

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

# Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de master en

Génie Civil

Option Constructions civiles et industrielles

## THEME



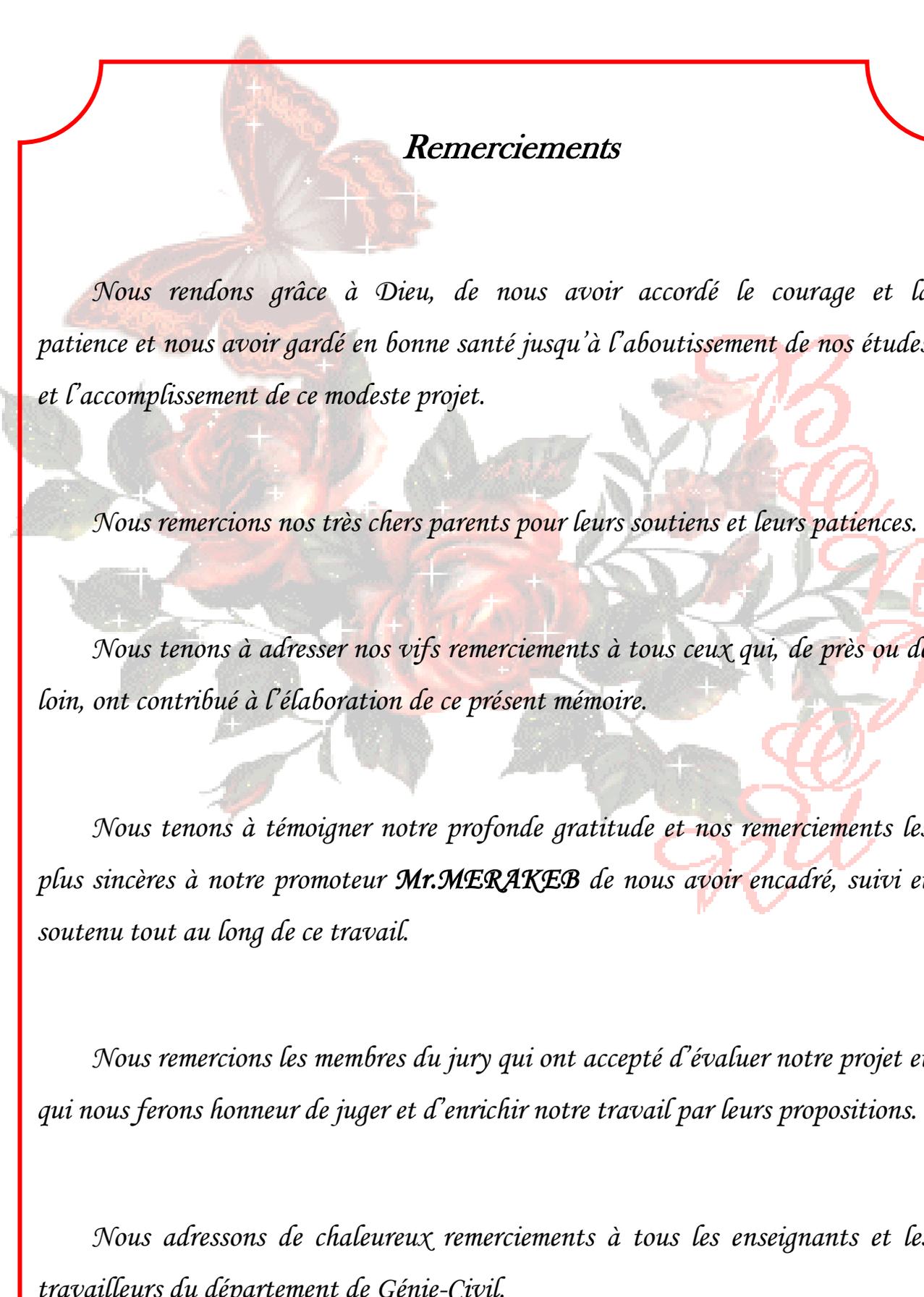
Réalisé par :

- Melle. HADJAZ Souad
- Melle. TEBAA Tassadit

Dirigé par :

M<sup>r</sup>. MERAKRB

Promotion  
2019/2020

The background of the page is a decorative illustration featuring a butterfly with orange and black wings on the left, and a cluster of red roses with green leaves on the right. The entire scene is set against a light, shimmering background with small white star-like sparkles. The text is overlaid on this background.

## *Remerciements*

*Nous rendons grâce à Dieu, de nous avoir accordé le courage et la patience et nous avoir gardé en bonne santé jusqu'à l'aboutissement de nos études et l'accomplissement de ce modeste projet.*

*Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.*

*Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce présent mémoire.*

*Nous tenons à témoigner notre profonde gratitude et nos remerciements les plus sincères à notre promoteur **Mr.MERAKEB** de nous avoir encadré, suivi et soutenu tout au long de ce travail.*

*Nous remercions les membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre projet et qui nous ferons honneur de juger et d'enrichir notre travail par leurs propositions.*

*Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de Génie-Civil.*

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :*

### *A la mémoire de mon cher père*

*Ce travail est dédié à mon cher papa qui a décédé trop tôt, il m'a toujours poussé et motivé dans mes études, j'espère que du monde qui est sein maintenant, il apprécie ce geste comme preuve de reconnaissance de la part de sa fille qui a toujours prié pour le salut de son âme que Dieu l'accueille de son vaste paradis.*

*A la mémoire de mon frère Hamid que Dieu l'accueille de son vaste paradis.*

### *A ma chère mère*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel pour les sacrifices que tu m'as consenti*

*Pour mon instruction et mon bien être.*

*A mon cher mari qui m'a toujours encouragé.*

*Mes chers enfants (Anas et Zakaria).*

*Mes adorables sœurs Karima, Samia, Silya, Zahia et ses enfants et Kahina et ses enfants.*

*Mes frères Massinissa, Kamel et Rebouh avec leurs enfants.*

*En particulier à ma belle-mère et mon beau père qui m'ont beaucoup aidé et encouragé.*

*A ma grand-mère yema Malha*

*Mes amis (es), en particulier à Kahina et Karima.*

*A mon binôme Tassadit*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.*

*Souad Hadjaz* ✍

## *Dédicace*

*Je dédie ce modeste travail à :*

*Mes chers parents pour leur bienveillance, leur affection, leur soutien considérable tout au long de mes cursus scolaire et universitaire et mon travail.*

*Mes chers enfants (Imene et Walid) Mon marie qui m'a encouragé, (mon frère, sa femme Lynda et ses enfants) et mes adorables sœurs et ses enfants, en particulier à ma belle mère qui m'ont beaucoup aidé et encouragé.*

*A mes grandes mères et mon grand-père, à tous mes cousins (es), tantes et oncles et leurs enfants.*

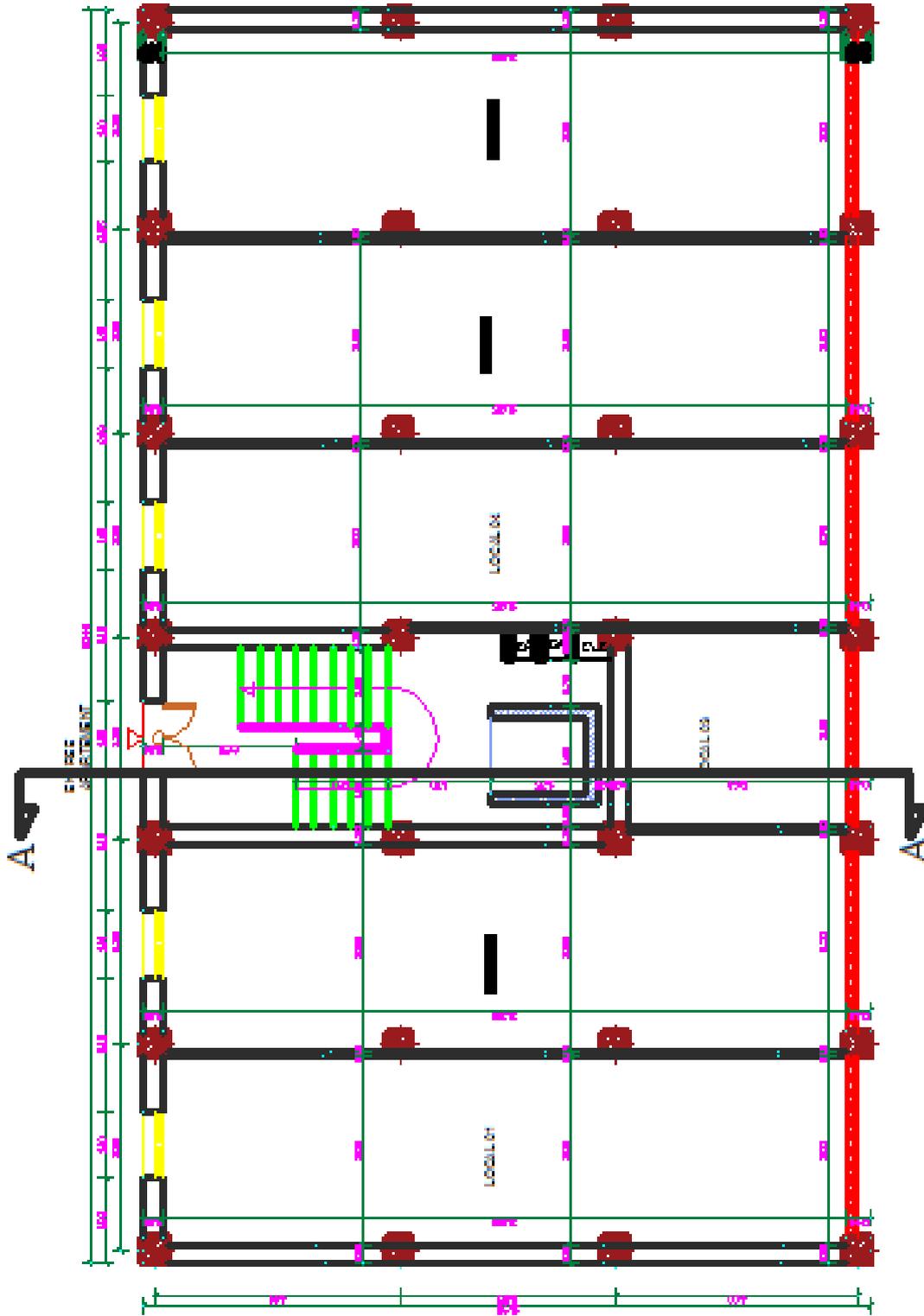
*Mes amis (es), en particulier à Kahina et Karima*

*A mon binôme Souad.*

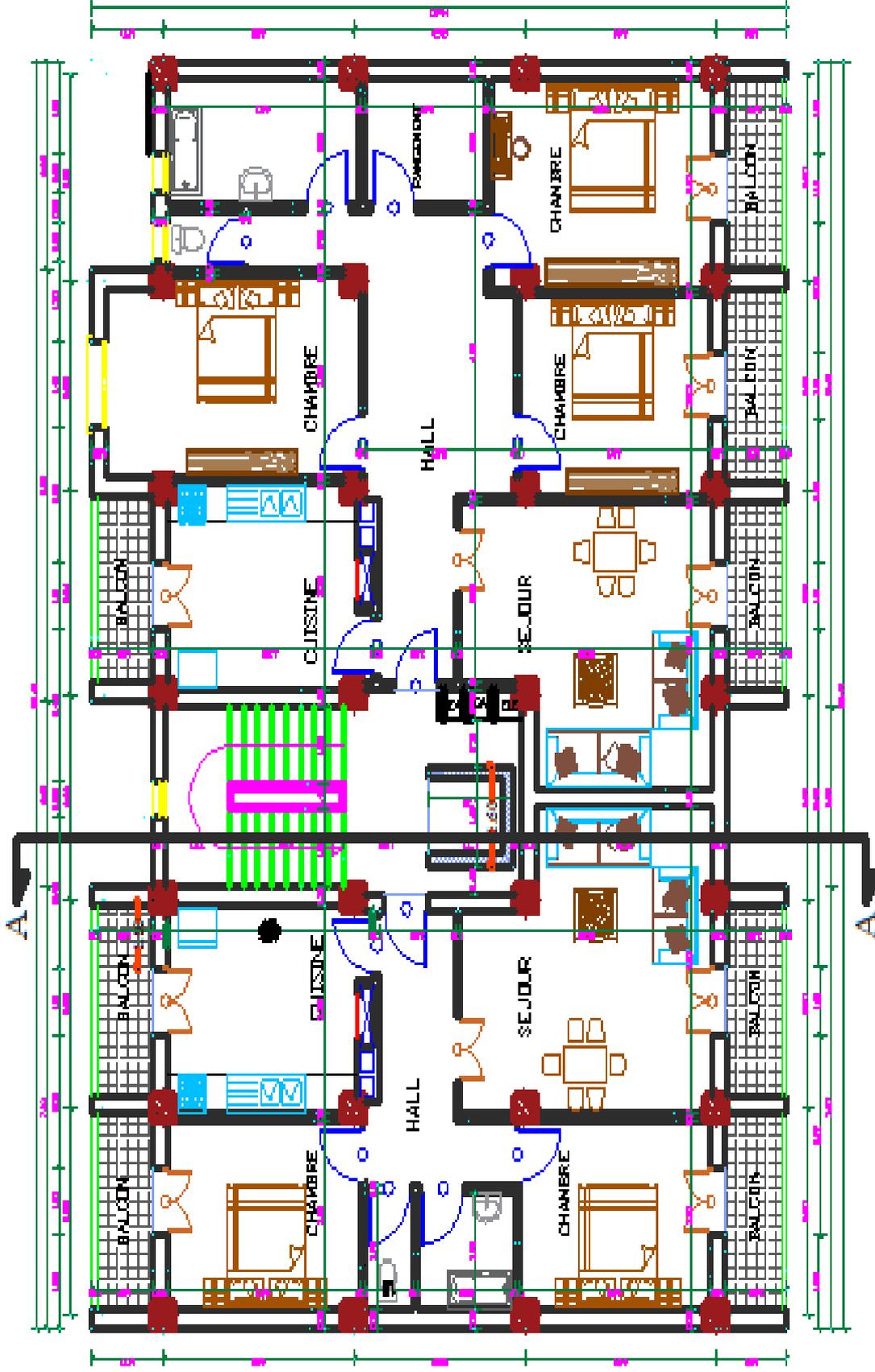
*A mon gèrent Mr MAZIRI et Ami Ali et Haddadou*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.*

