eta (T_2/T)^{2/3}} & \mathbf{T_2 \le T \le 3\ s} \\ \mathbf{2.5 \times \eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3}} & \mathbf{T \ge 3\ s} \end{cases}$$

Avec : η:facteur de correction d'amortissement

$$\boldsymbol{\eta} = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \qquad \text{[formule 4.3]}$$

**Avec :** $\xi$ =10 %

$\boldsymbol{\eta}$ = 0.764

- $T_2$ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site et donné par le tableau : (4 .7.RPA)

  Site 3 ⟹ $T_2$=0,50 ( Site meuble)

- Estimation de la période fondamentale T :

le RPA 2003 donne une formule empirique suivent : $\mathbf{T = C_T . h_N^{3/4}}$ ;(4-6 RPA2003)

Avec :

$\mathbf{h_N}$ : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$\mathbf{C_T}$ : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage est donné par le tableau (4.6.RPA99) $\mathbf{C_T}$=0,05

Donc : $T = 0.05 \times 21{,}81^{0.75} = 0{,}505$ S

$T = 1.3 \times 0{,}505 = 0{,}656$ S

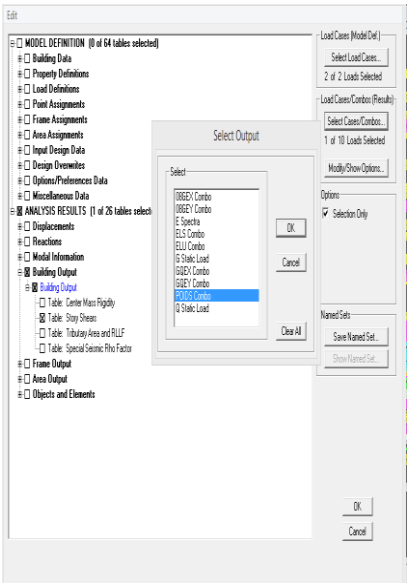
- la valeur de D :

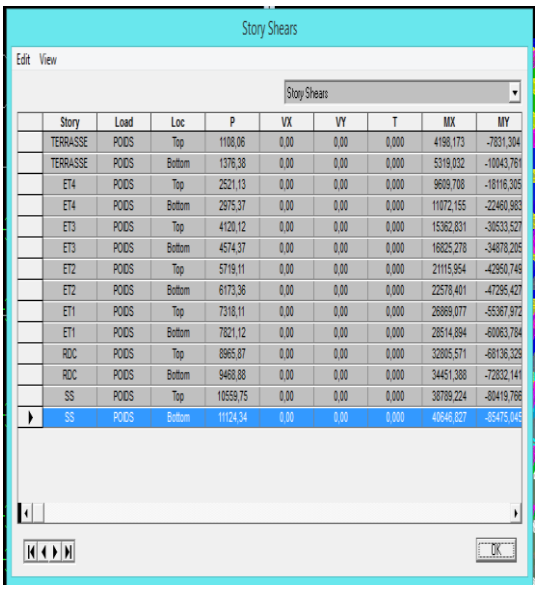
$T2 = 0{,}50 \le T = 0{,}656 \le 3\ S \rightarrow \quad D = 2.5 \times \eta \left(\frac{T2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0{,}764 \left(\frac{0{,}50}{0{,}656}\right)^{\frac{2}{3}} = 1{,}59$

- R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4-3). Il est selon le système de contreventement pour R=3,5 (voiles porteurs).

$$\text{Vbase}.\mathbf{MSE} = \frac{\mathbf{0,15 \times 1,59 \times 1,05}}{\mathbf{3,5}} \quad W_T = 0{,}07W_T$$

Display ⟹ Show Tables ⟹ Select Cases/ Combos ⟹ poids comb +OK




D'ou: $W_T = 11124{,}34$ KN

Donc: $\begin{cases} V_{base}.\mathbf{MSE} = 0{,}07 \times 11124{,}34 = 778{,}70 \text{ KN} \\ \mathbf{0.8} \times \mathbf{V}_{base}.\mathbf{MSE} = 622{,}96 \text{ KN} \end{cases}$

**Vérification :**

$\begin{cases} V_{x(MSM)} = 751{,}96 > 80\% \, V_{base}.\mathbf{MSE} = 622{,}96 \text{ KN} \Longrightarrow \text{condition vérifiée} \\ V_{y(MSM)} = 687{,}26 > 80\% \, V_{base}.\mathbf{MSE} = 622{,}96 \text{ KN} \Longrightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$

## V.5. VERIFICATION DES DEPLACEMENTS:

D'après le RPA 99(Art 5.10) ; les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étage qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1**% de la hauteur d'étage
Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) de la structure est calculé comme suit :

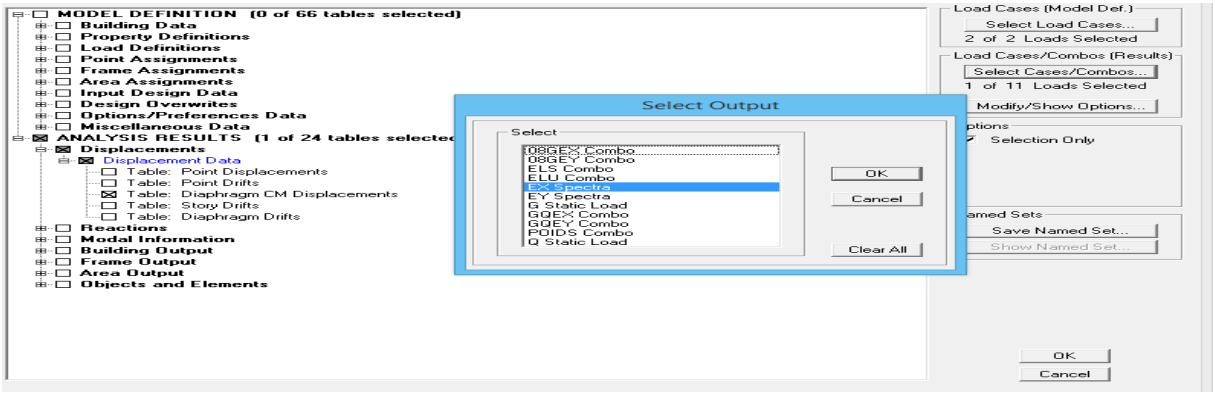
$$\begin{cases} \Delta X - X = |\boldsymbol{\delta_k} - \boldsymbol{\delta_{k-1}}| \leq 1\%\ h_k \\ \Delta Y - Y = |\boldsymbol{\delta_k} - \boldsymbol{\delta_{k-1}}| \leq 1\%\ h_k \end{cases} \quad ; (\text{Art } 4-20 \text{ RPA99/ VERSION 2003})$$

Avec :

$\begin{cases} h_k : \text{hauteur d'étage k.} \\ \delta_K : \text{Déplacement du aux forces sismique Fi (y compris l'effet de torsion) .} \end{cases}$

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

Display ⟹ Show Tables ⟹ Select Cases/ Combos ⟹ Ex spectra +OK




**Sens X-X:**

| Niveau | Sens XX | | | Observation |
|---|---|---|---|---|
| | $\boldsymbol{\delta^k}_{ex}$ | $\lvert\delta_K - \delta_{K-1}\rvert$ | $1\%\ h_k[cm]$ | |
| **Terrasse** | 1,2182 | 0.654 | 3,06 | **Condition vérifiée** |
| **Etage4** | 1,0732 | 0.5642 | 3,06 | **Condition vérifiée** |
| **Etage3** | 0,9085 | 0.509 | 3,06 | **Condition vérifiée** |
| **Etage2** | 0.7182 | 0.3995 | 3,06 | **Condition vérifiée** |
| **Etage1** | 0.5091 | 0.3187 | 3,06 | **Condition vérifiée** |
| **RDC** | 0.2999 | 0.1904 | 3,06 | **Condition vérifiée** |
| **S.SOL** | 0,1095 | 0.1095 | 3,45 | **Condition vérifiée** |

**Sens Y-Y :**

| Niveau | Sens Y-Y | | | Observation |
|---|---|---|---|---|
| | $\delta^{k}_{ex}$ | $\lvert\delta_K - \delta_{K-1}\rvert$ | $1\%\ h_k[cm]$ | |
| **Terrasse** | 0,9854 | 0,5339 | 3,06 | **Condition vérifiée** |
| **Etage4** | 0,8447 | 0,4515 | 3,06 | **Condition vérifiée** |
| **Etage3** | 0,6962 | 0,3932 | 3,06 | **Condition vérifiée** |
| **Etage2** | 0,5395 | 0,303 | 3,06 | **Condition vérifiée** |
| **Etage1** | 0,3732 | 0,2365 | 3,06 | **Condition vérifiée** |
| **RDC** | 0,2126 | 0,1367 | 3,06 | **Condition vérifiée** |
| **S.SOL** | 0,0759 | 0,0759 | 3,45 | **Condition vérifiée** |

## V.6. VERIFICATION DE L'EFFET P- Δ :

Les effets du 2° ordre(ou effet p- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\boldsymbol{\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1\%}$$

Avec :
- $P_k$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus du niveau k
- $\Delta_k$ : Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1
- $V_k$ : Effort tranchant d'étage considéré au niveau k
- $h_k$ : Hauteur de l'étage k.

D'où:
- $\theta k \leq 0{,}1$ ⟹ l'effet p-Delta peut être négligé
- $0{,}1 < \theta k \leq 0,$ ⟹ Amplifiant les effets de l'action sismique par $1/_{(1-\theta_k)}$
- $\theta_k > 0{,}2$ ⟹ Structure instable et doit être redimensionnée

**Tableau récapitulatif de l'effet de second ordre(ou effet p- Δ) :**

**Sens X-X:**

| Story | Load | Loc | P | P de chaque étage | $\lvert\delta_K - \delta_{K-1}\rvert$ | Vx [KN] | h[cm] | θ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| TERRASSE | POIDS | Bottom | 1376,38 | 1376,38 | 0,654 | 172,95 | 306 | 0,01700882 |
| ET4 | POIDS | Bottom | 2975,37 | 1598,99 | 0,5642 | 334,74 | 306 | 0,00880744 |
| ET3 | POIDS | Bottom | 4574,37 | 2975,38 | 0,509 | 471,93 | 306 | 0,01048724 |
| ET2 | POIDS | Bottom | 6173,36 | 3197,98 | 0,3995 | 582,23 | 306 | 0,00717095 |
| ET1 | POIDS | Bottom | 7821,12 | 4623,14 | 0,3187 | 666,29 | 306 | 0,00722661 |
| RDC | POIDS | Bottom | 9468,88 | 4845,74 | 0,1904 | 723,6 | 306 | 0,00416684 |
| SS | POIDS | Bottom | 11124,34 | 6278,6 | 0,1095 | 751,96 | 345 | 0,00265011 |

**Sens Y-Y:**

| Story | Load | Loc | P | P de chaque étage | $\lvert\delta_K - \delta_{K-1}\rvert$ | Vy [KN] | h[cm] | θ |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| TERRASSE | POIDS | Bottom | 1376,38 | 1376,38 | 0,5339 | 168,16 | 306 | 0,01428085 |
| ET4 | POIDS | Bottom | 2975,37 | 1598,99 | 0,4515 | 313,36 | 306 | 0,00752902 |
| ET3 | POIDS | Bottom | 4574,37 | 2975,38 | 0,3932 | 437,58 | 306 | 0,0087373 |
| ET2 | POIDS | Bottom | 6173,36 | 3197,98 | 0,303 | 535,58 | 306 | 0,00591252 |
| ET1 | POIDS | Bottom | 7821,12 | 4623,14 | 0,2365 | 609,35 | 306 | 0,00586381 |
| RDC | POIDS | Bottom | 9468,88 | 4845,74 | 0,1367 | 660,66 | 306 | 0,00327664 |
| SS | POIDS | Bottom | 11124,34 | 6278,6 | 0,0759 | 687,26 | 345 | 0,00200985 |

**Conclusion :** On a pour chaque niveau « k » :

$\boldsymbol{\theta_{k(x-x)} \leq 0,1}$

$\boldsymbol{\theta_{k(y-y)} \leq 0,1}$

} On constate que l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure

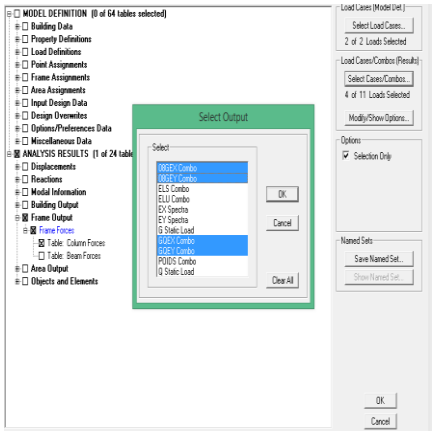
## V.7. EFFORT NORMAL REDUIT :

On entend effort normale réduit, le rapport :

$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$ ; (Art 7.1.3.RPA99 / VERSION 2003)

Avec :
- $B_c$ : section du poteau
- $N_d$ : effort normal max dans les poteaux sous : **(0.8G+E et G + Q ± E)**
- $f_{c28}$ : La résistance caractéristique du béton

Display ⟹ Show Tables ⟹ Select Cases/ Combos ⟹ **(0.8G+E et G + Q ± E)** +OK




| Story | Column | P, | V2 | V3 |
|---|---|---|---|---|
| ET1 | C1 | -361,82 | 18,7 | 14,14 |
| ET1 | C1 | -355,08 | 18,7 | 14,14 |
| ET1 | C1 | -348,35 | 18,7 | 14,14 |
| ET1 | C1 | -491,13 | -6,28 | 0,23 |
| ET1 | C1 | -484,4 | -6,28 | 0,23 |
| ET1 | C1 | -477,67 | -6,28 | 0,23 |
| ET1 | C1 | -426,48 | 6,21 | 7,18 |
| ET1 | C1 | -419,74 | 6,21 | 7,18 |
| ET1 | C1 | -413,01 | 6,21 | 7,18 |
| ET1 | C1 | -211,77 | 15,22 | 10,27 |
| ET1 | C1 | -206,38 | 15,22 | 10,27 |
| ET1 | C1 | -201 | 15,22 | 10,27 |
| ET1 | C1 | -341,09 | -9,76 | -3,64 |
| ET1 | C1 | -335,7 | -9,76 | -3,64 |
| ET1 | C1 | -330,31 | -9,76 | -3,64 |
| ET1 | C1 | -276,43 | 2,73 | 3,32 |
| ET1 | C1 | -271,04 | 2,73 | 3,32 |
| ET1 | C1 | -265,65 | 2,73 | 3,32 |
| RDC | C1 | -434,16 | 19,5 | 14,68 |
| RDC | C1 | -427,43 | 19,5 | 14,68 |
| RDC | C1 | -420,69 | 19,5 | 14,68 |

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1459.93 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0{,}28 \leq 0{,}3 \Longrightarrow$$ Condition vérifiée

**Conclusions :**

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du RPA sont vérifiées, on Peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différente sollicitations, tel que le séisme après un ferraillage correct.

On peut donc passer à l'étape du ferraillage.

# CHAPITRE VI

# ferraillage des éléments structuraux

# FERRAILLAGE DE LA STRUCTURE

## VI.1.Ferraillage des poteaux :

**Introduction :**

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

| Situation | Béton | | | Acier | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $\gamma_b$ | $f_{c28}$ (MPa) | $f_{bu}$ (MPa) | $\gamma_s$ | Fe (MPa) | $\sigma_s$ (MPa) |
| **Durable** | 1,5 | 25 | 14,167 | 1,15 | 400 | 348 |
| **Accidentelle** | 1,15 | 25 | 18.48 | 1 | 400 | 400 |

**Tableau VI.1:** Caractéristiques mécaniques des matériaux.

❖ **Combinaisons des charges**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

**Selon BAEL 91**

E.L.U : Situation durable : 1,35 G +1,5 Q

**Selon le R.P.A 99**

Situation accidentelle **(Art 5.2)** $\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$

### VI.1.1. Recommandation du RPA 99/Version 2003

**A. Armatures longitudinales : (Art.7.4.2.1/RPA 2003).**

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\phi$(zone II).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (Zone IIa).
- Le pourcentage minimal est 0,8 % (b×h).

- Le pourcentage maximum est : 4 % (zone courante) et 6 % (zone de recouvrement) .
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

➢ **Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton**

| **Section des poteaux** $[cm^2]$ | %**Minimal** **d'armatures** $A_{min} = 0.8\%$ . **bh** $[cm^2]$ | % **maximal d'armatures** | |
|---|---|---|---|
| | | **Zone courante** $A_{max} = 4\%$. **bh** $[cm^2]$ | **Zone de recouvrement** $A_{max} = 6\%$. **bh**$[cm^2]$ |
| $45 \times 45$ | 16.2 | 81 | 121.5 |
| $40 \times 40$ | 12.8 | 64 | 96 |
| $35 \times 35$ | 9.8 | 49 | 73.5 |

**Tableau VI.2 :** Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

**B. Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

(RPA99/2003 : Art 7.4.2.2).

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

**$A_t$** : section d'armature transversale.

**$V_u$:** effort tranchant de calcul.

**$h_1$ :** hauteur totale de la section brute.

**$f_e$ :** contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale *fe= 400Mpa.*

**$\rho_a$ :** est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2{,}5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3{,}75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

$\lambda_g$ : l'élancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

$l_f$ : longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement $l_f$ est donnée suivant l'article B.8.3, 3 du BAEL91/99 :

$l_f = 0.7\ he$

he : c'est la hauteur du poteau.

St : espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:

- **En zone nodale** :

  $S_t \leq$ min (10 $\phi$ ,15cm)

- **En zone courante :**

  $S_t \leq 15\ \phi$

  Avec Ø est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

✓ La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times s_t}$ en % est donnée comme suit:

$0.3\% \rightarrow \lambda_g \geq 5$

$0.8\% \rightarrow \lambda_g \geq 5$

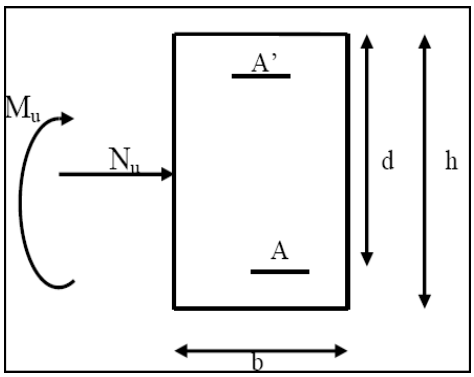
$3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ *interpoler entre les valeurs limites précédentes.*

### VI.1.2. Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression : $e = \frac{M_u}{N_u}$



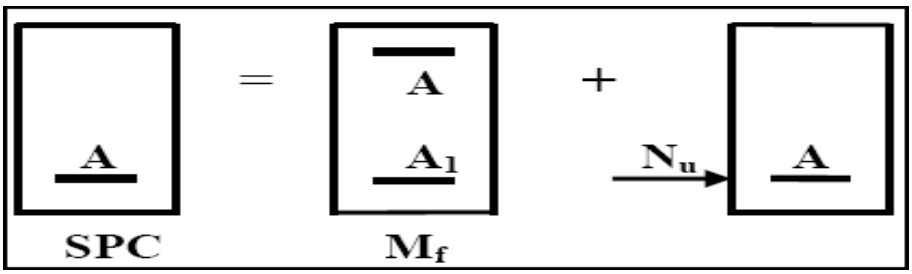

#### a) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u > (\frac{h}{2} - c)$
- $Nu\,(d - c')Mf \leq (0.337h - 0.81)\,bh^2\,fbu$

Avec :

Mf : Moment fictif et $Mf = Mu + Nu\,(\frac{h}{2} - c)$



➢ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

- si $\mu \leq \mu_l = 0.392$…….. la section est simplement armée (SSA)

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \beta$$

$$A_l = \frac{M_f}{\beta . d . \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_l - \frac{N}{\sigma_S}$

si $\mu > \mu_l = 0.392$…….. la section est doublement armée (SDA)

Et on calcul:

$$Ml = \mu \times b \times d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

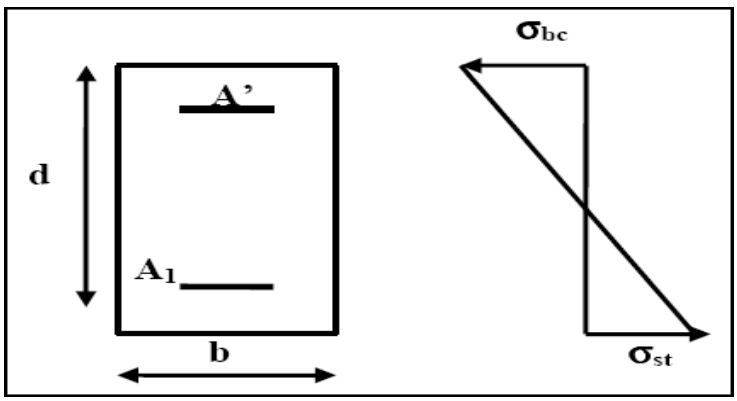
$$A1 = \frac{M_f}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c) \times \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$ MPa.

**Mr :** Moment ultime pour une section simplement armée

La section réelle d'armature ; $As = A' ; A_s = A_l - \frac{N}{\sigma_S}$



b) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

- $e_u \leq (\frac{h}{2} - c)$
- $N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c') bh f_{bu}$ :

Deux cas peuvent se présenter :

- Si : $N_u (d - c') - M_f < (0.5 - c') bh f_{bu}$ :

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi . b . h . f_{bc}}{\sigma_{st}} \qquad A = 0.$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bu}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

- Si : $Nu\ (d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bu}$ :

Les sections d'armatures sont :

$$A' = \frac{M_{f-bh\ f_{bc}\ (d-0.5h)}}{\sigma_s\ (d-c')}$$

$$A_s = \frac{N_u - b . h . f_{bc}}{\sigma_{st}} - A'$$

**Remarque :**

si : $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$ : Contrainte de l'acier.

### VI.1.3. Calcul du ferraillage des poteaux:

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel ETABS et leurs ferraillage se fait par un calcul manuel ou automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC.

- Exemple de calcul manuel :

#### VI.1.3.1. les armatures longitudinales :

**Poteau (45*45) cm² :**

- **$N_{max}$→Mcorr**

$N_{max}$ = -1459.93 KN → Mcor = -31.625 KNm

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{31.625 \times 10^2}{1459.93} = 2.16 \text{ cm} < (\frac{h}{2} - c) = \frac{45}{2} - 2 = 20.5 \text{ cm}$$

$$M_f = N_u(e_u + \frac{h}{2} - c) = 1459.93 \times (2.16 + \frac{45}{2} - 2) = 33082.01 \text{ KN.cm}$$

$X = (0.337h - 0.81c)\, bhf_{bc} = (0.337x45-0.81x2)\, 45x45x14.2x10^{-1} = 38948.65$ KN.cm

$Y = N_u (d - c') - M_f = 1459.93\,(43-2) - 33082.01 = 26775.12$ KN.cm

Y= 26775.12 KN.cm < X = 38948.65 KN.cm → (Section partiellement comprimée) **SPC.**

**- Calcul des armatures:**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{33082.01}{45 \times 43^2 \times 14.2 \times 10^{-1}} = 0.27.$$

$\mu = 0.27 < \mu_l = 0.392$ → (Section simplement armée) SSA.

On détermine ß du tableau : $\mu = 0.27$ → ß= 0.839

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = \frac{33082.01}{0.839 \times 43 \times 34.8} = 26.35 \text{ cm}^2.$$

$A_f = 0.$

La section réelle d'armature est $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 26.35 - \frac{1459.93}{34.8} = -15.6$ cm².

Donc :

$A_s = -15.6$ cm².

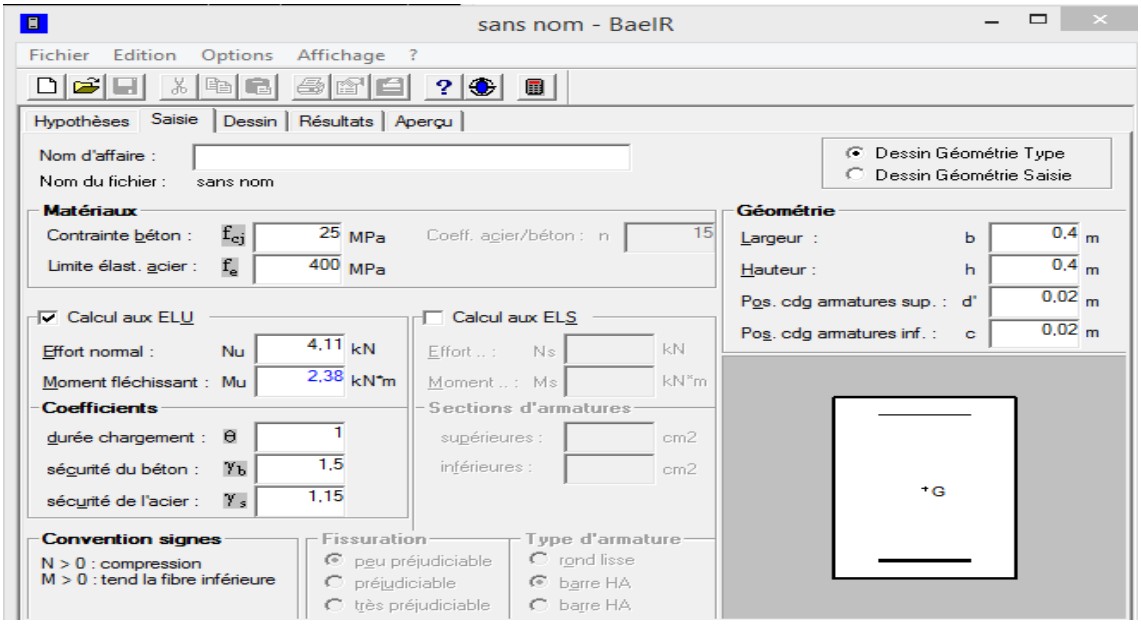
$A_f = 0$ cm².

**- Exemple de calcul avec SOCOTEC :**

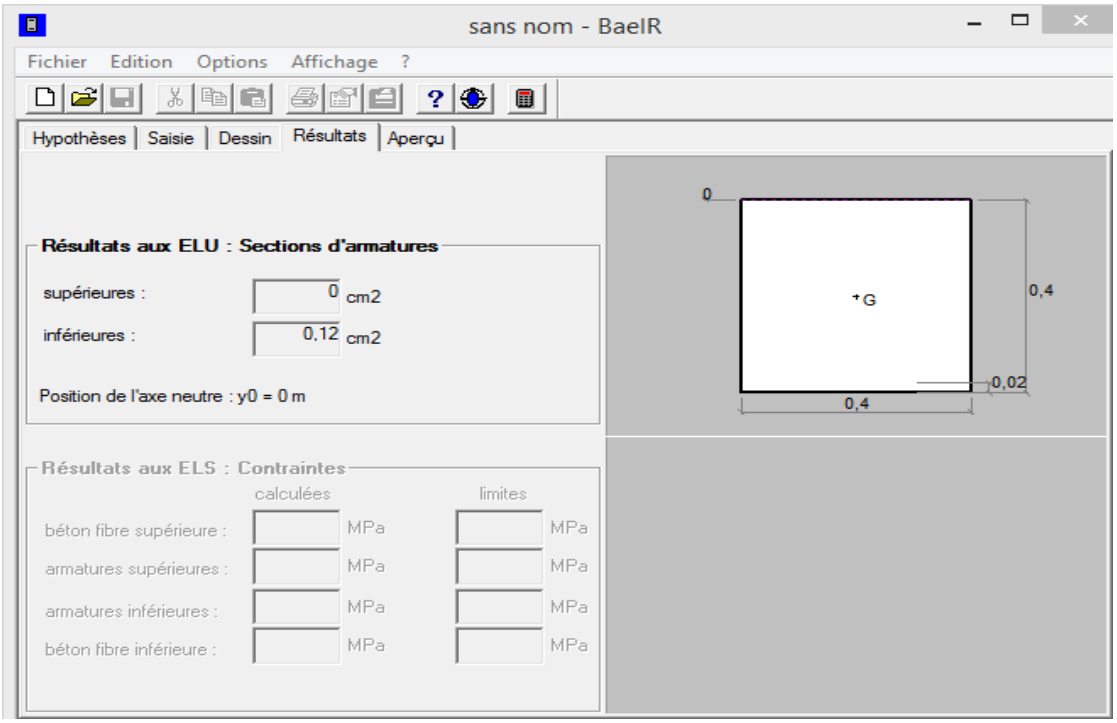
**G + Q ± E**

Poteaux 45× 45 :

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts.




La section d'acier donnée par SOCOTEC :




Les résultats du ferraillage sont donnés par les tableaux suivants :

**Tableau VI.3:** Tableaux ferraillages des différents poteaux**.**

| section | comb | Sollicitations | N (KN) | M (KN.m) | e (cm) | nature | $A_{sup}$ ($cm^2$) | $A_{inf}$ ($cm^2$) | $A_{min}$ ($cm^2$) | Ferraillage | $A_{adop}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (45x45) | ELU | $N_{max}$-$M_{corr}$ | -1448.21 | -3.403 | 0.23 | SEC | 0 | 0 | 16.2 | 12HA14 | 18.47 |
| | | $N_{min}$-$M_{corr}$ | -165.98 | -1.662 | 1 | SEC | 0 | 0 | 16.2 | | |
| | | $M_{max}$-$N_{corr}$ | -1382.05 | -62.546 | 4.52 | SEC | 0 | 0 | 16.2 | | |
| | G+Q+E | $N_{max}$-$M_{corr}$ | -1459.93 | -31.625 | 2.16 | SEC | 0 | 0 | 16.2 | 12HA14 | 18.47 |
| | | $N_{min}$-$M_{corr}$ | 339.97 | 5.698 | 1.67 | SEC | 0 | 0 | 16.2 | | |
| | | $M_{max}$- $N_{corr}$ | -1419.93 | -114.767 | 8.08 | SEC | 0 | 0 | 16.2 | | |
| | 0.8G+Q | $N_{max}$-$M_{corr}$ | -1104.94 | -30.552 | 2.76 | SEC | 0 | 0 | 16.2 | 12HA14 | 18.47 |
| | | $N_{min}$-$M_{corr}$ | -383.84 | 5.984 | 1.51 | SEC | 0 | 0 | 16.2 | | |
| | | $M_{max}$-$N_{corr}$ | -1082.71 | -98.251 | 9.07 | SEC | 0 | 0 | 16.2 | | |
| (40x40) | ELU | $N_{max}$-$M_{corr}$ | -763 | -5.968 | 7.82 | SEC | 0 | 0 | 12.8 | 12HA12 | 13.57 |
| | | $N_{min}$-$M_{corr}$ | -78.52 | 0.877 | 1.11 | SEC | 0 | 0 | 12.8 | | |
| | | $M_{max}$- $N_{corr}$ | -204.87 | 36.087 | 17.61 | SEC | 0 | 0 | 12.8 | | |
| | G+Q+E | $N_{max}$-$M_{corr}$ | -684.29 | -25.056 | 3.66 | SEC | 0 | 0 | 12.8 | 12HA12 | 13.57 |
| | | $N_{min}$-$M_{corr}$ | -4.11 | 2.381 | 57.93 | SPC | 0 | 0.12 | 12.8 | | |
| | | $M_{max}$- $N_{corr}$ | -665.74 | -56.189 | 8.44 | SEC | 0 | 0 | 12.8 | | |
| | 0.8G+Q | $N_{max}$-$M_{corr}$ | -500.54 | -24.799 | 4.95 | SEC | 0 | 0 | 12.8 | 12HA12 | 13.57 |
| | | $N_{min}$-$M_{corr}$ | 12.97 | 2.159 | 16.64 | SEC | 0 | 0 | 12.8 | | |
| | | $M_{max}$ -$N_{corr}$ | -492.73 | -53.82 | 10.92 | SEC | 0 | 0 | 12.8 | | |
| (35x35) | ELU | $N_{max}$-$M_{corr}$ | -176.95 | -7.507 | 4.24 | SEC | 0 | 0 | 9.8 | 12HA12 | 13.57 |
| | | $N_{min}$-$M_{corr}$ | -19.31 | -7.88 | 40.80 | SPC | 0.4 | 0 | 9.8 | | |
| | | $M_{max}$-$N_{corr}$ | -86.01 | -35.971 | 41.82 | SPC | 2.05 | 0 | 9.8 | | |
| | G+Q+E | $N_{max}$-$M_{corr}$ | -138.77 | -9.28 | 6.69 | SEC | 0 | 0 | 9.8 | 12HA12 | 13.57 |
| | | $N_{min}$-$M_{corr}$ | 9.09 | 0.105 | 1.15 | SEC | 0 | 0 | 9.8 | | |
| | | $M_{max}$- $N_{corr}$ | -52.1 | 30.23 | 58.02 | SPC | 0 | 1.97 | 9.8 | | |
| | 0.8G+Q | $N_{max}$-$M_{corr}$ | -101.97 | -8.338 | 8.18 | SEC | 0 | 0 | 9.8 | 12HA12 | 13.57 |
| | | $N_{min}$-$M_{corr}$ | 14.53 | 0.17 | 1.16 | SEC | 0 | 0 | 9.8 | | |
| | | $M_{max}$-$N_{corr}$ | -32.17 | 27.374 | 85.09 | SPC | 0 | 1.99 | 9.8 | | |

**NB :** les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferraillés avec les sections minimales réglementaires

| Sections des poteaux ($cm^2$) | $A_{min}$ ($cm^2$) | $A_{adoptée}$ ($cm^2$) | Ferraillage |
|---|---|---|---|
| (45× 45) | 16.2 | 18.47 | 12HA14 |
| (40× 40) | 12.8 | 13.57 | 12HA12 |
| (35 × 35) | 9.8 | 13.57 | 12HA12 |

**Tableau VI.4:** Choix des armatures longitudinales.

### VI.1.3.2. Vérification à l'ELU :

- **Armatures transversales :**

- **Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99) :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce, leurs rôles est de maintenir les armatures longitudinales et éviter ainsi leurs flambement, D après les règles du BAEL91/modifié 99, le diamètre des armatures transversales $\emptyset_t$ est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du tires (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\emptyset_t = \frac{1}{3}\emptyset_l = \frac{1}{3}14 = 4.66\text{mm} \qquad \text{soit:} \quad \emptyset_t = 8\text{mm}$$

$\emptyset_l$: Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adopterons des cadres de section : $\mathbf{A_t = 2,01cm^2 = 4HA8.}$

- **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :**

D'après l'article (7-4-2-2) /RPA 99 version 2003, la quantité d'armatures transversales minimale en pourcentage est donnée comme suit : $\frac{A_t}{b_1 \times S_t}$ en %.

Si $\lambda_g \geq 5$ ⟶ $A_t^{min} = 0{,}3\ \% \times S_t \times b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ ⟶ $A_t^{min} = 0{,}8\ \% \times S_t \times b_1$

Et si $3 < \lambda_g < 5$ ⟶ Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Avec :

$\lambda_g$ : L'élancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$ / $L_f = 0{,}7\ h_e$

$b_1$ ; $h_1$ : Dimension de la section droite du poteau

**$\rho_a$** est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, Il est pris :

$$\rho_a = \begin{cases} 2{,}5 \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3{,}75 \longrightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

a. Espacement des barres :

$S_t$ : L'espacement des armatures transversales dont les valeurs sont :

Zone nodal ⟶ $S_t \leq 10cm$ ⟶ $S_t$= 10cm

Zone courante ⟶ $S_t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10.\emptyset_1\right)$= 12cm ⟶ $S_t$= 12cm

Où :

$\emptyset_1$ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

| Section des poteaux des différents niveaux | hauteur libre du poteau | $\lambda_g = \frac{L_f}{h}$ | $\rho_a$ |
|---|---|---|---|
| 45 × 45 | $L_0$ = 3,45 m | 5,35 | 2,5 |
| | $L_0$ = 3,06 m | 4,75 | 3,75 |
| 40 × 40 | $L_0$ = 3,06 m | 5,35 | 2,5 |
| 35 × 35 | $L_0$ = 3,06 m | 6,11 | 2,5 |

**Tableau VI.5 :** coefficients correcteurs "$\rho_a$ " en fonction de l'élancement géométrique du poteau " $\lambda_g$".

| poteau | $A_t^{min}[cm^2]$ | | $A_{adoptée}$ $[cm^2]$ | Observation | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Zone courante $S_t = 12cm$ | Zone nodale $S_t = 10cm$ | | Zone courante | Zone nodale |
| 45×45 | 1,62 | 1,35 | 2,01 | CV | CV |
| | 1,998 | 1,98 | | CV | CV |
| 40×40 | 1,44 | 1,2 | 2,01 | CV | CV |
| 35×35 | 1.26 | 1,05 | 2,01 | CV | CV |

**Tableau VI.6 :** Quantité minimale d'armatures transversales.

❖ **Conclusion :**

Les armatures transversales des poteaux (45 × 45), (40 × 40) et (35 × 35) seront composées de 2cardes Ø8 $A_t$ = 2,01 $cm^2$. Avec un espacement de 10cm en zone nodal et de 12 cm en zone courante.

**Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91Article :A.6.1.221)**

$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06\ f_{c28} = 0.6 + 0.006 \times 25 = 2.1$Mpa.

$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28}$

$\psi = 1.5$ pour les acier haute adhérence

$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835$ MPa.

**Pour HA 14:** $l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38$ cm.

**Pour HA 12:** $l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32$ cm.

**- Longueur de recouvrement :**

Selon le RPA ;la longueur minimale de recouvrement est : $L_r = 40 \times \phi$
Pour :

**HA14 :** $L_r = 40 \times 1.4 = 56$ cm
**HA12 :** $L_r = 40 \times 1.2 = 48$ cm

- **Vérification au cisaillement :(RPA99/Art7.4.3.2) :**

$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec : $f_{c28}$=25MPa.

Et $\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \quad d'ou \quad \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 \quad d'ou \quad \rho_b = 0.04 \end{cases}$

➢ **Poteaux 45x45:**

- **Sous –sol :** $\lambda_g = 5.35 \rightarrow \rho_b = 0.075$

$\tau_b = \frac{174{,}91 \times 10^3}{450 \times 430} = 0{,}9$ MPa

$\tau_b = 0.9$ MPa $< \boldsymbol{\tau_{bu}} = 0.075 \times 25 = 1{,}8 \longrightarrow$ **condition vérifiée**

- **RDC :** $\lambda_g = 4.75 \rightarrow \rho_b = 0.04$

$\tau_b = \frac{174,91\times10^3}{450\times430}$ = 0.90 MPa

$\tau_b$ = 0.9 MPa < $\tau_{bu}$ = 0.04× 25 = 1 ⟶ **condition vérifiée.**

- **Poteaux 40x40 :** $\lambda_g = 5.35 \rightarrow \rho_b = 0.075$

$\tau_b = \frac{67,58\times10^3}{400\times380}$ = 0.444MPa

$\tau_b$ = 0.444 MPa < $\boldsymbol{\tau_{bu}}$ = 0.075× 25 = 1,8 ⟶ **condition vérifiée.**

- **Poteaux 35x35 :** $\lambda_g = 6.11 \rightarrow \rho_b = 0.075$

$\boldsymbol{\tau_b} = \frac{26,3\times10^3}{350\times330}$ = 0.227MPa

$\tau_b$ = **0.227** MPa < $\boldsymbol{\tau_{bu}}$ = 0.075× 25 = **1,8** ⟶ **condition vérifiée.**

## VI.1.3.3. Vérification à L'ELS :

- **Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):**

$A_{min} = \frac{0.23\times b\times d\times f_{t28}}{f_e}\left[\frac{e_s-0.455d}{e_s-0.185d}\right]$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| section | Sollicitations | $N_s$ (KN) | Ms (KN.m) | e (cm) | $A_{min}$ ($cm^2$) | $A_s$ | Observation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (45x45) | $N_{max}$-$M_{corr}$ | - 1052,69 | -2,462 | 0.23 | 5.84 | 18.47 | CV |
| | $N_{min}$-$M_{corr}$ | -122 | -1,21 | 0.99 | 6.23 | 18.47 | CV |
| | $M_{max}$- $N_{corr}$ | -1004,82 | -45,295 | 4.5 | 10.18 | 18.47 | CV |
| (40x40) | $N_{max}$-$M_{corr}$ | -555,08 | -4,339 | 0.78 | 4.84 | 13.57 | CV |
| | $N_{min}$-$M_{corr}$ | -57,38 | 0 ,636 | 1.10 | 5.01 | 13.57 | CV |
| | $M_{max}$- $N_{corr}$ | -149.64 | 26.174 | 17.49 | 0.03 | 13.57 | CV |
| (35x35) | $N_{max}$-$M_{corr}$ | -129,57 | -5,48 | 4.22 | 7.98 | 13.57 | CV |
| | $N_{min}$-$M_{corr}$ | -14,2 | -5,761 | 40.57 | 1.03 | 13.57 | CV |
| | $M_{max}$- $N_{corr}$ | -62,92 | -26,222 | 41.67 | 1.04 | 13.57 | CV |

**Tableau VI.7:** Vérification du ferraillage a l'ELS.

- **Vérification des contraintes**

**a- Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible. (Article A.4.5,32 du BAEL 91).

**b- Contrainte dans le béton :**

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6\times f_{c28} = 15$ MPa.

Nous avons deux cas à vérifier, en flexion composé et à L'ELS :

Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ ⟶ La section est entièrement comprimée.

**c- Vérification des contraintes :**

La section homogène est : $S= b\times h + n (A_s + A_s')$

$V_1 = \frac{1}{B}\left[\frac{b\times h^2}{2} + 15(A_s \times c' + A_s' \times d)\right]$

$V_2 = h - V_1$

Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$I = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_1{}^3) + [A_s(V_1 - c)^2 + A_s(V_2 - c)^2]$

$\sigma_{b1} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I}\right] \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28}$

Puisque $\sigma_{b1} < \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier que $\sigma_{b1} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$N_s$ : Effort de compression à L'ELS

$M_s$ : Moment fléchissant à l'ELS

$B_0$ : Section homogénéisée.

$B_0 = b.h + 15As$

Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ La section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier :

$\sigma_b < \overline{\sigma_{bc}} = 15$MPa

$\sigma_b = K\times y_1$

$K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$

$$I_{x-x} = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d-y)^2 + A'_s \times (y-c)^2]$$

$y_1 = y_2 + c$

$y_2$ : est à déterminer par l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$$

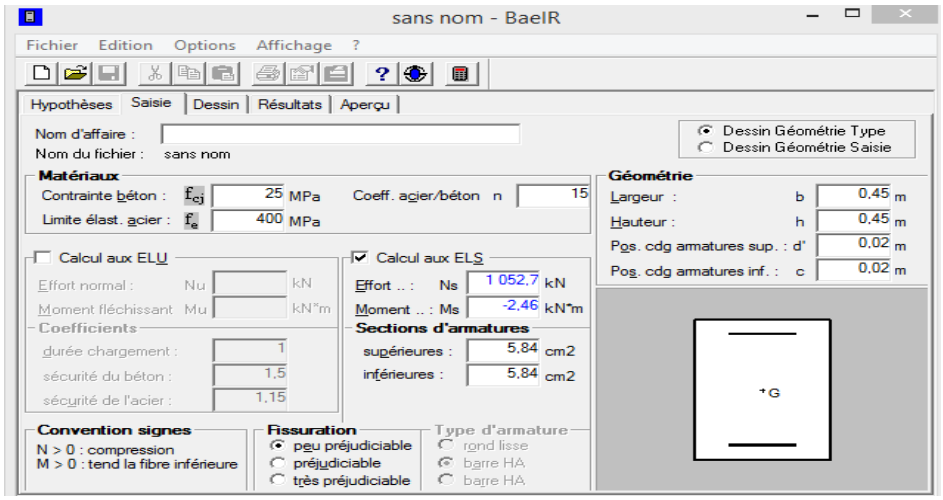
$$p = -3c^2 - \frac{90A'_s}{b}(c-c') + \frac{90A_s}{b}(d-c)$$