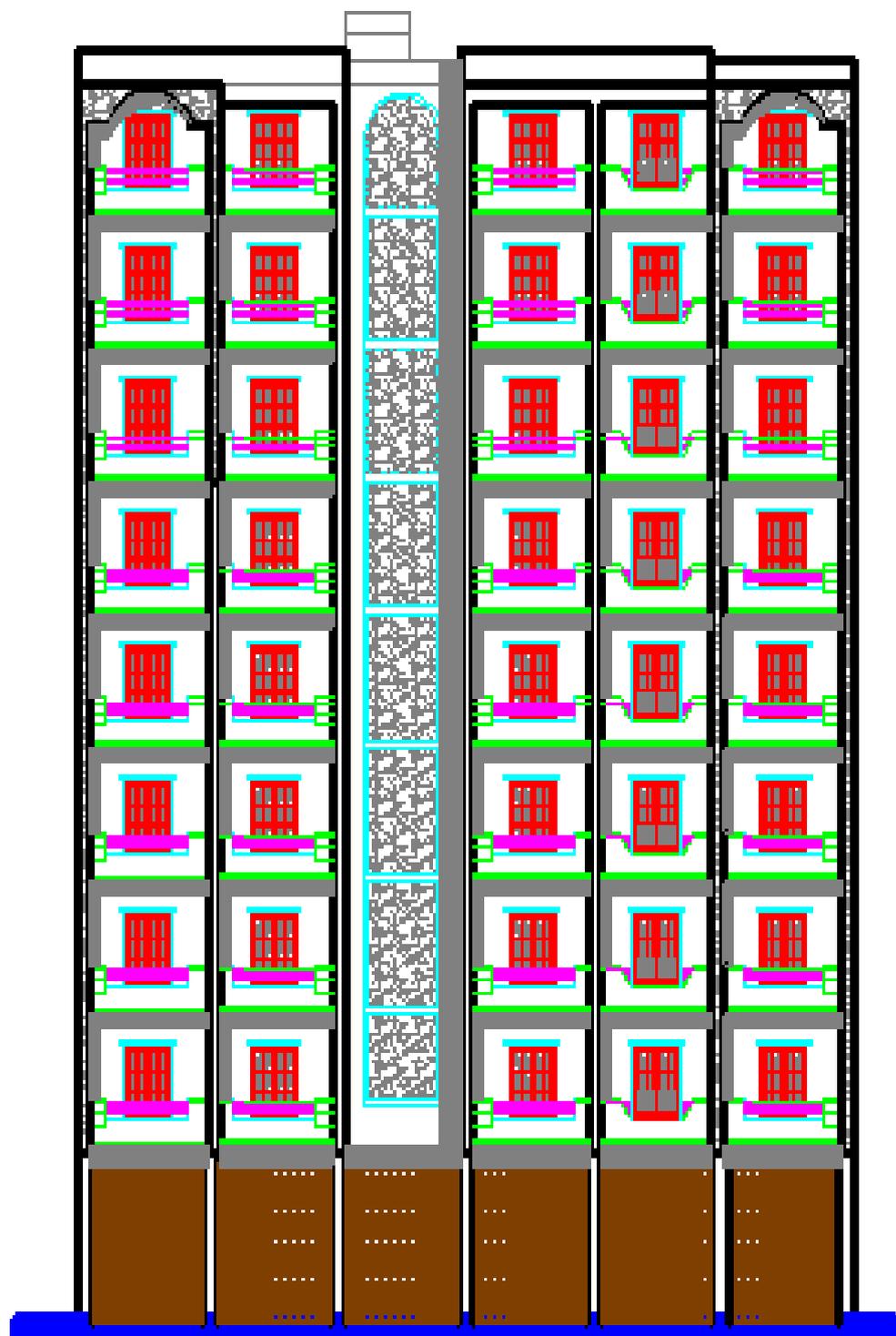
*Tassadit TEBAA ✍*



PLAN RDC

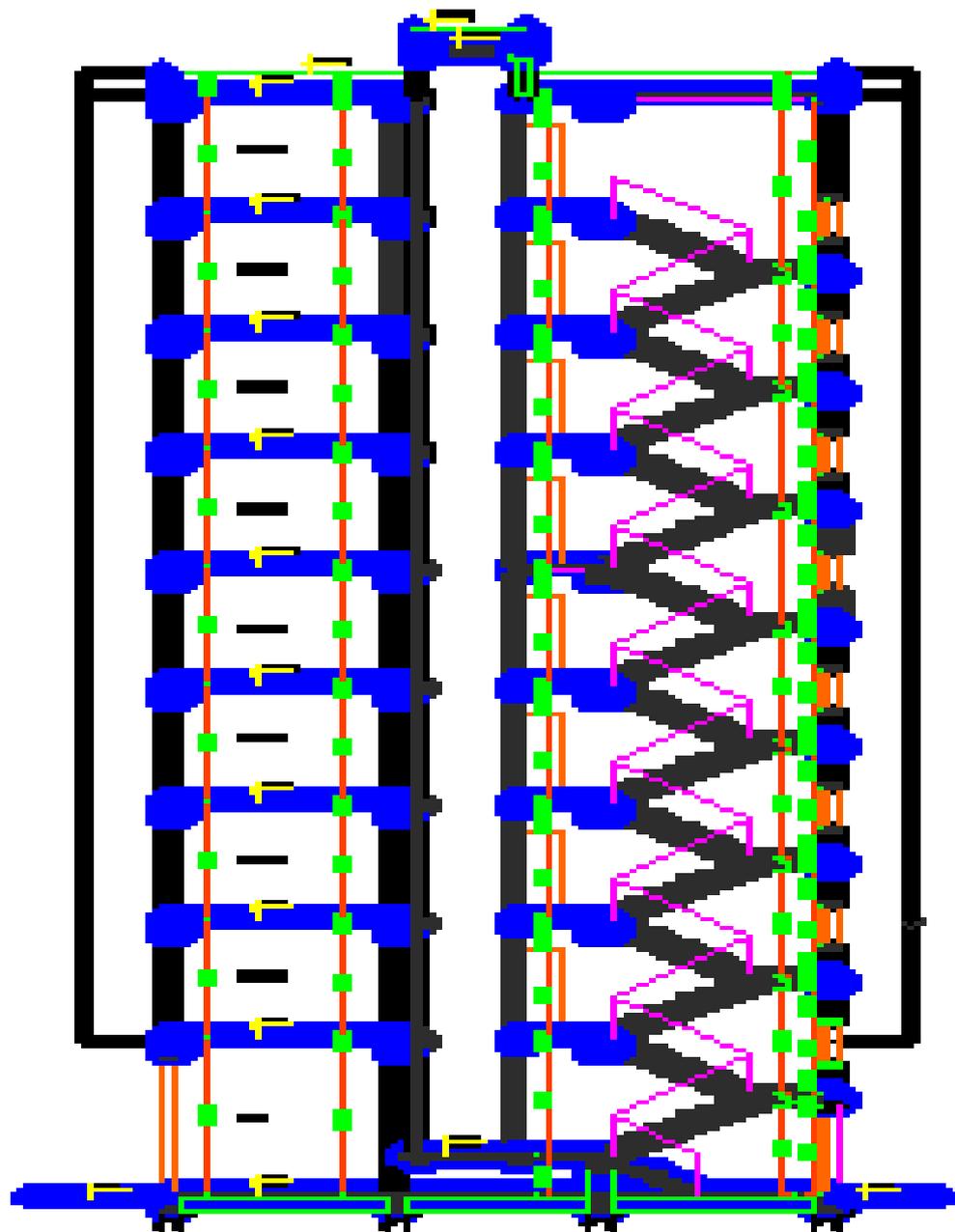


PLAN D' ETAGE

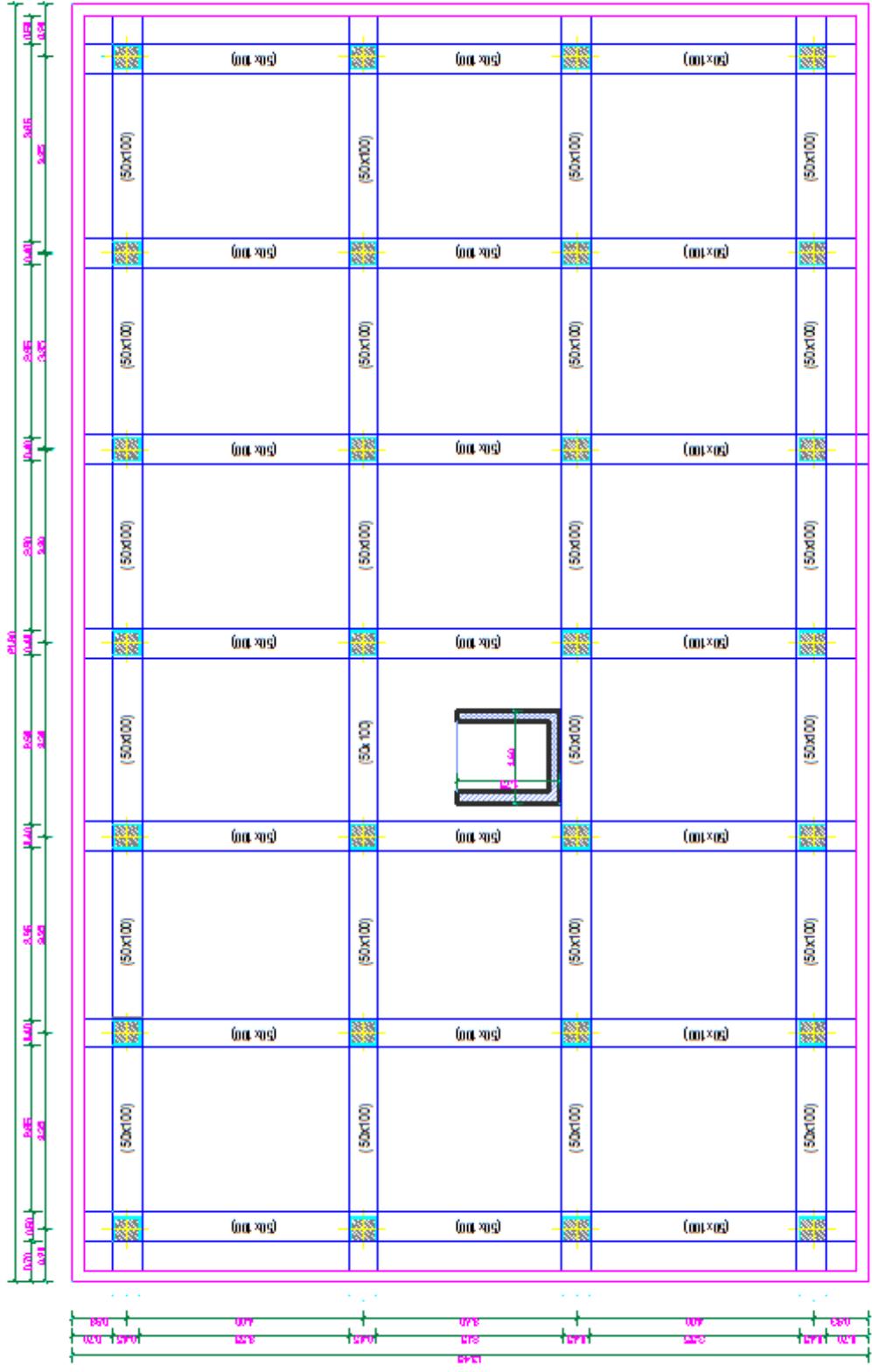


Façade principale



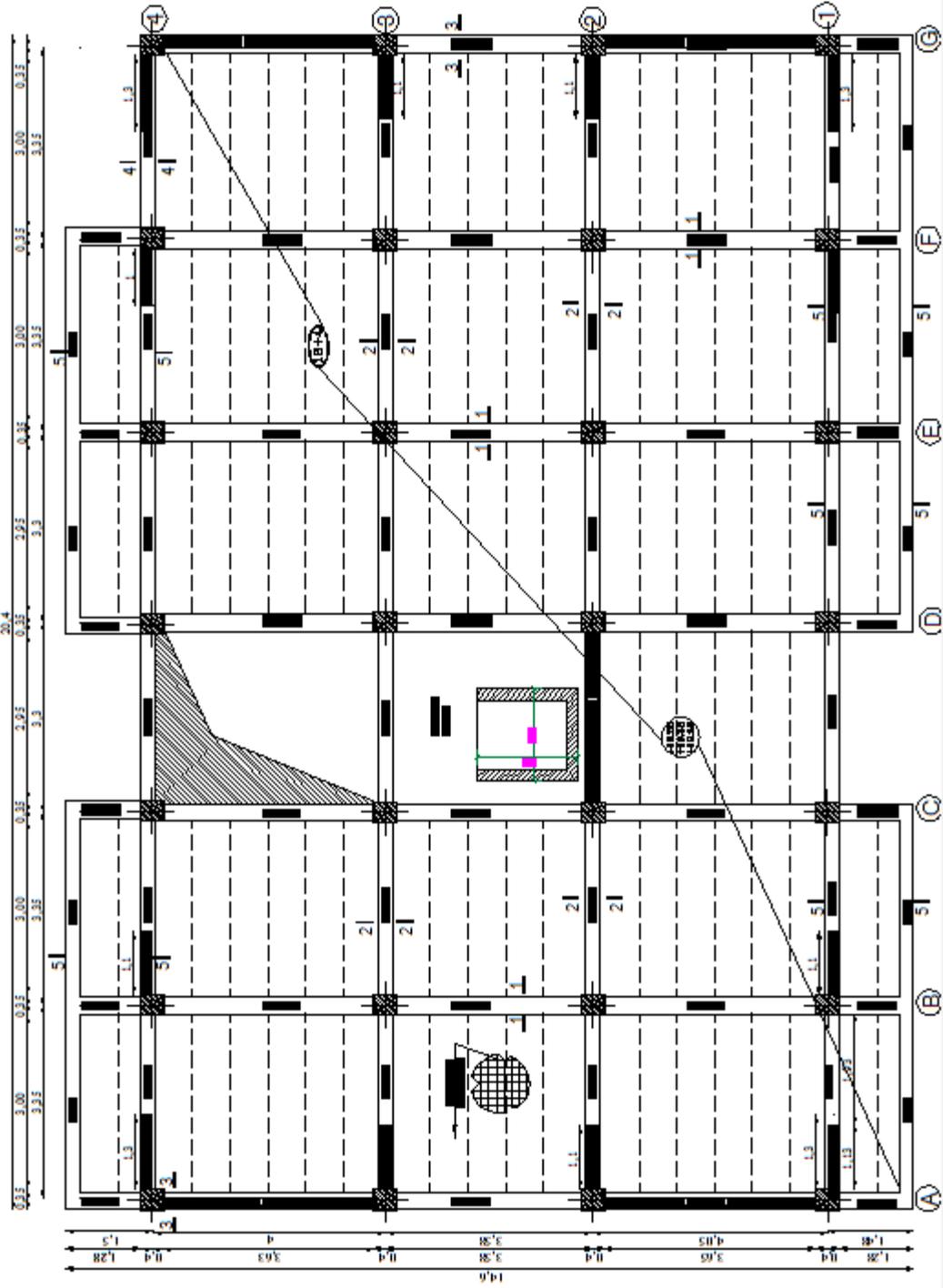


COUPE A-A

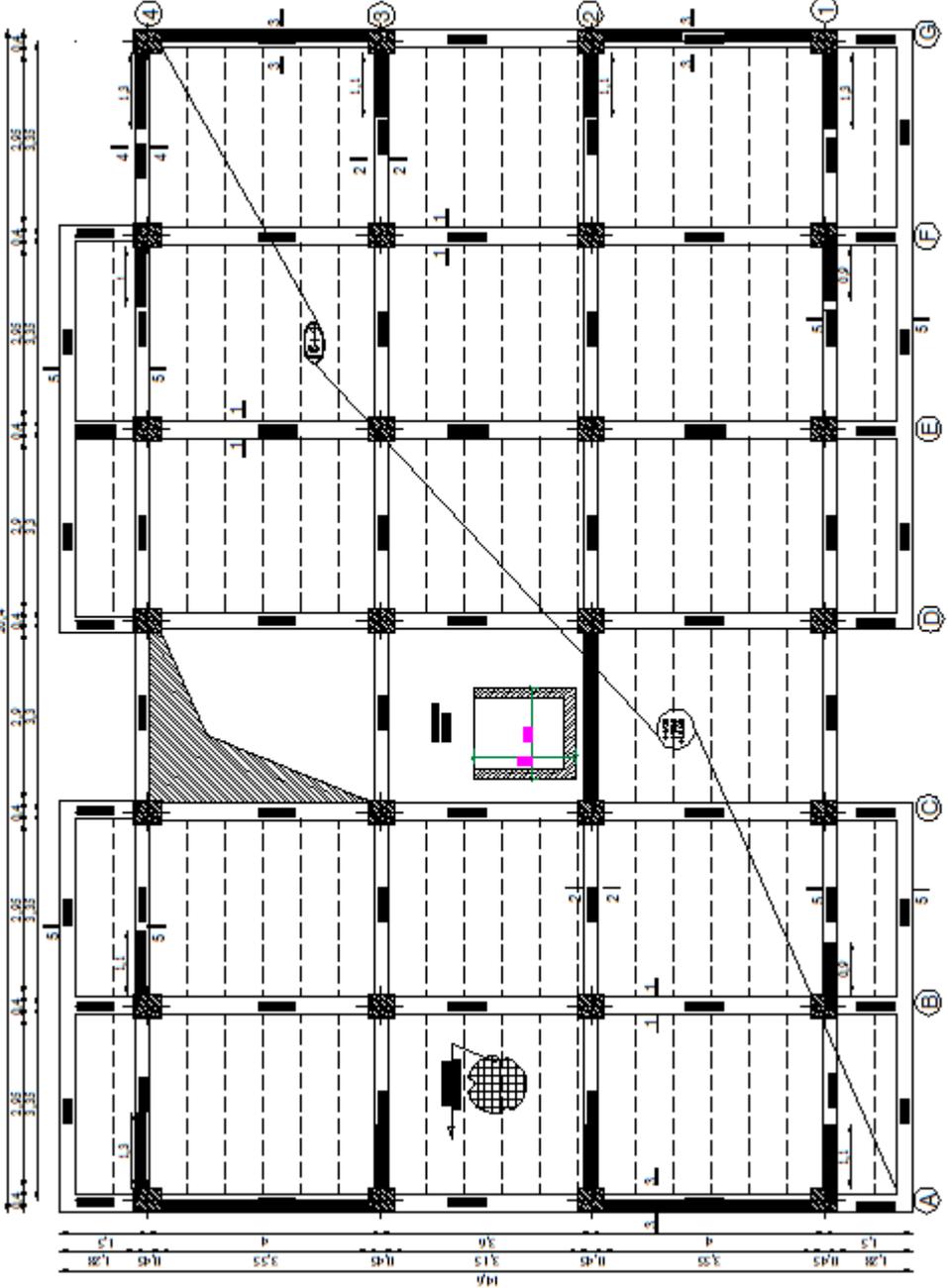


COFRAGE FONDATIONS

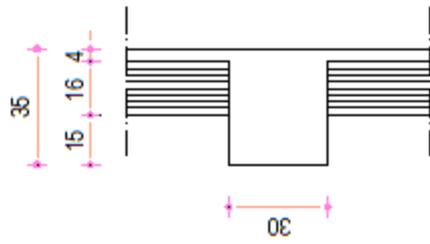
COFFRAGE DE PLANCHER Niv. + 13.26 / + 16.32 / + 19.38



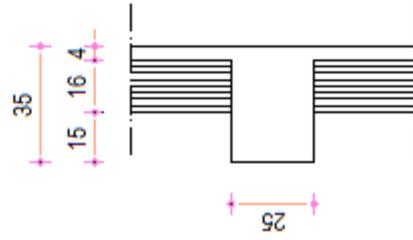
COFFRAGE DE PLANCHER Niv. +4.08 / +7.14 / +10.20



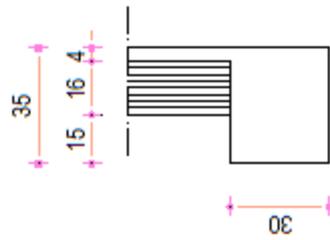
Coupe 1-1



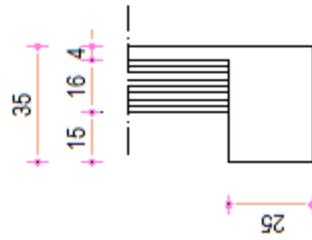
Coupe 2-2



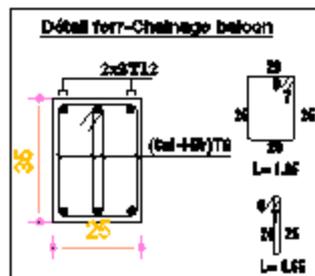
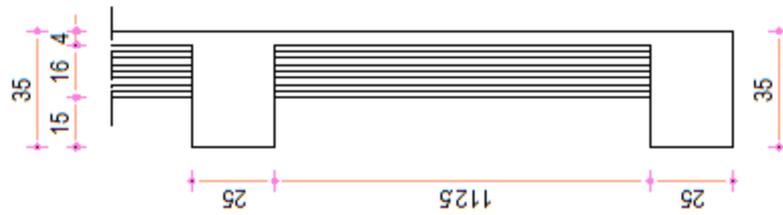
Coupe 3-3



Coupe 4-4



Coupe 5-5





# Sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	01
<b>Chapitre I</b> : Présentation de l'ouvrage .....	2-16
<b>Chapitre II</b> : Pré-dimensionnement des éléments .....	17-31
<b>Chapitre III</b> : Calcul des éléments non-structuraux	
III.1 Acrotère .....	32-39
III.2 Plancher .....	40-59
III.3 Escalier.....	60-84
III.4 poutre palière.....	85-92
III.5 balcon .....	93-101
III.6 :Salle machine .....	102-139
<b>Chapitre IV</b> Modélisation de la structure et vérifications .....	140-154
<b>Chapitre V</b> Ferrailage des éléments :	
V.1 Ferrailage des poteaux.....	155-169
V.2 Ferrailage des poutres.....	152-166
V.3 Ferrailage des voiles.....	170-186
<b>Chapitre VI</b> Etude de l'infrastructure .....	187-220
<b>Conclusion générale</b> .....	221
<b>Bibliographie</b>	



# **Introduction générale**

# INTRODUCTION GENERALE

## Introduction

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.

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

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécution généralement criardes.

Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les ingénieurs et les masters disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment R+8 contreventé par voiles, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel Etabs.

**Chapitre I**  
**Présentation de l'ouvrage**

**INTRODUCTION**

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, puis les modèles adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

**I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE****I.1.1. Situation géographique**

Le site, objet de la présente étude se trouve au niveau de la Commune de Draa ben Kkedda, Wilaya de TIZI OUZOU.

L'assiette, est choisie pour recevoir un immeuble de 8 niveaux (RDC+8) à usage d'habitation et commercial. Qui est classée selon le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).



**Fig. I.1 : situation géographique de site du projet**

Composée :

- d'un RDC à usage commercial.
- de neuf (08) étages à usage d'habitation.
- d'une (01) cage d'escalier.
- d'une (01) cage d'ascenseur.
- Une (01) Terrasse inaccessible.

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, pendant et après la réalisation de l'ouvrage, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir :

- Le RPA 99 / version 2003.
- Le BAEL 91.
- Le CBA 93.

### **I.1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage**

#### **❖ En plan :**

- longueur totale du bâtiment : **20.40 m**
- largeur totale du bâtiment : **12.05 m**

#### **❖ En élévation:**

- hauteur totale du bâtiment (y compris la cage d'ascenseur): **29.71 m**
- hauteur du RDC : **4.08 m**
- hauteur d'étage courant : **3.06 m**

### **I.1.3. Données du site**

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA99 version2003
- Le site est considéré comme site meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol = 2.00 bars
- L'ancrage des fondations : D= -3.00m de profondeur après l'excavation.

### **I.1.4. Eléments constitutifs de l'ouvrage**

#### **I.1.4-1. Ossature**

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types :

- Contreventement par portiques : C'est une ossature constituée uniquement de portiques (poutres et poteaux), capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.
- Contreventement par voiles : composé par des éléments verticaux (voiles) en béton armé, disposés dans les deux sens ; ils assurent la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprennent les charges verticales et les transmettent aux fondations.

#### **I.1.4.2. Planchers**

Le plancher est un élément de structure horizontal qui sépare deux niveaux et a pour fonction de :

- Résister : les planchers sont supposés être infiniment rigides dans le plan horizontal, ils doivent supporter leur poids propre et les surcharges du niveau et de transmettre ces charges aux poutres qui les transmettent à leurs tours aux poteaux puis aux fondations.
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.
- Protéger contre les incendies.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.

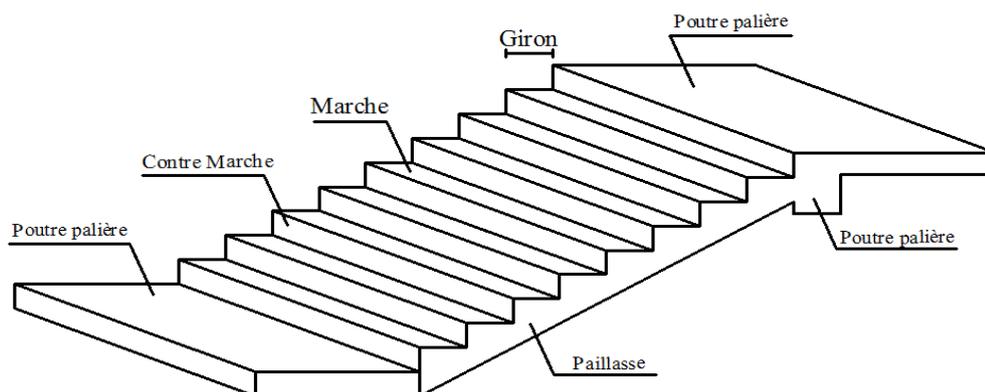
Dans notre bâtiment nous avons un seul type de planchers : Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).

#### **I.1.4.3. Balcons**

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en corps creux.

#### **I.1.4.4. Escaliers**

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux, de caractéristiques géométriques suivantes :



**Figure I.2: Principaux termes relatifs à un escalier**

L : Longueur des marches

g : Largeur des marches

h : Hauteur des marches

Palier de départ

Palier d'arrivée

Et d'une volée qui ni autre qu'une suite interrompue de marches, elle peut contenir 18 à 20 marches au plus.

#### **I.1.4.5. Cage d'ascenseur**

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulée sur place.

#### **I.1.4.6. Remplissage (maçonnerie)**

- Murs extérieurs : constitués d'une double cloison de 25 cm, en briques creuses de 10 cm, séparées d'une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs : réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

#### **I.1.4.7. Revêtements**

- Enduit de ciment pour murs et façades et salles d'eaux.
- Plâtre pour cloisons et plafonds.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisine.

- Carrelage pour les planchers et escaliers.

#### **I.1.4.8. Acrotère**

Sera calculé comme une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, il sera soumis à son poids propre et une poussée latérale  $P=1,00\text{KN/ml}$  dû à la main courante d'un ouvrier qui tendra à la renverser.

#### **I.1.4.9. Fondations**

##### **a-Définition :**

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

##### **b- Fonctions des fondations**

Reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

**c- Différents types de fondations :** Il existe deux types de fondations :

##### **• Les fondations superficielles**

Lorsque les couches de terrain capables de reprendre l'ouvrage sont à faible profondeur : semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

##### **• Les fondations profondes**

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux.

##### **d- Facteurs de choix de type de fondation**

**La nature de l'ouvrage à fonder :** pont, bâtiment d'habitation,...

**La nature du terrain :** connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.

**Le site :** urbain ; montagne, bord de mer,.....

**La mise en œuvre des fondations** : terrain sec, présence de l'eau,...

**Le coût des fondations** : facteur important mais non décisif.

**I.2. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX**

**I.2.1. Béton**

Le béton est un mélange hydraulique (ciment), de granulat (sable, gravier), d'eau de gâchage et adjuvants .Il présente des résistances à la compression assez élevées, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre 1/10 de sa résistance en compression.de plus, le béton a un comportement fragile.

**I.2.2. Résistance caractéristique du béton à la compression**

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté ( $f_{c28}$ ).Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours .sa résistance à la compression est calculée comme suit :

- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$

$$C_{fj} = \left[ \frac{j}{4,76 + 0,83j} \right] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 60 \text{ jours}$$

$$C_{fj} = 1,1 f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

} (ART A.2.1.11, BAEL 91)

-Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa

$$C_{fj} = \left[ \frac{j}{1,40 + 0,95j} \right] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$C_{fj} = f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

} (ART A.2.1.11, BAEL 91)

Avec  $f_{c28} = 25$  MPa (Art – BAEL91 modifié99)

**I.2.3. Résistance caractéristique du béton à la traction**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$  est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \dots \text{ si } f_{c28} \leq 60\text{MPa (Art A.2.1. 12,BAEL 91)}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \dots \text{ Si } f_{c28} > 60\text{MPa (Annexe F)}$$

-Ainsi pour notre cas on aura :

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

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

### **I.2.4. Module de déformation longitudinale du béton**

- **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f} \text{ (MPA). (ART A.2.1.21, BAEL 91).}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$  On a :  $E_{i28} = 32164,2 \text{ MPA.}$

- **Module de déformation longitudinale différé du béton**

Pour des chargements de longue durée (cas courant) .On utilise le module différé qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton .Celles-représentant approximativement deux fois les déformations instantanées.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \dots \text{ si } f_{c28} \leq 60\text{MPa (Art -2.1, 2, BAEL91)}$$

$$E_{vj} = 4400(f_{cj})^{1/3} \dots \text{ si } f_{c28} > 60\text{MPa, sans fumée de silice (Art -2.1. 2, BAEL91)}$$

$$E_{vj} = 6100 f_{cj} \dots \text{ si } f_{c28} > 60\text{MPa, avec fumée de silice (Art -2.1.2, BAEL91)}$$

Pour notre cas :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{v28} = 3700(f_{c28})^{1/3}$$

$$E_{v28} = 3700(25)^{1/3}$$

$$E_{v28} = 10818,86563 \text{ MPa.}$$

### I.2.5. Module de déformation transversale

Le module d'élasticité transversale  $G$  caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant.

Il est donné par la relation suivante :

$$G = E / 2(1 + \nu) \text{ (MPa)}$$

Avec :

$E$  : Module de Young (module d'élasticité)

$\nu$  : Coefficient de poisson  $\nu = (\Delta d/d)/(\Delta l/l)$

$\Delta d/d$  : Déformation relative transversale

$\Delta l/l$  : Déformation relative longitudinale

### I.2.6. Coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation relative transversale  $\Delta d/d$  et la déformation relative longitudinale  $\Delta l/l$  ;  $\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$ .

Il est pris égal à :

$\nu = 0$  : à l'ELU, pour le calcul des sollicitations. (ART-2.1.3, BAEL 91).

$\nu = 0,2$  : à l'ELS, pour le calcul des déformations. (ART-2.1.3, BAEL 91).

### I.2.7. Fluage du béton

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées,  $E_v = E_\infty = 3 \cdot E_i$

### I.2.8. Phénomène de retrait

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de  $1,5 \times 10^{-4}$  à  $5 \times 10^{-4}$  selon l'humidité de l'environnement.

La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation
- Maintenir les parements en ambiance humide après coulage
- Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retraits
- Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes
- Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

### **I.2.9. Dilatation thermique**

Le coefficient de dilatation du béton vaut  $9 \times 10^{-6}$  à  $12 \times 10^{-6}$  et on adoptera une valeur forfaitaire de  $10^{-5}$  pour le béton armé.

Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent ensuite une dilatation.

Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiment de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25m à 50m selon la région.

### **I.2.10. Etat limite de contrainte de béton**

Un état limite est un état particulier au-delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour les quelles elle a été conçue. Ils sont classés en états limites ultimes et états limites de services.

#### **• Les états limites ultimes (E.L.U) :**

Ils sont associés à l'effondrement de la structure, ou à d'autres formes de ruine structurale qui peuvent mettre en danger la sécurité des personnes.

Pour les calculs à l'E.L.U, le diagramme réel de déformations donné sur la figure I-1

Avec cette figure :

$$E_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$E_{bc1} = \begin{cases} 3,5\% \dots\dots\dots & \text{Si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa (Art. 4.3. 41, BAEL 91).} \\ (4,5 - 0,025f_{cj}) \dots\dots & \text{Si } f_{cj} > 40 \text{ MPa (Art.4.3. 41, BAEL 91).} \end{cases}$$

-La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton  $f_{bu}$  est donnée par :

$$f_{bu} = 0,85f_{cj} / \theta \cdot \gamma_b$$

Avec :  $\theta = 1$  pour  $t > 24$  h

$$\theta = 0,9 \text{ pour } 1 \leq t \leq 24 \text{ h}$$

$$\theta = 0,85 \text{ pour } t < 1 \text{ h}$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1,5$ .....pour les cas courants (situation durable ou situation courante).

$\gamma_b = 1,15$ .....pour les cas accidentels (situation accidentelle).

-La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

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

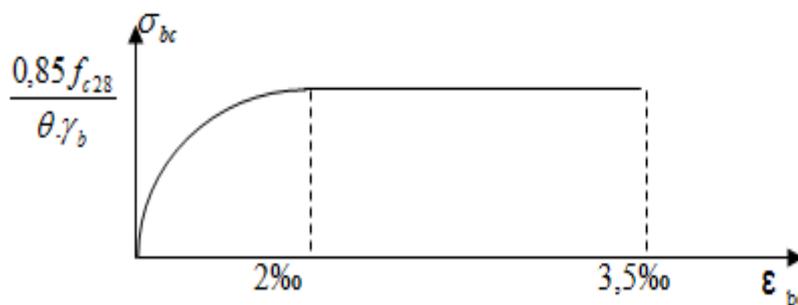
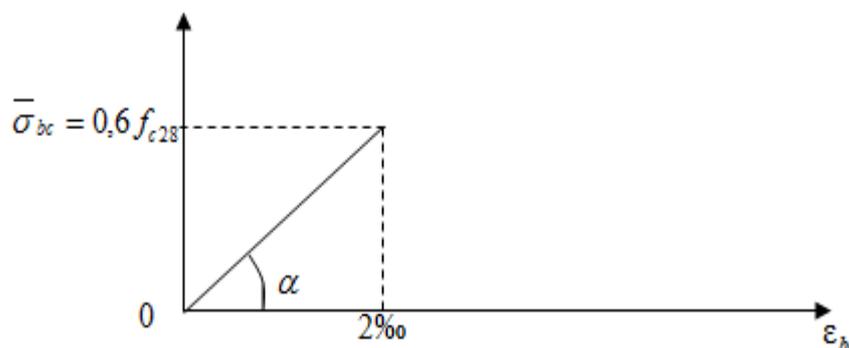


Figure I3 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à L'E.L.U.

• **Les états limites de service (E.L.S)**

Correspondent aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits. (Déformations et flèches ou vibrations...).

Les déformations nécessaires pour atteindre L'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, on adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à L' E.L.S avec ; pour des charges de longue durée  $E_b = E_{vj}$  et  $\nu = 0,2$ . La résistance mécanique du béton tendu est négligée (Art -4.5. 1, BAEL 91) de plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égal à 1/15 de celle de l'acier ( $E_b = 13333\text{MPa}$ ).



**Figure I.4 : Diagramme de calcul contrainte -déformation du béton à l'E.L.S.**

### I.2.11. Poids volumique de béton

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400 daN/m<sup>3</sup> s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m<sup>3</sup> s'il est armé.

## I.3. Acier

Les aciers sont des alliages de fer et de carbone, le pourcentage de carbone variant entre 0.08% et 1.67% .Il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression, leur rôle et de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton, ils sont caractérisés par leur limite d'élasticité et leur module d'élasticité.

### I.3.1. Types d'aciers

On distingue 4 types d'aciers pour armatures, du moins au plus écroui :

- **Les aciers doux** : Ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses.

- **Les aciers durs, type I :** Ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14 % Ce sont les aciers à haute adhérence de type I.
- **Les aciers durs, type II :** Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12% Ce sont les aciers à haute adhérence de type II.
- **Les aciers fortement écrouis :** Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8%. Ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

**I.3.2. Module d'élasticité**

A L'E.L.S on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

-On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité, on adopte une valeur de module de Young.

Le module d'élasticité longitudinal  $E_s$  est pris égal à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa. (Art -2.2.1, BAEL 91).}$$

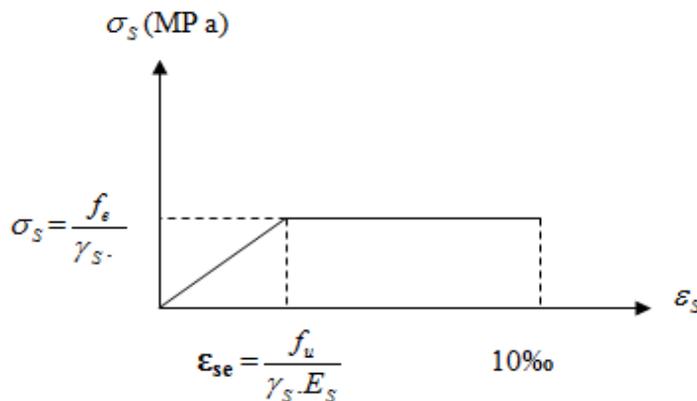
**I.3.3. Contrainte limite des aciers**

- **Contrainte limite ultime:**

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s \text{ (Art.4.3, 2, BAEL 91)}$$

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité partiel qui est égal à:  $\gamma_s = 1,15 \rightarrow$  Situation courante.

$\gamma_s = 1,00 \rightarrow$  Situation accidentelle.



**Figure I-5 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.U**

On distingue deux cas :

**Si  $\epsilon_s \leq \epsilon_{se}$   $\Rightarrow \sigma_s = E_s \epsilon_s$**

**Si  $\epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\text{‰}$   $\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$**

• **Contrainte limite de service :**

Dans L'E.L.S on suppose que :

- L'acier reste dans son domaine élastique.
- On limite la contrainte dans les barres d'aciers afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton.

La contrainte limite de service de l'acier est :

$\bar{\sigma}_s = f_e$ .....Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\sigma}_s = \min \{2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\}$ .....Fissuration préjudiciable.

$\bar{\sigma}_s = \min 0,8 \{2/3 f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\}$ ..... Fissuration très préjudiciable.

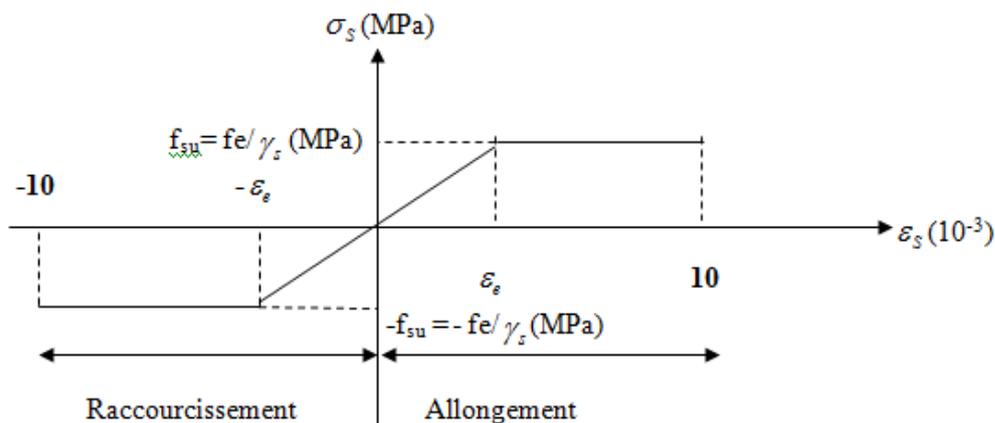


Figure I.6 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

• **Contrainte limite de cisaillement**

Elle est donnée par la formule :

❖ Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F.P.N}$$

❖ Fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \text{F.P ou F.T.P}$$

### I.3.4. Protection des armatures

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes (A-7.1) :

- **5cm** : → Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **3cm** : → Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **1cm** : → Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur de paquet dont elle fait partie (A-7.2, 4) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5cm (A-7.2, 8).

Dans notre cas on prend :

**C = 3** pour les éléments exposés aux intempéries.

**C = 2** pour les éléments intérieurs.

### I.3.5. Diamètre maximal des aciers

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h, afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à :  $\Phi_1 \leq h/10$ .

Pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\Phi_t \leq \min (h / 35 ; \Phi_1 ; b_o / 10).$$

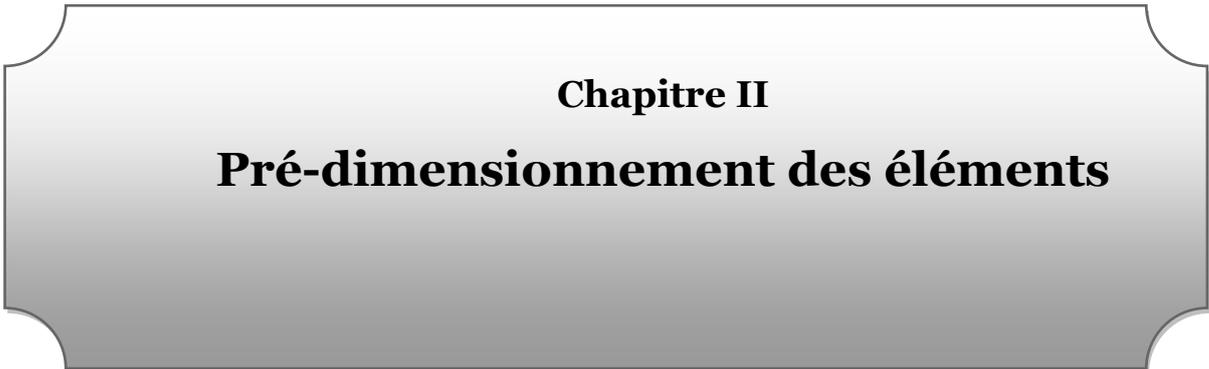
$b_o$ : Largeur de l'âme.

### **I.3.6. Système de coffrage**

On opte pour un coffrage métallique dans le but de limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

### **Conclusion**

Dans cette partie, on a déterminé les différents éléments constitutifs de notre structure dont on effectuera les calculs et vérifications dans les chapitres qui suivent.



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

## II.1 : Pré dimensionnement des éléments

Les éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles, planchers) seront pré dimensionnés en employant les différentes formules existantes dans les règlements en vigueur, le pré dimensionnement en question peut être revu si la section transversale de l'élément n'est pas vérifiée.

### II.1.1 : les planchers

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux. Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée de treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

La formule donnant l'épaisseur minimale du plancher est la suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \quad \text{tel que :}$$

Avec :  $h_t$  : hauteur total du plancher.

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

Dans notre cas :

$$L_{\max} = 3,35 - 0,25 = 3,10 \text{ m}$$

On aura donc :

$$h_t \geq \frac{310}{22,5} = 13,77 \text{ cm}$$

Ainsi, on adoptera :  $h_t = 20 \text{ cm}$  ; soit un plancher de **(16+4)** qui sera valable pour tous les étages courants.

16 cm pour la hauteur du corps creux.

4 cm pour la hauteur de la dalle de compression.

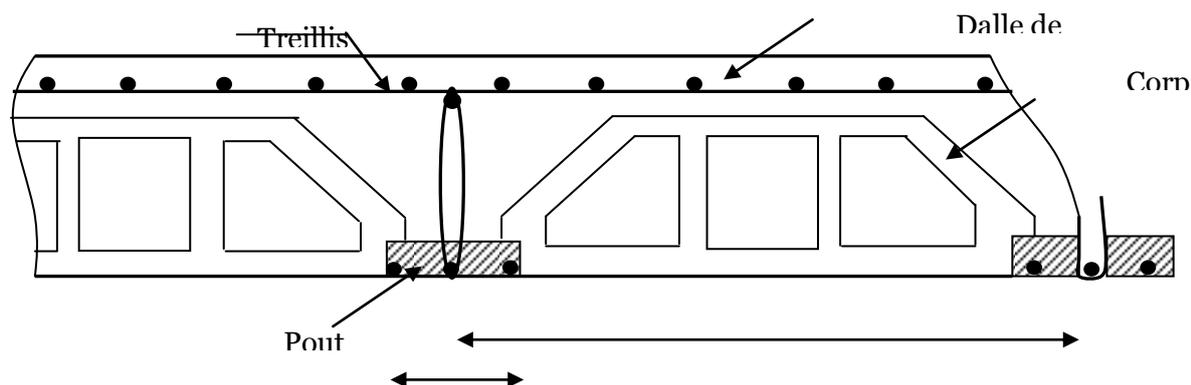


Figure II.1 : schéma d'un plancher en corps creux.

### ✓ Les poutrelles

#### • Définition

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

#### • Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

#### • Dimensionnement des poutrelles

Détermination de la largeur de la table de compression :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

$b_0 = 10\text{cm}$  largeur de la nervure

$L_x = 65\text{cm}$  distance entre nus de poutrelles.

$L_y = 310\text{cm}$  distance minimale entre nus d'appuis des poutrelles.

$h_0 = 4\text{cm}$  épaisseur de la dalle de compression.

$h_t = 16\text{cm}$  hauteur totale de la poutrelle.

Détermination de la largeur de la table de compression :

$$\frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{65}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

$$\text{Min}(27.5 ; 31) = 27.5 \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

### II.1.2 : Les poutres

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les deux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0,4h \leq b \leq 0,7h \quad (\text{pour avoir une forme rectangulaire}). \end{array} \right.$$

Ainsi que les trois conditions imposées par le règlement parasismique algérien

(RPA 99), pour la zone (IIa):

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm.} \\ h \geq 30\text{cm.} \\ h/b \leq 4 \text{ cm.} \end{array} \right. \quad (\text{RPA99. Art 7.5.1})$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximum entre nus d'appuis.

On distingue les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui lui sont parallèle en assurant ainsi le chaînage.

#### i. les poutres principales (PP) :

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon la loi suivante :

##### ❖ la hauteur

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{l_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm.}$$

$$\frac{375}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{375}{10} \quad \Rightarrow \quad 25 \leq h_{pp} \leq 37.5 \quad [\text{cm}].$$

On adopte:  $\mathbf{h_{pp} = 35 \text{ cm.}}$

❖ **La largeur :**

$$0.4h \leq L_{pp} \leq 0.7h$$

$$0.4 \times 35 \leq L_{pp} \leq 0.7 \times 35 \quad \Rightarrow \quad 14 \leq h_{pp} \leq 24.5 \quad [\text{cm}].$$

On adopte :  $\mathbf{b_{pp} = 30 \text{ cm.}}$

D'où la section des poutres principales est : (30×35) cm<sup>2</sup>.

**Vérifications relatives aux exigences du RPA :**

-  $b \geq 20 \text{ cm}$  ..... $b = 30 \text{ cm.}$  (*condition vérifiée*)

-  $h \geq 30 \text{ cm}$ ..... $h = 35 \text{ cm.}$  (*condition vérifiée*)

-  $h/b \leq 4 \text{ cm}$ ..... $h/b = 1.16 \text{ cm.}$  (*Condition vérifiée*)

**ii. Les poutres secondaires (PS):**

❖ **la hauteur :**

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{l_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 335 - 25 = 310 \text{ cm.}$$

$$\frac{310}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{310}{10} \quad \Rightarrow \quad 20.66 \leq h_{pp} \leq 31 \quad [\text{cm}].$$

On adopte:  $\mathbf{h_{pp} = 30 \text{ cm.}}$

❖ **La largeur :**

$$0.4h \leq L_{pp} \leq 0.7h$$

$$0.4 \times 30 \leq L_{pp} \leq 0.7 \times 30 \quad \Rightarrow \quad 12 \leq h_{pp} \leq 21 \quad [\text{cm}].$$

On adopte :  $\mathbf{b_{ps} = 25 \text{ cm.}}$

D'où la section des poutres secondaires est : (25×30) cm<sup>2</sup>.

**Vérifications relatives aux exigences du RPA :**

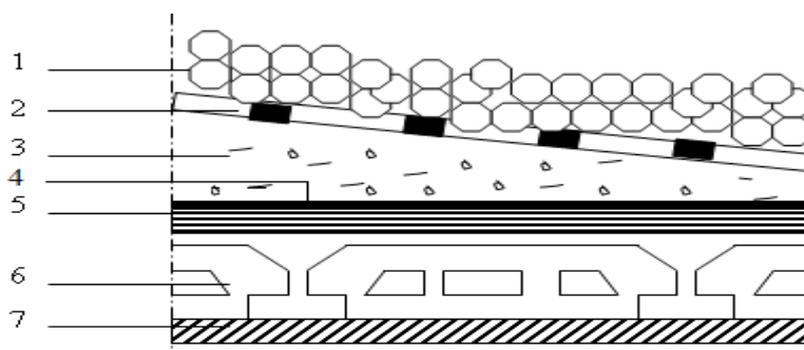
- $b \geq 20$  cm .....  $b = 25$  cm. (condition vérifiée)
- $h \geq 30$  cm .....  $h = 30$  cm. (condition vérifiée)
- $h / b \leq 4$  cm .....  $h / b = 1.20$  cm. (Condition vérifiée)

**II .1.3.Détermination des charges et surcharges**

**-Charges permanentes :**

**Plancher terrasse inaccessible**

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

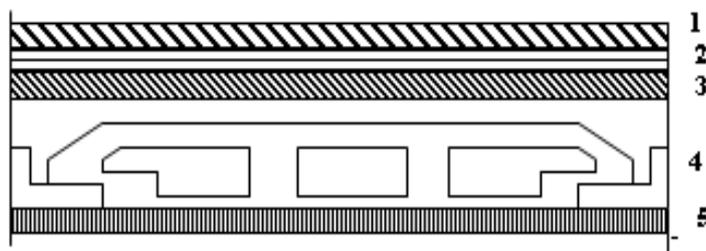


**Figure II.2: Coupe verticale du plancher terrasse**

N°	Eléments	Epaisseur(m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillons	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couches	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.55
4	Feuille de polyane (par vapeur)	0.01	0.01	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.20
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.85
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente totale <math>G_t</math></b>				<b>5.93</b>

**b) Plancher courant :**

La figure ci-dessous nous donne les différentes couches du plancher de l'étage courant.

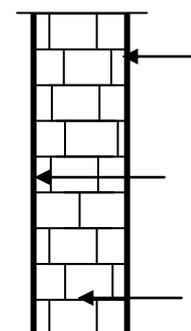


**Figure II.3: Coupe verticale du plancher courant**

N°	Eléments	Epaisseur(m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.85
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.60
6	Cloisons intérieures	0.10	09	0.85
<b>Charge permanente totale G<sub>E</sub></b>				<b>5.50</b>

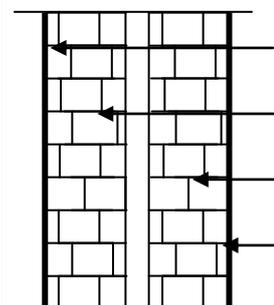
**C)MURS INTÉRIEURS**

N°	ELÉMENTS	EPAISSEUR (M)	P (KN/M <sup>3</sup> )	G (KN/M <sup>2</sup> )
1	ENDUIT DE PLÂTRE	0.02	10	0.20
2	BRIQUES CREUSES	0.10	9	0.90
3	ENDUIT DE PLÂTRE	0.02	10	0.20
<b>CHARGE PERMANENTE TOTALE GT</b>				<b>1.30</b>



**d) Murs extérieurs :**

N°	ELÉMENTS	EPAISSEUR(M)	P(KN/M <sup>3</sup> )	POIDS(KN/M <sup>2</sup> )
1	ENDUIT CIMENT	0.02	18	0.36
2	BRIQUE CREUSE	0.01	9	1.8
3	LAME D'AIRE	0.05	9	/
4	ENDUIT PLÂTRE	0.02	10	0.20
<b>G TOTAL</b>				<b>2.36</b>



**Corps creux du balcon :**

N°	Elements	Epaisseur (m)	ρ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.85
5	Enduit de ciment	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente totale G<sub>t</sub></b>				<b>4.25</b>

**- Surcharges d'exploitations :**

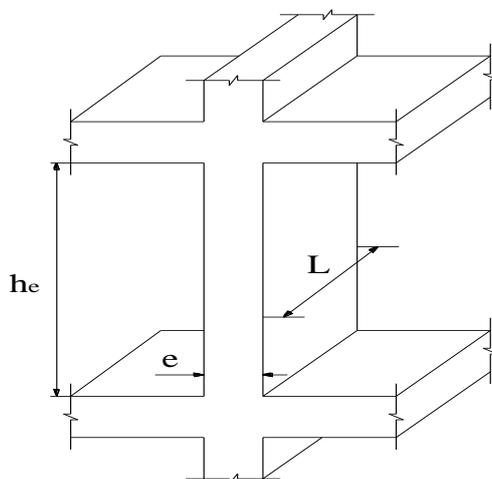
Eléments	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher à usage commercial	5
Balcon	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1.00

**II.1.4. Pré dimensionnement des voiles (Art 7.7.1 de RPA 99/2003)**

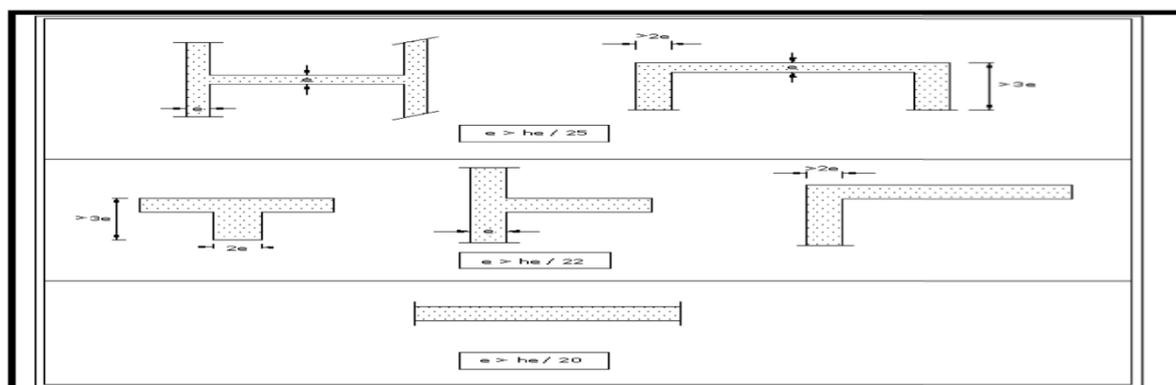
Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

D'après le **RPA 99 version 2003**, le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

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



**Figure II.4: coupe vertical du voile**



**Remarque :** la structure faisant l'objet d'étude comporte des voiles linéaires, ils seront pré dimensionnés tel qu'il est illustré dans le troisième cas de figure.

a) pour le RDC :

$$h_e = 4,08 - 0,20 = 3,88\text{m}$$

$$a \geq \frac{388}{20} = 19,40\text{cm}$$

b) L'étages courants (du 1<sup>er</sup> au 8<sup>ème</sup> étage)

$$h_e = 3,06 - 0,20 = 2,86\text{m}$$

$$a \geq \frac{286}{20} = 14,3\text{cm}$$

Prendre une épaisseur des voiles égale à : (a=20cm).

**Remarque :** Pour qu'un élément de contreventement puisse être considéré comme étant un voile, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur :  $L_{\min} = 4 \times a = 4 \times 20 = 80\text{cm}$ . Pour des valeurs inférieures à 80 cm l'élément est considéré comme étant un poteau.

## II .1.5.Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux est établi à l'état limite de service ( ELS ) en prenant le plus sollicité (poteau central) en considérant un effort de compression simple axial N, qui sera repris uniquement par la section du béton, selon la relation suivante ( $N_s = G + Q$ ) avec :

$N_s$  : effort normal repris par le poteau le plus sollicité.

G : charge permanente,

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

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité, et qui est donnée par la formule suivante :  $A = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

A : section du poteau considéré.

$N_s$  : Effort normal revenant au poteau, ( $N_s$  sera déterminé à partir de la descente de charge.)

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ en MPa, à 28 jours } \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  Contrainte de compression admissible du béton égale à 15 MPa.

**Remarque :** l'effort normal (N) sera déterminé à partir de la descente de charge, elle consiste à sommer les charges et surcharges de tous les niveaux revenant au poteau le plus sollicité.

On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges de différents niveaux du bâtiment.

**II.1.6.Descente de charge**

**II .1.6.1.Surface d'influence :**

Surface nette du plancher revenant au poteau :

$$S_n = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_n = (1,55 + 1,55)(1,675 + 1,875) = 11,005 \text{ m}^2$$

Surface brute:

$$S_b = 4,00 \times 3,35 = 13,40 \text{ m}^2$$

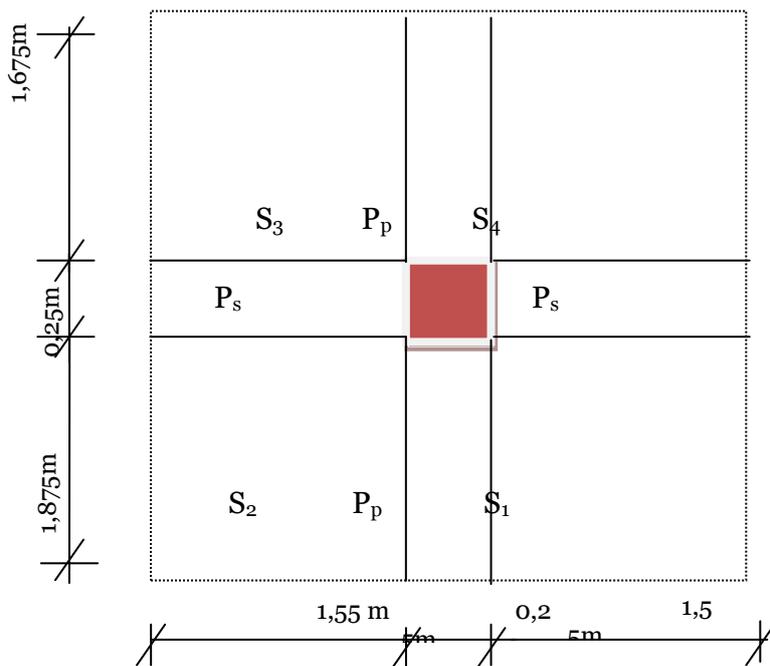
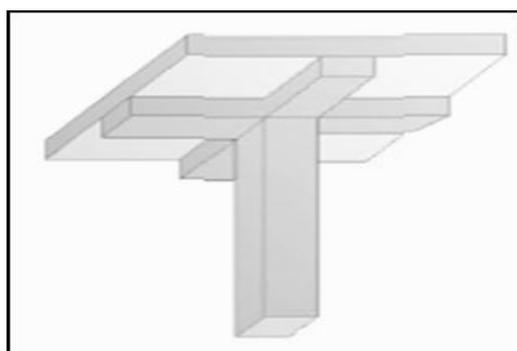


Figure II.6:section du poteau le plus sollicité



**II .3.1.2.Poids propre des éléments**

C'est le poids des éléments s'appuyant sur la surface d'influence délimitée précédemment.

$$\text{Poids du plancher } P = G_t \times S_n.$$

**- Plancher terrasse**

$$G_t = 11.005 \times 5.93 = 65.26 \text{ KN.}$$

**- Plancher courant**

$$G_c = 11.005 \times 5.50 = 60.53 \text{ kN.}$$

**- Poutres**➤ **Poutres principales :**

$$G_{pp} = (0.30 \times 0.35) \times (1.675 + 1.875) \times 25 = 9.32 \text{ KN.}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$G_{ps} = (0.25 \times 0.30) \times (1.55 + 1.55) \times 25 = 5.81 \text{ KN.}$$

$$G_{p \text{ tot}} = G_{pp} + G_{ps} = 15.13 \text{ kN}$$

➤ **Poteaux:**

$$G_{RDC} = 0.25 \times 0.25 \times (4.08 - 0.35) \times 25 = 5.83 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{etage}} = 0.25 \times 0.25 \times (3.06 - 0.30) \times 25 = 4.31 \text{ KN.}$$

**Surcharge d'exploitation**

- Plancher terrasse inaccessible :  $Q \times S = 1 \times 11.005 = 11.00 \text{ KN}$
- Etages courants :  $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_7 = Q \times S = 1,5 \times 11.005 = 16.51 \text{ KN}$
- RDC (Plancher Commercial) :  $Q \times S = 5 \times 11.005 = 55.02 \text{ KN.}$

**II.3.1.3. Dégression vertical des surcharges d'exploitation**

Pour une structure comprenant un grand nombre d'étages, le BAEL exige l'application de la loi de la dégression des surcharges d'exploitation du fait que l'occupation des derniers niveaux peut être indépendante.

Loi de dégression s'écrit comme suit :

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

Avec :

$Q_0$  : surcharge d'exploitation a la terrasse.

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage i.

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

$Q_n$  : surcharge d'exploitation a l'étage (n) en tenant compte de la dégression des Surcharges.

Niv	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coef	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.667

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i$$

Pour  $n \geq 5$

Niv8 :  $Q_0$

Niv7:  $Q_0 + Q_1$

Niv6 :  $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Niv5 :  $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

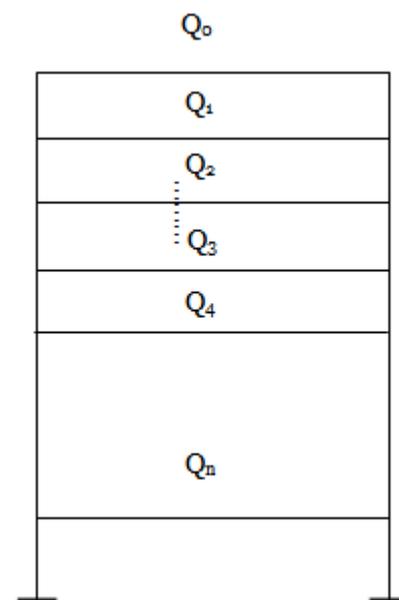
Niv 4:  $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Niv3 :  $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Niv2 :  $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Niv 1:  $Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

RDC :  $Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$



II.3.1.3 : Tableau récapitulatif de la descente de charge et Pré dimensionnement des poteaux

niv	Charges permanentes (KN)				Charges d'exploitation (KN)			Effort Normal (KN)	Section (cm <sup>2</sup> )	
	Poids Plancher	Poids poutre	Poids poteau	G	Gc	Q	Qc	N <sub>s</sub> = G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée
8	65.26	15.13	0.00	80.39	80.39	11.00	11.00	91.39	60.93	30x35
7	60.53	15.13	4.31	79.97	160.39	16.51	27.51	187.90	125.27	30x35
6	60.53	15.13	4.31	79.97	240.33	16.51	44.02	284.35	189.57	35 x40
5	60.53	15.13	4.31	79.97	320.30	16.51	60.53	380.83	253.89	35x40
4	60.53	15.13	4.31	79.97	400.27	16.51	77.04	477.31	318.21	35x40
3	60.53	15.13	4.31	79.97	480.24	16.51	93.55	573.79	382.53	40x45
2	60.53	15.13	4.31	79.97	560.21	16.51	110.06	670.27	446.85	40x45
1	60.53	15.13	4.31	79.97	640.18	16.51	126.57	766.75	511.17	40x45
RDC	60.53	15.13	5.83	81.49	721.67	55.02	181.59	903.26	602.17	40x45

**Remarque :**

Pour donner aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismique, il est recommandé de donner aux poteaux d'angle et de rive des sections de même dimensions à celles des poteaux centraux. Rappelant que les poteaux doivent être coulés une seule fois suivant toute leur longueur , les dés de calages sont interdits.

**II.6.1.Vérification :**

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée	Observation
<b>30x35</b>	$\text{Min}(b, h) \geq 25$	$\text{Min}(b, h) = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 13.55$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 0.86$	Condition vérifiée
<b>35x40</b>	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 35$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 13.55$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 0.87$	Condition vérifiée
<b>40x45</b>	$\text{Min}(b, h) \geq 30$	$\text{Min}(b, h) = 40$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$	$h_e/20 = 18.65$	Condition vérifiée
	$1/4 \leq b/h \leq 4$	$b/h = 0.89$	Condition vérifiée

**Conclusion :**

Les sections transversales des poteaux sont conformes aux exigences minimales données par le RPA 99/2003. Ces valeurs peuvent faire l'objet de modifications dans le cas où la section des poteaux n'est pas vérifiée.

**Remarque :**

Dans tout les cas de pré dimensionnement des poteaux, il faut s'assurer que la rotule plastique induite par l'effort sismique ne se forme pas au niveau des poteaux, et qu'elle soit dirigée de préférence vers les poutres ou l'en peut tolérer l'apparition de fissures. Pour cela il faut prévoir des sections de poteau plus grandes que celle des poutres.

**2. 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. La vérification consiste à calculer l'élancement  $\lambda$  qui doit satisfaire la condition suivante :  $\lambda \leq 50$

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 :

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

$\lambda$  : Elancement du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau ( $L_f = 0.7 l_0$ ).

$L_0 = h_e$  = Hauteur libre du poteau.

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

$I$  : Moment d'inertie du poteau :

$B$  : section transversal du poteau

$$\Rightarrow \lambda = 2.42 \frac{l_0}{b}$$

- ♦ poteaux (40x45) :  $L_0 = 3,73m \Rightarrow \lambda = 22.57 < 50$  (pour le RDC).....condition vérifiée
- ♦ poteaux (40x45) :  $L_0 = 2.71m \Rightarrow \lambda = 16.40 < 50$  (pour le 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>).....condition vérifiée
- ♦ poteaux (35x40) :  $L_0 = 2.71m \Rightarrow \lambda = 18.74 < 50$  (pour 3<sup>ème</sup> et 4<sup>ème</sup> 5<sup>ème</sup>)..... condition vérifiée
- ♦ poteaux (30x35) :  $L_0 = 2.71m \Rightarrow \lambda = 21.86 < 50$ . (pour 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> 8<sup>ème</sup>).....condition vérifiée

**Conclusion :**

Les sections des poteaux adoptées pour les différents niveaux sont vérifiées vis-à-vis du flambement.

**Chapitre III**

# **Calcul des éléments**

**Introduction**

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

**I. Calcul des éléments structuraux**

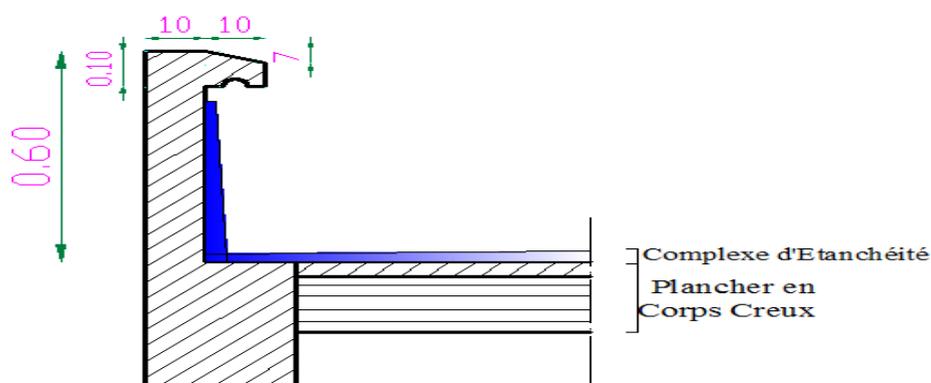
**III.1 Calcul de l'acrotère**

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse, il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et de plus il participe dans la mise hors eau de la structure.