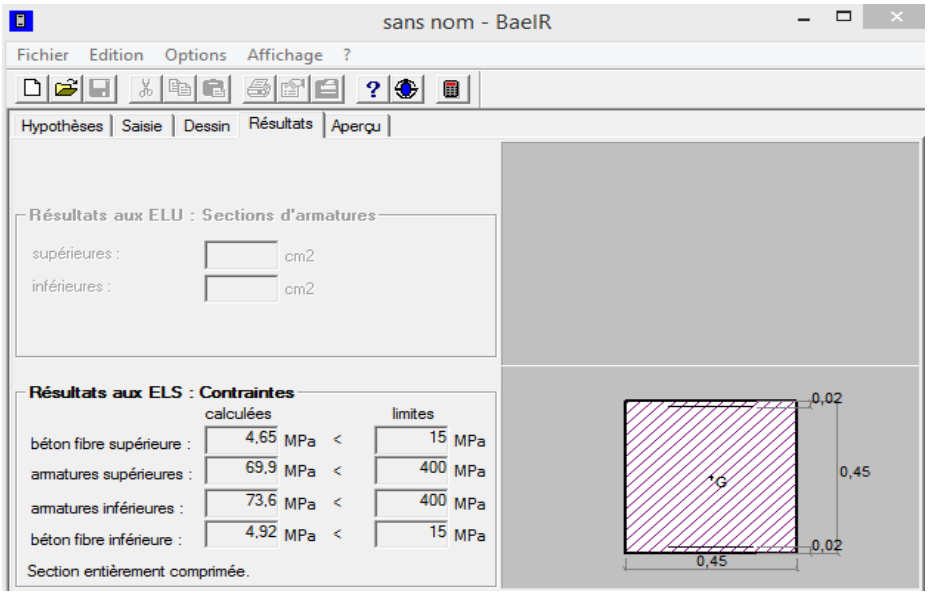
$$q = -2^3 - \frac{90A'_s}{b}(c-c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d-c)^2$$

$$c = \frac{h}{2} - 2.5$$

C : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

Les résultats sont donnés à l'aide du logiciel SOCOTEC et récapitulés dans le tableau suivant ci-dessous :



| section | Sollicitations | $N_s$ (KN) | Ms (KN.m) | $A_S = A_S'$ ($cm^2$) | $\sigma_{bsup}$ | $\sigma_{binf}$ | $\overline{\sigma_{bc}}$ | Observation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (45x45) | $N_{max}$-$M_{corr}$ | - 1052,69 | -2,462 | 5.84 | 4.65 | 4.92 | 15 | CV |
| | $N_{min}$-$M_{corr}$ | -122 | -1,21 | 6.23 | 0.49 | 0.62 | 15 | CV |
| | $M_{max}$- $N_{corr}$ | -1004,82 | -45,295 | 10.18 | 2.14 | 6.48 | 15 | CV |
| (40x40) | $N_{max}$-$M_{corr}$ | -555,08 | -4,339 | 4.84 | 3.51 | 2.81 | 15 | CV |
| | $N_{min}$-$M_{corr}$ | -57,38 | 0 ,636 | 5.01 | 0.38 | 0.28 | 15 | CV |
| | $M_{max}$- $N_{corr}$ | -149.64 | 26.174 | 0.03 | 8.86 | 0 | 15 | CV |
| (35x35) | $N_{max}$-$M_{corr}$ | -129,57 | -5,48 | 7.98 | 0.36 | 1.41 | 15 | CV |
| | $N_{min}$-$M_{corr}$ | -14,2 | -5,761 | 1.03 | 0 | 1.98 | 15 | CV |
| | $M_{max}$- $N_{corr}$ | -62,92 | -26,222 | 1.04 | 0 | 8.99 | 15 | CV |

**Tableau VI.8:** Vérification de l'état limite de compression du béton et dans l'acier.

## VI.1.4: Schéma de ferraillage des poteaux :

➢ **Poteaux (45 × 45) :**

- Les armatures longitudinales: 12HA14 ⟶ **$A_{st}$ = 18,47$cm^2$.**
- Les armatures transversales: 4HA8 ⟶ **$A_{st}$ = 2,01$cm^2$.**

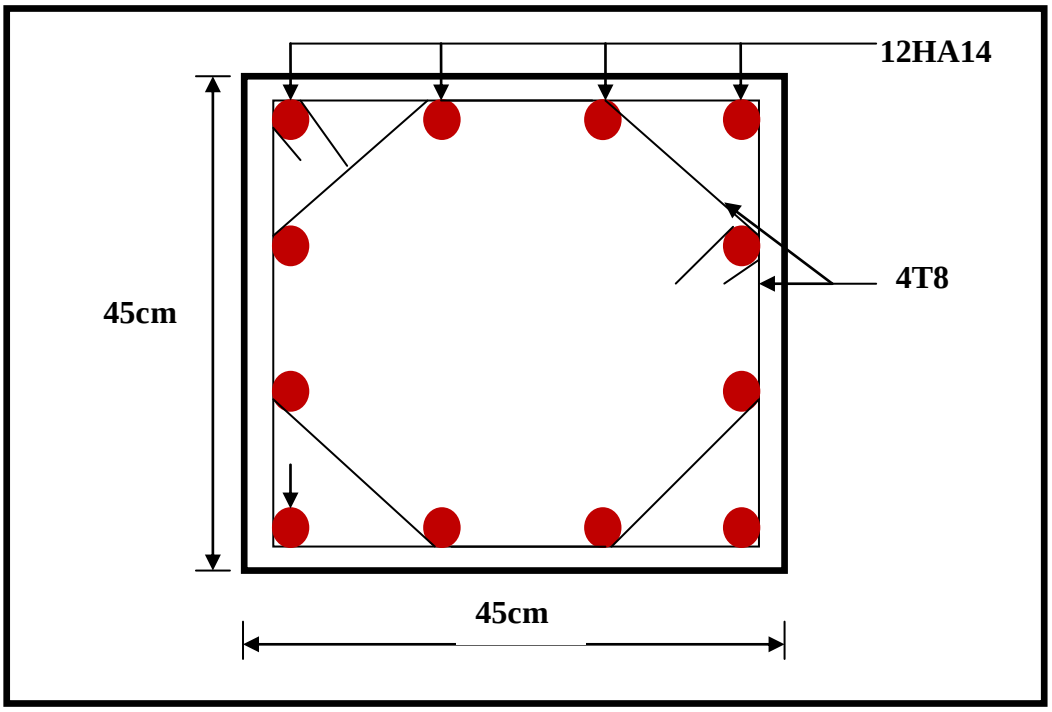



**Fig.VI.1:** Ferraillage Poteau 45 × 45.

➢ **Poteaux (40 × 40) :**

- Les armatures longitudinales : 12HA12 ⟶ **$A_{st}$ = 13,57cm$^2$.**
- Les armatures transversales : 3HA8 ⟶ **$A_{st}$ = 1,51cm$^2$.**

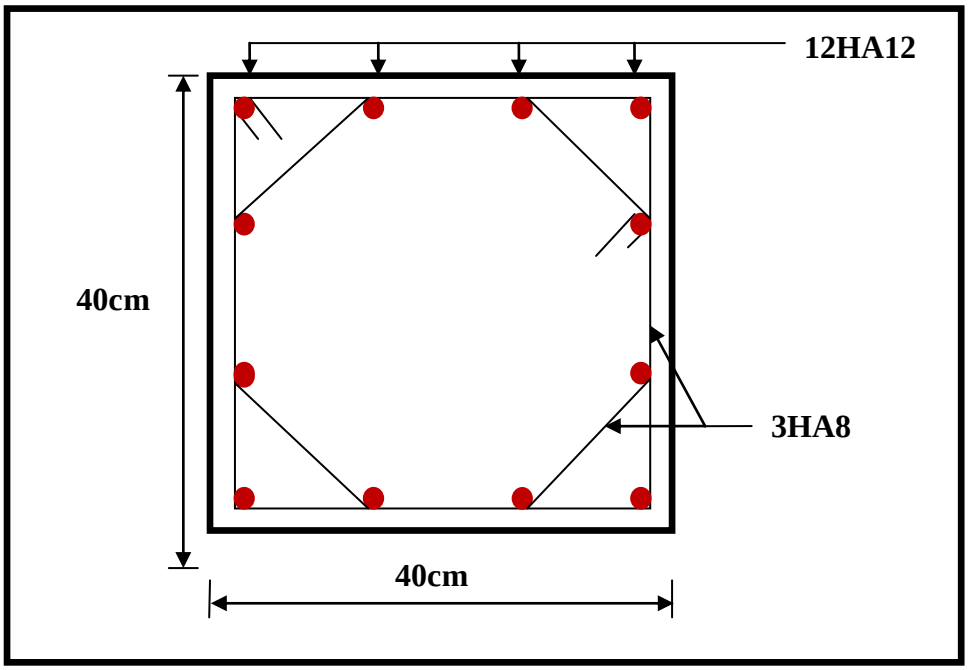



**Fig.VI.2:** Ferraillage Poteau 40 × 40**.**

➢ **Poteaux (35 × 35) :**

- Les armatures longitudinales : 12HA12 ⟶ **$A_{st}$ = 13,57cm$^2$.**
- Les armatures transversales : 3HA8 ⟶ **$A_{st}$ = 1,51cm$^2$.**

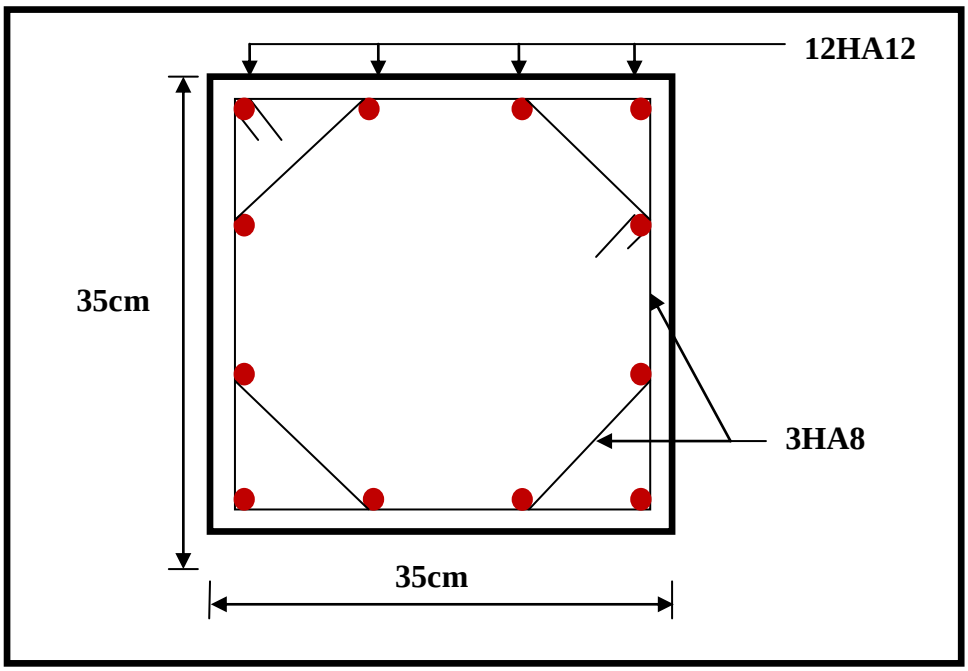



**Fig.VI.3:** Ferraillage Poteau 35 × 35**.**

# VI.2. Ferraillage des poutres :

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferraillage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel Etabs.

## VI.2.1. RECOMMANDATIONS ET EXIGENCES DU RPA :

### a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - **4 %** en zone courante;
  - **6 %** en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

| | 0.5% bh | 4%bh | 6%bh |
|---|---|---|---|
| Poutre principale (30 × 40) | 6.00 | 48 | 72 |
| Poutre secondaire (30 × 35) | 5.25 | 42 | 63 |

**Tableau VI.9:** Section des armatures longitudinales.

- La longueur minimale des recouvrements est de : 40∅ en zone II;
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle doit (**90°**).

### b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0{,}003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : $\text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset\right)$
- En dehors de la zone nodale : $\mathbf{S_t} \leq \frac{h}{2}$

∅ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

## VI.2.2. CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES A L'ELU :

**a. Ferraillage des poutres :**

- **Poutre principale:**
  - **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{58.167 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14,2} = 0,094 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \mathbf{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,951$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{58.167 \times 10^3}{0,951 \times 38 \times 348} = 4.62 \text{ cm}^2$$

  - **Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a sup}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{123.32 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14,2} = 0,2 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \mathbf{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,887$$

$$A_{st} = \frac{M_a sup}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{60.8 \times 10^3}{0,948 \times 38 \times 348} = 10.51 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_a inf}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{104.66 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14,2} = 0.17 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \mathbf{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.906$$

$$A_{st} = \frac{M_a inf}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{104.66 \times 10^3}{0,973 \times 38 \times 348} = 8.73 \text{cm}^2$$

- **Poutre secondaires:**
  - **En travées:**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{25,93 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,055 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \mathbf{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,9715$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{28.196 \times 10^3}{0.969 \times 33 \times 348} = 2.32 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis:**

$$\mu = \frac{M_a sup}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{98.74 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0.212 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \mathbf{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_{st} = \frac{M_a sup}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{98.74 \times 10^3}{0,987 \times 33 \times 348} = 9.3 \text{cm}^2$$

$$\mu = \frac{M_a inf}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{92,95 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,2 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \mathbf{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,887$$

$$A_{st} = \frac{M_a inf}{\beta \times d \times \overline{\sigma}_{st}} = \frac{92.85 \times 10^3}{0,887 \times 33 \times 348} = 9,12 \text{cm}^2$$

Le ferraillage est résumé dans les tableaux suivants:

- **Ferraillage des poutres principales (30×40) :**

| | $M_{max}$ (KN.m) | $\mu_b$ | obs | β | $A_s$ | Ferraillage | $A_{adopté}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| En travée | 58.167 | 0.094 | SSA | 0,951 | 4.62 | 3HA16(fil) | 6.03 |
| Aux appuis (sup) | 123,32 | 0,2 | SSA | 0,887 | 10.51 | 3HA16(fil) +3HA14 (chap) | 10.65 |
| Aux appuis (inf) | 104.66 | 0.17 | SSA | 0.906 | 8.73 | 3HA16(fil) + 3HA14 (chap) | 10.65 |

**Tableau VI.10:** Ferraillage des poutres principales.

- **Ferraillage des poutres secondaires (30×35) :**

| | $M_{max}$ (KN.m) | $\mu_b$ | obs | β | $A_s$ | Ferraillage | $A_{adopté}$ ($cm^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| En travée | 25.93 | 0,055 | SSA | 0,971 | 2.32 | 3HA16(fil) | 6.03 |
| Aux appuis(sup) | 98.74 | 0,212 | SSA | 0,879 | 9.3 | 3HA16(fil) +3HA12(chap) | 9.42 |
| Aux appuis(inf) | 92.95 | 0,2 | SSA | 0,887 | 9.12 | 3HA16(fil) +3HA12(chap) | 9.42 |

**Tableau VI.11:** Ferraillage des poutres secondaires.

## VI.2.3. VERIFICATIONS A L'ELU:

### a. Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1):

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la **C.N.F : $A_{st} \geq A_{min}$**

Avec: $A_{st} \geq A_{min} = \frac{0,23\ bd\ f_{t28}}{f_e}$ et $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1$ MPa

| | | $A_{st}$ | $A_{min}$ | vérifications |
|---|---|---|---|---|
| Poutres principales | En travée | 4.62 | 1,376 | Condition vérifiée |
| | Aux appuis | 8.73 | 1,376 | Condition vérifiée |
| Poutres secondaires | En travée | 2.32 | 1,195 | Condition vérifiée |
| | Aux appuis | 9.3 | 1,195 | Condition vérifiée |

**Tableau VI.12:** Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

**b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\mathbf{A_t = 0{,}003 \times S_t \times b}$$

Calcul de l'espacement $S_t$ :

| | Calcul de $S_t$(cm) | | | $A_t = 0{,}003 \times S_t \times b$ | Ferraillage[$cm^2$] |
|---|---|---|---|---|---|
| Poutre principale | Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$ | Min [10;19.2] | $\mathbf{S_t = 10}$ | 0 ,90 | 4HA8=2,01 |
| | Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$ | $S_t \leq 20$ cm | $\mathbf{S_t = 15}$ | 1,35 | |
| Poutre secondaire | Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset)$ | Min [8,75;19.2] | $\mathbf{S_t = 8}$ | 0,90 | 4HA8=2,01 |
| | Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$ | $S_t \leq 17{,}5$ cm | $\mathbf{S_t = 15}$ | 1,35 | |

**Tableau VI.13:** Vérifications armatures transversales à l'ELU.

**c.Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)** :

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Avec : $T_U^{max}$ = Effort tranchant max à l'ELU

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0{,}2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{ MPa}\right) = \min\left(0{,}2 \frac{25}{1{,}5} ; 5\text{ MPa}\right)$$

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

| Poutres | Efforts tranchant (KN) | | b (cm) | d (cm) | $\tau_u$ (MPa) | $\bar{\tau}_u$(MPa) | observation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Principales | $T_{max}$ | 88,79 | 30 | 38 | 0,78 | 3,33 | Condition vérifiée |
| Secondaires | $T_{max}$ | 195.52 | 30 | 33 | 1,98 | 3,33 | Condition vérifiée |

**Tableau VI.14:** Vérification au cisaillement.

**d. Influence de l'effort tranchant :**

- **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99)** :

On se doit de vérifier la relation : $T_u^{max} \leq \overline{T}_u = 0{,}4 \times \frac{0{,}9bd\, f_{c28}}{\gamma_b}$

| Poutres | Efforts tranchant (KN) | | b (cm) | d (cm) | $f_{c28}$ ($MPa_)$ | $\overline{T}_u$(KN) | observation |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Principales | $T_{max}$ | 88,79 | 30 | 38 | 25 | 684 | Condition vérifiée |
| Secondaires | $T_{max}$ | 195.52 | 30 | 33 | 25 | 594 | Condition vérifiée |

**Tableau VI.15:** Influence de l'effort tranchant sur le béton.

- **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

$A_s \geq \frac{1.15}{f_e}\left[T_u - \frac{M_u}{0.9\times d}\right]$ Avec : $M_u$ en valeur algébrique.

Si: $\left[T_u - \frac{M_u}{0.9\times d}\right] < 0 \Longrightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

- **Pour les poutres principales:** $T_u - \frac{M_u}{0.9\times d} = 88{,}79 - \frac{58.167}{0.9\times 0.38} = -81.28 < 0$

- **Pour les poutres secondaires :** $T_u - \frac{M_u}{0.9\times d} = 195.52 - \frac{25.93}{0.9\times 0.33} = -0.40 < 0$

$\Longrightarrow$Donc aucune vérification n'est nécessaire.

**e. Vérification de l'adhérence et de l'entrainement des barres BAEL [Art A.6.1.3]** :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$

Avec : $\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1{,}5 \times 2{,}1 = 3{,}15$ MPa

$\tau_{se} = \frac{T_u}{0{,}9\times d\times \sum U_i}$

$\psi_s = 1{,}5$ : Coefficient de scellement **HA**

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

- **Poutres principales :**

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3{,}14 \times 1{,}6 = 30.144$ cm

$\tau_{se} = \frac{88{,}79 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 301.44} = 0{,}86\ MPa < \bar{\tau}_{se=} 3{,}15\ MPa \Longrightarrow \mathbf{C.V}.$

- **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3{,}14 \times 1{,}2 + 3 \times 3{,}14 \times 1{,}6 = 26{,}376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{195.52 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 244{,}9} = 2{,}49\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15 \text{ M} \Longrightarrow \mathbf{C.V}.$$

f. **Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22]** :

Longueur de scellement : $l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$ avec: $\tau_{se} = 0{,}6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2{,}835$ MPa

- Pour les $\emptyset_{12}$ : $L_s = 42{,}32$ cm
- Pour les $\emptyset_{14}$ : $L_s = 49{,}32$cm
- Pour les $\emptyset_{16}$ : $L_s = 56{,}44$ cm

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à : 0,4 $l_s$ pour les aciers HA.

- Pour les $\emptyset_{12}$ : $L_a = 16{,}92$ cm
- Pour les $\emptyset_{14}$ : $L_a = 19{,}75$cm
- Pour les $\emptyset_{16}$ : $L_a = 22{,}55$ cm

## • VI.2.4. VERIFICATIONS A L'ELS :

### a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

### b) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logicielle ETABS: $\bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

- **Poutres principales :**

$$\begin{cases} \bar{f} = \dfrac{l}{500} = \dfrac{4.5}{500} = 0{,}009 \text{ m} \\ f_{ETABS} = 0{,}00012 \text{ m} \end{cases} \Longrightarrow f_{ETABS} = 0{,}00012 \text{ m} < \bar{f} = 0{,}009 \text{ m} \Longrightarrow \mathbf{C.V}$$

- **Poutres secondaires :**

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4}{500} = 0{,}008 \text{ m} \\ f_{ETABS} = 0{,}00013 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow f_{ETABS} = 0{,}00013 \text{ m} < \bar{f} = 0{,}008 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{C.V}$$

**Conclusion :**

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

**c) Vérification des contraintes :**

- **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \begin{Bmatrix} K_1 \\ \beta_1 \end{Bmatrix} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1{,}15} = 348 \text{ MPa}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \sigma_{bc} = 0{,}6 \times f_{c28}$$

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

| Poutres | | Moments (KN.m) | | combinaison |
|---|---|---|---|---|
| Poutres principales | Appuis | $M_{st}$ | 75.77 | ELS |
| | Travée | $M_{sa}$ | 42.468 | ELS |
| Poutres secondaires | Appuis | $M_{st}$ | 31.187 | ELS |
| | Travée | $M_{sa}$ | 18.831 | ELS |

**Tableau VI.16:** Moments à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Poutres | | Moment à l'ELS (KN.m) | $\rho$ | $\beta_1$ | $K_1$ | $A_{st}$ ($cm^2$) | d (cm) | $\sigma_{st}$ (MPa) | $\overline{\sigma_{st}}$ (MPa) | Obs | $\sigma_{bc}$ (MPa) | $\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa) | Obs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| P.P. | Travée | 42.468 | 0.53 | 0.891 | 30.87 | 6.03 | 38 | 208.01 | 348 | C.V | 6.73 | 15 | C.V |
| | Appuis | 75.77 | 0.93 | 0.864 | 21.76 | 10.65 | 38 | 216.69 | 348 | C.V | 9.95 | 15 | C.V |
| P.S | Travée | 18.831 | 0.47 | 0.896 | 33.08 | 6.03 | 33 | 137.85 | 348 | C.V | 4.16 | 15 | C.V |
| | Appuis | 31.187 | 0.95 | 0.863 | 21.50 | 9.42 | 33 | 116.25 | 348 | C.V | 5.40 | 15 | C.V |

**Tableau VI.17:** Vérifications des contraintes à L'ELS.

## Schéma de ferraillage des poutres :

➢ **Poutres principales :**

✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA16
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

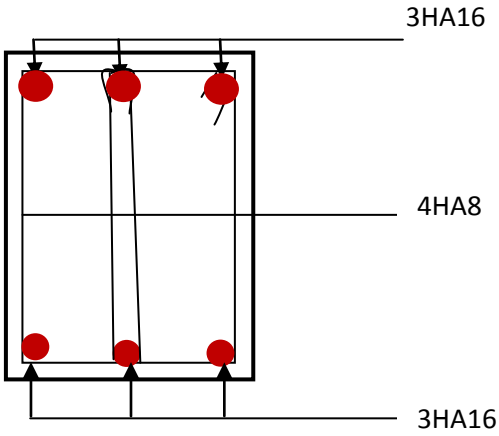



**Fig.VI.1:** Ferraillage en travée d'une poutre principale.

- **Sur appuis :**
  - Armatures longitudinales : 3HA16 + 3HA14
  - Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

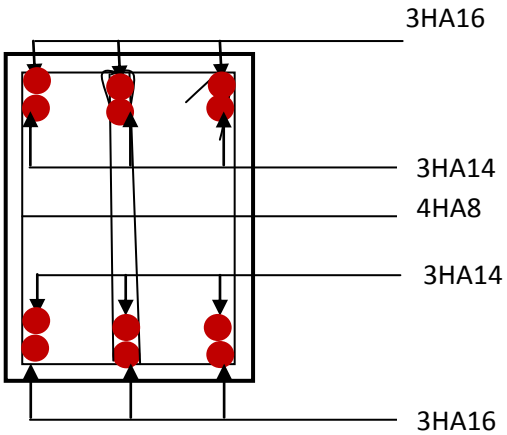



**Fig.VI.2:** Ferraillage sur appuis d'une poutre principale.

- **Poutres secondaires :**
  - ✓ **En travée :**
    - Armatures longitudinales : 3HA16
    - Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

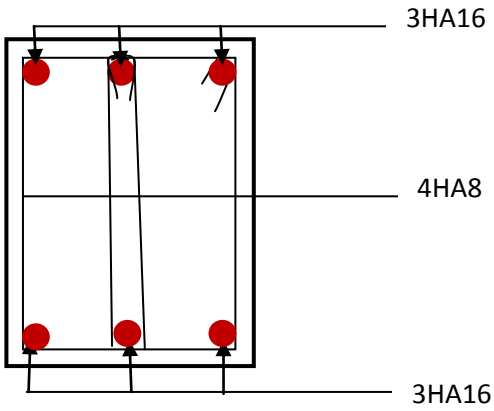



**Fig.VI.3:** Ferraillage en travée d'une poutre secondaire.

  - ✓ **Sur appuis:**
    - Armatures longitudinales : 3HA16 + 3HA12
    - Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

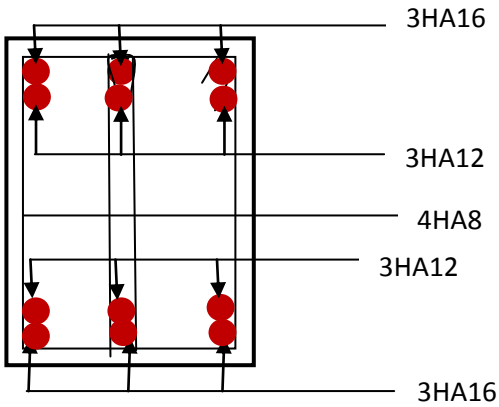



**Fig.VI.4:** Ferraillage aux appuis d'une poutre secondaire.

# VI.3. Ferraillage des voiles :

## INTRODUCTION :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et horizontales (séisme). Ils seront ferraillés en flexion composé sous l'action des sollicitations verticales et horizontales. Leur ferraillage est composé de trois (3) types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose notre bâtiment en trois zones :

- **Zone I** : Sous-sol ,RDC , $^{1ème}$ étage.
- **Zone II** : $2^{éme}$ , $3^{éme}$, $4^{ème}$, étage.
- **Zone III**: $5^{ème}$ étage.