L'acrotère est assimilé dans le calcul à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, son ferrailage se calcul sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre « G », et la charge « Q » appelée poussée de la main courante, provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

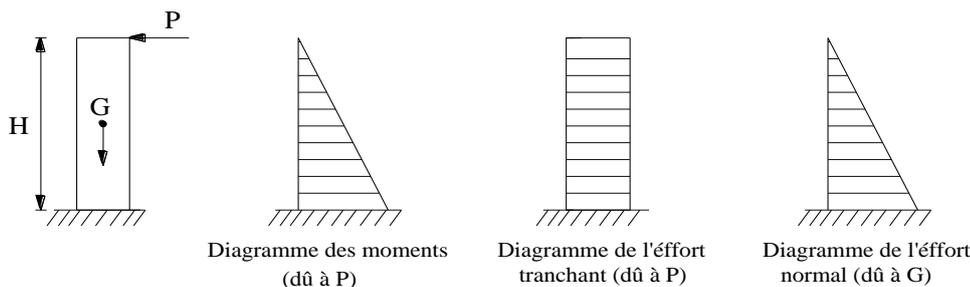
Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

➤ **Dimension de l'acrotère :**



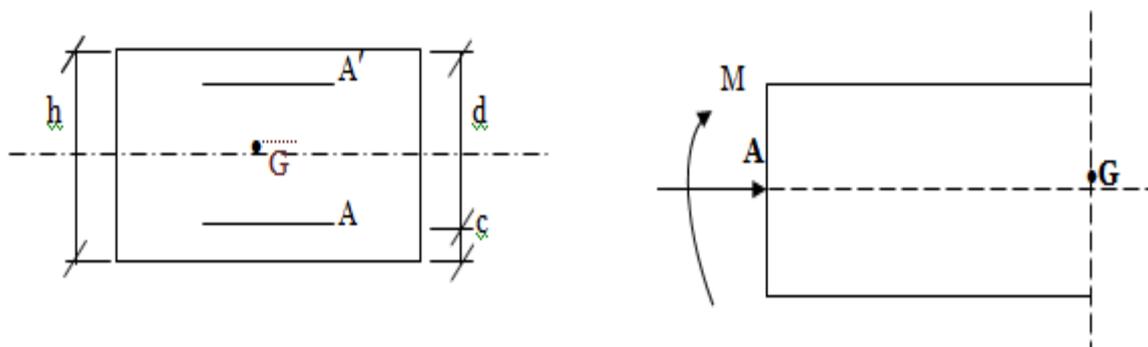
**Fig. III.1 Dimension de l'acrotère**

➤ **Schéma statique**



**Fig. III.2 Diagrammes des efforts interne**

### III.1.1 Détermination des sollicitations



$$G = 25 \times 0.067 = 1.675 \text{ KN/ml}$$

Poids propre de l'acrotère :  $G = 1.675 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1 \text{ ml} = 1.675 \text{ KN}$

Effort tranchant :  $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1.00 \text{ KN}$

Moment fléchissant max dû à la surcharge  $Q$  :  $M = T \times H = Q \times 1 \text{ ml} \times H = 0.60 \text{ KN m}$

### III.1.2 Combinaison des charges

- **A l'ELU**

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.675 = 2.261 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KNm}$$

- **A l'ELS**

$$N_s = 1.675 \text{ KN}$$

$$M_s = 0.60 \text{ KNm}$$

### III.1.3 Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire ; pour le calcul on considère une section ( $b \times h$ )  $\text{cm}^2$  soumise à la flexion composée

$h$  : Epaisseur de la section : 10cm

$b$  : Largeur de la section : 100cm

$c$  et  $c'$  : Enrobage : 3cm

$d = h - c$  : Hauteur utile

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

**a) Calcul des armatures à L'ELU**

➤ **Position du centre de pression à l'ELU**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9 \times 10^2}{2.261} = 39.80 \text{ cm}$$

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

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif  $M_f$ , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée

**b) Calcul en flexion simple**

➤ **Moment fictif**

$$M_f = N_u x e_f = N_u x \left( e_u + \frac{h}{2} - C \right) = 2.261 x \left( 0.398 + \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 0.90 + 0.045 = 0.945 \text{ kn.m}$$

➤ **Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f} = \frac{0.945 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.013$$

**Avec :**  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

$\mu_u < \mu_l = 0.392$  La section est simplement armée

$$\mu_u = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.994$$

➤ **Armatures fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0.945 \times 10^5}{0.994 \times 7 \times 34 \times 8 \times 10^2} = 0.90 \text{ cm}^2$$

**c) Calcul en flexion composée**

La section réelle des armatures:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.945 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.31 \text{ cm}^2$$

**III.1.4 Vérification à l'ELU**

**a) Condition de non fragilité: (Art : A.4.2.1/BAEL 91)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_c} \left[ \frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right] = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \frac{35 - 0.455 \times 7}{35 - 0.185 \times 7} = 0.80 \text{ m} = 80 \text{ cm}$$

**Avec :**  $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.60}{1.675} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$

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

**Conclusion**

$$A_s = 0.31 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2$$

⇒ La condition n'est pas vérifiée

On adoptera la section minimale d'armature.

$$\left. \begin{array}{l} A_{St} = 0.31 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min} \geq A_s \Rightarrow A_s = \max (A_s ; A_{\min}).$$

On optera pour une section  $A \geq A_{\min}$

Soit :  $A = 2.01 \text{ cm}^2$ .

Le tableau des sections des barres nous donne :  $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\text{Avec un espacement } S_p = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

**Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: 4HA8=2.01cm<sup>2</sup> avec un espacement  $S_r=25\text{cm}$

**b) Vérification au cisaillement : (BAEL91 art 5.1.1)**

$$\tau_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{MPa} \quad \tau_u < \tau_u \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

**b) Vérification de l'adhérence des barres: (art A.6.1.1, 3BAEL91)**

$$\tau_{se} \leq \tau_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \quad \text{Avec : } \sum u_i \text{ Somme des périmètres utiles des barre}$$

$$\sum u_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 0.8 \times 3.14 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.236 \text{Mpa} \quad \Rightarrow \quad \tau_u \leq \tau_{se} \quad \text{(Condition vérifié).}$$

**Ancrages des barres verticales**

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

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa.}$$

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

Soit : Ls = 30cm.

### III.1.5 Vérification à l'ELS

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

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

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

$$\rho = 0.287 \beta_1 = 0.915$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \cdot 10^2}{0.915 \times 7 \times 2.01} = 4.660 \text{ KN/cm}^2 = 46.60 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max \left\{ 0,5 f_e, 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 46.60 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 206.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

. $\eta = 1,6$  : Fissuration préjudiciable, (acier HA),  $\phi \geq 6 \text{ mm}$

#### ➤ Vérification au flambement

##### 1-calcul de l'élancement

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

**Avec :**

$\lambda$  : Élancement de l'élément

$L_f$  : longueur de flambement

$i$  : rayon de giration

$I$  : moment d'inertie de la section

$A$  : section de l'élément

$$A = 0.1 \times 1 = 0.1 m^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times (0.1)^3}{12} = 8.33 \cdot 10^{-5} m^4$$

$$Lf = 2L_0 = 2H = 1.2 m$$

$$\lambda = \frac{1.2 \sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \cdot 10^{-5}}} = 41.58$$

### 2-vérification à l'élanement

$$\lambda \leq \max \left[ 50, \min \left( \frac{67 \cdot e_u}{h}, 100 \right) \right] = \max [50, \min(247.9, 100)]$$

$$\lambda = 41.58 \leq \max(50, 100) = 100 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

### 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 :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)  $\Rightarrow$   
 $A=0.15$

#### (RPA99, art 4.2.3 tableau 4-1)

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0.8$ )

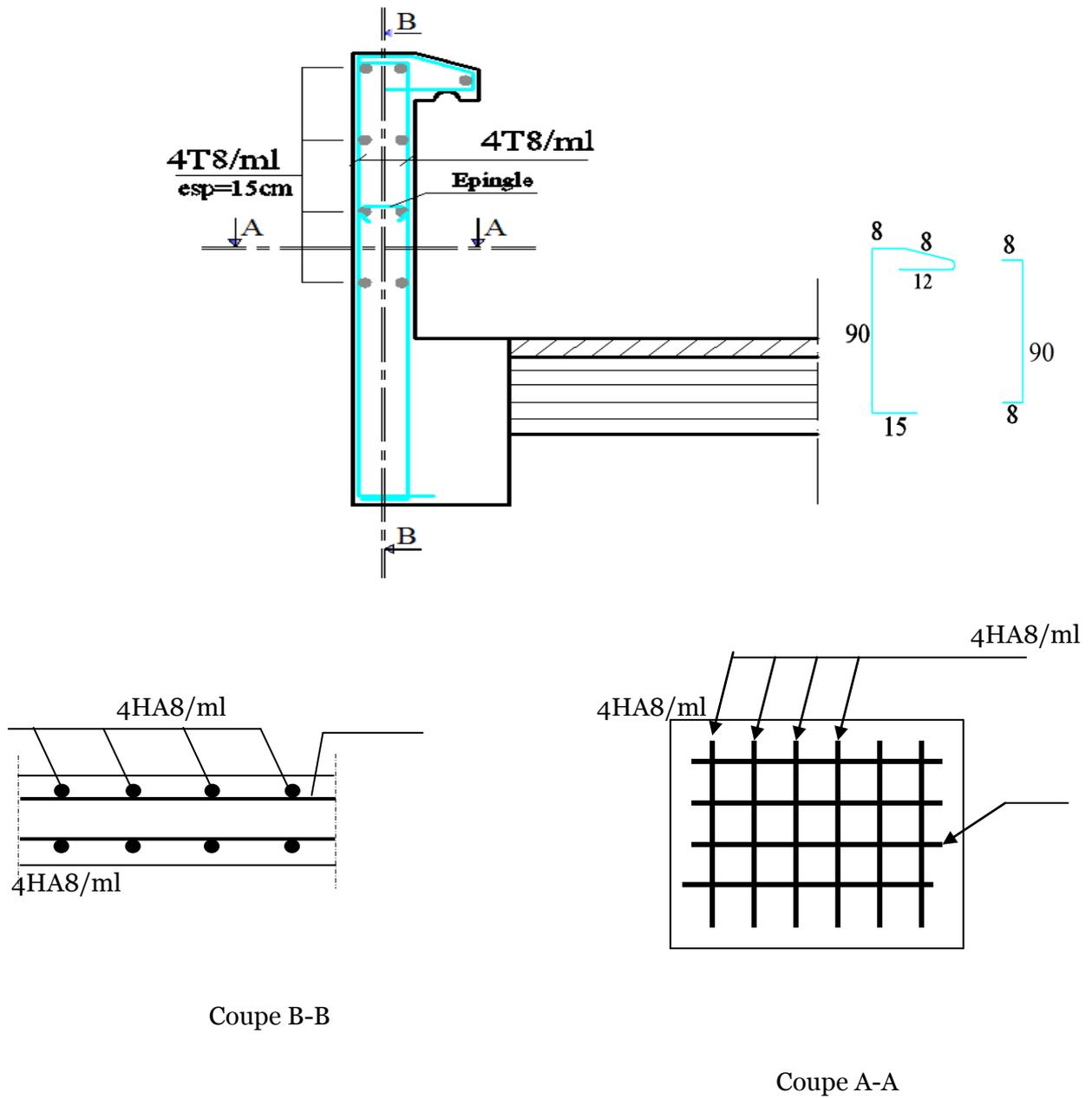
$W_p$  : Poids de l'acrotère = 1.819 kN/ml

D'où :  $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.819 = 0.873 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$

### 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. On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment.

Fig III.3 Plan de Ferrailage de l'acrotère.



## III. 2. Calcul des planchers

### III.2.1. Introduction

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane (horizontale) séparant deux niveaux, destinée à limiter les revêtements de sol et il assure les fonctions principales suivantes :

- Fonction de résistance mécanique où il doit supporter son poids propre et les surcharges.
  - Fonction d'isolation thermique et phonique qui peut être assurée complémentaiement par un faux plafond ou revêtement de sol approprié.
  - Transmet les charges verticales aux éléments porteurs et repartit les charges horizontales au système de contreventement qui assure la compatibilité des déplacements horizontaux (Plancher infiniment rigide).

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

- Facilité et rapidité d'exécution.
- Plus légère que la dalle pleine.
- Economie.
- Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

Les planchers de notre structure sont en corps creux ils sont composés de :

- Poutrelles
- Hourdis
- Dalle de compression

Plancher = Poutrelles + Corps creux + Dalle de compression.

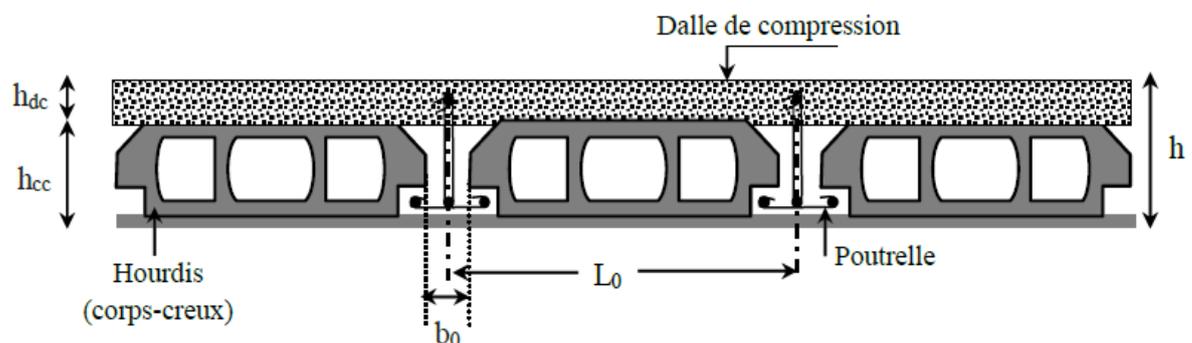


Figure .III.2.1 Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

III.2.2. Dimensionnement des poutrelles

a. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité.

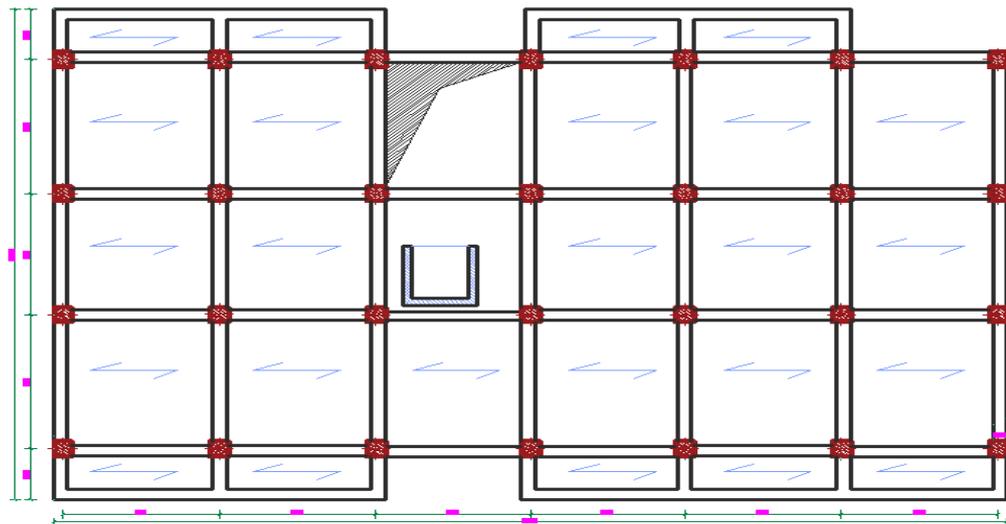


Figure II.2.2. Plan de disposition des poutrelles (Étage courants.).

III.2.3 Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de “5 cm ” d’épaisseur, armée d’un treillis soudé de nuance (TS 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser aux valeurs indiquées par B.A.E.L.( Art B.6.8.423) :

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

Avec :  $l = 65\text{cm}$ : distance entre axes des poutrelles.

$f_e = 520\text{MPa}$  : Limite d’élasticité.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}$$

Soit :  $A_{\perp} = 5T5 = 0.98\text{cm}^2/\text{ml}$ ,  $e_s = 20 \text{ cm}$

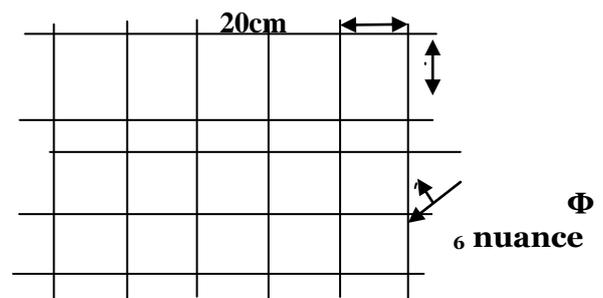


Fig III.2.3 : Treillis soudés (200x200)

➤ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{\parallel} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $e_s = 20 \text{ cm}$

**III.2.4 Calcul des poutrelles**

Les poutrelles supportent des charges uniformément réparties et seront calculées en deux étapes :

**a. Avant coulage de la dalle de compression**

La poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de  $0.95 \text{ KN/m}^2$  ainsi que celui de l'ouvrier :

- Poids propre :  $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux :  $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- Surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

**b. Ferrailage à l'ELU**

- Le calcul se fera pour la travée la plus longue.
- En considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

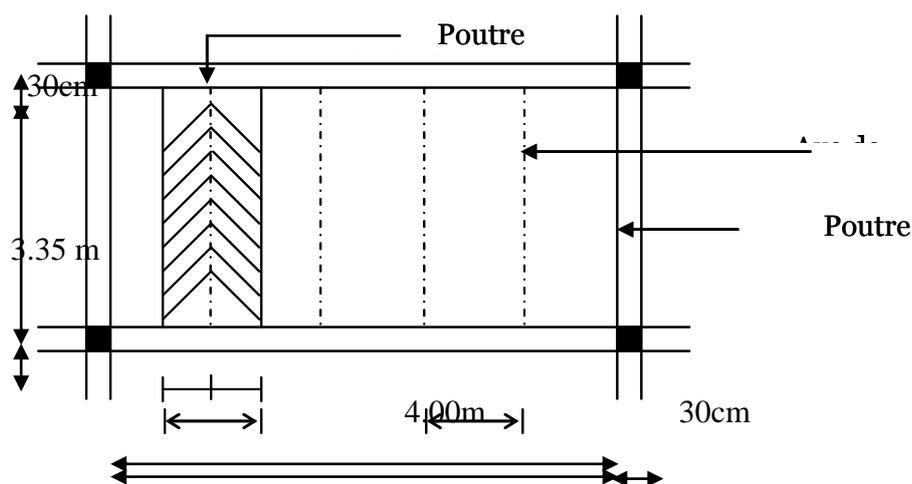
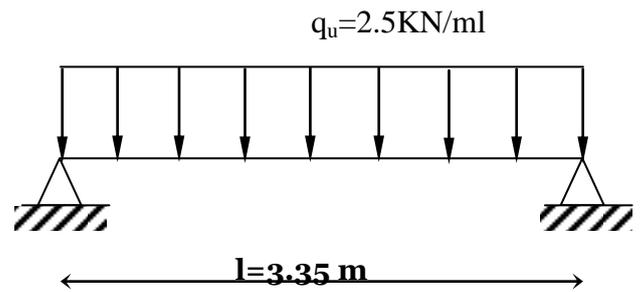


Fig.III.2.4 : surface revenant aux poutrelles

**Combinaison de charges**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \quad \text{Avec } G = G_1 + G_2$$

$$q_u = 1.35 \times (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ KN/ml}$$



**Fig III.2.5: Schéma statique de la noutrelle**

**Moment max en travée**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3.35^2}{8} = 3.51 \text{ Kn.m}$$

$$M_u = 3.51 \text{ KN.m}$$

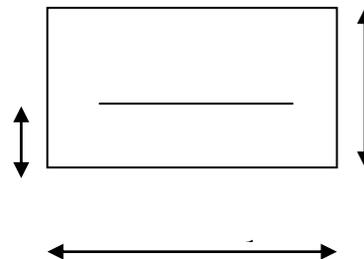
**Effort tranchant max**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.35}{2} = 4.19 \text{ Kn}$$

$$T = 4.19 \text{ KN}$$

**Calcul des armatures**

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$



Avec :  $b=12\text{cm}$  ;  $d=h-c$  ;  $h=5\text{cm}$  ;  $c=2\text{cm}$  ;  $d=2\text{cm}$  (hauteur utile)

$$\mu_b = \frac{3.51 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 5.15 > \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{la section est doublement armée.}$$

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

**c. Après coulage de la dalle de compression**

La poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis (4). Les charges et surcharges seront considérées comme étant uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles. La poutrelle supportera les charges suivantes :

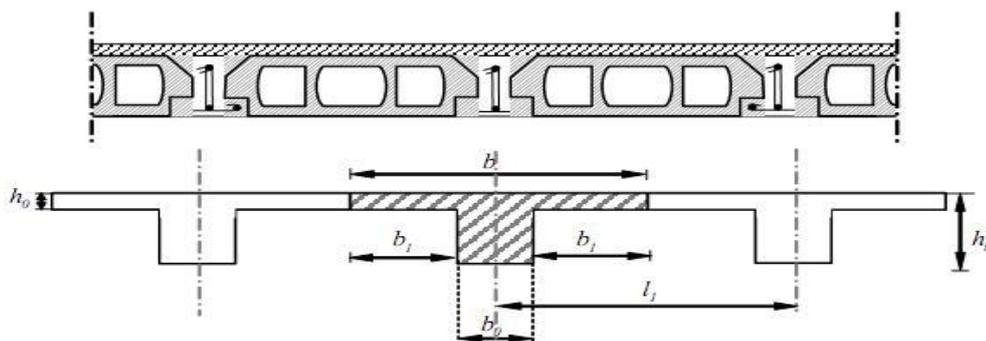
\* Poids propre du plancher :  $G=5.50 \times 0.65=3.575\text{KN/m}$  ;

\* Surcharge d'exploitation :  $Q=2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/m}$  ;

La charge de calcul sera donc : à l'ELU  $\rightarrow q_u=1.35G+1.5Q \rightarrow q_u=7.263\text{KN/m}$

à l'ELS  $\rightarrow q_s=G+Q \rightarrow q_s=5.2\text{KN/m}$

- **Détermination de la largeur de la table de compression D'après le BAEL91 Art A.4.1, 3**



**Fig.III.2.6.Schéma de la table de compression**

Avec :

L: distance entre faces voisines de deux nervures.

X : la distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus rapproché.

$L_1, L_2$ : les portées encadrant l'appui intermédiaire le plus rapproché

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

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

$l_1$ : portée de la travée ( $l_1 = 3\text{cm}$ ) ;

$$- b_1 \leq \frac{l_1 - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5\text{cm}$$

$$- \quad b_1 \leq \frac{l_1}{10} = \frac{335}{10} = 33.5 \text{ cm}$$

$$- \quad b_1 \leq \frac{2}{3} \cdot x = \frac{2}{3} \times \frac{335}{2} = 111.66 \text{ cm}$$

On prend  $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

$$\text{On a } b = 2b_1 + b_0 = 26.5 \times 2 + 12 = 65 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

### b.2) La méthode forfaitaire

➤ Domaine d'application : la méthode s'applique aux planchers à surcharges d'exploitation modérées (constructions courantes). La surcharge d'exploitation sera deux fois plus grande que la charge permanente ou  $5 \text{ kN/m}^2$ ,

c à d :

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

$$\text{En effet : } \max \{2G ; 5 \text{ kN/m}^2\} = 2G = 2 \times 3.575 = 7.15 \text{ kN/m}^2$$

$$2.5 \leq 7.15 \quad \mapsto \quad \text{condition vérifiée ;}$$

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

Comme il n'y a pas de changement de section  $\mapsto$  condition vérifiée ;

➤ Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0.80 et 1.25.

$$\text{c à d : } \quad 0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 ;$$

Pour  $l_1=3.35 \text{ m} ; l_2=3.35 \text{ m} \rightarrow l_1/l_2=3.35/3.35=1 \rightarrow$  condition vérifiée

Pour  $l_2=3.35 \text{ m} ; l_3=3.30 \text{ m} \rightarrow l_1/l_2=3.35/3.30=1.01 \rightarrow$  condition vérifiée

Pour  $l_3=3.30 \text{ m} ; l_4=3.30 \text{ m} \rightarrow l_1/l_2=3.30/3.30=1 \rightarrow$  condition vérifiée

Pour  $l_3=3.30 \text{ m} ; l_4=3.35 \text{ m} \rightarrow l_1/l_2=3.30/3.35=0.98 \rightarrow$  condition vérifiée

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

**Conclusion :**

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

**III.2.5.Principe de la méthode forfaitaire (Art B.6.2.211 BAEL 91 modifiée 99)**

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant  $M_0$  dans la « travée de comparaison », c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

• **Exposé de la méthode**

La valeur  $M_t$  doit vérifier les conditions suivantes tel que :

a) Moment en travées :  $M_t \geq \max \left\{ 1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \right\}$

b) Moment en travées Intermédiaire :  $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$

c) Moment en travées de Rive :  $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$

$M_0$  : Moment maximale du moment fléchissant dans la travée comparaison  $M_0 \geq \frac{ql^2}{8}$

L : Longueur entre nus d'appuis.