## VI.3.1. EXPOSE DE LA METHODE DE CALCUL :

**1) Les armatures verticales:**

- On détermine les diagrammes des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.\nu}{I} \qquad \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.\nu'}{I}$$

Avec :

M : moment dans le voile.

N : effort normale dans le voile.

ν = ν'=L/2

ν': distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

ν : distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue.

B = L .e (section du béton).

L : longueur du voile.

e : épaisseur du voile.

I : moment d'inertie du voile.

- On découpe les diagrammes obtenus en bandes de largeur « d » :

$$d \leq \min\left\{\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right\}$$

Avec : $L_c$ : longueur de la partie comprimée.

$h_e$ : hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

- On détermine l'effort normal ultime agissant en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque section considérée, puis on détermine les armatures :

**a. Section partiellement comprimée S.P.C:**

$$\mathbf{N_1 = \frac{\sigma_{min}+\sigma_1}{2} d.e}$$

$$\mathbf{N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e}$$

**Section d'armature :** $\mathbf{A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}}$

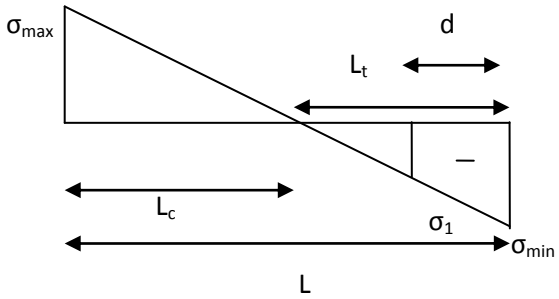



**Diagramme des contraintes d'une (S.P.C).**

**Armatures minimales :** (BAEL art A4.2.1)

$$\mathbf{A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}}$$

$A_{min} \geq A = 0.002B$ (Section min du RPA art 7.7.4.1)

**b. Section entièrement comprimée (SEC) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} . d . e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} . d . e$$

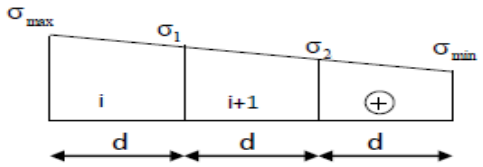



**Diagramme des contraintes d'une (S.E.C).**

**Section d'armature :**

$$A_{vi} = \frac{N_i . B . f_{bc}}{\sigma_s}$$

**Avec :** e **:** épaisseur du voile.
$\sigma_s$ : contrainte de l'acier.
B: Section du voile.

**Armatures minimales :** (Art A.8.1, 21BAEL91)

$$A_{min} \geq \frac{4cm^2}{ml}$$

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

**c. Section entièrement tendue (SET) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} . d_1 . e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} . d_2 . e$$

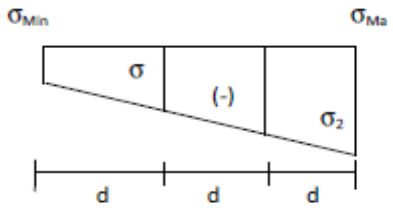



**Diagramme des contraintes d'une (S.E.T).**

**Section d'armature :** $\mathbf{A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}}$

**Armatures minimales :** (BAEL art A4.2.1)

$$A_{min} \geq \frac{B\, f_{t28}}{f_e}$$

$A_{min} \geq A = 0.002B$ (Section min du RPA art 7.7.4.1)

**2) Les armatures horizontales:**

Les armatures horizontales doivent êtres munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

D'après le BEAL 91 : $A_h = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_h \geq 0.15\%\ B$

**3) Les armatures transversales:**

Les armatures transversales sont généralement des épingles, elles ont pour rôle :

1- De relier les deux nappes d'armatures verticales avec au moins 4 épingles par mètre carrés.
2- De renforcer les parties extérieures du refend et d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'effet de la compression.

**4) Les armatures de couture:**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1\frac{V}{f_e}$$

**Avec** : V=1.4 T

**T** : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**5) Les potelets:**

A chaque extrémité du trumeau, les barres verticales devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont les espacements ne doivent pas dépasser l'épaisseur du trumeau.

La section d'armatures des potelets doit être supérieure ou égale à 4HA10 (RPA99/2003).

**6) Les dispositions constructives :**

**Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$S_t \leq \min\{1.5e; 30cm\}$ Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

**Longueur de recouvrement :**

- 40Φ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

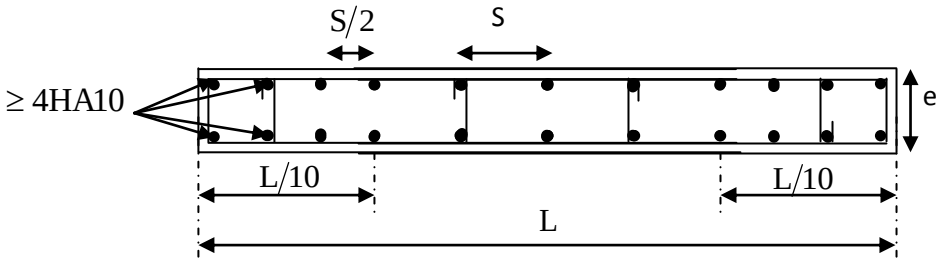



**Fig.VI.5:** Disposition des armatures verticales dans les voiles.

## VI.3.2. EXEMPLE DE CALCUL DE VOILE :

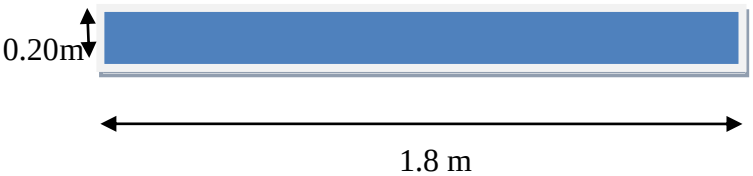
Soit à calculer le ferraillage du voile $VL_2$ = 1.8m

**a) caractéristiques géométriques** :

**Zone I:**

L= 1.8 m, I=0.10$m^4$

B=0.36 $m^2$




**b) sollicitation de calcul** :

M = 973.835 KN.m

N = 965.23 KN

T= 326.74 KN

V= $\frac{L_{voile}}{2}$ = 0.9 m

$$\begin{cases} \sigma_{Max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} = \frac{965.23}{0.36} + \frac{973.835 \times 0.9}{0.1} = 11445.70 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{Min} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} = \frac{965.23}{0.36} - \frac{973.835 \times 0.9}{0.1} = -6083.32 \text{ KN/ m}^2 \end{cases}$$

**c) largeur de la zone comprimée:**

$$\mathbf{L}_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} L = \frac{11445.70}{11445.70 + 6083.32} x1.8 = 1.17 \text{ m}$$

$L_t = 1.8 - 1.17 = 0.63$ m

**d) calcul de la longueur de la bande (d):**

$d \leq \min(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c) = \min(1.53; 0.78)$

Avec :

$h_e$ : hauteur entre nus de planchers du voile considéré.

$L_c$ : la longueur de la zone comprimée.

On prend **d = 0.63 m.**

- **Ferraillage de la partie tendue :**

Soit un tronçon d = Lt=0.63 m

❖ Détermination des armatures :

1. Armatures verticales.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(Lt - d)}{Lt} = \frac{6083.32(0.63 - 0.63)}{0.63} = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min}}{2} . d . e = \frac{6083.32}{2} x0.63x0.2 = 383.24 \, KN$$

$$A_{v1} = \frac{N1}{\sigma_s} = \frac{383.24 x 10^3}{400} = 958.1 \text{ mm}^2 = 9.58 \text{cm}^2$$

2. Armatures minimales :

$$\mathbf{A_{min}} \geq \max(\frac{B_1 \times f_{t28}}{f_e}; 0.002 B_1) = \max(\frac{63 \times 20 \times 2.1}{400}; 0.002 \times 20X63) = 6.62 \text{cm}^2.$$

- **Ferraillage de la partie comprimée :**

Soit un tronçon d = $L_C$/2= 1.17/2 = 0.585 m

❖ Détermination des armatures :

1. Armatures verticales :

d = 0.585 m.

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{max}\,(L_c - d)}{L_c} = \frac{11445.70(1.17 - 0.585)}{1.17} = 5722.85 kN/m^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2}\, d \times e = \frac{11445.70 + 5722.85}{2}\, 0.585 \times 0.2 = 1004.36\ KN$$

$$A_{v1} = \frac{N_1 - Bf_{c28}}{\sigma_s} = \frac{1004.36x10^3 - 0.585x0.2x10^6x25}{400} = -7309.98\ mm^2$$

$$A_{v1} = 0\ cm^2$$

**Remarque :**

Après avoir calculé le ferraillage de la partie tendue et celui de la partie comprimée on remarque que le ferraillage le plus défavorable est celui de la partie tendue.

$A_v$ /bande = 9.58 $cm^2$

$A_{v\,tot} = \frac{Av\ /bande\ \ x\ l}{d} = \frac{9.58\ x\ 1.8}{0.63}$ = 27.37 $cm^2$

Section adopté /nappe = 13.68 $cm^2$

$A_v$ adopté = 15.83 $cm^2$ ⟶ (14HA12)

**e) Armatures horizontales:**

$A_H \geq max\left(\frac{A_V}{4}.0.15\%B_1\right) = max\left(\frac{13.68}{4}; 0.0015 \times 63 \times 20\right) = \{3.42; 1.89\}$

On opte pour **5HA10=3.93 cm² avec $S_t$= 20 cm.**

- L'espacement des barres verticales et horizontales :

$S_t \leq \min(1.5e; 30\ cm)$

$S_t \leq \min(30; 30\ cm)$ ..... Condition vérifier.

**f) Armature transversal (Art7-7-4-3, RPA99):**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4 épingle de HA8 par/m².

**g) Vérification de la contrainte au cisaillement :**

- **Selon le RPA99:**

$$\tau_b = \frac{1.4T}{bd} = \frac{1.4\times326.74\times10^3}{200\times0.9\times1800} = 1.41 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1{,}41$ MPa $\leq \bar{\tau_b} = 0{,}2.f_{c28} = 5$ MPa .....condition vérifiée.

- **Selon le BAEL91 :**

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{326.74\times10^3}{200\times0.9\times1800} = 1.008 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1{,}008$ MPa $\leq \bar{\tau_u} = \min\left(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA}\right) = 3{,}26$MPa ..... Condition vérifiée

**h) Vérification à l'ELS:**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_S}{15A_v + B} \rightarrow \sigma_b = \frac{495.65\times10^3}{15\times15.83\times10^2 + 200\times1800} = 1.29 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.29$MPA$\leq \sigma_b = 15\bar{M}$Pa.....Condition vérifiée.

**Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :**

| | Zone considérée | Zone I | Zone II | Zone III |
|---|---|---|---|---|
| **Caractéristiques géométriques** | Nom du voile | VL1 | | |
| | L (m) | 1 | 1 | 1 |
| | e(m) | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| | B ($m^2$) | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| **Sollicitation de calcul** | $\sigma_{max}$ ($KN/m^2$) | 11416.431 | 6193.16 | 4589.87 |
| | $\sigma_{min}$ ($KN/m^2$) | -7301.13 | -2431.96 | -3601.87 |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC |
| | $V_u$ (KN) | 147.4 | 86.95 | 72.34 |
| | $L_t$ (m) | 0.39 | 0,28 | 0,44 |
| | $L_c$ (m) | 0.61 | 0,72 | 0,56 |
| | d (m) | 0.195 | 0,141 | 0,220 |
| | $\sigma_1$($KN/m^2$) | 3650.565 | 1215,980 | 1800,935 |
| | $N_1$ (KN) | 213.60 | 51,43 | 118,78 |
| | $N_2$ (KN) | 71.199 | 17,143 | 39,593 |
| **Ferraillage** | $A_{v1}$ ($Cm^2$)/bande | 5.34 | 1,29 | 2,97 |
| | $A_{v2}$ ($Cm^2$)/bande | 1.78 | 0,43 | 0,99 |
| | $A_{min}$ ($Cm^2$)/bande | 2.05 | 1.48 | 2.31 |
| | $A_v$ totale ($Cm^2$) | 27.38 | 10.49 | 13.5 |
| | $A_v$ totale ($Cm^2$)/nappe | 13.69 | 5.24 | 6.75 |
| | Choix des barres/nappe | 10HA14 | 10HA10 | 10HA10 |
| | $Av_{choisie}$ ($Cm^2$)/nappe | 15.39 | 7.85 | 7.85 |
| | Espacement (Cm) | 10 | 10 | 11 |
| | $A_h$ ($Cm^2$)/nappe | 3.42 | 1.31 | 1.69 |
| | Choix des barre/nappe | 6HA12 | 6HA12 | 6HA12 |
| | $Ah_{choisie}$ ($Cm^2$)/nappe | 6.79 | 6.79 | 6.79 |
| | Espacement (Cm) | 17 | 17 | 17 |
| | Armatures transversales | 4 épingles HA8/$m^2$ | | |
| **Vérification des contraintes** | $\tau_u$ (MPa) | 0,819 | 0,483 | 0,402 |
| | $\tau_b$ (MPa) | 1,146 | 0,676 | 0,563 |
| | Ns (KN) | 495.65 | 320.46 | 62.67 |
| | $\sigma_b$ (KPa) | 2.35 | 1.60 | 0.29 |

**Tableau VI.18:** Ferraillage de voile longitudinal VL1.

| | Zone considérée | Zone I | Zone II | Zone III |
|---|---|---|---|---|
| **Caractéristiques géométriques** | Nom du voile | VL2 | | |
| | L (m) | 1.80 | 1.80 | 1.80 |
| | e(m) | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| | B ($m^2$) | 0.36 | 0.36 | 0.36 |
| **Sollicitation de calcul** | $\sigma_{max}$ ($KN/m^2$) | 11445.70 | 3126.12 | 1500.35 |
| | $\sigma_{min}$ ($KN/m^2$) | -6083.32 | -685.67 | -985.51 |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC |
| | $V_u$ (KN) | 326.74 | 121.04 | 65.03 |
| | $L_t$ (m) | 0.63 | 0.33 | 0.72 |
| | $L_c$ (m) | 1.17 | 1.47 | 1.08 |
| | d (m) | 0.63 | 0.33 | 0.72 |
| | $\sigma_1$($KN/m^2$) | 0 | 0 | 0 |
| | $N_1$ (KN) | 383.24 | 22.62 | 70.95 |
| **Ferraillage** | $A_{v1}$ ($Cm^2$)/bande | 9.58 | 0.42 | 1.32 |
| | $A_{min}$ ($Cm^2$)/bande | 6.62 | 3.46 | 2.50 |
| | $A_v$ totale ($Cm^2$) | 27.37 | 18.87 | 13.63 |
| | $A_v$ totale ($Cm^2$)/nappe | 13.68 | 9.43 | 6.81 |
| | Choix des barres/nappe | 14HA12 | 14HA10 | 14HA8 |
| | $Av_{choisie}$ ($Cm^2$)/nappe | 15.83 | 11 | 7.04 |
| | Espacement (Cm) | 13 | 14 | 14 |
| | $A_h$ ($Cm^2$)/nappe | 3.42 | 2.35 | 1.70 |
| | Choix des barre/nappe | 5HA10 | 5HA10 | 5HA10 |
| | $Ah_{choisie}$ ($Cm^2$)/nappe | 3.93 | 3.93 | 3.93 |
| | Espacement (Cm) | 20 | 20 | 20 |
| | Armatures transversales | 4 épingles HA8/$m^2$ | | |
| **Vérification des contraintes** | $\tau_u$ (MPa) | 1.008 | 0.374 | 0.201 |
| | $\tau_b$ (MPa) | 1.412 | 0.523 | 0.281 |
| | Ns (KN) | 489.63 | 309.50 | 41.36 |
| | $\sigma_b$ (KPa) | 1.25 | 0.79 | 0.11 |

**Tableau VI.19 :** Ferraillage de voile longitudinal VL2.

| | Zone considérée | Zone I | Zone II | Zone III |
|---|---|---|---|---|
| **Caractéristiques géométriques** | Nom du voile | VT1 | | |
| | L (m) | 1,05 | 1,05 | 1,05 |
| | e(m) | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| | B ($m^2$) | 0.21 | 0.21 | 0.21 |
| **Sollicitation de calcul** | $\sigma_{max}$ ($KN/m^2$) | 5085.71 | 1418.73 | 3635.51 |
| | $\sigma_{min}$ ($KN/m^2$) | 381.99 | 246.22 | -1542.66 |
| | Nature de la section | SEC | SEC | SPC |
| | $V_u$ (KN) | 41.89 | 31.84 | 45.32 |
| | $L_t$ (m) | 0 | 0 | 0.31 |
| | $L_c$ (m) | 1.05 | 1.05 | 0.64 |
| | d (m) | 0.525 | 0.525 | 0.16 |
| | $\sigma_1$($KN/m^2$) | 2542.85 | 709.36 | 771.33 |
| | $N_1$ (KN) | 133.50 | 37.24 | 36.19 |
| **Ferraillage** | $A_{v1}$ ($Cm^2$)/bande | / | / | 1.34 |
| | $A_{min}$ ($Cm^2$)/bande | 11.025 | 11.025 | 1.68 |
| | $A_v$ totale ($Cm^2$) | 22.05 | 22.05 | 11.025 |
| | $A_v$ totale ($Cm^2$)/nappe | 11.025 | 11.025 | 5.51 |
| | Choix des barres | 10HA12 | 10HA12 | 10HA10 |
| | $Av_{choisie}$ ($Cm^2$) | 11.31 | 11.31 | 7.85 |
| | Espacement (Cm) | 10 | 10 | 11 |
| | $A_h$ ($Cm^2$)/nappe | 2.75 | 2.75 | 1.37 |
| | Choix des barre/nappe | 6HA12 | 6HA12 | 6HA12 |
| | $Ah_{choisie}$ ($Cm^2$)/nappe | 6.79 | 6.79 | 6.79 |
| | Espacement (Cm) | 17 | 17 | 17 |
| | Armatures transversales | 4 épingles HA8/$m^2$ | | |
| **Vérification des contraintes** | $\tau_u$ (MPa) | 0.22 | 0.168 | 0.240 |
| | $\tau_b$ (MPa) | 0.310 | 0.236 | 0.336 |
| | Ns (KN) | 469.34 | 299.72 | 81.66 |
| | $\sigma_b$ (KPa) | 2.09 | 1.34 | 0.38 |

**Tableau VI.20:** Ferraillage de voile transversal VT1.

| | Zone considérée | Zone I | Zone II | Zone III |
|---|---|---|---|---|
| **Caractéristiques géométriques** | Nom du voile | VT2 | | |
| | L (m) | 1,95 | 1,95 | 1,95 |
| | e(m) | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| | B ($m^2$) | 0.39 | 0.39 | 0.39 |
| **Sollicitation de calcul** | $\sigma_{max}$ ($KN/m^2$) | 4162.08 | 2151.41 | 809.2 |
| | $\sigma_{min}$ ($KN/m^2$) | 723.60 | 762.07 | 29.87 |
| | Nature de la section | SEC | SEC | SEC |
| | $V_u$ (KN) | 70.45 | 45.42 | 22.39 |
| | $L_t$ (m) | 0 | 0 | 0 |
| | $L_c$ (m) | 1.95 | 1.95 | 1.95 |
| | d (m) | 0.975 | 0.975 | 0.975 |
| | $\sigma_1$($KN/m^2$) | 2081.04 | 1075.70 | 404.6 |
| | $N_1$ (KN) | 202.90 | 39.44 | 104.88 |
| **Ferraillage** | $A_{v1}$ ($Cm^2$)/bande | / | / | / |
| | $A_{min}$ ($Cm^2$)/bande | 20.47 | 20.47 | 20.47 |
| | $A_v$ totale ($Cm^2$) | 40.94 | 40.94 | 40.94 |
| | $A_v$ totale ($Cm^2$)/nappe | 20.47 | 20.47 | 20.47 |
| | Choix des barres/nappe | 14HA14 | 14HA14 | 14HA14 |
| | $Av_{choisie}$ ($Cm^2$)/nappe | 22.62 | 22.62 | 22.62 |
| | Espacement (Cm) | 14 | 15 | 15 |
| | $A_h$ ($Cm^2$)/nappe | 5.11 | 5.11 | 5.11 |
| | Choix des barre/nappe | 8HA12 | 8HA12 | 8HA12 |
| | $Ah_{choisie}$ ($Cm^2$)/nappe | 9.05 | 9.05 | 9.05 |
| | Espacement (Cm) | 15 | 15 | 15 |
| | Armatures transversales | 4 épingles HA8/$m^2$ | | |
| **Vérification des contraintes** | $\tau_u$ (MPa) | 0.201 | 0.129 | 0.064 |
| | $\tau_b$ (MPa) | 0.281 | 0.181 | 0.089 |
| | Ns (KN) | 469.34 | 539.34 | 151.47 |
| | $\sigma_b$ (KPa) | 2.13 | 1.29 | 0.36 |