$M_t$  : Moment Max en travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

$M_w$  et  $M_e$ : moments en valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

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

Pour les poutres de deux travées  $\geq 0.6M_0$

Pour les poutres plus de deux travées :

Les moments aux appuis voisins des appuis de Rive au moins égale à  $\geq 0.5M_0$

Les moments aux autres appuis intermédiaires au moins égale à  $\geq 0.4M_0$

Dans notre cas on a une poutre reposant sur (7) appuis.

$$q_u=7.26 \text{ KN/ml}$$

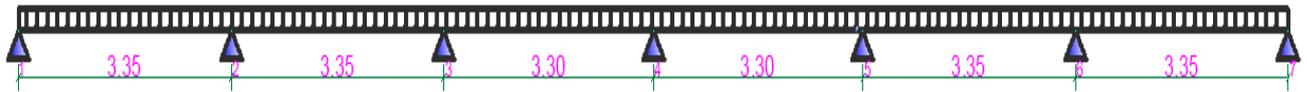


Fig.III.2.7 : Schéma statique

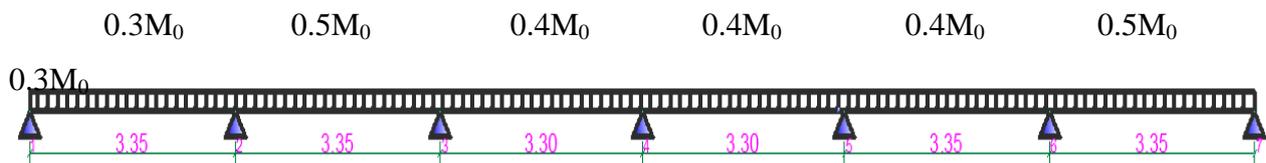


Figure III.2.8 : moments sur appuis

➤ calcul des coefficients

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

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

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{150}{150+550} = 0.214 \quad \left( 0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

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

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

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

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

On aura après calcul :  $\alpha = 0,214$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,064$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,532$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,632$$

➤ **calcul des moments en travée**

**- travée de rive :**

$$\text{- } M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,632M_0$$

$$\text{- } M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,064M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,664M_0$$

$$\text{- } M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,65M_0$$

On prend  $M_t = 0,7 M_0$

**- Travée intermédiaire**

$$\text{- } M_t + \frac{0,5M_0 + 0,4M_0}{2} \geq 1,064M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,614M_0$$

$$\text{- } M_t + \frac{0,4M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,6M_0$$

$$\text{- } M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2}\right)M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,532M_0$$

On prend  $M_t = 0,65 M_0$

➤ **calcul des moments isostatiques**

$$Q_u = 726,3 \text{ Kg/ml} = 7,263 \text{ KN/ml}$$

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

$$M_{012} = M_{067} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 7.263 \times (3.35)^2 / 8 = 10.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{056} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 7.263 \times (3.35)^2 / 8 = 10.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = M_{045} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 7.263 \times (3.3)^2 / 8 = 9.89 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de Moments sur appuis**

$$M_1 = M_7 = 0.3 M_{012} = 3.057 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_6 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 5.095 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_5 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 4.076 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.4 (M_{034}) = 3.956 \text{ KN.m}$$

➤ **calcul des efforts tranchants**

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

$$T_e = T_w - q_u L$$

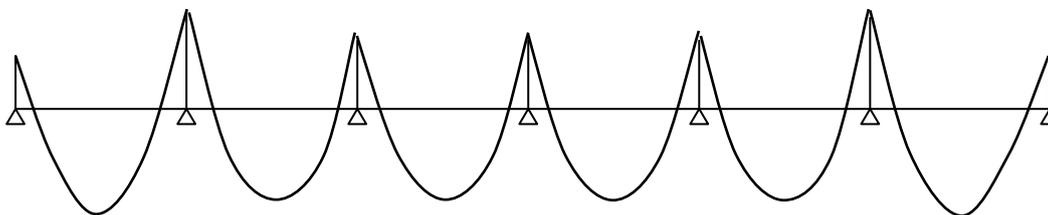
Avec  $T_w$ ,  $T_e$  respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

➤ Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

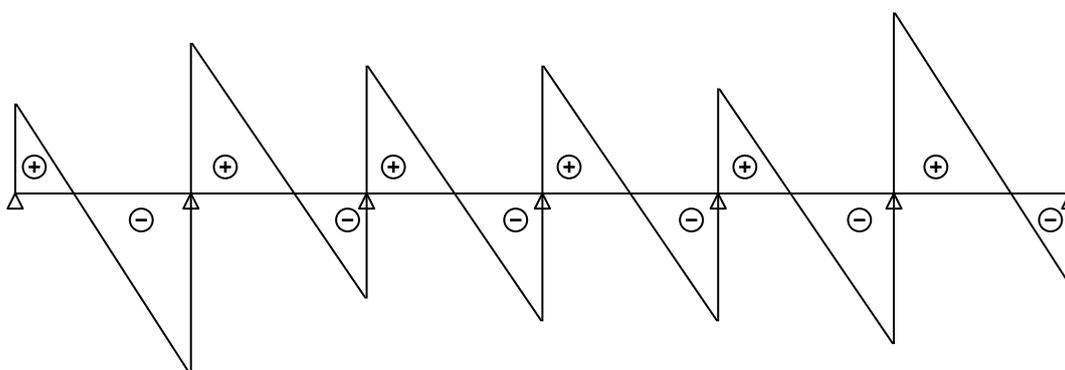
Tr avée	-2	-3	-4	-5	-6	-7
$M_w$ (KN.m)	.057	.095	.076	.956	.095	.057
$M_e$ (KN.m)	.095	.076	.956	.095	.057	.095
$T_w$ (KN)	12.77	11.86	11.95	12.33	11.56	12.77
$T_e$ (KN)	3.01	2.47	2.02	1.64	2.77	3.01
$M_t$ (KN.m)	0.19	0.19	.89	.76	0.19	0.19

### III.2.6. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant

#### a) diagramme des moments



#### b) diagramme des efforts tranchant :



### III.2.9. F allage à l'ELU

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 10.19 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 5.095 \text{ KN.m}$$

### III.2.8) calcul à l'ELU

#### a) Armature en travée

Le moment équilibré par la table de compression

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

$$M_t = 0,040 \times 0,65 \times 14,2 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_t = 10.19 \text{ KN.m} \rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{10.19 \cdot 10^3}{65.18^2 \cdot 14.2} = 0,034 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,034 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{10.19 \cdot 10^3}{0,983 \cdot 18 \cdot 348} = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,65 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

**b) Armatures aux appuis**

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

$$M_a^{\max} = 5.095 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{5.095 \cdot 10^3}{65.18^2 \cdot 14.2} = 0,017 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,017 \rightarrow \beta = 0,991$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \delta_s)} = \frac{5.095 \cdot 10^3}{0,991 \cdot 18 \cdot 348} = 0,82 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0,82 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 1\text{HA}12 = 1,13 \text{ cm}^2$$

**c) Calcul des armatures transversales**

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

$$\min \left( \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12 \right) = 5,71 \text{ mm} = 0,571 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0,571 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

On adopte: 2HA6  $\rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

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

### Espacement des armatures transversales

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

$$S_t = \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 0,4} = \frac{0,57 \cdot 400}{12 \cdot 0,4} = 47,5\text{cm}$$

On prend  $S_t = 16 \text{ cm}$

### III.2.9. Vérification à l'ELU

#### a) Vérification de la contrainte tangentielle

On doit vérifier que :

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

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

$$\tau_u = 0,54\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{12,77 \cdot 10^3}{120 \cdot 180} = 0,59\text{MPa}$$

«Condition vérifiée»

#### b) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \frac{2,1}{400} = 0,26\text{cm}^2$$

*En travée :*

$$A_t = 2,36\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

*Aux appuis :*

$$A_a = 1,13\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,26\text{cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

#### c) Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.13/BAEL91)

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{12,77.10^3}{0,9.180.1.\pi.12} = 2,09 MP_a$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5.2,1 = 3,15 MP_a$$

$$\tau_{se} = 2,09 MP_a < \bar{\tau}_{se} = 3,15 MP_a \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

#### **d) Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art. A5.1.313/BAEL91)**

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0,267b_0 \cdot a \cdot f_{c28}$  avec  $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,267.0,12.0,9.0,18.25 = 0,12976 MN.m^2$$

$$V_u^{\max} \leq 129,76 KN$$

**Appuis de rive :**

$$V_{\max} = 13,01 KN < 129,76 KN \quad \text{«condition vérifiée»}$$

**Appuis intermédiaires :**

$$V_{\max} = 12,77 + 12,47 = 25,24 KN < 129,76 KN \quad \text{«condition vérifiée»}$$

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

On doit vérifier que :  $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0,9d})$

**Appuis de rive :**

$$A = 1,13 \geq \frac{1,15}{400.10^{-1}} (12,77 - \frac{3,057}{0,9.0,18}) = \frac{1,15}{400.10^{-1}} (12,77 - 18,87) = -0,175$$

$$A = 1,13 \geq -0,175 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**Appuis intermédiaires**

$$A = 2,36 \geq \frac{1,15}{400 \cdot 10^{-1}} \left( 25,24 - \frac{5,095}{0,9 \cdot 0,18} \right) = -0,178 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,36 \geq -0,178 \text{ cm}^2 \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

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

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec :} \quad \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6(1,5)^2 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

**g) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec } a = 0,9d$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1,3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,3 \frac{25}{1,5} = 21,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{12,77 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 180 \cdot 120} = 0,657 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

**III.2.10.Ccalcul à l'ELS**

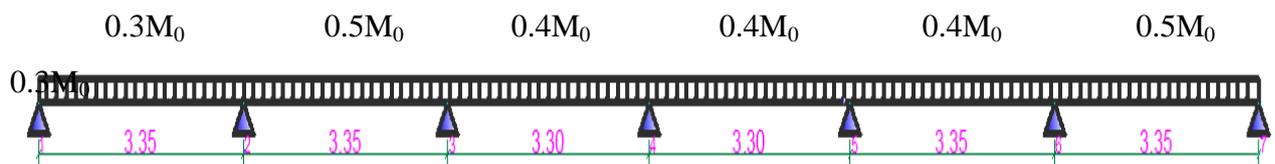
**a. Calcul des moments isostatiques**

$$q_s = 520 \text{ Kg/ml} = 5,20 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = 5,20 \frac{3,35^2}{8} = 7,29 \text{ KN.m}$$

$$\text{Par la méthode forfaitaire : } M_t = 0,7 M_0 \rightarrow \text{travée de rive}$$

$$M_t = 0,65 M_0 \rightarrow \text{travée intermédiaire}$$



**Figure III.2.10 : moments sur appuis**

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

$$M_{012} = M_{067} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 7.29 \times (3.35)^2 / 8 = 10.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{056} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 7.29 \times (3.35)^2 / 8 = 10.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = M_{045} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 7.29 \times (3.30)^2 / 8 = 9.92 \text{ KN.m}$$

**b. Calcul de Moments sur appuis**

$$M_1 = M_7 = 0.3 M_{012} = 3.069 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_6 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 5.115 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_5 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 4.092 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.4 (M_{034}) = 3.968 \text{ KN.m}$$

**c. Calcul des efforts tranchants**

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

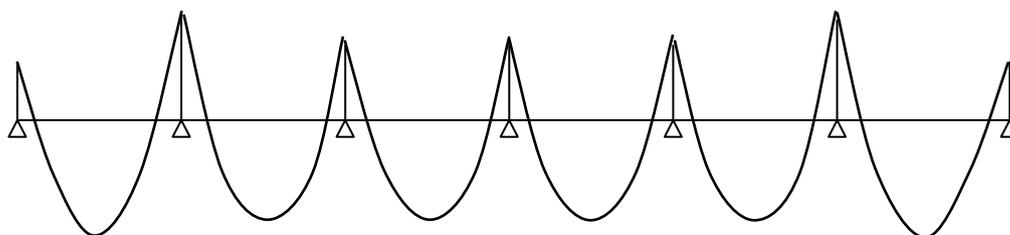
$$T_e = T_w + q_s L$$

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

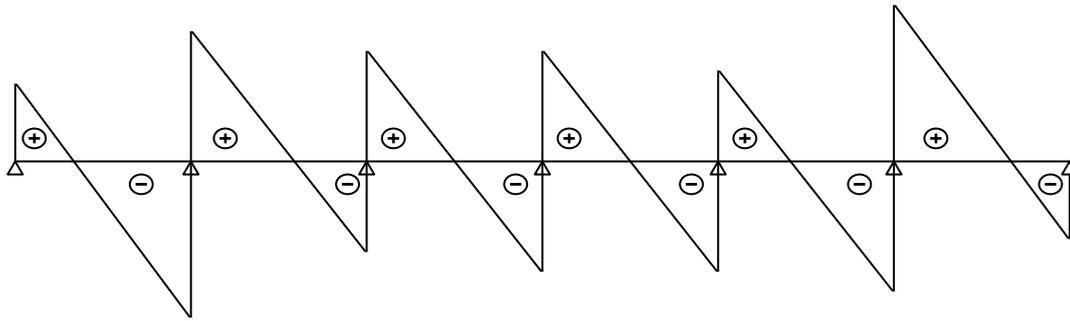
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7
$M_w$ (KN.m)	3.069	5.115	4.092	3.968	5.115	3.069
$M_e$ (KN.m)	5.115	4.092	3.968	5.115	3.069	5.115
$T_w$ (KN)	-12.82	-11.90	-11.99	-12.35	-11.60	-12.82
$T_e$ (KN)	11.60	12.52	12.06	11.70	12.82	11.60
$M_t$ (KN.m)	10.23	10.23	9.92	9.92	10.23	10.23

**d. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant**

✓ **diagramme des moments**



✓ **diagramme des efforts tranchant :**



**III.2. 11.Vérifications à L'ELS**

➤ **Etat limite de la compression du béton**

• **en travée :**

$$M_t^{\max} = 10.23 \text{KN.m}$$

**-contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 3.39}{18 \times 12} = 1.57$$

$$\rho_1 = 1.56 \rightarrow \beta_1 = 0.837 \rightarrow K = 0.064$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{10.23 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 200.30 \text{MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{MPa}$$

**- Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.064 \times 204.4 = 13.08 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

• **aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 5.115 \text{KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0d} = \frac{100 \times 2.26}{18 \times 12} = 1.046$$

$$\rho_1 = 1.046 \rightarrow \beta_1 = 0.858 \rightarrow K = 0.049$$

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{5.115 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2.26} = 146.55 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.049 \times 146.55 = 7.18 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

Donc la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

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

### III.3.12. Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures

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

➤ **Etat limite de déformation :** (BAEL91. AB68.4.24)

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

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

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

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

M<sub>t</sub> : moment maximum de flexion.

b<sub>0</sub> : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0.05 > \frac{5.115}{15 \times 10.23} = 0.033 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3.39}{18 \times 12} = 0.01157 > \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

La troisième condition n'est pas vérifiée donc il faut procéder au calcul de la flèche.

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

$$f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 3.39 = 502.85 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S'_{xx} = \frac{bh^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S'_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S'_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.43 = 12.56 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

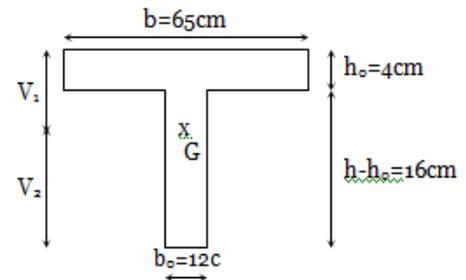
$$I_0 = \frac{12}{3} (7.43^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7.43 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 20537.5 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.016 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1.02$$

$$\mu = \max(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0157 \times 179.82 + 2.1}; 0) = 0.325$$



$$I_{fv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 20537.5}{1 + 1.02 \times 0.325} = 16966.8 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{9.184 \times (4.00)^2 10^7}{10 \times 10818.87 \times 16966.8} = 0.79 < \frac{L}{500} = 0.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

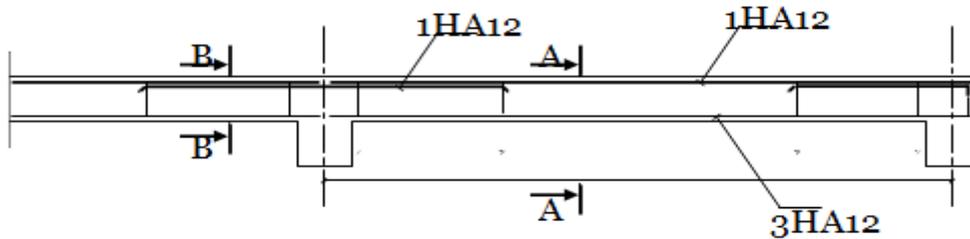
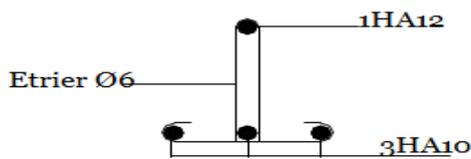
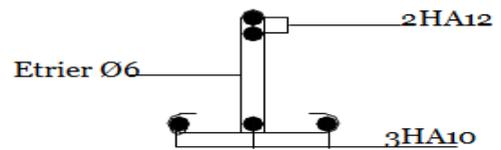


FIGURE III.2.11: FERRAILLAGE DE LA POUTRELLE



FERRAILLAGE EN COUPE A-A



FERRAILLAGE EN COUPE B-B

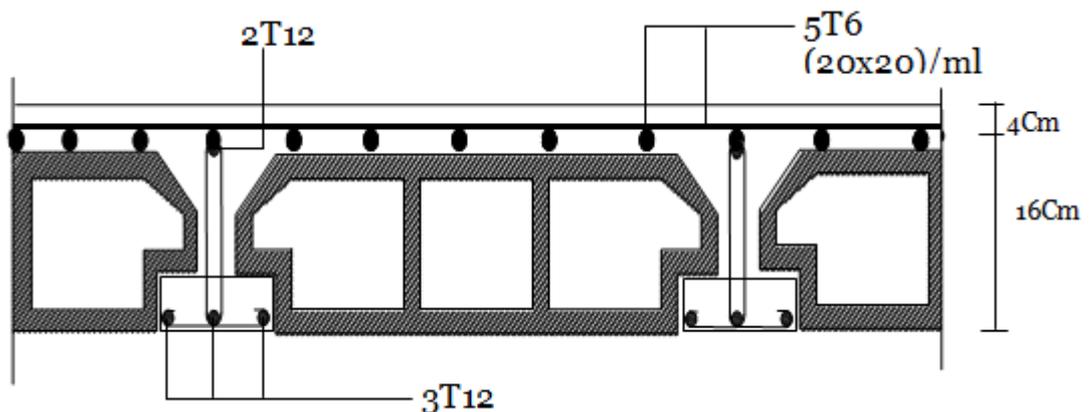


Figure III.2.12 : Plan de ferrailage du plancher

### III.3.Escaliers

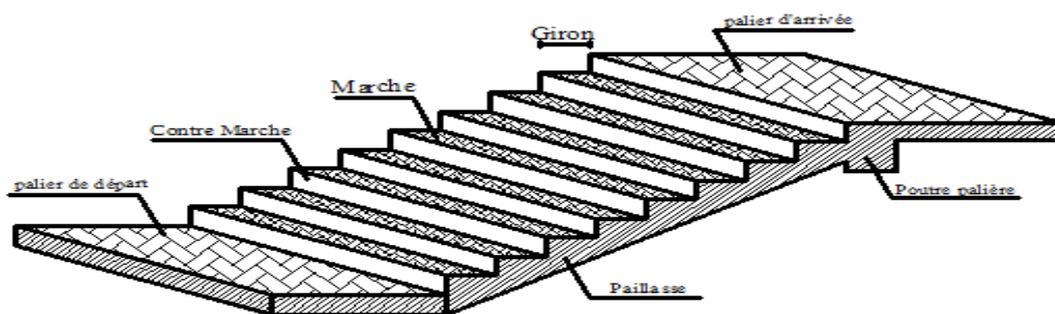
#### III.3.1. Définition

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une volée ou plus comportant des marches, des paliers d'arrivée et de départ et même des paliers intermédiaires. Celui-ci comporte un seul type d'escalier droit, et qui se compose de deux volées et un palier chacun.

#### III.3.2 Terminologie

On appelle « marche » la partie horizontale (g) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (h) de ces gradins.

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la fig 3.1



*Fig.III.3.1 Schéma statique de l'escalier*

- **La marche :** est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur  $h$  est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron  $g$  :** est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- **La volée :** est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est  $l_m$ .

➤ **La paillasse d'épaisseur  $e_p$**  : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.

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

**Remarque :**

Nous avons deux volées différentes :

➤ Une volée d'étage courant et RDC d'une hauteur  $H = 1.53\text{m}$

**NB :** Pour nos calculs, on prend la volée d'étage courant comme exemple.

### III.3.3 Dimensions des escaliers

Pour les dimensions des marches ( $g$ ) et contre marches ( $h$ ) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :  $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

La limite inférieure 0.59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0.66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

$h$  : C'est la partie verticale qui limite la marche « contremarche ». Le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne)

$g$  : est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

- **Nombre de contre marches :**

On opte pour une hauteur de marche  $h = 17\text{ cm}$

-Étage courant et RDC:  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$  contre marches.

- **Nombre de marches :**

-Étage courant :  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches.

- **Emmarchement :**

$E = 1.25\text{m}$ .

### III.3.4. Étude de la volée d'étage courant

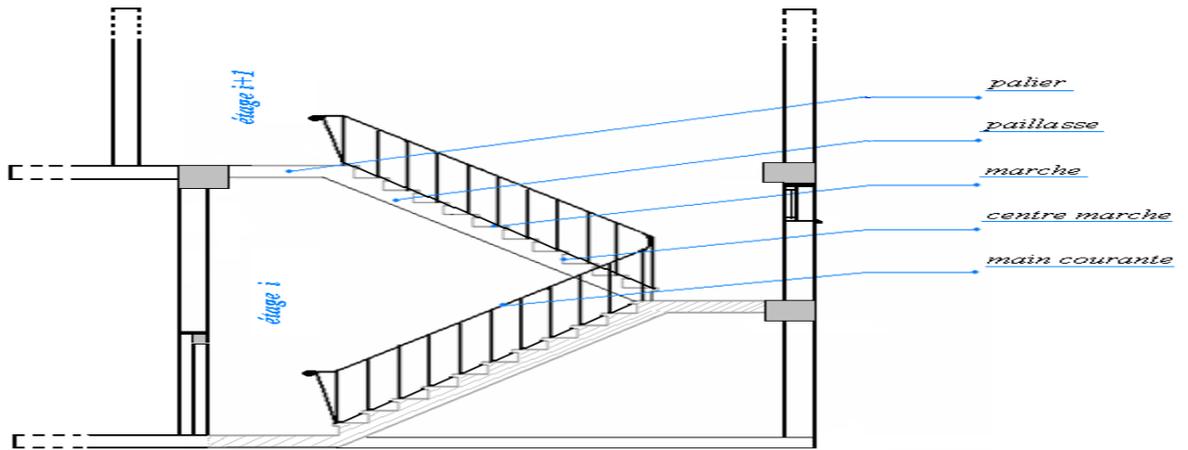


Figure (III.3.2) : Coupe longitudinale d'escalier

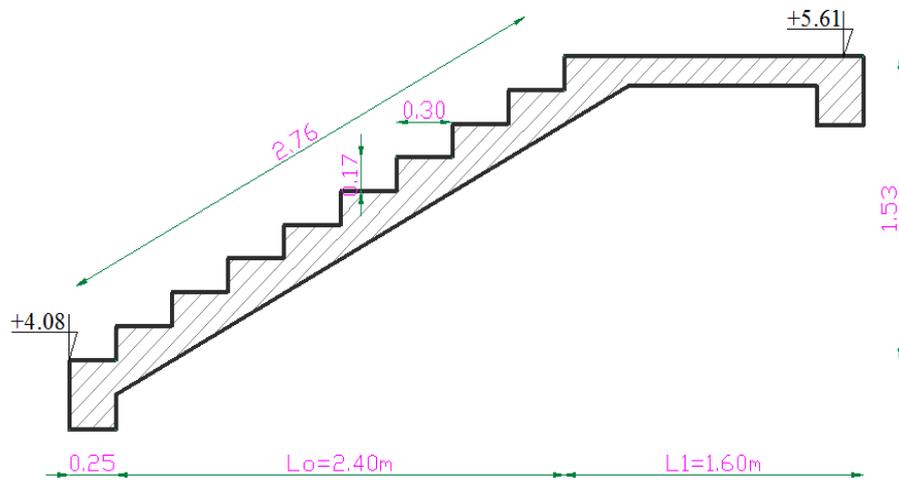


Fig III.3.3 : Coupe verticale de la volée d'étage courant.

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

Vérification de la relation de BLONDEL

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

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 65 \text{ cm}$$

⇒ La relation est vérifiée

La profondeur du palier de repos  $l_1=1.50\text{m}$

La longueur de la ligne de foulée :  $l = g (n-1) = 2.40\text{m}$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566 \quad \rightarrow \quad \alpha = 29.53^\circ$$

- **Calcul de la longueur de la volée :**

$$l_0 = \frac{l_m}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 29.53^\circ} = 2.76 \text{ m}$$

$$L = l_1 + l_0 + l_2 = 0.25 + 2.76 + 1.60 = 4.61 \text{ m}$$

- **Épaisseur de la paille :**

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

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32.5$$

$$\cos \alpha = \frac{L}{L'} \Rightarrow L' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{\cos 32.5} = 284.6 \text{ cm}$$

$$L_0 = L' + L_1 = 284.6 + 160 = 444.6 \text{ cm}$$

$$\frac{444.6}{30} \leq e_p \leq \frac{444.6}{20} \Rightarrow 14.82 \text{ cm} \leq e_p \leq 22.23 \text{ cm}$$

$$14.82 \text{ cm} \leq e_p \leq 22.23 \text{ cm.}$$

On prend une épaisseur  $e_p = 20 \text{ cm}$ .

### III.3.5. Détermination des charges de calcul

Les dimensions des marches étant très faible par rapport à la portée de la paille ; on pourrait admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paille.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de projection horizontale et pour un emmarchement de 1m, en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

#### a) Détermination des sollicitations de calcul

##### ➤ Charges permanentes

##### La paille

- Poids propre de la paillasse :  $\frac{25 \times 0.20}{\cos(32)} \times 1m = 5.89 \text{KN/ml}$
- Poids de la marche :  $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1m = 2.125 \text{KN/ml}$
- Poids des revêtements (carrelage, mortier + lit du sable) :  
 $(0.02 \times 22 \times 1m) + (0.02 \times 22 \times 1m) + (0.02 \times 18 \times 1m) = 1.24 \text{KN/ml}$
- Poids du garde du corps :  $0.2 \times 1m = 0.2 \text{KN/ml}$
- La charge totale de la paillasse :  $5.89 + 2.125 + 1.24 + 0.2 = 9.455 \text{KN/ml}$

$$G_{\text{paillasse}} = 9.455 \text{KN/ml}$$

**Palier**

- Poids propre du palier :  $25 \times 0.20 \times 1 = 5 \text{KN/ml}$
- Poids propre du revêtement (carrelage, mortier + lit du sable) :  
 $(0.02 \times 22 \times 1m) + (0.02 \times 22 \times 1m) + (0.02 \times 18 \times 1m) = 1.24 \text{KN/ml}$
- La charge totale du palier :  $5 + 1.24 = 6.24 \text{KN/ml}$

➤ **Surcharge d'exploitation**

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

Palier :  $Q = 2.5 \times 1m = 2.5 \text{KN/ml}$

Paillasse :  $Q = 2.5 \times 1m = 2.5 \text{KN/ml}$

➤ **Combinaison des charges et surcharges**

1) **État limite ultime : ELU**

$$q_{\text{upaillasse}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9.455 + 1.5 \times 2.5 = 16.51 \text{KN/ml}$$

$$q_{\text{upalier}} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.24 + 1.5 \times 2.5 = 12.17 \text{KN/ml}$$

2) **État limite de service : ELS**

$$q_{\text{spaillasse}} = G + Q = 9.455 + 2.5 = 11.955 \text{KN/ml}$$

$$q_{\text{spalier}} = G + Q = 6.24 + 2.5 = 8.74 \text{KN/ml}$$

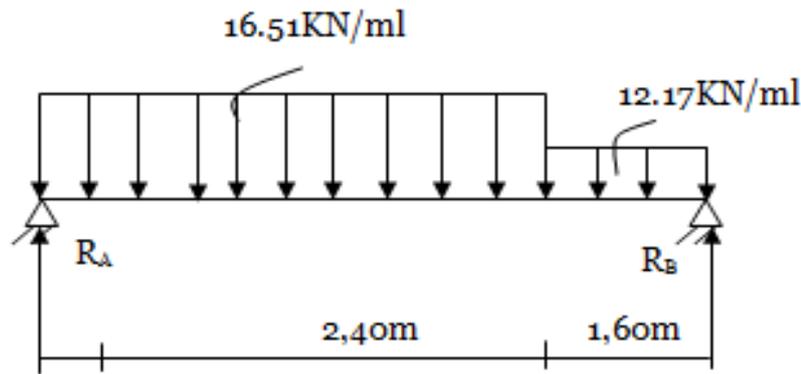


Fig III.3.4: Schéma statique à l'ELU

**b) Calcul des réactions d'appuis**

$$\sum F/y = 0 \implies R_A + R_B = 16.51 \times 2.4 + 12.17 \times 1.6 = 59.10 \text{Kn.}$$

$$\sum M/A = 0 \implies R_B \times 4.00 - \left[ (12.17 \times 1.6) \left( \frac{1.6}{2} + 2.4 \right) \right] - \left[ (16.51 \times 2.4) \frac{2.4}{2} \right] = 0$$

$$R_B = 27.46 \text{Kn} \implies$$

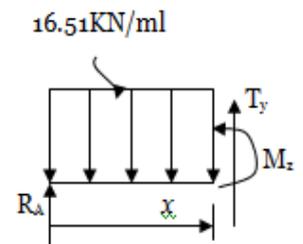
$$R_A + R_B = 59.10 \text{Kn} \implies R_A = 31.64 \text{Kn}$$

**c) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant**

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.4\text{m}$  :

$$T_y = 16.51x - \begin{cases} T_y = -31.64 \text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 7.98 \text{KN} & \text{pour } x = 2.4\text{m} \end{cases}$$

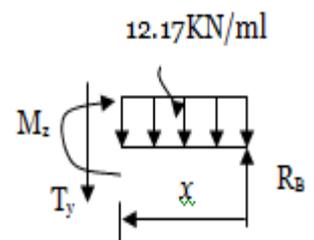
$$M_z = -16.51 \frac{x^2}{2} + \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 28.36 \text{KN.m} & \text{pour } x = 2.4\text{m} \end{cases}$$



➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.60\text{m}$  :

$$T_y = -12.17x + 27.46 \begin{cases} T_y = 27.46 \text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 7.98 \text{KN} & \text{pour } x = 1.60\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -12.17 \frac{x^2}{2} + 27.46x \implies$$



$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \quad \text{pour} \quad x = 0 \\ M_z = 28.36\text{KN.m} \quad \text{pour} \quad x = 1.60\text{m} \end{array} \right.$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -16.51x + 31.64 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.92\text{m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1.92\text{m}$ .

Donc :

$$M_z^{\max} = -16.51 \frac{(1.92)^2}{2} + 31.64 \times 1.92$$

$$M_z^{\max} = 30.32\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\text{- Aux appuis :} \quad M_{\text{ua}} = -0.3 M_z^{\max} = -9.10\text{KN.m}$$

$$\text{- en travées :} \quad M_{\text{ut}} = 0.85 M_z^{\max} = 25.77\text{KN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :

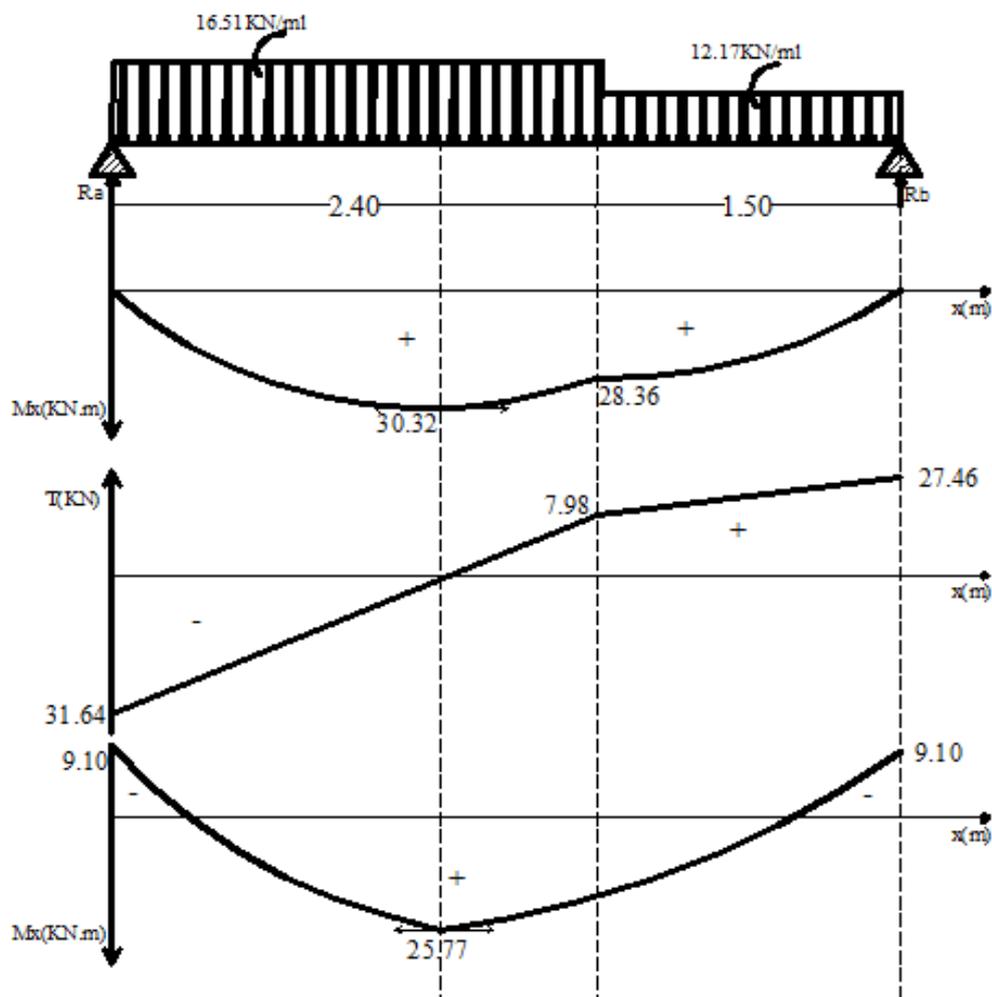


Fig III.3.5: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU

III.3.6. Calcul des armatures

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

- Aux appuis

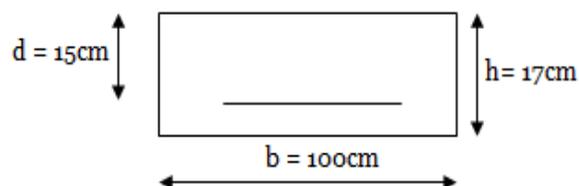
$$M_u = 9.10 \text{ kN.m}$$

➤ Armatures principales

$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9100}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.028 < \mu_r = 0.392$$

⇒ S.S.A

$$\mu_a = 0.028 \Rightarrow \beta_u = 0.986$$



$$A_a = \frac{M_{ua}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{9100}{0.986 \times 15 \times 348} = 1.77 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA10 ( $A_a = 3.93 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

#### - En travées

$$M_t = 25.77 \text{ KN.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{25770}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.081 < \mu_r = 0.392$$

$\Rightarrow$  S.S.A

$$\mu_a = 0.081 \Rightarrow \beta_u = 0.957$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{25770}{0.957 \times 15 \times 348} = 5.16 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12/ml ( $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

#### ➤ Armatures de répartition

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartitions avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

#### - Aux appuis

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8 ( $A_{rt} = 2.01 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

#### - En travées

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

On opte pour 4HA8 ( $A_{rt} = 2.01 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### III.3.7. Vérification à l'ELU

#### a. Condition de non fragilité (BEAL 91, Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.811 \text{cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_a = 3.93 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.811 \text{cm}^2$

- En travées :  $A_t = 5.65 \text{cm}^2 > A_{\min} = 1.811 \text{cm}^2$

La condition est vérifiée

**\* Espacement des barres**

➤ **Armatures principales**

- Aux appuis :  $e = 15 \text{cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} < \min \{4h, 45\text{cm}\} = 45 \text{cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- En travées:  $e = 15 \text{cm}$

➤ **Armatures de répartition**

- Aux appuis:  $e = 25 \text{cm}$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} < \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45 \text{cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

- En travées :  $e = 25 \text{cm}$

**b. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1)**

$$T_{u \max} = 31.64 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{31640}{1000 \times 150} = 0.211 \text{MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.211 \text{MPa} < 3.33 \text{MPa} = \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**c. Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3)**

$$A_s \geq \frac{T_{u \max}}{f_{su}} = \frac{31640}{348 \times 100} = 0.91 \text{cm}^2$$

$A_a = 3.93\text{cm}^2 > 0.91\text{cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

**d. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3)**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3.14 \times 1 = 15.7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{31640}{0.9 \times 150 \times 157} = 1.49 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$  condition vérifiée.

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**e. Ancrage des barres (A-6-1-23)**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Forfaitairement :  $L_s = 40\Phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$

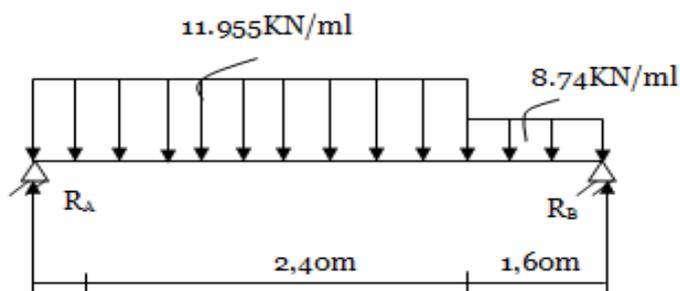
Pour les armatures comportant des crochets, on prend :  $L_a = 0.4L_s$

$$L_a = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$$

**III.3.8. Calcul à l'état limite de service : ELS**

$$q_s \text{ paillasse} = 11.955 \text{ KN/ml}$$

$$q_s \text{ palier} = 8.74 \text{ KN/ml}$$



**Fig.III.3.6 : Schéma statique à l'ELS**

a. Calcul des réactions aux appuis

$$\Sigma F/y = 0 \implies R_A + R_B = 11.955 \times 2.4 + 8.74 \times 1.6 = 42.67 \text{Kn.}$$

$$\Sigma M/A = 0 \implies R_B \times 4.00 - \left[ (11.955 \times 1.6) \left( \frac{1.6}{2} + 2.4 \right) \right] - \left[ (8.74 \times 2.4) \frac{2.4}{2} \right] = 0$$

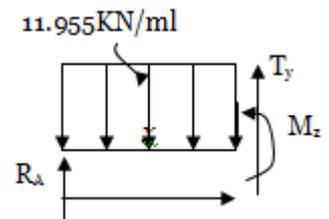
$$R_B = 21.60 \text{Kn} \implies$$

$$R_A + R_B = 42.67 \text{Kn} \implies R_A = 21.07 \text{Kn}$$

b. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.4 \text{m}$  :

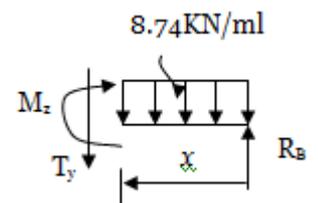
$$T_v = 11.955x - 21.07 \implies \begin{cases} T_y = -21.07 \text{KN} \\ \text{pour } x = 0 \end{cases}$$



$$M_z = -11.955 \frac{x^2}{2} + 21.60x \implies \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 17.41 \text{KN.m} & \text{pour } x = 2.4 \text{m} \end{cases}$$

➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \text{m} \leq x \leq 1.6 \text{m}$  :

$$T_v = -8.74x + 21.60 \implies \begin{cases} T_y = 21.60 \text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 7.62 \text{KN} & \text{pour } x = 1.60 \text{m} \end{cases}$$



$$M_z = -8.74 \frac{x^2}{2} + 21.60x \implies \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 23.37 \text{KN.m} & \text{pour } x = 1.60 \text{m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \implies -11.955x + 21.60 = 0 \implies x = 1.81 \text{m}$$

Le moment est max pour la valeur : 1.81m

D'où :

$$M_s^{\max} = -11.955 \frac{(1.81)^2}{2} + 21.60 \times 1.81 = 19.51 \text{Kn.m}$$

$$M_s^{\max} = 19.51 \text{Kn.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on aura :

- Aux appuis :  $M_s^a = -0.3M_s^{\max} = -5.85 \text{KN.m}$
- En travées :  $M_s^t = 0.85M_s^{\max} = 16.58 \text{KN.m}$

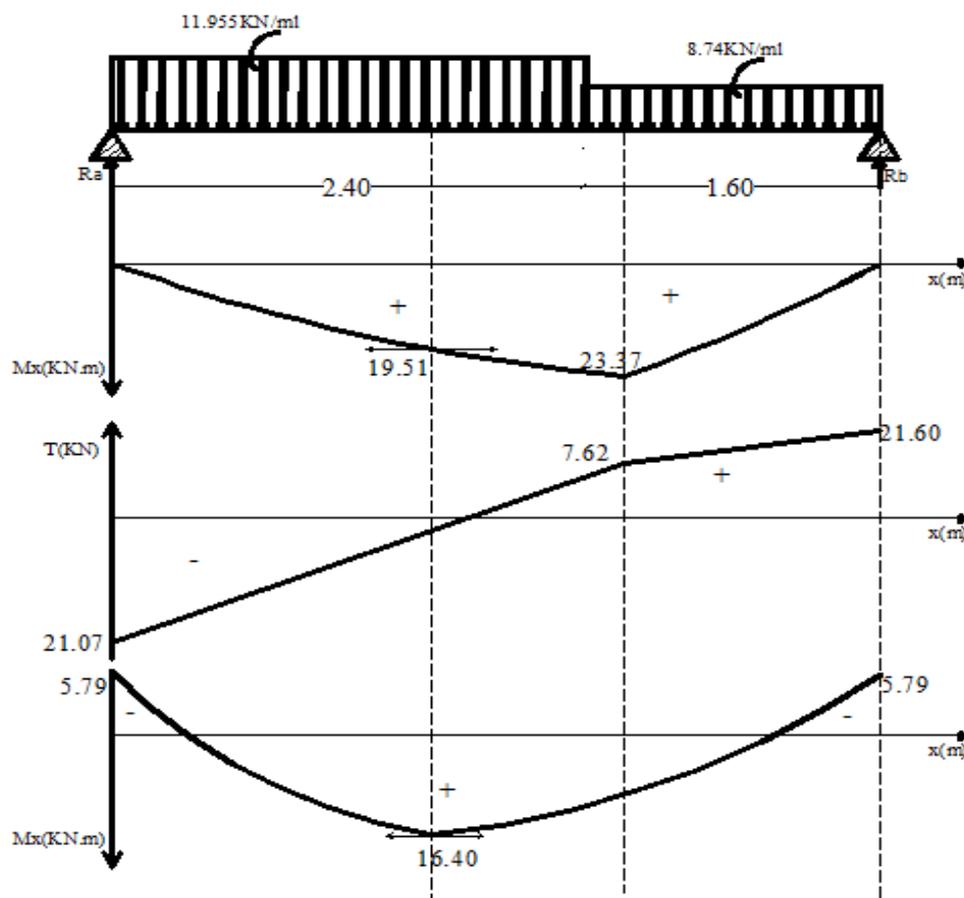


Fig.III.3.7: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS

### III.3.9. Vérification à l'ELS

➤ **Ferrailage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'embranchement.

a) **Armatures longitudinales**

- **Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{5790}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.018$$

$$\mu_a = 0.018 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.018 \longrightarrow \beta_1 = 0.991$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5790}{0.991 \times 15 \times 348} = 1.119 \text{cm}^2$$

$$A_{sa} < 3.92 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

- **En travée**

$$\mu_{1t} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{16400}{100 \cdot 15^2 \cdot 14.2} = 0.051$$

$$\mu_{1t} = 0.051 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA}$$

$$\mu_{1t} = 0.051 \longrightarrow \beta = 0.973$$

$$A_{st} = \frac{16400}{0.973 \times 15 \times 348} = 3.23 \text{cm}^2$$

$$A_{st} < 5.65 \text{cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**b) Vérification des contraintes dans le béton et les aciers**

$$M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 30.32 = 25.77 \text{KN.m}$$

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

- **En travées :**  $A_{st} = 5.65 \text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 15} = 0.37$$

$$\rho_1 = 0,376 \Rightarrow \beta_1 = 0.905, \alpha_1 = 0.285 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.285}{15(1-0.285)} = 0.0265$$

$$\alpha_1 = 0.285 \Rightarrow K = 0.0265$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{25.77 \times 10^6}{565 \times 0.905 \times 150} = 335.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0.0265 \times 335.98 = 8.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**  $A_a = 3.93 \text{ cm}^2$

$$M_a = 0,3 M_z^{\max} = 9.10 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 15} = 0.26$$

$$\rho_1 = 0.26 \Rightarrow \beta_1 = 0.919 \text{ et } \alpha_1 = 0.243 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.243}{15(1-0.243)} = 0.021$$

$$\alpha_1 = 0.243 \Rightarrow K = 0.021$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{9100 \times 10^3}{549 \times 0.919 \times 150} = 120.24 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0,021 \times 120.24 = 2.52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

### c) Vérification de la flèche

Le calcul de la flèche s'impose si une des trois conditions suivantes, n'est pas vérifiée :

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow$$

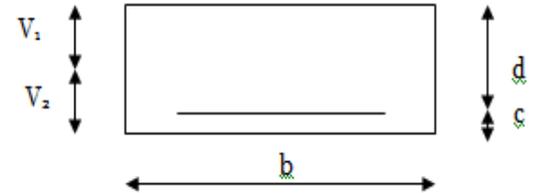
$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 16} = 0,00353 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8mm$$

Avec :  $f_i$  : flèche due aux charges instantanées,

$E$  : Module de la déformation instantanée.



$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \quad \text{ou} \quad E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195MPa$$

$$I_0 = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2 \quad V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} : \text{Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d$$

$$B_0 : \text{Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \times h + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 5,65} = 9,31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,31 = 8,69 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{100}{3} \left( 9,31^3 + 8,69^3 \right) + 15 \times 7,9 (8,568 - 2)^2$$

$$I_0 = 53884,90 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{11,955 \times 10^6 \times 4000^2}{10 \times 32164,19 \times 53884,9 \times 10^4} = 1,10 \text{ mm.}$$

Donc  $f < \bar{f} = 8.69\text{mm}$ ..... condition vérifiée.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures** : BAEL 91, Art A.5.34

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

**Remarque** : On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux.

**III. 4. Calcul de la poutre palière**

**a) Pré dimensionnement**

**Hauteur**

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

Sa portée est de 3.05m (entre nu d'appuis).

**III.4.1 Pré dimensionnement**



**Fig III.4.1 : Schéma de la poutre palière**

➤ La hauteur  $h_t$  est donnée par la relation suivante :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \quad l : \text{longueur libre entre nus d'appuis}$$

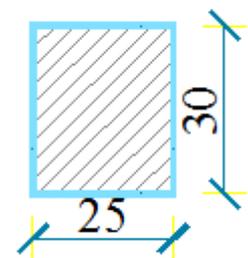
$$\frac{305}{15} \leq h_t \leq \frac{305}{10} \Rightarrow 20.33\text{cm} \leq h_t \leq 30.5\text{cm}$$

On prend  $h_t = 30\text{cm}$

➤ La largeur  $b$  est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 21\text{cm}$$

On prend  $b = 25\text{cm}$



**Fig III.4.2 section de la poutre palière.**

**Recommandations de RPA (Art 7.5.1)**

$$b \geq 25\text{cm} , h \geq 30\text{cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{25} = 1.2 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \text{d'où} \quad 12 \text{ cm} \leq h_t \leq 21 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on opte pour :  $b = 25 \text{ cm}$

Notre poutre a pour dimension  $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

**b) Détermination des charges**

- Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- poids du mur  $G_M = 2.36 \times 1 = 2.36 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU :  $R_u = 31.64 \text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS :  $R_s = 21.60 \text{ KN}$

**III.4.2 Calcul à l'ELU**

**a) Calcul des efforts internes**

$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times (1.875 + 2.36) + 31.64 = 37.35 \text{ KN/ml}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{37.35 \times 3.30^2}{8} = 50.84 \text{ KN.m}$$

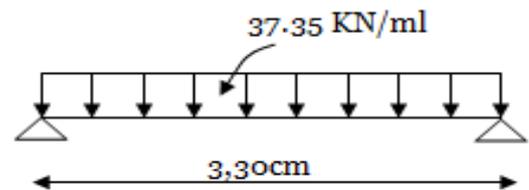
Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{37.35 \times 3.30}{2} = 61.63 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0.3M_u = -15.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85M_u = 43.21 \text{ KN.m}$$



## b) Diagramme du moment et de l'effort

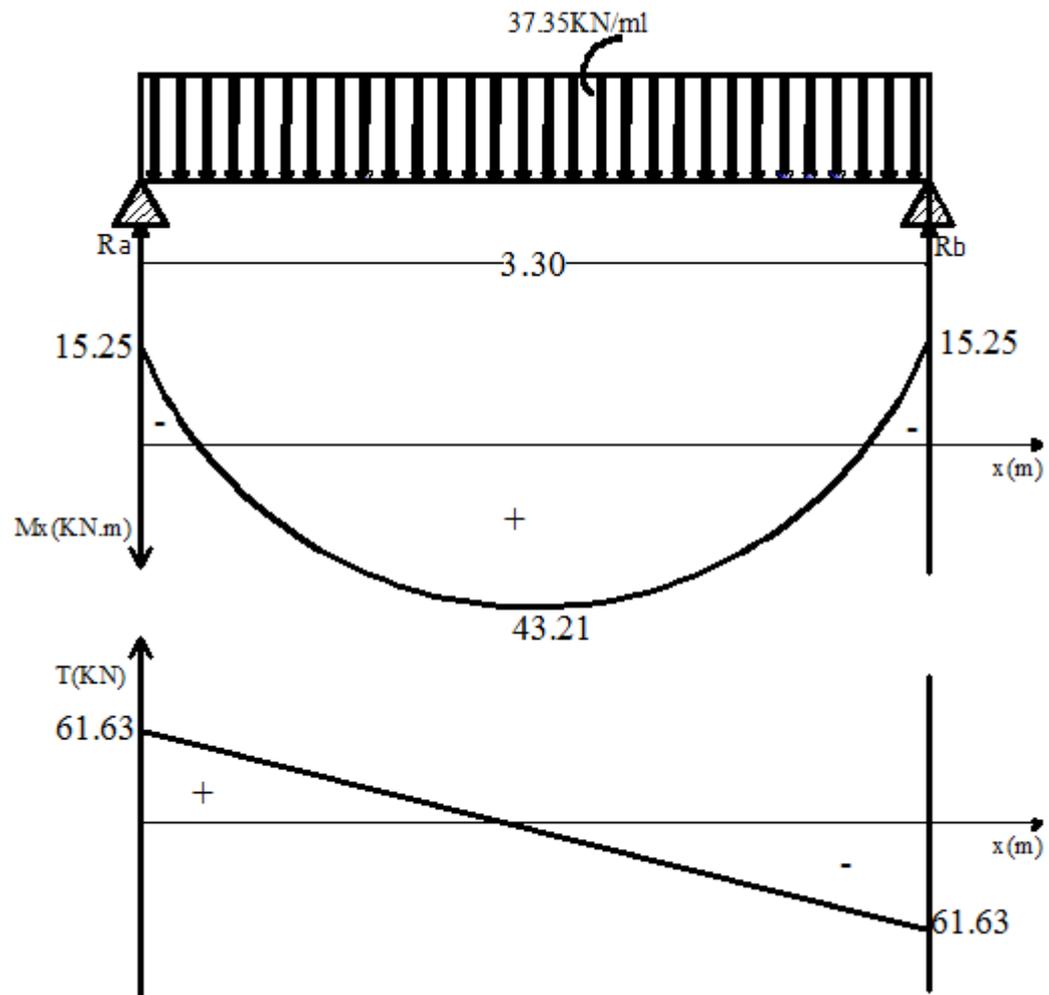


Fig III.4.3 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

## c) Ferrailage

**En travées :**  $h = 30 \text{ cm}$  ;  $d = 28 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $b = 25 \text{ cm}$ .

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{43.21 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14.2} = 0.155$$

$$\mu_t = 0.155 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.155 \Rightarrow \beta = 0.915$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{43.21 \times 10^3}{0.915 \times 28 \times 348} = 4.84 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{ut} = 3 \text{ HA } 14 + 2\text{T}12 = 6.88 \text{ cm}^2$

### Aux appuis

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} = \frac{15.25 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14.2} = 0.069 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.069 \Rightarrow \beta_1 = 0.964$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{15.25 \times 10^3}{0.964 \times 28 \times 348} = 1.62 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{ut} = 3 \text{ HA } 14 = 4.62 \text{ cm}^2$

### III.4.3. Vérification à l'ELU

#### III.4.3.1) Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL)

$$A_{\min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

**a) En travée :**  $A_t = 6.88 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$

**b) Aux appuis :**  $A_a = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow$  La condition est vérifiée.

#### b) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}\} \text{ (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{61.63 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.88 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.88 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$  La Condition est vérifiée.

**III.4.3.2. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL)**

**a) Influence sur les aciers**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} (T_u + \frac{M_U}{0.9 \times d}) = \frac{1.15}{400} (61.63 \times 10^3 + \frac{15.25 \times 10^6}{0.9 \times 280}) = 3.51 \text{ cm}^2$$

$A_{sa} = 4.62 \text{ cm}^2 > 3.51 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  La Condition est vérifiée

**b) Influence sur le béton**

$$T_{u\max} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 280 \times \frac{25}{1.5} = 420 \text{ KN} > T_u = 54.50 \text{ KN}$$

$\Rightarrow$  La Condition est vérifiée

**c) Vérification de l'adhérence aux appuis**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_u = \frac{61.63 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 13.188 \times 10} = 1.85 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 1.4 = 13.188 \text{ cm}$$

$$\tau_u = 1.85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$$
 La Condition est vérifiée

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

**III.4.3.3. Les armatures transversales**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{14 ; 8.57 ; 25\} = 8.57\text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8  $A_t=4\text{HA8}=2.01\text{cm}^2$

**III.4.3.4. Ecartement des barres**

D'après le **RPA2003 Art 7.5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

**a) En zone nodale**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.80 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{7.5\text{cm} ; 14.4\text{cm}\}$$

On prend :  $S_t = 7\text{cm}$

**b) En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

**III.4.3.5 Ancrage des barres (A-6-1-2)**

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4\tau_s} \text{ Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 19.38 \text{ cm}$$

Forfaitairement :  $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$ .