**Tableau VI.21:** Ferraillage de voile transversal VT2.

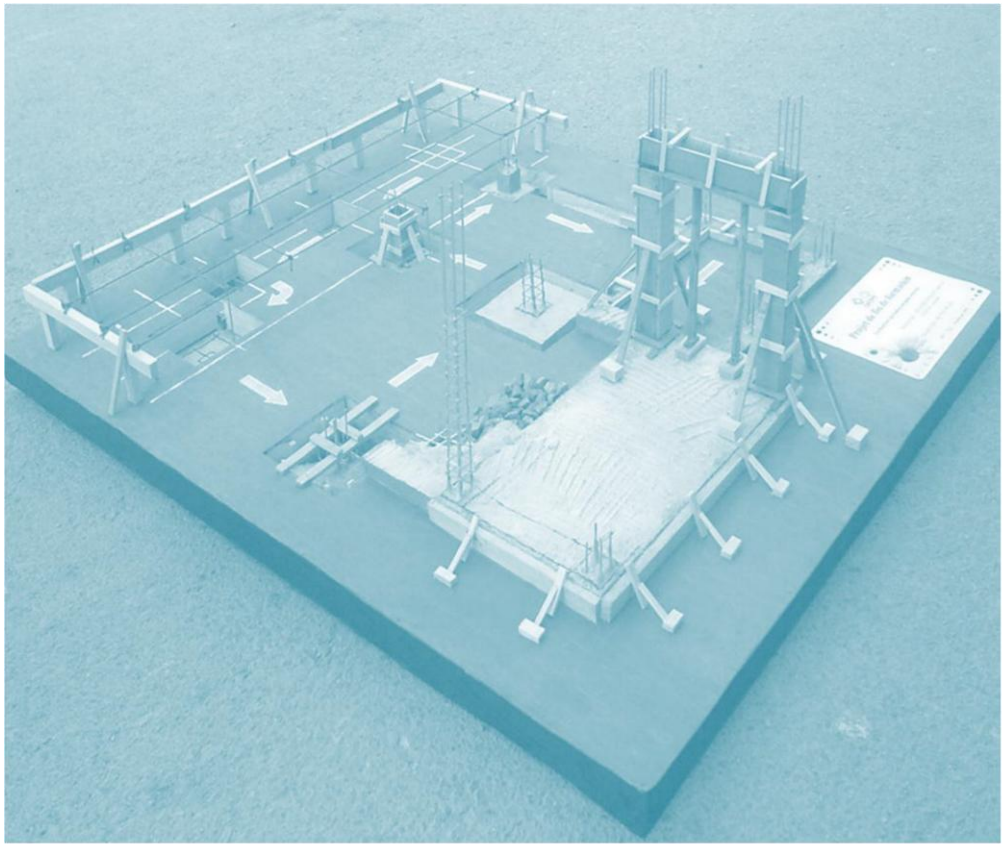
| | Zone considérée | Zone I | Zone II | Zone III |
|---|---|---|---|---|
| **Caractéristiques géométriques** | Nom du voile | VT3 | | |
| | L (m) | 1,3 | 1,3 | 1,3 |
| | e(m) | 0.2 | 0.2 | 0.2 |
| | B ($m^2$) | 0.26 | 0.26 | 0.26 |
| **Sollicitation de calcul** | $\sigma_{max}$ ($KN/m^2$) | 8170,61 | 4244,14 | 1285,5 |
| | $\sigma_{min}$ ($KN/m^2$) | -119,77 | -705,6 | -758,59 |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC |
| | $V_u$ (KN) | 112,27 | 94,68 | 33,34 |
| | $L_t$ (m) | 0.02 | 0.19 | 0.48 |
| | $L_c$ (m) | 1.28 | 1.11 | 0.28 |
| | d (m) | 0.01 | 0.093 | 0.241 |
| | $\sigma_1$($KN/m^2$) | 59.885 | 352.800 | 379.295 |
| | $N_1$ (KN) | 0,17 | 9,81 | 27,45 |
| | $N_2$ (KN) | 0,056 | 3,269 | 9,150 |
| **Ferraillage** | $A_{v1}$ ($Cm^2$)/bande | 0,00 | 0,25 | 0,69 |
| | $A_{v2}$ ($Cm^2$)/bande | 0,00 | 0,08 | 0,23 |
| | $A_{min}$ ($Cm^2$)/bande | 0,10 | 0,97 | 2,53 |
| | $A_v$ totale ($Cm^2$) | 14.44 | 13.55 | 13.64 |
| | $A_v$ totale ($Cm^2$)/nappe | 7.22 | 6.77 | 6.82 |
| | Choix des barres/nappe | 10HA12 | 10HA10 | 10HA10 |
| | $Av_{choisie}$ ($Cm^2$)/nappe | 11.31 | 7.85 | 7.85 |
| | Espacement (Cm) | 13 | 14 | 14 |
| | $A_h$ ($Cm^2$)/nappe | 1.8 | 1.69 | 1.705 |
| | Choix des barre/nappe | 6HA12 | 6HA12 | 6HA12 |
| | $Ah_{choisie}$ ($Cm^2$)/nappe | 6.79 | 6.79 | 6.79 |
| | Espacement (Cm) | 17 | 17 | 17 |
| | Armatures transversales | 4 épingles HA8/$m^2$ | | |
| **Vérification des contraintes** | $\tau_u$ (MPa) | 0.48 | 0.40 | 0.14 |
| | $\tau_b$ (MPa) | 0.672 | 0.566 | 0.199 |
| | Ns (KN) | 657.84 | 450.60 | 60.91 |
| | $\sigma_b$ (KPa) | 2.29 | 1.56 | 0.21 |

**Tableau VI.22:** Ferraillage de voile transversal VT3.

| | Zone considérée | Zone I | Zone II | Zone III |
|---|---|---|---|---|
| **Caractéristiques géométriques** | Nom du voile | VT4 | | |
| | L (m) | 1,25 | 1,25 | 1,25 |
| | e(m) | 0,2 | 0,2 | 0,2 |
| | B ($m^2$) | 0,25 | 0,25 | 0,25 |
| **Sollicitation de calcul** | $\sigma_{max}$ ($KN/m^2$) | 5560,16 | 1907,64 | 2273,09 |
| | $\sigma_{min}$ ($KN/m^2$) | -171,91 | -1208,6 | -365,65 |
| | Nature de la section | SPC | SPC | SPC |
| | $V_u$ (KN) | 36,61 | 44,73 | 45,65 |
| | $L_t$ (m) | 0,04 | 0,48 | 0,17 |
| | $L_c$ (m) | 1,21 | 0,77 | 1,08 |
| | d (m) | 0,02 | 0,242 | 0,087 |
| | $\sigma_1$($KN/m^2$) | 85,955 | 604,300 | 182,825 |
| | $N_1$ (KN) | 0,48 | 43,94 | 4,75 |
| | $N_2$ (KN) | 0,161 | 14,648 | 1,583 |
| **Ferraillage** | $A_{v1}$ ($Cm^2$)/bande | 0,01 | 1,10 | 0,12 |
| | $A_{v2}$ ($Cm^2$)/bande | 0,00 | 0,37 | 0,04 |
| | $A_{min}$ ($Cm^2$)/bande | 0,20 | 2,55 | 0,91 |
| | $A_v$ totale ($Cm^2$) | 13.15 | 13.1 | 12.92 |
| | $A_v$ totale ($Cm^2$)/nappe | 6.57 | 6.55 | 6.46 |
| | Choix des barres/nappe | 10HA10 | 10HA10 | 10HA10 |
| | $Av_{choisie}$ ($Cm^2$)/nappe | 7.85 | 7.85 | 7.85 |
| | Espacement (Cm) | 12 | 13 | 13 |
| | $A_h$ ($Cm^2$)/nappe | 1.64 | 1.63 | 1.61 |
| | Choix des barre/nappe | 6HA12 | 6HA12 | 6HA12 |
| | $Ah_{choisie}$ ($Cm^2$)/nappe | 6.79 | 6.79 | 6.79 |
| | Espacement (Cm) | 17 | 17 | 17 |
| | Armatures transversales | 4 épingles HA8/$m^2$ | | |
| **Vérification des contraintes** | $\tau_u$ (MPa) | 0,163 | 0,199 | 0,203 |
| | $\tau_b$ (MPa) | 0,228 | 0,278 | 0,284 |
| | Ns (KN) | 265.78 | 146.15 | 71.71 |
| | $\sigma_b$ (KPa) | 1.01 | 0.55 | 0.27 |

**Tableau VI.23:** Ferraillage de voile transversal VT4.

# CHAPITRE :VII



# Etude de l'infrastructure

# VII. INTRODUCTION :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

**Un effort normal :** charge et surcharge verticale centrée ;

**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 superficielles :** Utilisées pour des sols de bonne capacité portante.
Elles sont réalisées prés de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

**- Fondations profondes :** Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

# VII.1.ETUDE GEOTECHNIQUE DU SOL :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol}$ = 2 bars.

- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

# VII.2.CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.
Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ; L'économie.

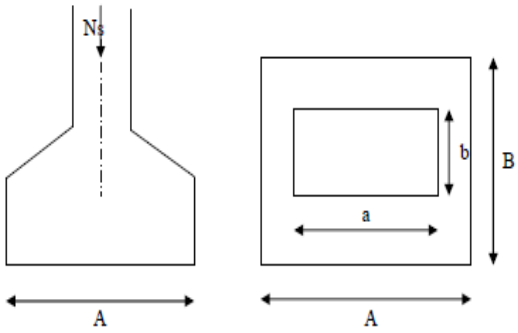
### VII.2.1. Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s\ max}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A.B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

**Homothétie des dimensions :** $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1.$

$$D'ou\ B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$




**Exemple de calcul :**

$N_{ser} = 1475.43$ KN.

$\sigma_{sol} = 0{,}20$ MPa.

$$B \geq \sqrt{\frac{1475.43}{200}} = 2.71\ m\ \ donc\ \ A = B = 3m.$$

**Conclusion :**

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

### VII.2.2.Semelles filantes :

#### 1) Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \frac{G+Q}{\sigma_{sol}.L} \leq B$$

Avec :

$B$: La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Choisissant une semelle filante, de largeur $B$ et de longueur L situé sous un portique formé de 3 poteaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

| Voiles | G+Q | L(m) | B(m) | S=B.L |
|---|---|---|---|---|
| **$Vl_1$** | 688,05 | 1 | 3,44 | 3,44 |
| **$Vl_2$** | 568,95 | 1,80 | 1,58 | 2,844 |
| | | | **ΣS** | 6.28 |

**Tableau VII.1:** Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).

| Voiles | G+Q | L(m) | B(m) | S=B.L |
|---|---|---|---|---|
| $\mathbf{VT_1}$ | 680.70 | 1.05 | 3.24 | 3.402 |
| $\mathbf{VT_2}$ | 880.17 | 1.95 | 2.25 | 4.38 |
| $\mathbf{VT_3}$ | 835.30 | 1.30 | 3.21 | 4.17 |
| $\mathbf{VT_4}$ | 568.95 | 1.25 | 2.27 | 2.83 |
| | | | **ΣS** | 1478 |

**Tableau VII.2:** Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

SV $= \Sigma Si = 21.064$ m Avec: SV : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

**2) Semelles filantes sous poteaux :**

**a) Hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

**b) Etape du calcul :**

- Détermination de la résultante des charges : $R = \Sigma Ni$.
- Détermination des coordonnées de la structure R:

$$e = \frac{\Sigma N_i \, . \, e_i + \Sigma M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \rightarrow$ Répartition triangulaire.

Avec $L$ : longueur du bâtiment.

$$q_{max} = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{6e}{L}\right) \quad q_{min} = \frac{R}{L}\left(1 - \frac{6e}{L}\right) \text{ et } \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L}\left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

**c) Exemple de calcul :**

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.
Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Poteaux | $N_S$ (KN) | $M_S$ (KN.m) | $e_i$ (m) | $N_S . e_i$ |
|---|---|---|---|---|
| **1** | 1004.82 | -45.295 | -4.2 | -4220.24 |
| **2** | 1072.41 | -4.896 | -0.3 | -321.7 |
| **3** | 598.76 | +8.699 | 4.2 | 2514.79 |
| **Total** | 2675.99 | -41.492 | / | -2027.15 |

**Tableau VII.3:** Surface de semelles filantes sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{-2027.15 + (-41.792)}{2675.99} = -0.77 \text{ m}$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = -0,77 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{8.4}{6} = 1,4 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{min} = \frac{N_s}{L}\left(1 - \frac{6.e}{L}\right) = \frac{2675.99}{8.4}\left(1 - \frac{-4.62}{8.4}\right) = 493,78 \text{ KN/m.}$$

$$q_{max} = \frac{N_s}{L}\left(1 + \frac{6.e}{L}\right) = \frac{2675.99}{8.4}\left(1 + \frac{-2.31}{8.4}\right) = 143,36 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L}\left(1 + \frac{3.e}{L}\right) = \frac{2675.99}{8.4}\left(1 + \frac{3.(-0.77)}{8.4}\right) = 230,96 \text{ KN/m.}$$

**d) Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{230,965}{200} = 1,15 \text{ m.}$$

On prend B = 1,20 m.

On aura donc, $S_{TSF} = (1,20x8,4x4) + (1,20x5,3) = 46,68 \text{ m2}$ .

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$S_{TSF} = Sp + Sv = 46.68 + 21.064 = 67.74 m^2$.

la surface totale du bâtiment :

$S_{BAT} = (11.40x8.40) + \frac{12.70x3.50}{2} = 117.98 \text{ m}^2$.

$\frac{S_s}{S_t} = \frac{67.740}{117.98} = 57.41\%$

**Remarque :**

La surface totale des semelles représente 57,41% de la surface totale du bâtiment ($S_s > 50\% S_T$), ce qui nous ramène à opter pour un radier général.

## VII.3. ETUDE DU RADIER :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

### VII.3.1 Pré dimensionnement du radier :

**1) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum25 cm ( h min ≥ 25 cm)

**2) Selon la condition forfaitaire :**

- Sous voiles :

$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$; h : épaisseur du radier

$L_{max}$ : distance entre deux voiles successifs.

$L_{max}$ = 4.5 m → 56.25 $cm \leq h \leq 90\ cm$ → On prend : h =90cm.

-Sous poteaux **:**

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$h_d > \frac{L_{max}}{20}$, avec un minimum de 25cm.

$h_d > \frac{450}{20} = 0{,}22m$ Soit $h_d = 40cm$.

Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$h_n > \frac{L_{max}}{10} = \frac{450}{10} = 45cm$ Soit hn = 100cm.

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$0{,}4h_n \leq b_n \leq 0{,}7\ h_n \rightarrow 40 \leq bn \leq 70$ Soit = 45 cm

Dalle flottante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{450}{50} \leq h_t \leq \frac{450}{40} \rightarrow 9cm \leq h_t \leq 11{,}250\ cm \ \text{soit}\ ht = 10cm.$$

**3) Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi}.L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2}.L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à} \quad \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi}.L_{max}\right)^4 \frac{3.K}{E}}$$

Avec :

$L_e$ : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

K : Module de raideur du sol, rapporté a l'unité de surface K=40MPa pour un sol moyen.

I: L'inertie de la section du radier (bande de 1m) .

E: Module de déformation longitudinale déférée E = 10818,86 MPa.

$L_{max}$ : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$D'ou: h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi}.4{,}5\right)^4 \frac{3x40}{10818.865}} = 1\ m.$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour h=100cm.

**Remarque :**

On adoptera pour une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle : $h_d$ = 40 cm.
- La nervure : $h_n$ = 100 cm.

  $b_n$ = 45 cm.
- La dalle flottante : ht = 10 cm.

**VII.3.2. détermination des sollicitations :**

Charge du bâtiment $G_{bat}$ = 10738.66 KN.

Charge d'exploitation Q = 1928.39 KN.

**Combinaison d'actions :**

A l'ELU : Nu =1,35x G +1,5x Q = 17389,78 KN.

A l'ELS : Ns = G + Q = 12667,05 KN**.**

### VII.3.3.Détermination de la surface du radier :

A l'ELU : $\text{Sradier} \geq \frac{N_u}{1{,}33x\sigma_{sol}} = \frac{17389{,}781}{1{,}33.200} = 65{,}37\ m^2$

A l'ELS : $\text{Sradier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{12667{,}05}{200} = 63{,}33\ m^2$

D'où: $S_{bat} > \max(S_1, S_2)$

$\text{Sbat} = 117{,}98\ m^2 > \text{Sradier} = 65{,}37\ m^2$.

**Remarque** :

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$\text{Ldéb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\ cm\right) = \left(\frac{100}{2}; 30\ cm\right) = 50$ cm.

On prend: $L_{déb} = 50$ cm.

$S_{radier} = S_{bat} + S_{déb}$

$\text{Sradier} = 117{,}98 + 0{,}5x\ 2x(14{,}9 + 8{,}4) = 145{,}33\ m^2$.

Donc on aura une surface totale du radier: $\text{Sradier} = 145{,}33$ m2.

### VII.3.4.Détermination des efforts à la base du radier :

- **Poids du radier :**

$G_{rad} = G_{dalle} + G_{nervure} + G_{remblai} + G_{\ dalle\ flottante}$

Poids de la dalle :

$P_{dalle} = S_{radier} \times h_{da} \times \rho_b$

$P_{dalle} = (145{,}33 \times 0{,}4) \times 25 = 1453{,}3$ KN

$P_{dalle} = 1453{,}3$ KN

Poids de la nervure :

$P_{ner} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b$

$L = (l_x \text{ x } n + l_y \text{ x } n) = (14{,}9\text{x}5+8{,}4\text{x}3) = 99{,}7$ m.

$P_{ner} = 99.7\text{x}0.45\text{x}(1-0.4) \times 25 = 822.52\text{KN}$

$P_{ner} = 822.52\text{KN}$

Poids de T.V.O:

$P_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_{dal}) \times \rho_{TVO}$

Avec : $Sner = (33{,}4 \times 0{,}45 \times 9) = 165{,}33\text{m}^2$

$P_{T.V.O} = [(145.33 - (99.7\text{x}0.45) \times (1 - 0{,}4)] \times 17 = 923.05$ KN.

$P_{T.V.O} = 923.05$ KN.

Poids de la dalle flottante libre :

$P_{df} = (S_{rad} - S_{nerv}) \times e_p \times \rho_b$

$P_{df} = (145.33 - (99.7\text{x}0.45) \times 0{,}1 \times 25 = 226.24$ KN. (ep = 10cm).

$P_{df} = 226.24$ KN.

Poids totale du radier:

$Grad = 1453.3 + 822.52 + 923.05 + 226.24 = 3425.11$ KN.

- **Poids total de la structure :**

$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 3425.11 + 10738.66 = 14163.77$ KN

$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{bat} = 1928.39 + (3.5\text{x}145.33) = 2437.045$ KN

- **Combinaison d'actions :**

- A l'état limite ultime : : N u =1,35. G +1,5. Q = 22776.65 KN.

- A l'état ultime de service : N s = G + Q =16600.81 KN**.**

- A l'état sismique : Na = G +0,2. Q =14651.179 KN**.**

**VII.3.5.Vérification :**

**1) Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u < \bar{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} < \bar{\tau_u} = \min\left(\frac{0{,}15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2{,}25\text{MPa}.$$

b =100cm ; d= 0,9.$h_d$= 0,9 .40= 36 cm.

$$T_u^{max} = q_u.\frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u.b}{S_{rad}}.\frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{22776.65}{145.33}.\frac{4.5}{2} = 352.63\ KN$$

$\tau_u = \frac{352.63}{1.\ 0{,}36} \times 10^{-3} =$ 0.979 MPa. $<$ $\overline{\tau_u} =$ 2,25MPa..... Condition vérifiée.

**2) Vérification de la stabilité du radier :**

**a) Calcul du centre de gravité du radier :**

$XG = \frac{\sum S_i . X_i}{\sum S_i} = 7.82$ m; $YG = \frac{\sum S_i . Y_i}{\sum S_i} = 3.86$ m.

Avec : Si : Aire du panneau considéré ;

Xi, Yi : Centre de gravité du panneau considéré.

**b) Moment d'inertie du radier :**

$Ixx = \Sigma\left[I_x + S_i(X_i - X_G)^2\right] = 224.3\ m^4$.

$Iyy = \Sigma\left[I_y + S_i(Y_i - Y_G)^2\right] = 2004.39\ m^4$.

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M_j = M_j\ (K = 0)\ + T_j (K = 0)\ .\ h}$$

Avec : $M_{j\ (K=0)}$ : Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j\ (K=0)}$ : Effort tranchant à la base du bâtiment

$I_{xi}$, $I_{yi}$ : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Ainsi on doit vérifier que :

A l'ELU : $\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1{,}33.\sigma_{sol}$

A l'ELS : $\sigma_m = \frac{3.\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I}.V$

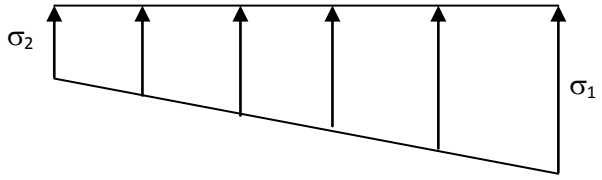



**Fig.VII.1:** Diagramme des contraintes.

**- Sens longitudinal :**

- **A l'ELU:** N u =1,35.G+1,5.Q= 22776.65 KN **.**

$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{22776.65}{145.33} = 156.72\ KN/m^2.$

$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{22776.65}{145.33} = 156.72\ KN/m^2$

D'où: $\sigma_m = 156.72\ KN/m^2$; $1{,}33.\sigma_{sol} = 266\ KN/m^2.$

$\sigma_m \leq 1{,}33.\sigma_{sol}$ → Condition vérifiée.

- **A l'ELS:** Ns =G+Q= 16600.81 KN **.**

$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{16600.81}{145.33} = 114.22\ KN/m^2.$

$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{16600.81}{145.33} = 114.22\ KN/m^2.$

D'où: $\sigma_m = 114.22\ KN/m^2$; $\sigma_{sol} = 200\ KN/m^2.$

$\sigma_m \leq \sigma_{sol}$ → Condition vérifiée.

- **A l'état sismique :** Na =G+0,2Q = 14651,179 KN**.**

$M_{OX}$ = 15512,713 KN.m ; $T_{OX}$ = 1043,98 KN.

$M_x = M_{ox} + T_{ox}.h = 15512,712 + 1043,98x1 = 16556,693$ KN. m.