## III.4.4 Calcul à l'ELS

## a. Combinaison des charges

$$q_s = G + T_s$$

$$q_s = 1.875 + 2.36 + 21.60 = 25.83 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{25.83 \times 3.3^2}{8} = 35.16 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{25.83 \times 3.3}{2} = 42.62 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement :

$$M_{sa} = -0.3M_s = -10.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0.85M_s = 29.89 \text{ KN.m}$$

## b. Vérification des contraintes

a) Etat limite de compression du béton :

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

$$\mathbf{1. Aux appuis :} \quad \rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 28} = 0.66$$

$$\rho_1 = 0.66 \Rightarrow \beta_1 = 0.881 \quad \alpha_1 = 0.357 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.357}{15(1-0.357)} = 0.037$$

$$\alpha = 0.357 \Rightarrow K = 0.037$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{app} \cdot \beta \beta} = \frac{9.75 \times 10^6}{335 \times 0.881 \times 280} = 117.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.037 \times 117.98 = 4.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

## 2. En travée

$$\rho_1 = \frac{100.A_{app}}{b.d} = \frac{100 \times 3.35}{25 \times 28} = 0.478$$

$$\rho_1 = 0.478 \Rightarrow \beta_1 = 0.895 \quad \alpha_1 = 0.315 \quad \text{et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.315}{15(1-0.315)} = 0.030$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{27.64 \times 10^6}{335 \times 0.895 \times 280} = 329.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.030 \times 329.24 = 9.88$$

$$\sigma_{bc} = 9.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

### III.4.5. Vérification de la flèche

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{3.30} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{3.30} = 0.09 > \frac{29.89}{10 \times 29.89} = 0.1 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{28 \times 25} = 0.0066 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire..

### c. Etat limite de déformation

La fissuration étant peu nuisible  $\Rightarrow$  la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

### Conclusion

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

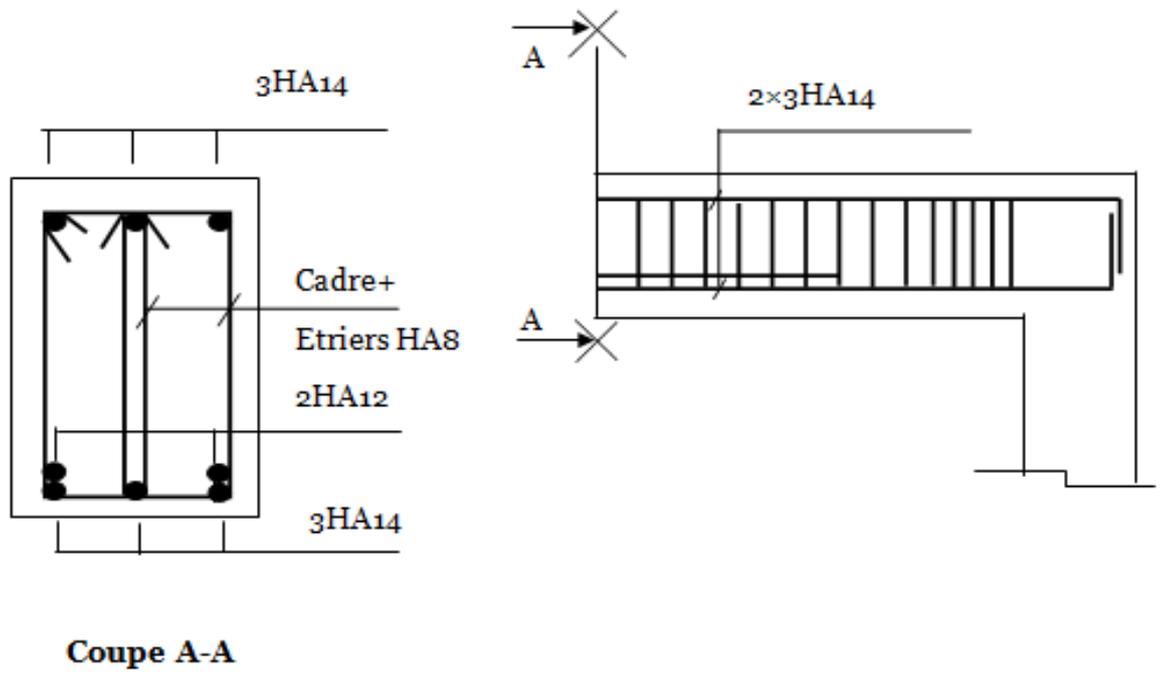
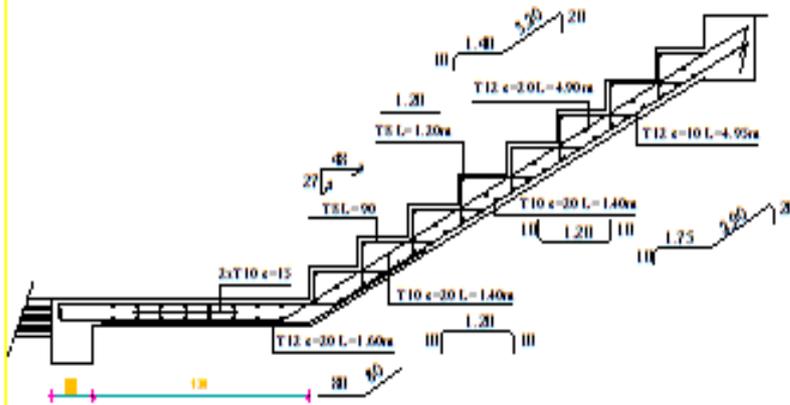


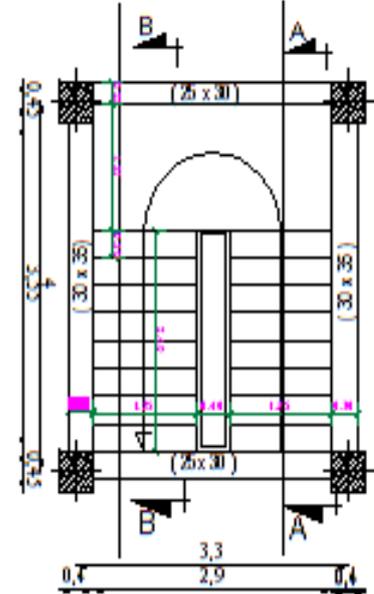
Fig. III.4.4 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.



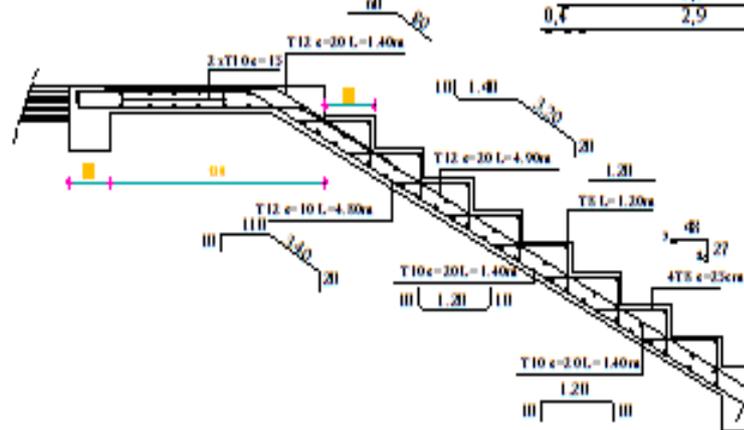
### Coupe B-B



### COFFRAGE ESCALIER



### Coupe A-A



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



UNATC  
Faculté de génie civil de la construction  
Institut de génie civil

[Redacted text]

- FERRAILLAGE DES ESCALIERS NIV ET AGE COURANT

BETON ARME

- Plaque NT2

Date : Mars 2021

Etudié par :  
Melle BA BIAZ et TERBA

Dirigé par: Mr MERAKI

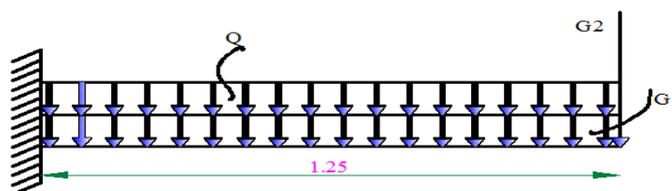
**III.5. Les balcons**

**Introduction**

Notre structure est constituée de deux types de balcon le premier est en corps creux (16+4) coulé sur place muni d'une poutre de chaînage et le deuxième est en dalle pleine. Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des charges permanentes au poids du garde corps ainsi qu'aux charges d'exploitations.

- largeur  $L=1,25m$
- longueur  $l =3.35 m$
- un garde de corps de hauteur  $h=1m$  en brique plein de 10,5 cm d'épaisseur.

Le calcul de ferrailage se fera pour une bande d'1ml de largeur dont la section est soumise à la flexion simple.



*Figure III.5.1 : Schéma statique du balcon.*

L'épaisseur du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec} \quad L : \text{largeur du balcon.}$$

$$e \geq \frac{1,25}{10} = 0,125 \text{ m} \quad \text{on prend} \quad e = 15 \text{ cm}$$

**III.5.1. Détermination des charges et surcharges**

✓ **Charges permanentes :**

N°		Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.85
5	Enduit de ciment	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente totale <math>G_t</math></b>				<b>4.25</b>

✓ **Garde corps**

Charges permanentes concentrées poids du corps creux	Masse volumique (Kn/m <sup>3</sup> )	Epaisseur ( m )	Poids (KN/ml)
Murs en briques creuses	9	0.10	0.90
Enduit en mortier de ciment	18	2x0.02	0.72
			<b>g = 1.62KN/m<sup>2</sup></b>

✓ **charge d'exploitation : Q = 3.5KN/m<sup>2</sup>**

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

**III.5.2 Calcul à l'ELU**

Le balcon est calculé en flexion simple.

➤ **Combinaison des charges :**

**a. A L'ELU**

**Dalle :**  $q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = [(1.35 \times 4.25) + 1.5 (3.5)] \times 1 = 10.98 \text{KN/ml}$

**Garde de corps :**  $q_{u2} = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{KN}$

**b. A L'ELS**

**Dalle :**  $q_{s1} = G + Q = [4.25 + 3.5] \times 1 = 7.75 \text{KN/ml}$

**Garde de corps :**  $q_{s2} = 1.62 \text{KN}$

➤ **Calcul du moment d'encastrement**

La section dangereuse étant au niveau de l'encastrement.

## a.A L'ELU

- Moment provoqué par la charge «  $q_{u1}$  »

$$M_{q_{u1}} = \frac{q_{u1} \cdot l^2}{2} = \frac{10.98 \times 1.25^2}{2} = 8.58 \text{ KN.m}$$

- Moment provoqué par la charge «  $q_{u2}$  »

$$M_{q_{u2}} = q_{u2} \times l = 2.187 \times 1.25 = 2.73 \text{ KN.m}$$

- Le moment total

$$M_u = M_{q_{u1}} + M_{q_{u2}} = 11.31 \text{ KN.m}$$

## b.A L'ELS

- Moment provoqué par la charge «  $q_{s1}$  »

$$M_{q_{s1}} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{7.75 \times 1.25^2}{2} = 6.05 \text{ KN.m}$$

- Moment provoqué par la charge «  $q_{s2}$  »

$$M_{q_{s2}} = q_{s2} \times l = 1.62 \times 1 \times 1.25 = 2.02 \text{ KN.m}$$

Le moment total :

$$M_s = M_{q_{s1}} + M_{q_{s2}} = 8.07 \text{ KN.m}$$

## III.5.3. Calcul des armatures à L'ELU

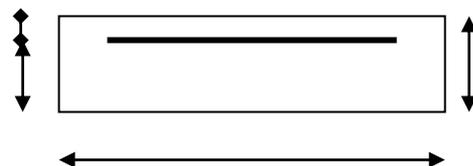
$$M_u = 11.31 \text{ KN.m} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 12 \text{ cm}$$

## a) Armatures principales

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11.31 \times 10^5}{100 \times 12^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.055$$

$$\mu = 0.055 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.055 \Rightarrow \beta = 0.971$$



$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{11.31 \times 10^5}{0.971 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 2.79 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } \mathbf{4T12/ml} \rightarrow \mathbf{4.52 \text{ cm}^2/ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

### b) Armatures de répartition

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

$$\text{Soit : } \mathbf{4T8/ml} \rightarrow \mathbf{2.01 \text{ cm}^2/ml} \quad ; \quad S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

### III.5.4 Vérification à l'ELU

#### ➤ Condition de non fragilité (BAEL 91/Art. 4.2.1) :

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

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

#### ➤ Vérification au cisaillement (BAEL 91) :

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

#### • calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 10.98 \times 1.25 + 2.187 = 15.91 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{15.91 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.132 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.132\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée  $\Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification de l'adhérence**

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \quad (\Psi_s = 1.5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} \quad \sum U_i = n\pi\Phi = 4 \times 3.14 \times 1.2 = 15.7\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.91 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 150.7} = 0.98\text{MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$  Condition vérifiée  $\Rightarrow$  pas de risque d'entraînement des barres.

**III.5.5. Espacement des barres (BAEL91-Art-6.1.235)**

Armature principale :  $St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > St = 25\text{cm} \rightarrow$  Vérifiée.

Armature de répartition:  $St \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > St = 25\text{cm} \rightarrow$  Vérifiée.

**III.5.6 calcul de la longueur d'ancrage**

$$\tau_{se} = 0.6\Psi^2 \cdot f_{t28} = 2.835\text{Mpa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32\text{cm}$$

soit  $L_s = 50\text{cm}$

$$L_{cr} = 0.4L_s = 0.4 \times 50 = 20\text{cm}$$

**III.5.7 Vérification des contraintes à L'ELS**

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

➤ **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

On a des aciers  $\left\{ \begin{array}{l} HA : \phi \geq 6mm \\ FeE400 \end{array} \right\} \Rightarrow \eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.66, 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

Valeur de  $\beta_1$ :

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 8.31}{100 \times 12} = 0.0028$$

$$\rho = 0.0028 \xrightarrow{\tau} \beta_1 = 0.913$$

$$\text{Alors : } \sigma_s = \frac{8.07 \times 10^6}{0.913 \times 120 \times 201.63} = 3.65 \text{ cm}$$

Soit : 4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>      Avec : St =  $\frac{100}{4} = 25$  cm.

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$$

Soit : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>      avec : St = 25 cm.

**Conclusion :** La section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

➤ **Vérification des contraintes dans le béton**

Etat limite de compression de béton : (Art A452 du BAEL91) : Pour une section rectangulaire (b×h), acier FeE 400 en flexion simple, si la relation suivante est satisfaite alors il n'y a pas lieu de vérifier  $\sigma_{bc}$ .

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$k_1 = 42,47$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{201,63}{42,47} = 4,75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,75 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

• **Vérification vis-à-vis de l'ouverture des fissurations**

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$$

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

$$\text{Valeur de } \beta_1 : \rho = \frac{100 \cdot A_s}{bd} \Rightarrow \rho = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12} = 0,377$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,905$$

Alors :

$$\sigma_{st} = \frac{8,07 \times 10^6}{0,905 \times 120 \times 4,52} = 164,40 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} \Rightarrow \text{la section est vérifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissurations}$$

**Conclusion** : la section est justifiée vis-à-vis de la compression

➤ **Vérification de la flèche**

D'après le BAEL91, on vérifié la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

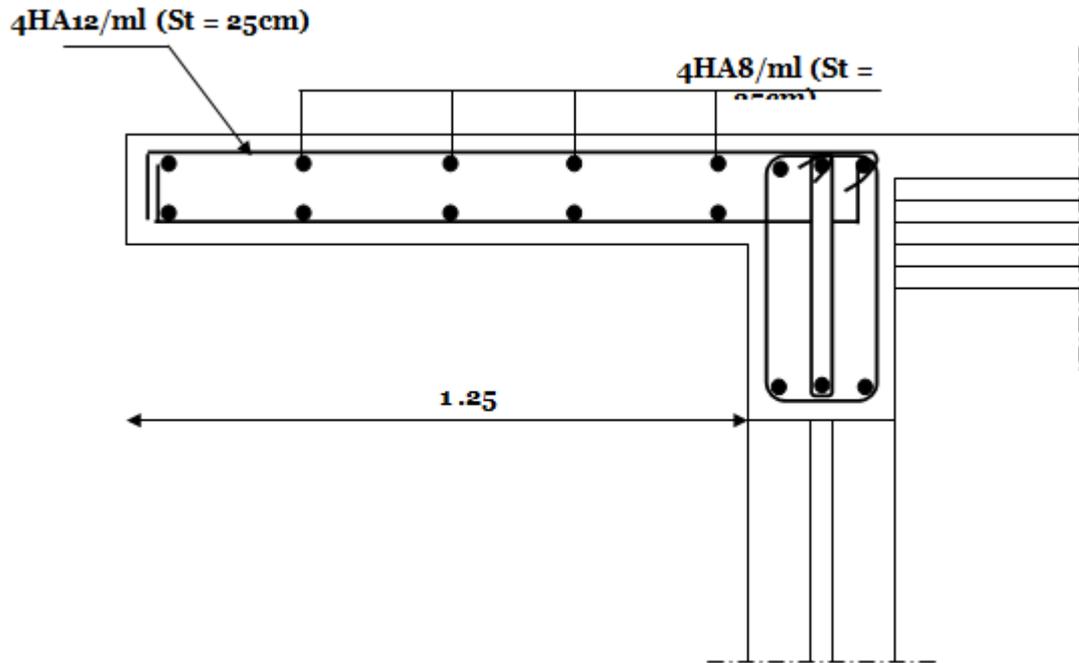
$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{125} = 0,12 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{15}{125} = 0,12 > \frac{8,07}{10(11,31)} = 0,07 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{12 \times 100} = 0.0037 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion**

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



*Figure III .5.2: Ferrailage du balcon*

### III.4 Calcul de la salle machine

#### III.4.1. Caractéristique de l'ascenseur

Notre immeuble comporte une cage d'ascenseur :

- La surface de la salle machine est de :  $1.60 \times 1.75 = 2.80 \text{ m}^2$ .
- La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de : 8 tonnes (P=80KN)

#### III.4.2. Dimensionnement

##### a) Epaisseur de la dalle

$$h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{160}{30} = 5.33 \text{ cm}$$

$h_t$  : épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ; donc on prend une épaisseur de 15cm.

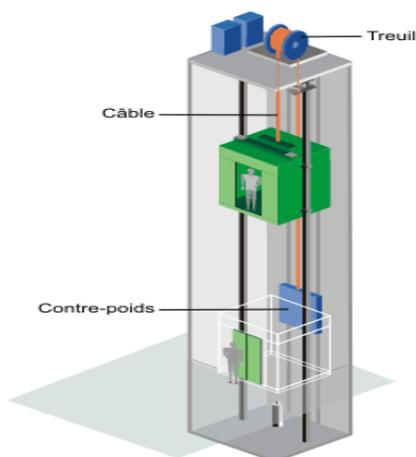


Figure III.6.1. Schéma ascenseur

- ✓ P : La charge totale centrée.
- ✓  $U, V$  : côtés du rectangle sur lequel s'applique la charge «P» compte tenu de - la diffusion à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au feuillet moyen de la dalle.
- ✓  $U_0, V_0$  : Dimensions de rectangle dans lequel la charge est centrée.
- ✓ Les côtés  $U_0$  et  $V_0$  sont supposés parallèles respectivement à  $L_x$  et  $L_y$ .

**On a**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L^2_x$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\rho = 0.85; \nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.685 \end{cases}$$

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (25 \times 0.15 \times 1) + 1.5 \times 1 = 6.563 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0509 \times 6.563 \times (4.1)^2 = 5.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.685 \times 5.61 = 3.84 \text{ KN.m}$$

$$U = U_o + 2\xi e + h_t = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = V_o + 2\xi e + h_t = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

Avec : e (revêtement de la dalle) = 5cm.

$\xi = 1$  (pour le béton).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{1.75} = 0.91 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

**A. Calcul des moments au centre du panneau**

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$M_x = P_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P_u (\nu M_1 + M_2)$$

$\nu$  : Coefficient de poisson : à l'ELU :  $\nu = 0$ .

— — — U 105 — — — V 105  
 (M1 ; M2)  $\xrightarrow{\text{tables de PIGEAUD}}$  fonction de  $(\rho; \frac{U}{L_x}; \frac{V}{L_y}) = 0.60$

Par interpolation linéaire :

$$\begin{cases} \frac{U}{L_x} = 0.70 \\ \frac{V}{L_y} = 0.60 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.077 \\ M_2 = 0.062 \end{cases}$$

Le calcul des efforts se fera en l'ELU

$$P_u = 1.35P = 1.35 \times 80 = 108 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = P_u \times M_1 = 108 \times 0.077 = 8.316 \text{ Kn.m}$$

$$M_{y1} = P_u \times M_2 = 108 \times 0.062 = 6.696 \text{ Kn.m}$$

**b) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.91 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Après interpolation :  $\mu_x = 0.0448$  ;  $\mu_y = 0.798$

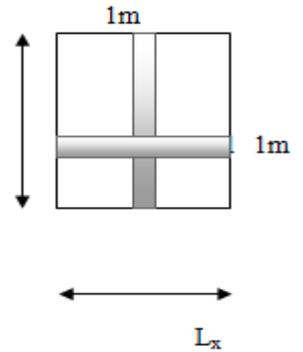
Poids propre de la dalle  $G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à  $1 \text{ KN/ml} \ell L_y$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.5625 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0448 \times 6.5625 \times 1.60^2 = 0.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.798 \times 0.75 = 0.598 \text{ KN.m}$$

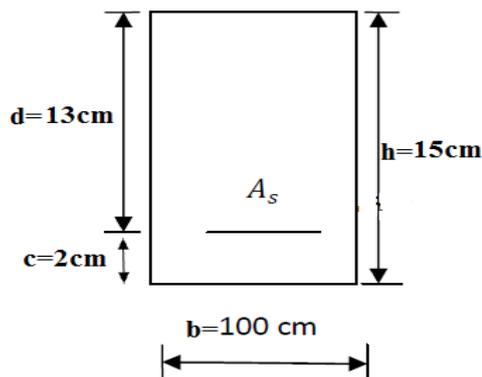


**B. Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.316 + 0.750 = 9.066 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.696 + 0.598 = 7.294 \text{ KN.m}$$

**c) Ferrailage de la dalle**



**e-1) Dans le sens de la petite portée : x-x**

- En travée

$$M_u = 0.85 \times 9.066 = 7.70 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{7.70 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0.032 < 0.392 \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.984$$

$$A_{st} = \frac{5.5 \times 10^5}{0.984 \times 13 \times 34800} = 1.23 \text{cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2.01 \text{cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t =$$

25cm

• **Aux appuis**

$$M_{u,x} = 0.3 \times 9.066 = 2.72 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{2.72 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0.01 < 0.392 \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.995$$

$$A_{st} = \frac{2.72 \times 10^5}{0.995 \times 13 \times 34800} = 0.60 \text{cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2.01 \text{cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t =$$

25cm

**e-2) Dans le sens de la grande portée : y-y**

➤ **En travée**

$$M_{u,y} = 0.85 \times 7.294 = 6.20 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{6.20 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0.026 < 0.392 \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.987$$

$$A_{st} = \frac{6.20 \times 10^5}{0.987 \times 13 \times 34800} = 1.39 \text{cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2.01 \text{cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t =$$

=25cm

➤ **Aux appuis**

$$M_{u,y} = 0.3 \times 7.294 = 2.19 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{2.19 \times 10^5}{100 \times 13^2 \times 1420} = 0.009 < 0.392 \quad \text{SSA} \quad \text{d'où} \quad \beta = 0.953$$

$$A_{st} = \frac{2.19 \times 10^5}{0.953 \times 13 \times 34800} = 0.50 \text{cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4\Phi 8 \quad (A_s = 2.01 \text{cm}^2) \quad \text{avec un espacement } S_t =$$

25cm

**III.4.3. Vérification à l'ELU**

**a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :**

$$A_{st} \geq \rho_o \times b \times \frac{h_t}{2} \left( 3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \quad \text{avec} \quad \rho_o : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_o =$$

0.8‰

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} \left( 3 - \frac{160}{175} \right) = 1.25 \text{cm}^2 \text{ ----- condition}$$

vérifiée.

**b) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91)**

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm ;

$$S_t = 25 \text{cm} \leq (2h = 30 \text{cm} ; 25 \text{cm}) \text{ ----- condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm ;

$$S_t = 25 \text{cm} \leq (3h = 45 \text{cm} ; 33 \text{cm}) \text{ ----- condition vérifiée.}$$

**c) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42)**

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_c 28}{\gamma_b}$$

$q_u$  : charge de calcul à L'ELU

$h_t$  : épaisseur totale de la dalle

$U_c$  : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1.05+1.05) = 4.2 \text{m}$$

$$q_u = 80 \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{KN/ml} \text{ ----- condition}$$

vérifiée.

**d) Vérification des contraintes tangentielles**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a  $U < V$ , alors :

➤ Sens x-x :  $T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V+U} = \frac{80}{2 \times 1.05 + 1.05} = 25.40 \text{KN}$

➤ Sens y-y :  $T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{80}{3 \times 1.05} = 25.40 \text{KN}$

Ainsi on aura :  $\tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{25.40 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.195 \text{MPa}$

$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 5 \text{MPa} \right) = \min (3.33 ; 5) = 3.33 \text{MPa}$

On remarque que  $\tau < \bar{\tau}$  ; la condition est vérifiée.