$\sigma_1 = \frac{N_a}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_{yy}}.V = \frac{14651,179}{145,33} + \frac{16556,693}{2004,39}$ x 7,82 = 165,41 KN/m$^2$

$\sigma_2 = \frac{N_a}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_{yy}}.V = \frac{14651,179}{145,33} - \frac{16556,693}{2004,39}$ x7,82 = 36,21 KN/m$^2$

D'où: $\sigma_m = \frac{3.\sigma_1+\sigma_2}{4} = 113,12$KN/m$^2$ ; $1{,}33\ \sigma_{sol} = 266$KN/m$^2$

$\sigma_m \leq \sigma_{sol}$ → Condition vérifiée.

**- Sens transversal :**

- **A l'ELU:** Nu =1,35.G+1,5.Q= 22776,65 KN **.**

$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{22776,65}{145,33} = 156,72\ KN/m^2.$

$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{22776,65}{145,33} = 156,72\ KN/m^2$

D'où: $\sigma_m = 156{,}72\ KN/m^2$; $1{,}33.\sigma_{sol} = 266\ KN/m^2$.

$\sigma_m \leq 1{,}33.\sigma_{sol}$ → Condition vérifiée.

- **A l'ELS:** Ns =G+Q= 16600,81 KN **.**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{16600{,}81}{145{,}33} = 114{,}22\ KN/m^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{16600{,}81}{145{,}33} = 114{,}22\ KN/m^2.$$

D'où: $\sigma_m = 114.22\ KN/m^2$; $\sigma_{sol} = 200\ KN/m^2$.

$\sigma_m \leq \sigma_{sol}$ → Condition vérifiée.

- **A l'état sismique :** Na =G+0,2Q = 14651.179 K N**.**

$M_{Oy} = 14422{,}920$ KN. m ; $T_{OX} = 968{,}28$ KN.

$M_y = M_{oy} + T_{oy}.h = 14422{,}92 + 968{,}28x1 = 15391{,}2$ KN. m.

$$\sigma_1 = \frac{N_a}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}}.V = \frac{14651.179}{145.33} + \frac{15391{,}2}{224.3} \text{ x } 3{,}86 = 365{,}68\ KN/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{ua}}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}}.V = \frac{14651{,}179}{145{,}33} - \frac{15391{,}2}{224.3} \text{ x } 3{,}86 = -164.06 KN/m^2$$

D'où: $\sigma_m = \frac{3.\sigma_1+\sigma_2}{4} = 233.245\ KN/m^2$ ; $1.33\ \sigma_{sol} = 266\ KN/m^2$

$\sigma_m \leq \sigma_{sol}$ → Condition vérifiée.

**3) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique** :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non- soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

**$P \geq Fs . \gamma . Z . S$**

Avec :

- P : Poids total à la base du radier, P = 54652,16 KN ;
- Fs : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, Fs = 1,5 ;
- γ : poids volumique de l'eau (γ = 10 KN/ m) ;
- Z : profondeur de l'infrastructure (h = 1,10 m) ;
- S : surface du radier, (S = 452,77 $m^2$ ).

Fs. γ. Z. S = 1,5×10×1×145.33 = 2179.95 KN.

Donc : P = 14163.77 KN >2179.95 KN → Condition vérifiée.

→ Pas de risque de soulèvement.

**VII .3.6. Ferraillage du radier :**

Pour le calcul du ferraillage du radier qui est constituer des panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91.pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastrés sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

**1) Panneaux encastrés sur 4 appuis** :

On distingue deux cas :

1er Cas : Si $\alpha < 0{,}4$ la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u . \frac{L_X^2}{8} \text{ et } \quad M_{oy} = 0$$

2eme Cas : Si $0{,}4 \leq \alpha \leq 1$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite potée $L_x$ : $Mox = \mu_x . qu . L_X^2$.

Dans le sens de la grande potée $L_y$ : $Moy = \mu_y . Mox$.

Les coefficients $\mu_x$, $\mu_y$ sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_X}{L_Y}$ ; $L_X < L_Y$

**Remarque** :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de facilité la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

**2) Identification du panneau le plus sollicité:**

$$\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{4}{4.5} = 0.89 \; . \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0468 \\ \mu_y = 0{,}756 \end{cases}$$

$0{,}4 \leq \rho \leq 1$ donc la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferraillage, soustrairons de la contrainte maximale $\sigma_M^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- A l'ELU

$$q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} 156.72 - \frac{14163.77}{145.33} = 59.26\ KN/m^2.$$

- A l'ELS

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 114.22 - \frac{14163.77}{145.33} = 16.76\ KN/m^2.$$

**VII.3.7. Calcul à l'ELU :**

**1) Evaluation des moments $M_x$ , $M_y$ :**

On obtient $M_x$ =0,0468 x 59,26 x $4^2$= 44,30$KN.m.$

$$M_y = 0{,}756 \times 44{,}30 = 33{,}53\ KN.m.$$

**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$M_{ox}$ ou 0,5 $M_{oy}$ .

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel :

- Moment en travée : 0,85$M_{ox}$ ou 0,85 $M_{oy}$.
- Moment sur appui de rive : 0,3$M_{ox}$ ou 0,3 $M_{oy}$ .
- Moment sur appui intermédiaire : 0,5$M_{ox}$ ou 0,5 $M_{oy}$ .

**2) Ferraillage dans le sens (x-x), (y-y) :**

- Aux appuis de rive :

$M_a^x$ = 0,3 $M_x$ = 13,29 KN.m.

$M_a^y$ = 0,3 My =10,06 KN.m.

- Aux appuis intermédiaire :

$M_a^x$ = 0,5 $M_x$ = 22,15 KN.m.

$M_a^y$ = 0,5 $M_y$ =16,76 KN.m.

- En travées :

$M_t^x$ = 0,85 $M_x$ = 37,65 KN.m.

$M_t^y$ = 0,85 $M_x$ = 28,50 KN.m.

**3) Ferraillage longitudinal :**

- Aux appuis de rive:

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{13{,}29 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14{,}2} = 0{,}007 < 0{,}392$$

Section simplement armée.→ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0{,}007 \rightarrow \beta_u = 0{,}996$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{13{,}29 \times 10^3}{0{,}996 \times 36 \times 348} = 1{,}06\ cm^2/ml$$

Soit : 8HA10/ml = 6,28cm$^2$/ml , avec un espacement de 15cm.

- Aux appuis intermédiaires :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{22{,}15 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14{,}2} = 0{,}012 < 0{,}392$$

Section simplement armée.→ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0{,}039 \rightarrow \beta_u = 0{,}994$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{22{,}15 \times 10^3}{0{,}994 \times 36 \times 348} = 1{,}78\ cm^2/ml$$

Soit : 8HA10/ml = 6,28cm$^2$/ml , avec un espacement de 15 cm.

- En travée:

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{37{,}65 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14{,}2} = 0{,}02 < 0{,}392$$

Section simplement armée.→ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0{,}02 \rightarrow \beta_u = 0{,}990$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{37{,}65 \times 10^3}{0{,}990 \times 36 \times 348} = 3{,}03\ cm^2/ml$$

Soit : 8HA10/ml = 6,28 cm$^2$/ml, avec un espacement de 15 cm.

**4) Ferraillage transversal :**

- Aux appuis de rive:

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{10{,}06 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14{,}2} = 0{,}005 < 0{,}392$$

Section simplement armée. →Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0{,}005 \rightarrow \beta_u = 0{,}998$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{10{,}06.10^3}{100.36.348} = 0{,}81\ cm^2/ml$$

Soit : 8HA10/ml = 6,28 cm$^2$/ml , avec un espacement de 15 cm.

- Aux appuis intermédiaires :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{16{,}76 \,.10^3}{100.36^2.14{,}2} = 0{,}009 \; < 0{,}392$$

Section simplement armée.→ Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0{,}0012 \rightarrow \beta_u = 0{,}996$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{16{,}76.10^3}{0{,}996\,.36.348} = 1{,}34\ cm^2/ml$$

Soit : 8HA10/ml = 6,28cm$^2$/ml , avec un espacement de 15 cm.

- En travée:

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{28{,}50.10^3}{100.36^2.14{,}2} = 0{,}015 \; < 0{,}392$$

Section simplement armée. →Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0{,}020 \rightarrow \beta_u = 0{,}992$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{28{,}5.10^3}{0{,}992\,.36.348} = 2{,}29\ cm^2/ml$$

Soit : 8HA10/ml = 6,28 cm$^2$/ml , avec un espacement de 15 cm.

**5) Vérification de la condition de non fragilité :**

$A_{min} = \rho_0.b.h.\frac{3-\rho}{2}$ Avec $\rho_0$= 0,0008 pour HA FeE400.

$$A_{min} = 0{,}0008.110.45.\frac{3-0{,}89}{2} = 3{,}37\ cm^2/ml.$$

- **Aux appuis:** $\begin{cases} A_{ua}^x = 6{,}28\ cm^2 > A_{min} = 3{,}37\ cm^2 \\ A_{ua}^y = 6{,}28\ cm^2 > A_{min} = 3{,}37\ cm^2 \end{cases}$

- **En travée:** $\begin{cases} A_{ut}^x = 6{,}28\ cm^2 > A_{min} = 3{,}37\ cm^2 \\ A_{ut}^y = 6{,}28\ cm^2 > A_{min} = 3{,}37\ cm^2 \end{cases}$

**6) Espacement (Art A8.2 242 BAEL91):**

- Direction la plus sollicitée (sens xx) : St = 15cm < min (3h, 33 cm) = 33 cm.

- Direction la moins sollicitée (sens yy) : St = 15 cm < min (4h, 45 cm) = 45 cm.

**VII.3.8. Calcul à l'ELS :**

**1) Evaluation des moments $M_x$, $M_y$ :**

$\rho = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{3}{5} = 0{,}89$ . $\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0468 \\ \mu_y = 0{,}756 \end{cases}$

$0{,}4 \leq \rho \leq 1$ donc la dalle travaille dans les deux sens.

$M_x = \mu_x . q_s . L_x^2$ et $M_y = \mu_y . M_{ox}$ .

On obtient $\begin{cases} M_x = 12.54 \ KN.m. \\ M_y = 9.49 \ KN.m. \end{cases}$

**2) Ferraillage dans le sens (x-x), (y-y) :**

- **Aux appuis de rive:** $\begin{cases} M_a^x = 0{,}3.M_x = 3.76 \ KN.m \\ M_a^y = 0{,}3.M_y = 2.85 \ KN.m \end{cases}$
- **Aux appuis intermédiaires:** $\begin{cases} M_a^x = 0{,}5.M_x = 6.27 \ KN.m \\ M_a^y = 0{,}5.M_y = 4.75 \ KN.m \end{cases}$
- **En travée:** $\begin{cases} M_t^x = 0{,}85.M_x = 10.66 \ KN.m \\ M_t^y = 0{,}85.M_y = 8.06 \ KN.m \end{cases}$

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

- **Sens longitudinal :**

$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 . d. A_s}$ ; $\sigma_{bc} = K.\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.f_{c28} = 15\text{MPa}.$

$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100.6.28}{100.36} = 0{,}174 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}932 \\ \frac{1}{k_1} = \frac{1}{58.53} = 0{,}171 \end{cases}$

**-Aux appuis :**

$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 . d. A_s} = \frac{6.27.10^3}{0{,}932.36.6.28} = 29.75 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_{bc} = 0{,}023.29{,}75 = 0{,}684\text{MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}.\ldots\ldots\text{Condition vérifiée..}$

.

**-En travées :**

$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 . d. A_s} = \frac{10{,}66.10^3}{0{,}932.36.6.28} = 50{,}59 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_{bc} = 0{,}023.50{,}59 = 1{,}16 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$.....Condition vérifiée.

**- Sens transversal :**

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 . d. A_s} \; ; \quad \sigma_{bc} = K.\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.f_{c28} = 15MPa.$$

$$\rho = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100.6{,}28}{100.36} = 0{,}174 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0{,}932 \\ \frac{1}{k_1} = 0{,}0171 \end{cases}$$

**-Aux appuis :**

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 . d. A_s} = \frac{4.74.10^3}{0{,}932.36.6{,}28} = 22{,}51 KN/m^2$$

$\sigma_{bc} = 0{,}023x22{,}51 = 0{,}52$ MPa $\leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$.....Condition vérifiée.

**-En travées :**

$$\sigma_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 . d. A_s} = \frac{8{,}06.10^3}{0{,}932.36.6{,}28} = 38{,}25\ KN/m^2$$

$\sigma_{bc} = 0{,}016x38{,}25 = 0{,}87$ MPa $\leq \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$..... Condition vérifiée.

## VII.4. FERRAILLAGE DU DEBORD :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément repartie Figure VII.2.

Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

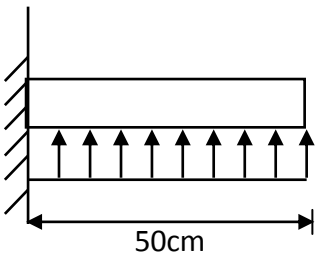



**Fig.VII.2:** Schéma statique du débord.

**1) Sollicitation de calcul :**

- A l'ELU $q_u$ = 59,26 KN/ml.

$$Mu = \frac{-q_u.l^2}{2} = \frac{-59{,}26.0{,}5^2}{2} = -7{,}41\ KN.$$

- A l'ELS $q_s$ = 16,76 KN/ml.

$$Ms = \frac{-q_s . l^2}{2} = \frac{-16,76 . 0,5^2}{2} = -2,10 \text{ KN.}$$

**2) Calcul des armatures :**

b= 1 m ; d = 36 cm ; $f_{bc}$ = 14.2 MPa ; $\sigma_s$ = 348 MPa.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b . d^2 f_{bc}} = \frac{7,41x10^3}{100 . 36^2 . 14,2} = 0,004.$$

Si $\mu < \mu_l = 0,392$ → Section simplement armée (As' = 0)

$\mu = 0,016 \rightarrow \quad \beta = 0,998$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta . d . \sigma_s} = \frac{7,41 . 10^3}{0,998.36.348} = 0,61 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

Soit : 4HA12/ml = 4,52 $cm^2$/ml , avec un espacement de 20 cm.

**3) Vérification à l'ELU:**

$A_{min}$= 0,23 b. d.$\frac{f_{t28}}{f_e}$ = 0,23.100.36. $\frac{2,1}{400}$ = 4,34 cm².

$A_u$= 4,52 cm² > $A_{min}$ = 4,34 cm². .....Condition vérifiée.

**4) Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 cm^2$. On prend 2HA12 = 2,26 $cm^2$, avec un espacement de 20 cm.

**5) Vérification à l'ELS :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100.4,52}{100.36} = 0,125 \rightarrow \begin{cases} \alpha_{1=} 0,177 \\ \beta_1 = 0,941 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A_s} = \frac{2,10 . 10^3}{0,941.36.4,52} = 13,71 \text{MPa.}$$

$\sigma_s = 13,71$ MPa $\leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} =$ 348MPa ..... Condition vérifiée.

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} x \frac{\alpha_1}{1-\alpha_1} = 0{,}0143 \text{ x } \sigma_s$$

$\sigma_b = 0{,}196 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6.\, f_{c28} = 15\text{MPa}$. .....Condition vérifiée.

**Conclusion:**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.

Le ferraillage du débord sera continuité de celui de radier(le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

## VII.5. CALCUL DES NERVURES :

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport $0{,}4 < \rho < 1$ pour tous les panneaux constituants le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.

- Pour le calcul du ferraillage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.
- Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituantes des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (Lm) et le même effort tranchant ($L_t$) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

### VII.5.1: Calcul des charges revenant aux nervures :

**- Pour les charges trapézoïdales :**

Moment fléchissant: $l_m = l_x (0{,}5 – \rho_x^2 /6)$.

Effort tranchant: $l_t = l_x (0{,}5 – \rho_x /4)$.

**- Pour les charges triangulaires :**

Moment fléchissant: $l_m = 0{,}333 . l_x$.

Effort tranchant: $l_t = 0{,}25 . l_x$

- **Sens longitudinal :**

| | | | | | | | | | | Moment fléchissant | | | | Effort tranchant | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| travée | panneau | $l_x$ | $l_y$ | $\rho$ | charge | $l_m$ | $l_t$ | $q_u$ | $q_s$ | $Q_{um}$ | $\Sigma Q_{um}$ | $Q_{sm}$ | $\Sigma Q_{sm}$ | $Q_{ut}$ | $\Sigma Q_{ut}$ | $Q_{st}$ | $\Sigma Q_{st}$ |
| A-B | 1 | 2,5 | 3,5 | 0,71 | trapézoïdale | 1,04 | 0,93 | 59.26 | 16.76 | 61,63 | 122,07 | 17,43 | 34,52 | 55,11 | 109,63 | 15,58 | 31,00 |
| | 2 | 2,4 | 3,5 | 0.68 | trapézoïdale | 1,02 | 0,92 | 59.26 | 16.76 | 60,64 | | 17,09 | | 54,52 | | 15,42 | |
| B-C | 1 | 3.50 | 3.5 | 1 | triangulaire | 1.17 | 0.87 | 59.26 | 16.76 | 69.33 | 138.66 | 19.61 | 39.22 | 51.55 | 102.7 | 14.58 | 29.16 |
| | 2 | 3.50 | 4.50 | 0.78 | triangulaire | 1.17 | 0.87 | 59.26 | 16.76 | 69.33 | | 19.61 | | 51.55 | | 14.58 | |
| C-D | 1 | 3.50 | 4.00 | 0.87 | trapézoïdale | 1.31 | 1.09 | 59.26 | 16.76 | 77.63 | 156.45 | 21.96 | 44.25 | 64.59 | 123.85 | 18.27 | 35.03 |
| | 2 | 4.00 | 4.50 | 0.89 | triangulaire | 1.33 | 1.00 | 59.26 | 16.76 | 78.82 | | 22.29 | | 59.26 | | 16.76 | |
| D-E | 1 | 3.50 | 3.5 | 1 | triangulaire | 1.17 | 0.87 | 59.26 | 16.76 | 69.33 | 138.66 | 19.61 | 39.22 | 51.55 | 102.7 | 14.58 | 29.16 |
| | 2 | 3.50 | 4.50 | 0.78 | triangulaire | 1.17 | 0.87 | 59.26 | 16.76 | 69.33 | | 19.61 | | 51.55 | | 14.58 | |

**Tableau VII.4 :** Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

- **Sens transerval :**

| | | | | | | | | | | Moment fléchissant | | | | Effort tranchant | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| travée | panneau | $l_x$ | $l_y$ | $\rho$ | charge | $l_m$ | $l_t$ | $q_u$ | $q_s$ | $Q_{um}$ | $\Sigma Q_{um}$ | $Q_{sm}$ | $\Sigma Q_{sm}$ | $Q_{ut}$ | $\Sigma Q_{ut}$ | $Q_{st}$ | $\Sigma Q_{st}$ |
| A-B | 1 | 3.50 | 3.5 | 1 | triangulaire | 1.17 | 0.87 | 59.26 | 16.76 | 69.33 | 138.66 | 19.61 | 39.22 | 51.55 | 102.7 | 14.58 | 29.16 |
| | 2 | 3.50 | 4.50 | 0.78 | triangulaire | 1.17 | 0.87 | 59.26 | 16.76 | 69.33 | | 19.61 | | 51.55 | | 14.58 | |
| B-C | 1 | 3.50 | 4.5 | 0.78 | trapézoïdale | 1.40 | 1.22 | 59.26 | 16.76 | 82.96 | 170.07 | 23.46 | 48.10 | 72.29 | 143.39 | 20.45 | 40.73 |
| | 2 | 4.00 | 4.50 | 0.89 | trapézoïdale | 1.47 | 1.21 | 59.26 | 16.76 | 87.11 | | 24.64 | | 71.70 | | 20.28 | |

**Tableau VII.5 :** Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

### VII.5.2) Evaluation des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS:

Les diagrammes des moments et des efforts tranchants sont tirés à partir du logiciel ETABS.

### VII.5.2.1) Sens Longitudinal (X-X) :

- ✓ **ELU**

Diagramme des moments fléchissant

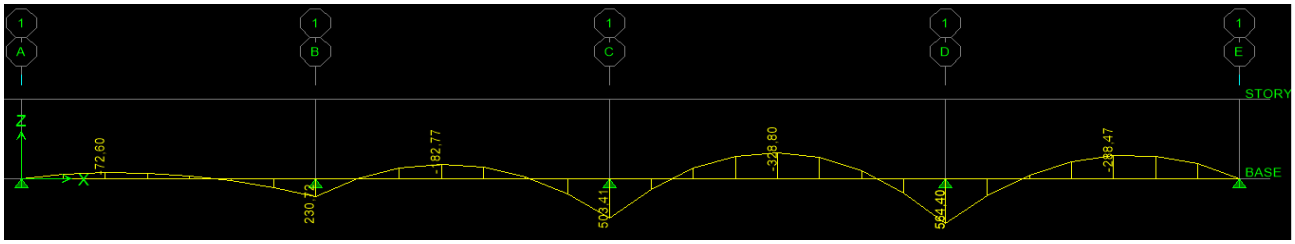
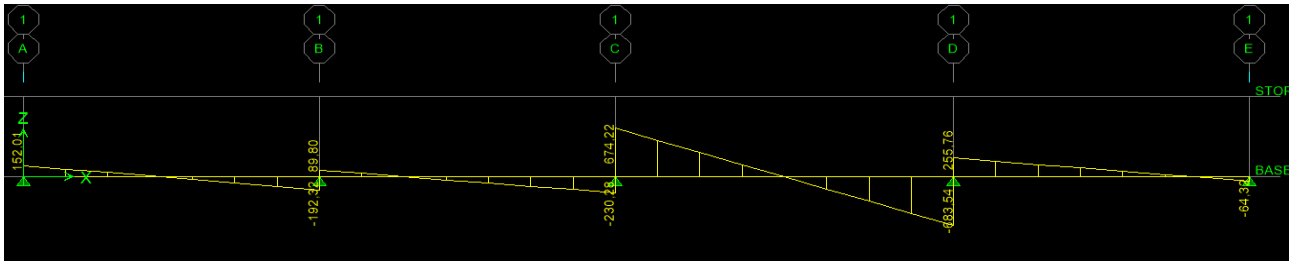



Diagramme des efforts tranchant




- ✓ **ELS :**

Diagramme des moments fléchissant

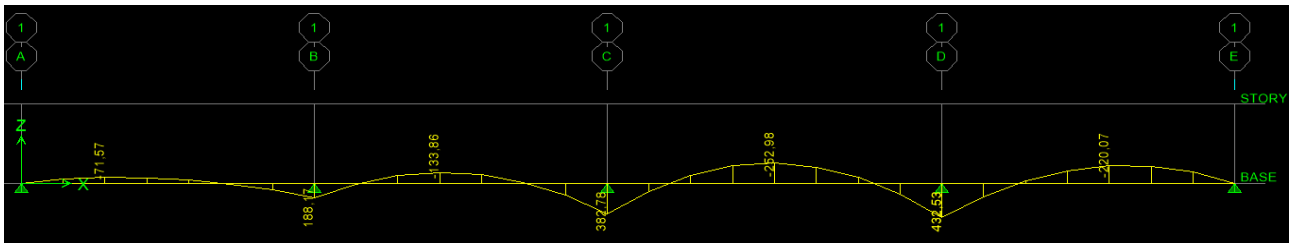
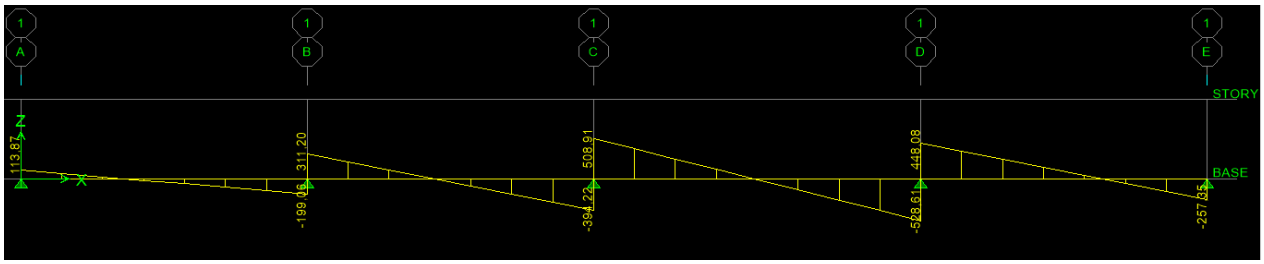



Diagramme des efforts tranchant



**VII.5.2.1.1. Calcul des armatures : (sens longitudinal x-x)**

$M_t^{max}$ = -328.8KN.m

$M_a^{max}$ = 564.4 KN.m

b= 45 cm ; h = 100cm ; d = (100-3)= 97cm ; $f_{bc}$=14.2MPa ; $\varsigma_{st}$ = 348MPa.

**Aux appuis:**
$M_a^{max}$ = 564.4 KN.m

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{564{,}4 \ x10^3}{45 \times 97^2 \times 14{,}2} = 0{,}094 < 0{,}392 \rightarrow \text{(SSA)}.$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0{,}094 \rightarrow \quad \beta_u = 0.951$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{564.4 \times 10^3}{0{,}951 \times 97 \times 348} = 17{,}58 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit : 5HA16(fil)+ 5HA16(chap) = 20.1cm$^2$/ml .

**En travée:**

$M_t^{max}$ = 328.8 KN.m

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{328{,}8 \ x10^3}{45 \times 97^2 \times 14{,}2} = 0{,}054.$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u = 0{,}054 \rightarrow \beta_u = 0{,}972$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{328{,}8 \times 10^3}{0{,}972 \times 97 \times 348} = 9{,}02 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit : 5HA16 = 10,05 cm$^2$/ml .

**VII.5.2.1.2 : Tableau récapitulatif du ferraillage des nervures dans le sens longitudinal :**

Le ferraillage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées :

| Zone | $M_u$(KN.m) | $\mu$ | $\mu_l$ | $\beta$ | Observation | A(cm$^2$) | $A_{adoptée}$(cm$^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Appui | 564.4 | 0,094 | 0,392 | 0,951 | S.S.A | 17.58 | 5HA16(fil)+5HA16(chap)=20.1 |
| Travée | 328.8 | 0.054 | 0,392 | 0,972 | S.S.A | 9.02 | 5HA16=10.05 |

**Tableaux VII.6 :** Ferraillage des nervures dans le sens longitudinal.

### VII.5.2.2. Sens transversal (y-y):

- ✓ **ELU :**

Diagramme des moments fléchissant :

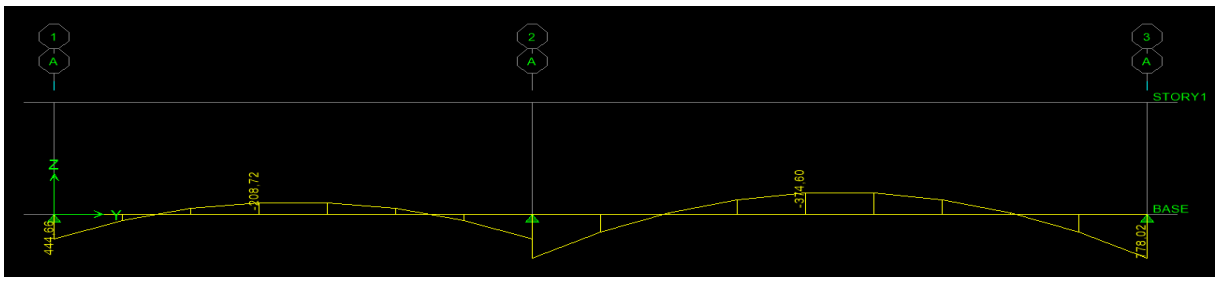
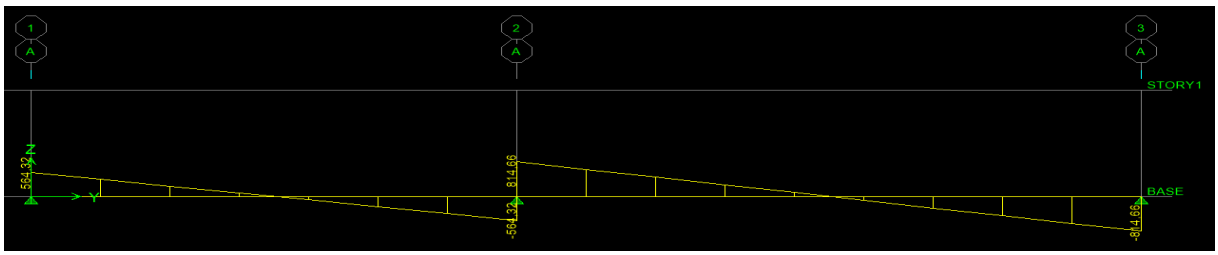



Diagramme des efforts tranchant :




- ✓ **ELS :**

Diagramme des moments fléchissant

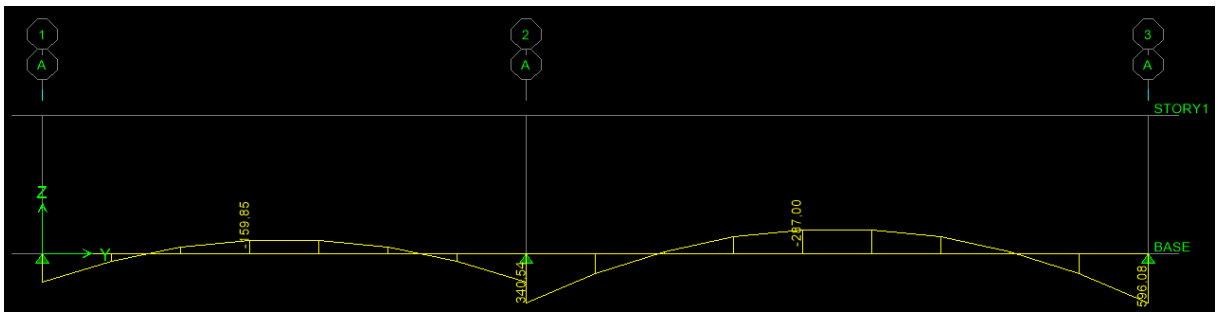
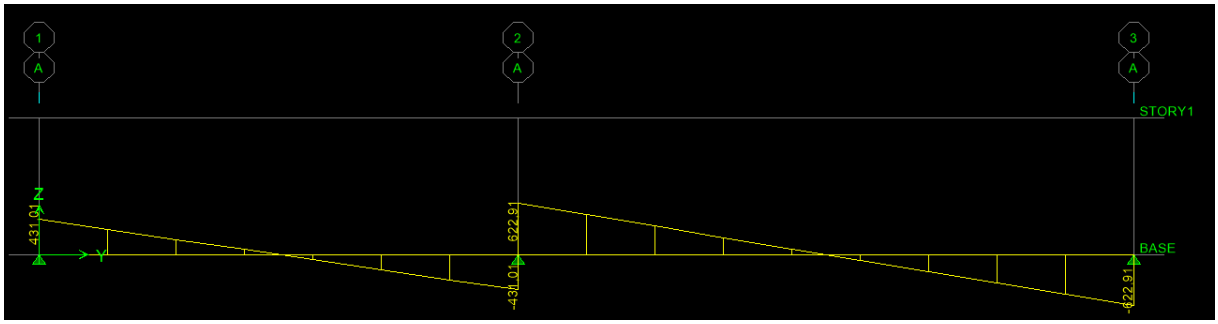



Diagramme des efforts tranchant :



**VII.5.2.2.1. Calcul des armatures : (sens transversal y-y) :**

$M_t^{max}$ = -374.6KN.m

$M_a^{max}$ = 778.02 KN. m

b= 45 cm ; h = 100cm ; d = (100-3)= 97cm ; $f_{bc}$=14.2MPa ; $\varsigma_{st}$ = 348MPa.

**Aux appuis:**
$M_a^{max}$ = 778.02 KN. m

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{778.02 \text{ x}10^3}{45.97^2 . 14,2} = 0,129$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u$ =0.129 →$\beta_u$ = 0.931

$$A_u = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{778,02\text{x}10^3}{0,931 \times 97 \times 348} = 24,75 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit : 5HA20(fil)+5HA16(chap) = 25,76cm$^2$/ml .

**En travée:**

$M_{au}$ = 374.6 KN.m

$$\mu_u = \frac{M_u}{b.d^2 f_{bc}} = \frac{374,6 \times 10^3}{45 \times 97^2 \times 14,2} = 0,062.$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$\mu_u$ =0.062 → $\beta_u$ = 0.968

$$A_u = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{374,6 \times 10^3}{0,968 \times 97 \times 348} = 11,46 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit : 5HA14(fil) + 5HA14(chap) = 15,7 cm$^2$/ml .

**VII.5.2.1.2. Tableau récapitulatif du ferraillage des nervures dans le sens transversal :**

Le ferraillage se fera avec les moments Max aux appuis et en travées :

| Zone | $M_u$(KN.m) | $\mu$ | $\mu_l$ | $\beta$ | Observation | A(cm$^2$) | $A_{adoptée}$(cm$^2$) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Appui | 778.02 | 0,129 | 0,392 | 0,931 | S.S.A | 24.75 | 5HA20(fil)+5HA16(chap)=25.76 |
| Travée | 374.6 | 0.062 | 0,392 | 0,968 | S.S.A | 11.46 | 5HA14(fil)+5HA14(chap)=15.7 |

**Tableaux VII.7 :** Ferraillage des nervures dans le sens transversal.

**VII.5.3. Vérifications à l'ELU :**

**a) Condition de non fragilité :**

$A_{min}$= 0,23 b. d.$\frac{f_{c28}}{f_e}$ = 0,23.45.97. $\frac{2,1}{400}$ = 5,27 cm²

Sens x-x :

$A_a$= 20.1 cm² > 5,27 cm² = $A_{min}$ .....Condition vérifiée.

$A_t$= 10.05cm² >5,27 cm² = $A_{min}$ .....Condition vérifiée.

Sens y-y :

$A_a$=25.76 cm² > 5,27 cm² = $A_{min}$ .....Condition vérifiée.

$A_t$= 15.7cm² >5,27 cm² = $A_{min}$ .....Condition vérifiée.

**b) Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA 99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

-En zone nodale :$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset_l\right) = (25cm ; 19{,}2cm) = 19{,}2cm$ . Soit $S_t$= 10 cm.

- En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 50\ cm$ . Soit $S_t$ =10cm.

**c) Armatures transversales minimales :**

$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset\right) = (28{,}58 ; 45; 14) = 14mm$ . Soit ∅= 10 mm.

-En zone nodale :$A_t$=0,003 .$S_t$.b = 0,003x15x45= 2,02 $cm^2$.

-En zone courante : $A_t$=0,003 .$S_t$.b = 0,003x20x45= 2,7 $cm^2$.

Soit $A_t$= 4HA10 = 3,14 cm².

**c. Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures; leur section est d'au moins égal à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction*(Art. A.8.3/ BAEL91modifiées 99).*

En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

Ap = 3 cm² /mlx1.00 =3 cm²

Nous adopterons une barre en 2HA14=3.08 cm² comme armature de peau.

**d) Vérification à la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \left\{\frac{0{,}15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right\} = 2{,}5MPa$$

- **Sens longitudinal :** $\mathbf{T_u^{max} = 683.54\ KN}$

$$\tau_u = \frac{683.54 \times 10^3}{450 \times 970} = 1{,}56\ Mpa \leq \bar{\tau}_u = 2{,}5\ MPa \longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal :** $\mathbf{T_u^{max} = 814.66KN}$

$$\tau_u = \frac{814.66 \times 10^3}{450 \times 970} = 1.86\ Mpa \leq \bar{\tau}_u = 2{,}5\ MPa \longrightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

**VII.5.4.Vérification à l'ELS :**

- **Dans le béton :**

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

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

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$ et $\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d}$

$K_1$ : on le tire du tableau

.

- **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma} = 348\ MPa$$

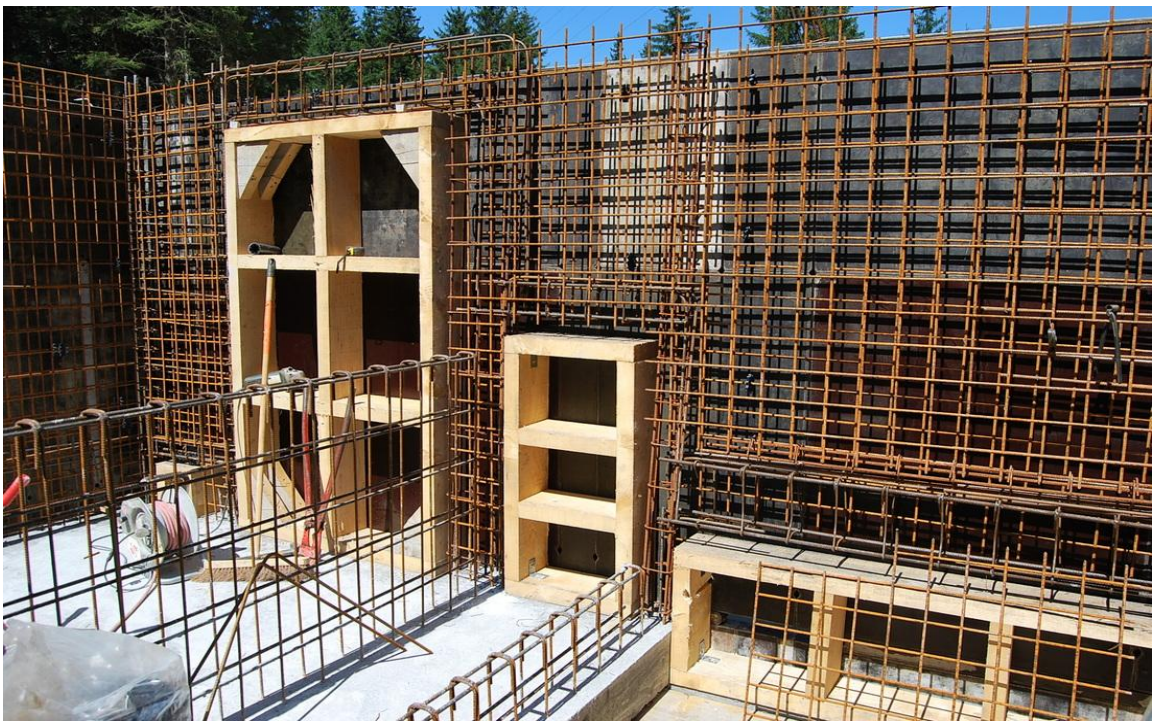
$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

Les résultats des vérifications des contraintes dans le béton et les aciers sont résumés dans le tableau suivant :

| Sens | Zone | As ($cm^2$) | Ms (Kn.m) | $\rho_1$ | $\beta$ | $K_1$ | $\sigma_{st}$ (Mpa) | $\bar{\sigma}_{st}$ | $\sigma_{bc}$ (Mpa) | $\bar{\sigma}_{bc}$ | Obs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| X-X | Appuis | 20.1 | 432.53 | 0,46 | 0,897 | 33.54 | 247.31 | 348 | 7.37 | 15 | Cv |
| | Travée | 10.05 | -252,98 | 0,23 | 0.923 | 49.93 | 281.15 | 348 | 5.63 | 15 | Cv |
| Y-Y | Appuis | 25.76 | 596,08 | 0,59 | 0,887 | 29.25 | 268.94 | 348 | 9.19 | 15 | Cv |
| | Travée | 15.7 | -287 | 0,35 | 0,908 | 39.35 | 207.55 | 348 | 5.27 | 15 | Cv |

**Tableau VII.8 :** Vérification des contraintes à l'ELS.

# CHAPITRE VIII



# Etude du mur plaque

# VIII. INTRODUCTION

Le mur plaque est prévu sur le coté amant de la structure pour reprendre les poussées des terres ainsi que les charges d'exploitation. Sa hauteur est de **3.45 m** et une épaisseur minimale exigée par le RPA 99 qui doit $\geq$ 15 cm **(Art 10.1.2)**. On optera pour notre cas à une épaisseur de 20 cm. Son calcul est indépendant des autres éléments de la construction.

Le voile plaque est réalisé en béton armé, celui-ci est revêtu d'une couche de bitume et aussi un joint de 1 cm d'épaisseur de polystyrène le séparant des poteaux

# VIII.1. LES CARACTERISTIQUES MECANIQUES ET PHYSIQUES DU SOL :

Surcharge éventuelle: q = 10 kN/m².

Poids volumique des terres : $\gamma$ =18 kN/m3.

Angle de frottement : φ=30◦.

Cohésion : C = 0

La contraint de Sol : $\sigma_{sol}$= 2

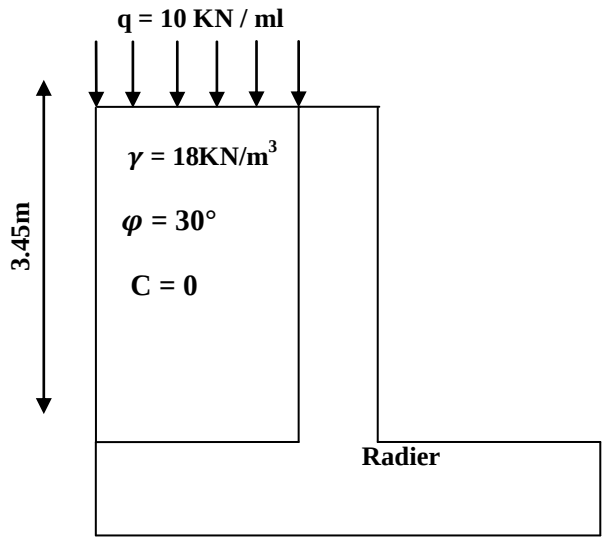



**Fig.VIII.1:** Schéma statique du Mur plaque.

- **Contrainte de sollicitations :**

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du mur plaque. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont : $\sigma_H$ et $\sigma_V$

$\sigma_H$ : Contrainte horizontale

$\sigma_V$ : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

Avec : $K_0$ : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

Donc : $K_0 = 1 - \sin\varphi = 1 - \sin 30 = 0{,}5$

## VIII.2.CALCUL DES SOLLICITATIONS :

$0 < h < H \Rightarrow 0 < h < 3.45$ m

- **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0{,}5 \times (1.5 \times 10) = 7{,}5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3.45 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0{,}5 \times (1.35 \times 18 \times 3.45 + 1.5 \times 10) = 49.42 \text{kN/m}^2$$

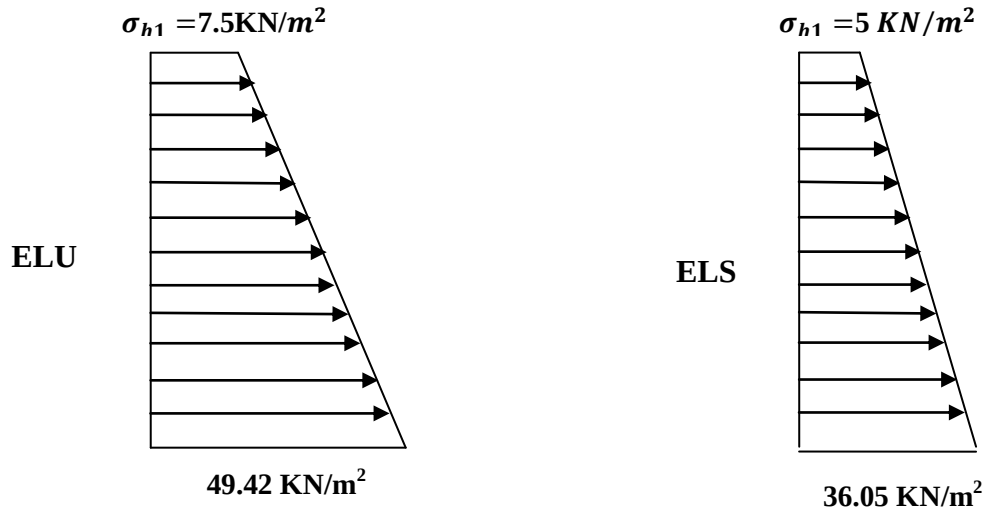
- **ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0{,}5 \times 10 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h = 3.45\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0{,}5(10 + 18 \times 3.45) = 36.05 \text{ kN/m}^2$$

- **Diagramme des contraintes :**




- **Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :**

**ELU :** $q_u = \dfrac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \dfrac{3 \times 49.42 + 7{,}5}{4} = 38.94 \text{kN/ml}$

**ELS :** $q_s = \dfrac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \dfrac{3 \times 36.05 + 5}{4} = 28.29 \text{ kN/ml}$

## VIII.3. FERRAILLAGE DU MUR PLAQUE :

### a) Méthode de calcul :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.
Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis par les coefficients suivants :

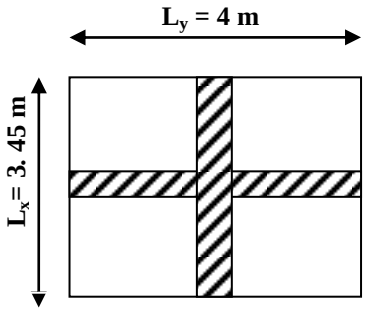
- Moment en travée : 0.75
- Appuis intermédiaire : 0.5

### b) Identification de panneau :

$L_x$ = 3.45m et $l_y$ = 4m

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.45}{4} = 0.86 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens

### c) Calcul à l'ELU :




$\rho = 0.86 \rightarrow \mu_x = 0{,}0498$ et $\mu_y = 0{,}693$

$M_{0X} = \mu_x \, q \, l_X^2 = 0{,}0498 \text{ x } 38{,}94 \text{ x } 3{,}45^2 = 23{,}08 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y \, M_{0X} = 0{,}693 \text{ x } 23{,}08 = 15{,}99 \text{KN.m}$

**Correction des moments :**

**Sens x-x :**

$M_a$ = -0,5 x 23,08= -11,54KN.m

$M_t$ = 0,75 x 23,08 = 17,31 KN.m

**Sens y-y :**

$M_a$ = -0.5 x 15.99= - 7.99 KN.m

$M_t$ = 0.75 x 15.99 = 11.99KN.m

| Sens | Zone | $M_u$ (KN.m) | $\mu_u$ | β | section | A ($cm^2$) | $A_{min}$ ($cm^2$) | $A_{adoptée}$ ($cm^2$) | $S_t$ | e (cm) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| xx | **Appuis** | 11.54 | 0.025 | 0.988 | SSA | 1.86 | 2.17 | 6HA12 = 6.79 | 16 | 20 |
| | **Travée** | 17.31 | 0.038 | 0.981 | SSA | 2.82 | 2.17 | 6HA12 = 6.79 | 16 | 20 |
| yy | **Appuis** | 7.99 | 0.018 | 0.991 | SSA | 1.29 | 2.17 | 6HA10 = 4.71 | 16 | 20 |
| | **Travée** | 11.99 | 0.026 | 0.987 | SSA | 1.93 | 2.17 | 6HA10 = 4.71 | 16 | 20 |

**Tableau VIII.1:** Ferraillage du mur plaque.

**d) Recommandations du RPA :**

Le mur plaque doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Les deux nappes sont reliées par des épingles en HA8.

**e) Vérification à l'ELS :**

Calcul à l'ELS :

$\rho = 0.86 \rightarrow \mu_x = 0.0569$ et $\mu_y = 0.791$

$M_{0X} = \mu_x \, q \, l_X^2 = 0.0569 \text{ x } 28.29 \text{ x } 3.45^2 = 19.16 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y \, M_{0X} = 0.791 \text{ x } 19.16 = 15.15 \text{ KN.m}$

**Correction des moments :**

**Sens x-x :**

$M_a$ = -0.5 × 19.16 = - 9.58 KN.m

$M_t$ = 0.75 × 19.16 = 14.37 KN.m

**Sens y-y**

$M_a$ = - 0.5 × 15.15 = -7.58 KN.m

$M_t$ = 0.75 × 15.15 = 11.363 KN.m

**f) Vérification des contraintes :**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

**Dans les aciers :**

$\overline{\sigma}_{st}$= Min { $\frac{2}{3}$ $f_e$ ; $100\sqrt{1.6f_{tj}}$}

$\overline{\sigma}_{st}$= Min { $\frac{2}{3}$ 400 ; $110\sqrt{1.6 \times 2.1}$ }={ 266.7 ; 201.63 }= 201.63Mpa

**Dans le béton :**

On doit vérifier que : $\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}}$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \text{ x } f_{c28}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 .d . A_{st}} \quad ; \quad \rho_1 = \frac{100 . A_s}{b .d} \quad ; \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

| Sens | Zone | As ($cm^2$) | Ms | $\rho_1$ | β | $K_1$ | $\sigma_{st}$ | $\overline{\sigma}_{st}$ | $\sigma_b$ | $\overline{\sigma_b}$ | Obs |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| X-X | Appuis | 6.79 | 9.58 | 0.377 | 0.905 | 37.36 | 86.61 | 201.6 | 2.32 | 15 | Cv |
| | Travée | 6.79 | 14.37 | 0.377 | 0.905 | 37.36 | 129.9 | 201.6 | 3.48 | 15 | Cv |
| Y-Y | Appuis | 4.71 | 7.58 | 0.262 | 0.918 | 45.98 | 97.39 | 201.6 | 2.12 | 15 | Cv |
| | Travée | 4.71 | 11.36 | 0.262 | 0.918 | 45.98 | 146 | 201.6 | 3.17 | 15 | Cv |

**Tableau VIII.2:** Vérification des contraintes à ELS.

**Résultats:**

L'épaisseur du mur plaque est de 20cm.

✓ **Le ferraillage du mur plaque est comme suit :**

**Sens x-x :**

En travée : 6HA12/ml avec un espacement de 16 cm.

Aux appuis : 6HA12/ml avec un espacement de 16 cm.

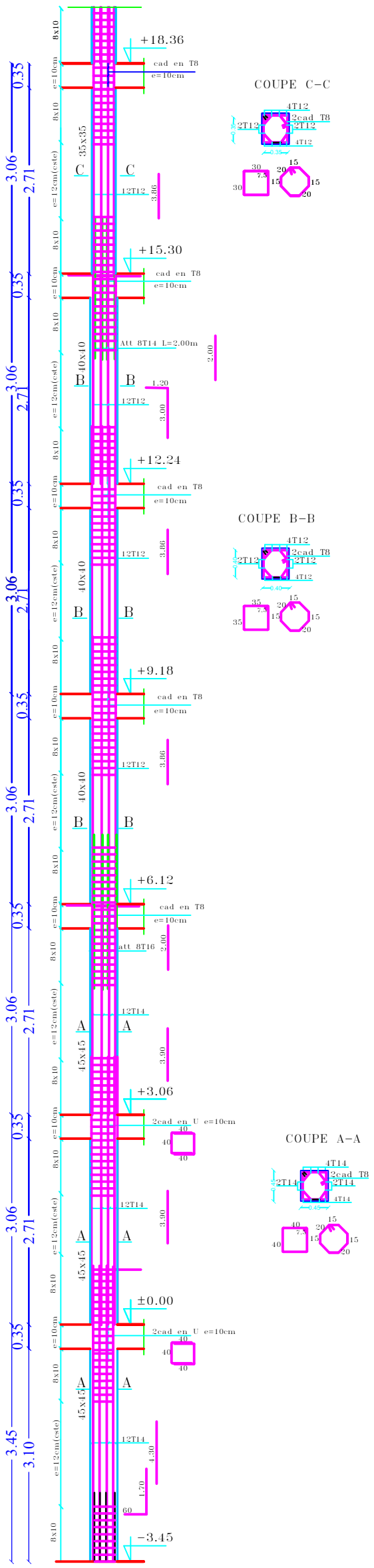
**Sens y-y :**

En travée : 6HA10/ml avec un espacement de 16 cm.

Aux appuis : 6HA10/ml avec un espacement de 16 cm.

## Poteaux ( 45x45) (40x40) (35x35)

ECH:1/50




RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

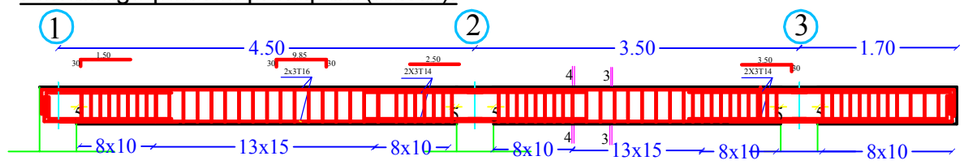
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

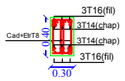
| | |
|---|---|
| Etudié par :<br>Melle: DRIF Yamina<br>Melle: SLIMANE Tassadit | Titre :<br><br>**Ferraillage des poteaux** |
| Dirigé par :<br>Mr : LOUZAI.A | |
| PROMOTION 2018/2019 | |

## Ferraillage poutres principale (30x40):

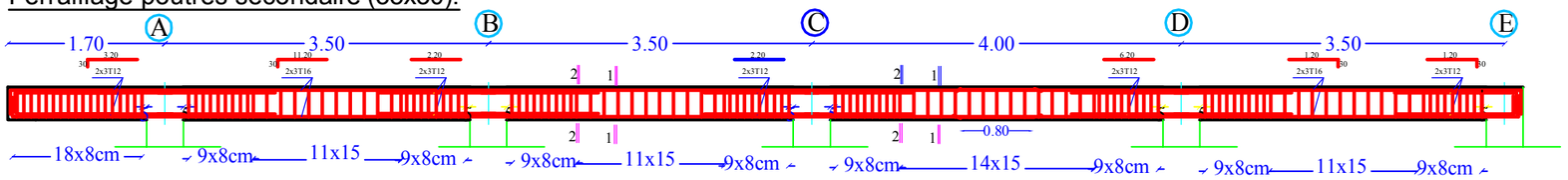



Coupe 3-3

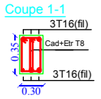
Coupe 4-4



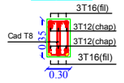

## Ferraillage poutres secondaire (35x30):




Coupe 1-1




Coupe 2-2




RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil


Etudié par :
Melle: DRIF Yamina
Melle: SLIMANE Tassadit

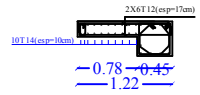
Dirigé par :
Mr : LOUZAI.A


PROMOTION 2018/2019

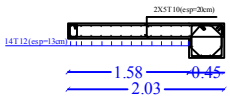
Titre :

**Ferraillage des Poutres**

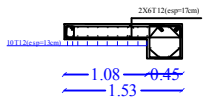
FERRAILLAGE VOILE VL1 ZONE I



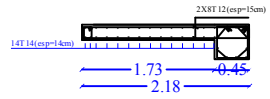

FERRAILLAGE VOILE VL2 ZONE I



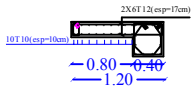

FERRAILLAGE VOILE VT4 ZONE I



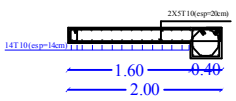

FERRAILLAGE VOILE VT2 ZONE I



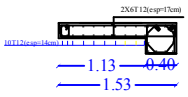

FERRAILLAGE VOILE VL1 ZONE II



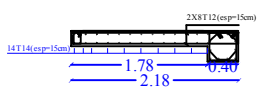

FERRAILLAGE VOILE VL2 ZONE II



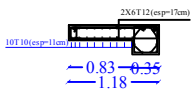

FERRAILLAGE VOILE VT4 ZONE II



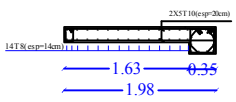

FERRAILLAGE VOILE VT2 ZONE II



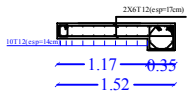

FERRAILLAGE VOILE VL1 ZONE III



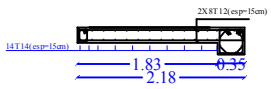

FERRAILLAGE VOILE VL2 ZONE III



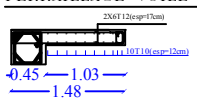

FERRAILLAGE VOILE VT4 ZONE III



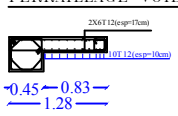

FERRAILLAGE VOILE VT2 ZONE III



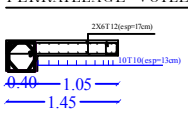

FERRAILLAGE VOILE VT3 ZONE I



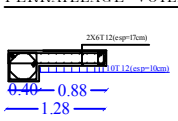

FERRAILLAGE VOILE VT1 ZONE I



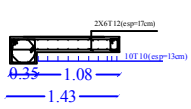

FERRAILLAGE VOILE VT3 ZONE II



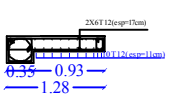

FERRAILLAGE VOILE VT1 ZONE II




FERRAILLAGE VOILE VT3 ZONE III




FERRAILLAGE VOILE VT1 ZONE III




RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil


Etudié par :
Melle: DRIF Yamina
Melle: SLIMANE Tassadit

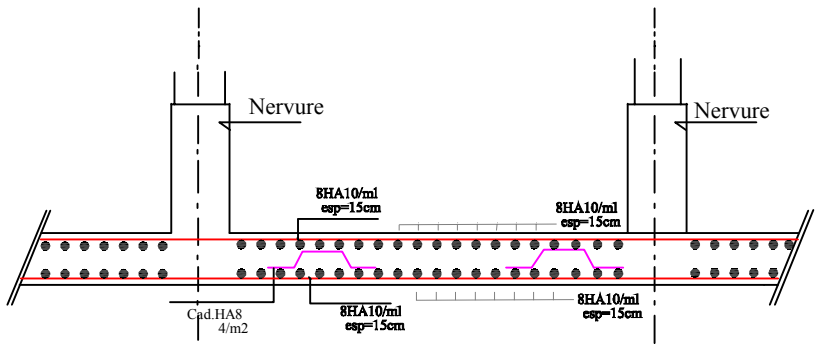
Dirigé par :
Mr : LOUZAI.A


PROMOTION 2018/2019

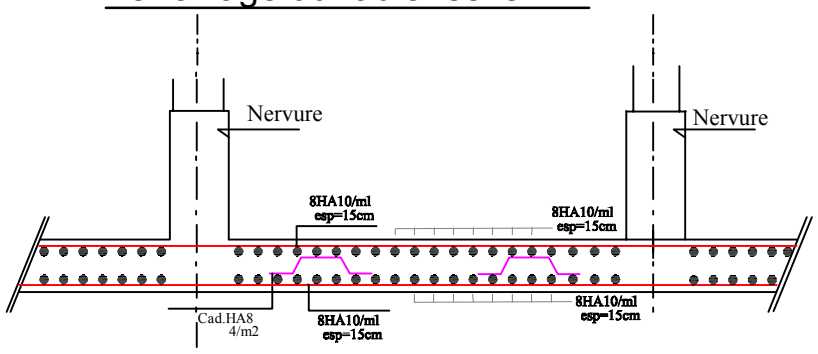
Titre :

**Ferraillage des voiles**

## Ferraillage du radier sens:X-X




## Ferraillage du radier sens:Y-Y




RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

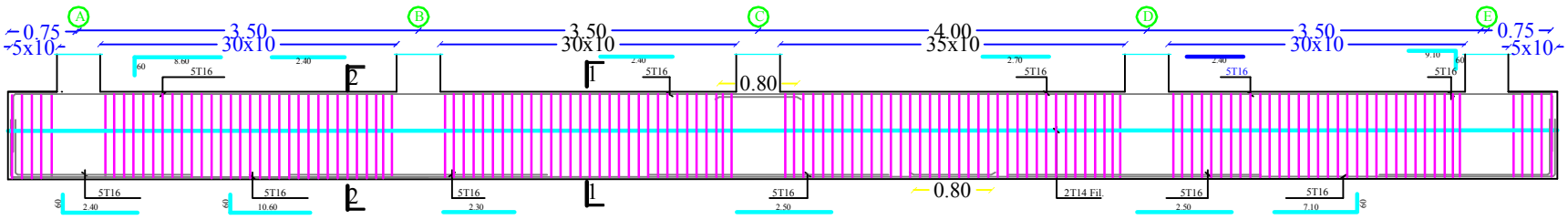
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

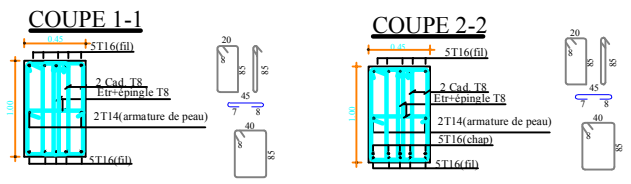
Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

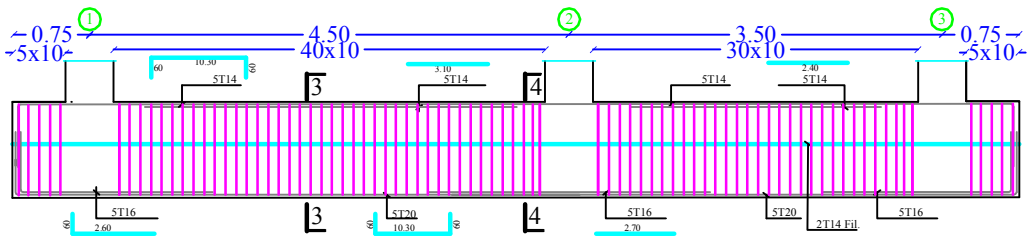
| | |
|---|---|
| Etudié par :<br>Melle: DRIF Yamina<br>Melle: SLIMANE Tassadit | Titre :<br><br>**Ferraillage la dalle de radier** |
| Dirigé par :<br>Mr : LOUZAI.A | |
| PROMOTION 2018/2019 | |

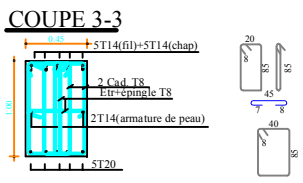
Ferraillage Nervures Sens XX

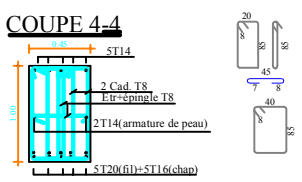



Ferraillage Nervures Sens YY




RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

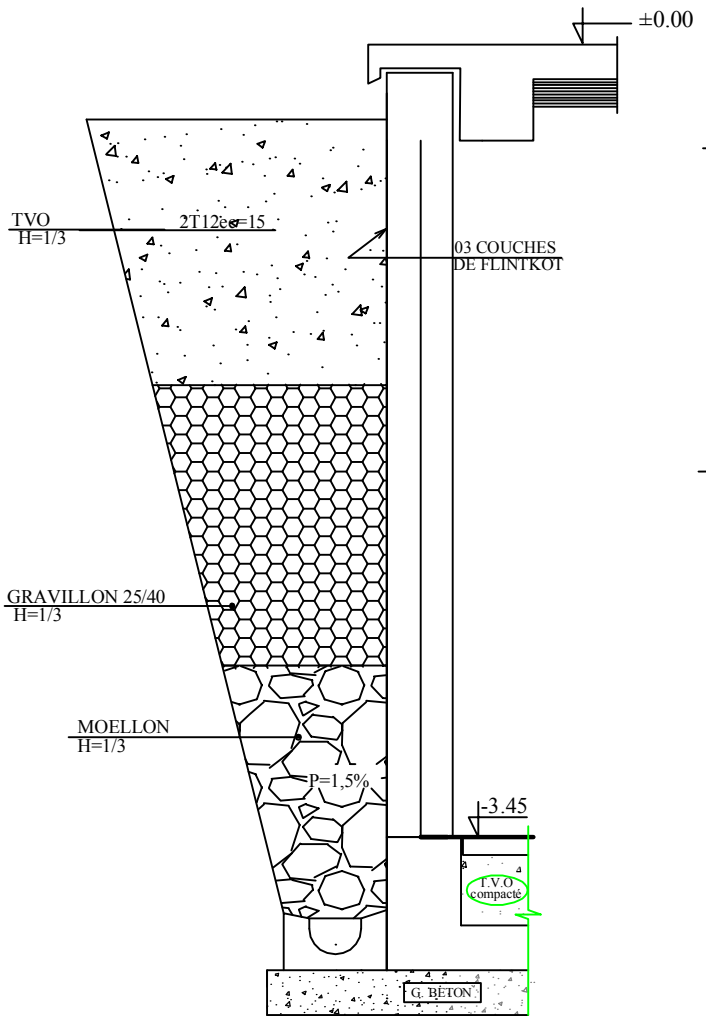
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

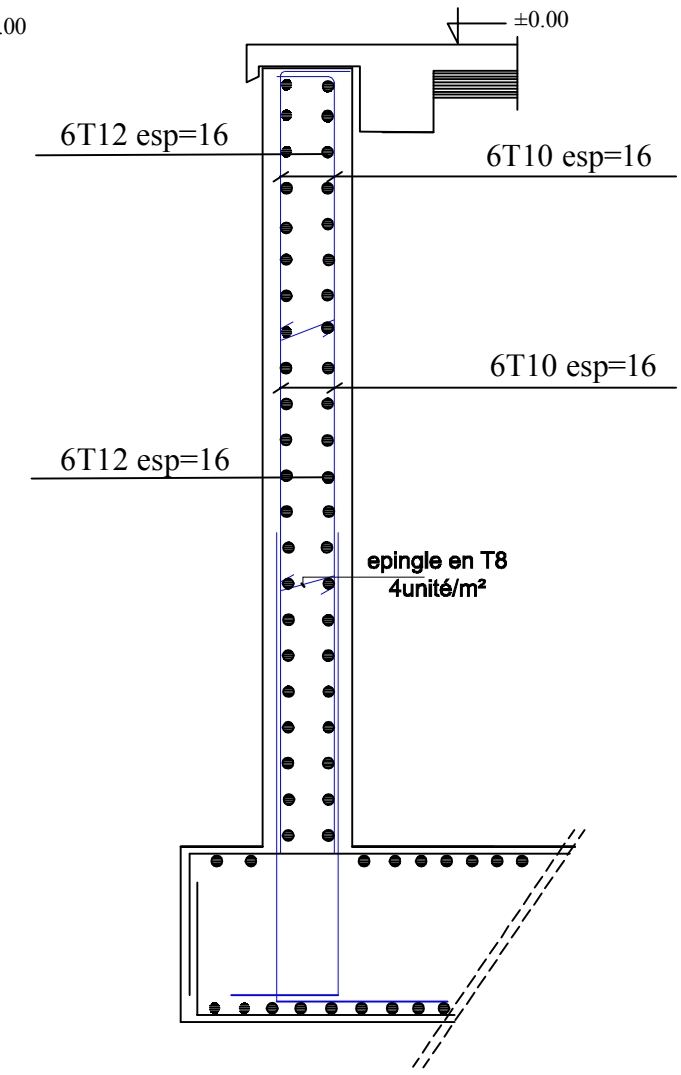
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil

| | |
|---|---|
| Etudié par :<br>Melle: DRIF Yamina<br>Melle: SLIMANE Tassadit | Titre :<br><br>**Ferraillage des nervures** |
| Dirigé par :<br>Mr : LOUZAI.A | |
| PROMOTION 2018/2019 | |




RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

| | |
|---|---|
| Etudié par :<br>Melle: DRIF Yamina<br>Melle: SLIMANE Tassadit | Titre :<br><br>**Ferraillage de mur plaque** |
| Dirigé par :<br>Mr : LOUZAI.A | |
| PROMOTION 2018/2019 | |

# *Conclusion*

# CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'une structure d'un bâtiment à usage d'habitation est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation , il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur en génie civil pour le choix du modèle de calcul à considérer.

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion.

Nous nous sommes attardées, après une étude d'un système en portiques seul, à rechercher la meilleure position des voiles qui accompagne ces derniers notamment en évitant la torsion dans les deux premiers modes.

Avec ce choix de système de contreventement toutes les vérifications ont été satisfaites notamment les déplacements.

Concernant le ferraillage des éléments, on doit à chaque fois tenir compte des moments donnés par les combinaisons courantes et accidentelles pour ensuite ferrailler selon le cas le plus défavorable, et effectuer en suite les vérifications à l'ELS.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais il doit aussi tenir compte du côté de la pratique.

Le résultat de cette étude reste l'élaboration de plans de coffrage et ferraillage que nous avons réalisés qui feront l'objet d'approbation par le CTC avant leur exécution sur chantier.

# Références bibliographiques


- Règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003.

- Règles BEAL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états -limites.

- Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.

- Formulaire de Béton armé .

- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).

- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.