### III.4.4. Vérification à l'ELS

#### a) Moments engendrés par le système de levage

à L'ELS  $v = 0.2$  ;  $M_1 = 0.077$  ;  $M_2 = 0.062$

$M_{x1} = 80(0.077 + 0.2 \times 0.062) = 7.15 \text{KN.m}$

$M_{y1} = 80(0.2 \times 0.077 + 0.062) = 6.19 \text{KN.m}$

#### b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

Ils sont donnés par les formules :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \mu_x = 0.0448 \quad ; \quad \mu_y = 0.798 \end{array} \right.$$

$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{KN/ml}$

$M_{x2} = 0.0448 \times 4.75 \times 1.6^2 = 0.54 \text{KN.m}$

$M_{y2} = 0.798 \times 0.54 = 0.43 \text{KN.m}$

#### c) Superposition des moments

$M_x = 7.15 + 0.54 = 7.69 \text{KN.m}$

$M_y = 6.19 + 0.43 = 6.62 \text{KN.m}$

**Dans le sens x-x : (suivant la petite portée)**

$$M_a = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 7.69 = 2.30 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 7.69 = 6.52 \text{ KN.m.}$$

#### **d) Ferrailage de la dalle**

- **En travée**

$$\mu_t = \frac{6.52 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.027 \beta = 0.986$$

$$A_t = \frac{6.52 \times 10^3}{0.986 \times 13 \times 348} = 1.46 \text{ cm}^2$$

#### **Aux appuis**

$$\mu_a = \frac{2.30 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.009 \quad \beta = 0.996$$

$$A_a = \frac{2.30 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.51 \text{ cm}^2$$

#### **d-1) Dans le sens de la grande portée**

**Dans le sens y-y**

$$M_a = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 6.62 = 1.98 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.62 = 5.62 \text{ KN.m.}$$

- **En travée**

$$\mu_t = \frac{5.62 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.023 \beta = 0.988$$

$$A_t = \frac{5.62 \times 10^3}{0.988 \times 13 \times 348} = 1.25 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis**

$$\mu_a = \frac{1.98 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.20} = 0.008 \beta = 0.996$$

$$A_a = \frac{1.98 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.44 \text{ cm}^2$$

#### **Conclusion**

Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

### 3.5.5) Vérification de la contrainte de compression dans le béton

#### a) Sens x-x

- En travée

$$M_t = 6.52 \text{KN.m}; A_t = 1.46 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 1.46}{100 \times 13} = 0.112 \rightarrow \beta_1 = 0.945 \rightarrow k_1 = 75.91$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.52 \times 10^3}{0.945 \times 13 \times 1.46} = 363.51 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{363.51}{75.91} = 4.79 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

- Aux appuis

$$M_a = 2.30 \text{KN.m}; A_a = 0.51 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 0.51}{100 \times 13} = 0.039 \rightarrow \beta_1 = 0.966 \rightarrow k_1 = 132.1$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2.30 \times 10^3}{0.966 \times 13 \times 0.51} = 359.11 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{359.11}{132.1} = 2.72 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

#### b) Sens y-y

- En travée

$$M_t = 5.62 \text{KN.m}; A_t = 1.25 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 1.25}{100 \times 13} = 0.096 \rightarrow \beta_1 = 0.948 \rightarrow k_1 = 81$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.62 \times 10^3}{0.948 \times 13 \times 1.25} = 364.81 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{364.81}{81} = 4.50 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

- Aux appuis

$$M_s = 1.98 \text{KN.m}; A_s = 0.44 \text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 0.44}{100 \times 13} = 0.034 \rightarrow \beta_1 = 0.968 \rightarrow k_1 = 141.3$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.62 \times 10^3}{0.968 \times 13 \times 0.44} = 1015 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{1015}{141.3} = 7.18 \text{MPa} < \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa} \text{ ----- condition vérifiée.}$$

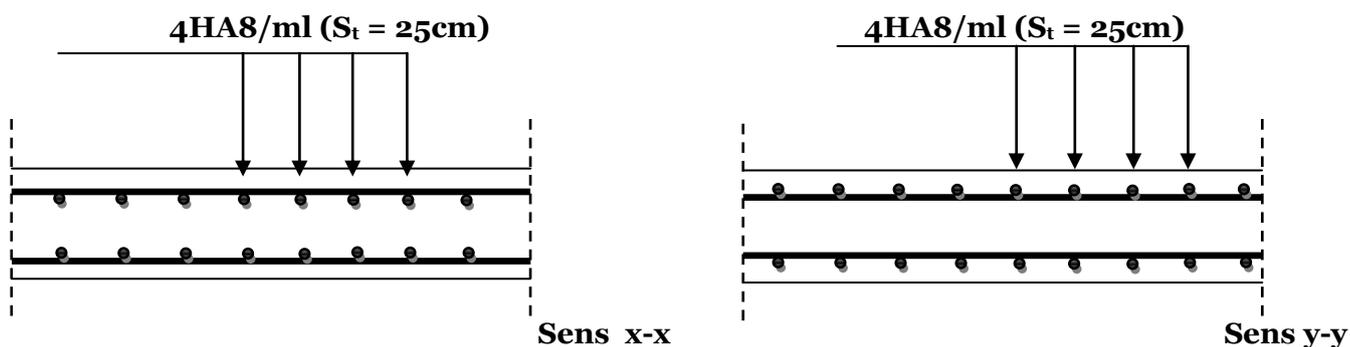
**3.5.6) Diamètre maximal des barres**

$$\Phi_{max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{mm} ; \text{ nous avons ferrillé avec des HA8 } \rightarrow \text{ condition vérifiée.}$$

**3.5.6 Etat limite de fissuration**

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

**3.5.7 Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine**



**Fig.III.6.2 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.**

**Chapitre IV**

**Modélisation et  
vérification du l'RPA**

## Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

### IV.I. Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### a) la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

**Zone IIa** : • groupe d'usage 1b, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 29.71 m).

**(RPA 99/mod2003 art 4.1.2).**

#### b) La méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise **(RPA 99/mod2003 art 4.1.3).**

#### Conclusion :

Donc on choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

### IV.2.1. Principe de la méthode d'analyse modale spectrale

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 (Art 4.1.3)**. 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.

### **IV.3. Modélisation**

#### **IV.3.1. Introduction**

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

#### **IV.3.2. Description du logiciel *ETABS***

*ETABS* est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

*ETABS* permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000 et SAFE*).

#### **IV.3.3. Rappel : (terminologie)**

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restreints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformedloads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel :acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

#### **IV.3.4. Manuel d'utilisation de l'étabs**

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V 9.6.0**

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône d'ETABS (**fig. iV.1**)



*figIV.1 Icône d'ETABS*

La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK



**Fig IV.2** fenêtre de dialogue

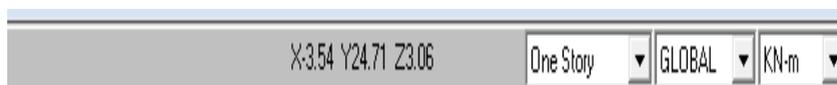
### V.3.5.Etapes de modélisation

#### IV.3.5.1.Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

##### a) Choix des unités

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS. En bas à droite de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :

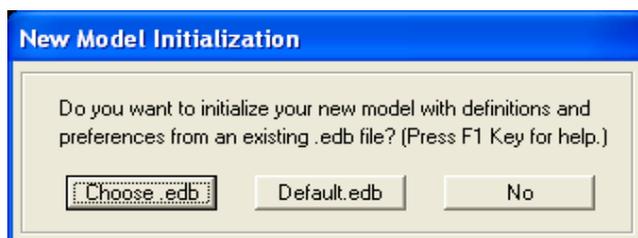


*figIV.3. Choix des unités*

##### b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**,

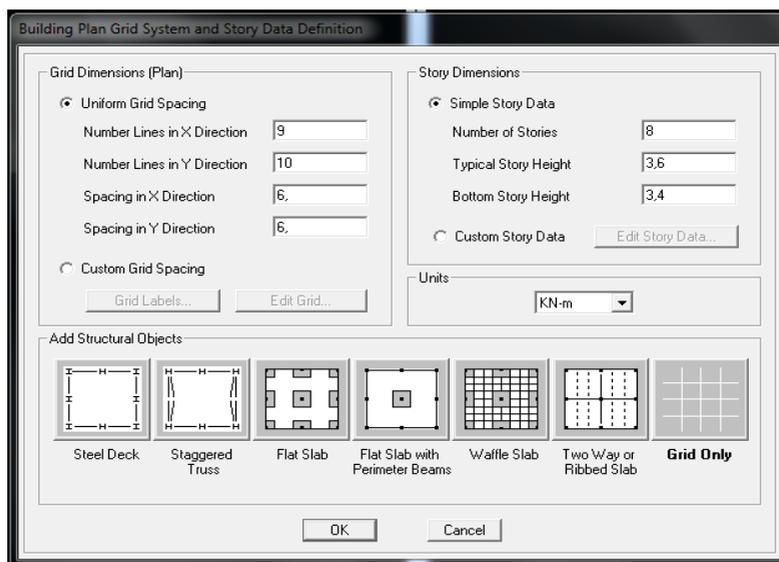
Une page de dialogue s'affiche puis on clique sur **default.edb**



*Fig IV.4* choix de géométrie de base

Cette option permet d'introduire les lignes de grille qui représente :

- Le nombre de portiques suivant x-x.
- Le nombre de portique suivant y-y.
- Le nombre des étages.

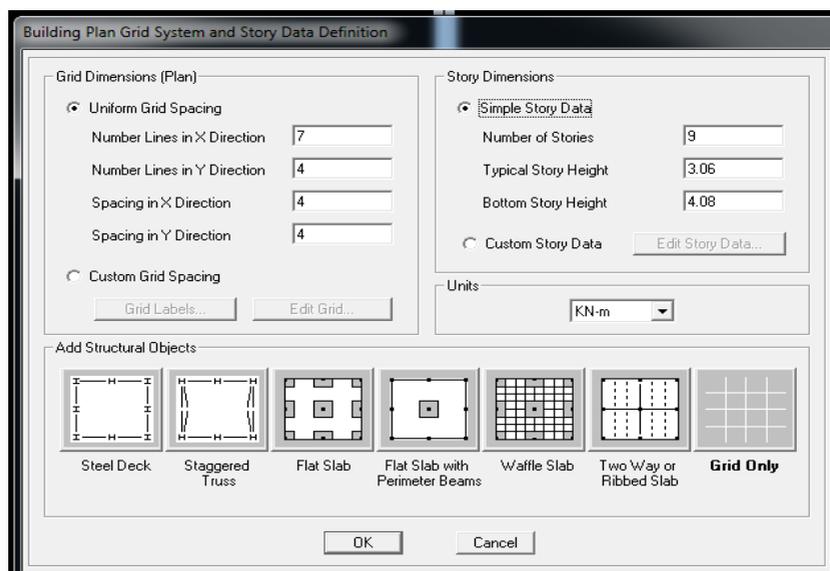


*fig IV.5 introduction des lignes de grille*

1) On introduise le nombre de portiques suivant x-x, suivant y-y .

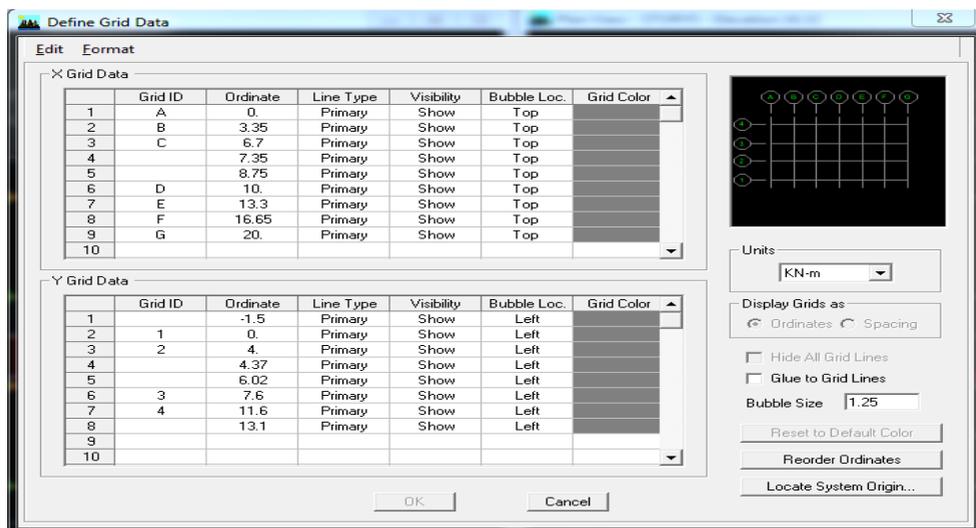
On clique sur **Custom Grid Spacing**

La fenêtre suivante s'affiche :



*Fig IV.5 Introduction le nombre de portiques*

puis sur **Edit Grid** .



*figIV.6 Introduction des distances selon x-x et y-y*

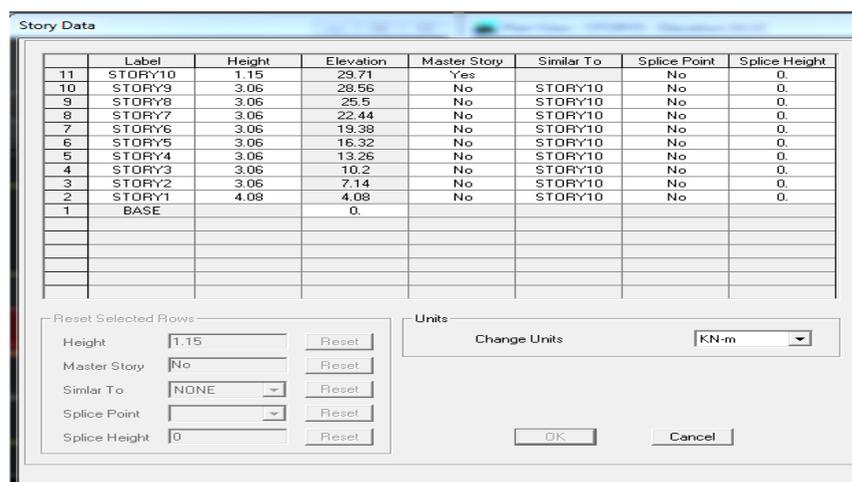
-Pour introduire les distances par rapport à l'origine on coche sur **ordinate**.

-Pour introduire les distances de chaque portée seule on coche sur **Spacing**.

Puis **ok**

2) On introduit le nombre des niveaux. on clique sur **simple story data** et on remplit la case **Number of Story** puis on coche **Custom Story Data** après **Edit Story Data**.

La fenêtre suivante s'affiche:



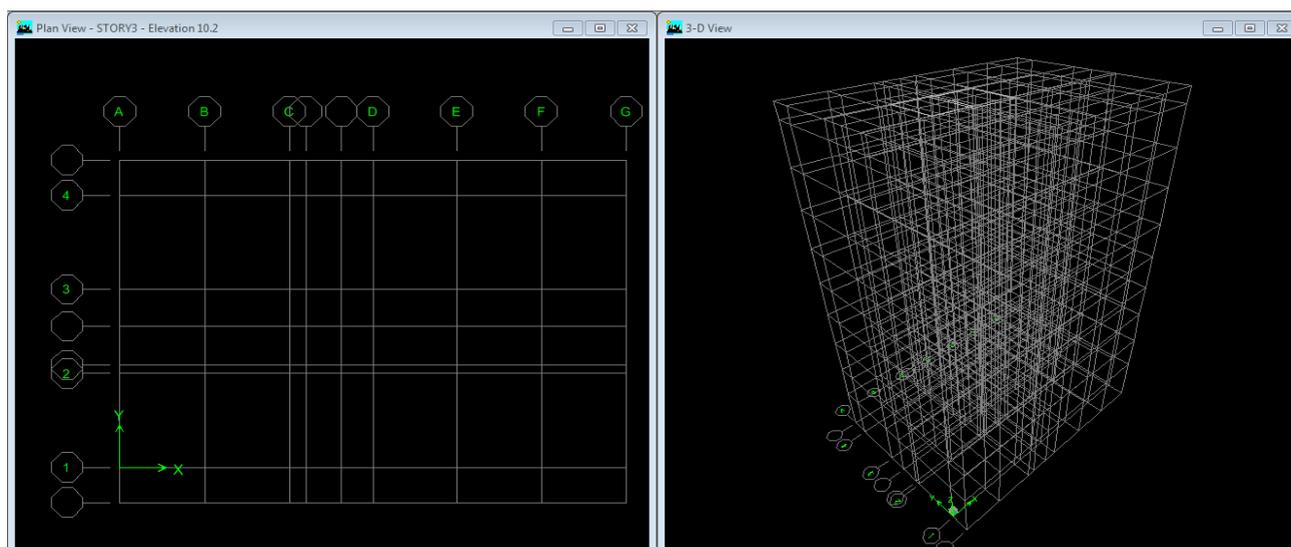
*figIV.7 Introduction des hauteurs selon les différents étages*

Et on complétant la colonne **Height** selon les différents étages qu'on a.

Puis **ok**.

A la fin on clique sur ok pour confirmer les données.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **Xr-Y**, **X-Z**, **Y-Z**.



*Fig IV.8 les lignes de grille de la structure*

### c) **Modification de la géométrie de base**

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-pour modifier les distances on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Grid Data**

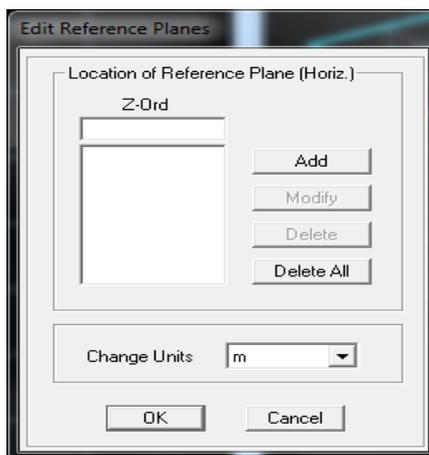
puis introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**.

- Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story**

**Data.**

- pour ajouter des hauteurs on clique sur le bouton droit de la souris puis sur **Edit Reference planes.**

La fenêtre suivante s'affiche :



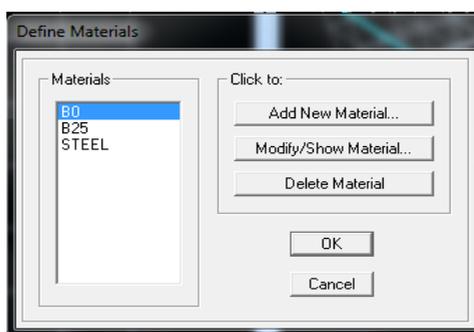
*fig IV.9 introduction des hauteurs qu'on veut ajouter*

On remplit la case **Z-Ord** puis **Add** puis **ok**.

#### **IV.3.5.2. Deuxième étape**

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** ou bien  nous sélectionnons le matériau **CONC**.



*Fig IV.10. Définition du matériau CONC (béton).*

On clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for material B25. The 'Material Name' is 'B25' and the 'Color' is blue. The 'Type of Material' is 'Isotropic'. The 'Type of Design' is 'Concrete'. The 'Analysis Property Data' includes: Mass per unit Volume (2.5), Weight per unit Volume (25), Modulus of Elasticity (32164200), Poisson's Ratio (0.2), Coeff of Thermal Expansion (9.900E-06), and Shear Modulus (13401750). The 'Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)' includes: Specified Conc Comp Strength,  $f_c$  (25000), Bending Reinf. Yield Stress,  $f_y$  (500000), Shear Reinf. Yield Stress,  $f_{ys}$  (500000), and an unchecked 'Lightweight Concrete' checkbox. The 'Shear Strength Reduc. Factor' is empty. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

*Fig IV.11 définition des propriétés du matériau B25 (béton).*

Et on définit un autre matériau pour le utiliser prochainement.

On clique sur **Add New Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for material B0. The 'Material Name' is 'B0' and the 'Color' is green. The 'Type of Material' is 'Isotropic'. The 'Type of Design' is 'Concrete'. The 'Analysis Property Data' includes: Mass per unit Volume (0), Weight per unit Volume (0), Modulus of Elasticity (32164200), Poisson's Ratio (0.2), Coeff of Thermal Expansion (9.900E-06), and Shear Modulus (13401750). The 'Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)' includes: Specified Conc Comp Strength,  $f_c$  (25000), Bending Reinf. Yield Stress,  $f_y$  (500000), Shear Reinf. Yield Stress,  $f_{ys}$  (500000), and an unchecked 'Lightweight Concrete' checkbox. The 'Shear Strength Reduc. Factor' is empty. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

*fig IV.12 définition des propriété du matériau B0.*

Puis on clique sur **ok**.

**Remarque :**

On à défini deux type de matériaux pour un but

Que l'étape n'introduise pas le poids propre de la dalle pleine, on définit le matériau de cette dernière différemment aux autres éléments. Parce que dans la partie charges et surcharges on a introduit ce poids dans le calcul de poids propre de la dalle pleine.

### IV.3.5.3. Troisième étape

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux, dalle pleine, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (**PP**), les poutres secondaires (**ps**) et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** ou bien . On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire ou bien une section en T.

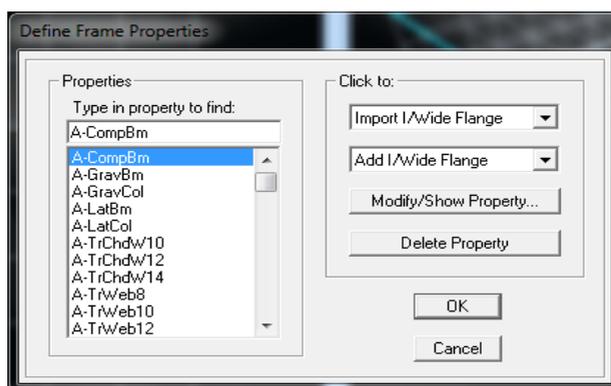


fig IV.13 définition des section

Et on choisit **Material** CONC

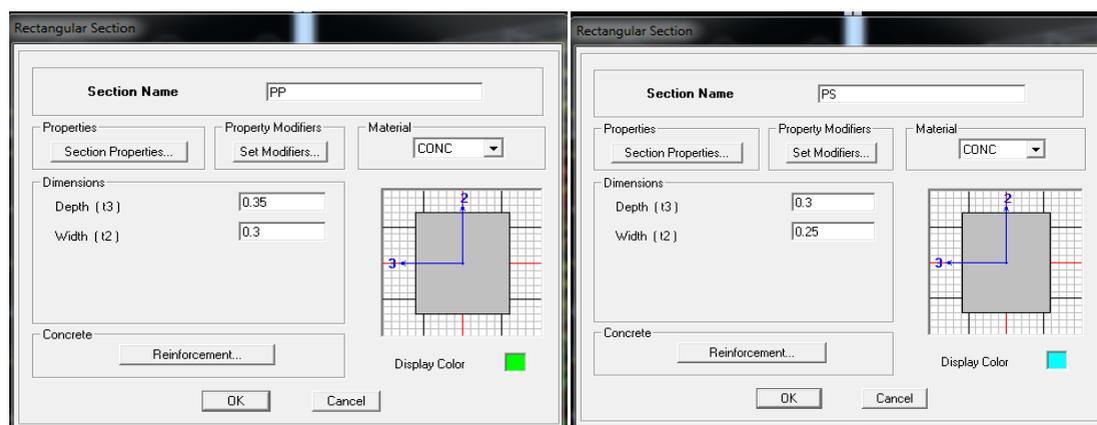
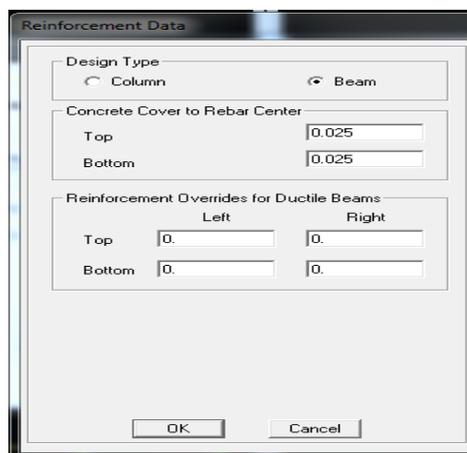


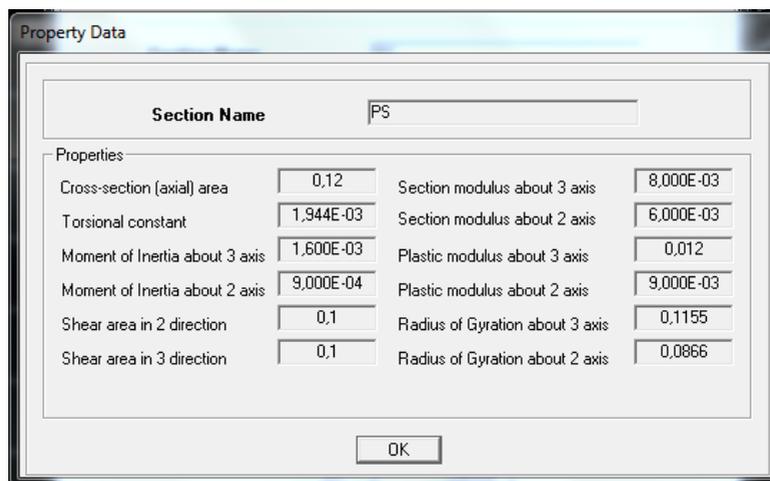
fig IV.14 définition des section rectangulaire

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier l’enrobage et d’autres propriétés.



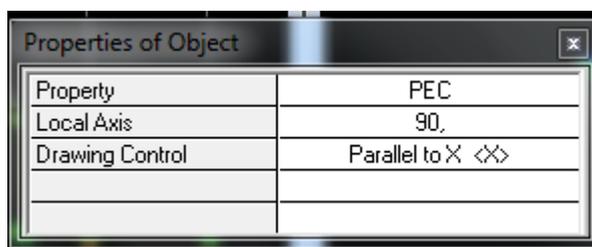
*fig IV.15 choix de la nature de la section et l’enrobage*

Si on clique sur le bouton **Section properties** on peut voir l’aire, les moments d’inerties, l’aire de cisaillement et autres propriétés calculés par ETABS.



*fig IV.16 propriété de la section à considérer*

Pour définir les bardages, on clique sur **Draw Area Objects** **Draw Area ( Plan,Elev,3D )**

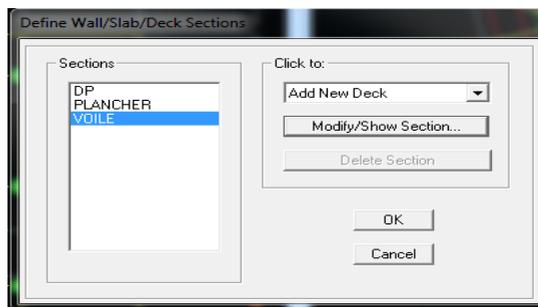


*fig IV.17modélisation du bardage*

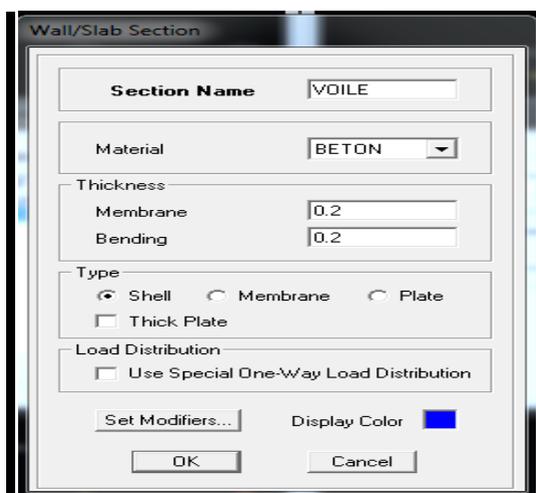
❖ Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux et poutrelle), nous allons passer aux éléments **plaques** (voile et dalle pleine).

On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** ou bien  pour créer les voiles,

on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



*Fig IV.18 création de nouveau voile*



*fig IV.19 propriétés du voile*

Définir **Material** : BETON

On coche **Shell** et **Thick Plate** si l'épaisseur de voile dépasse 20 cm.

On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** ou bien  pour crée les dalles,

on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

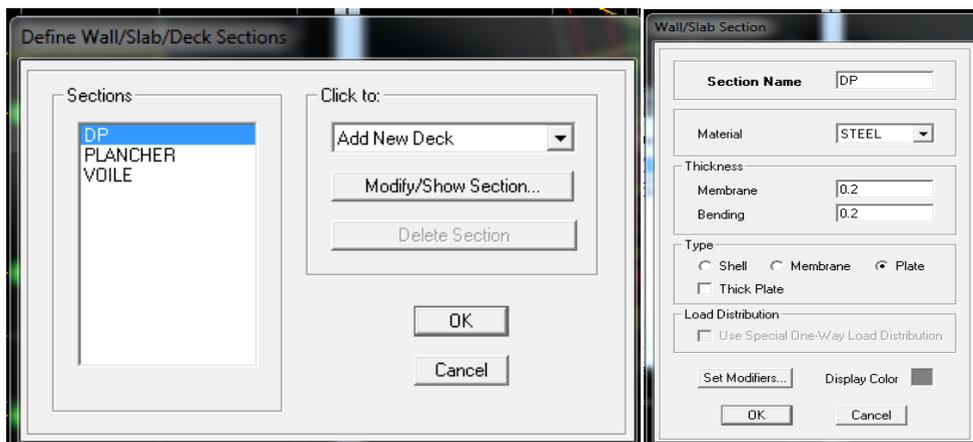


fig IV.20 création de nouvelle dalle

fig IV.21 propriétés de la dalle.

Definer **Material**: OTHER

On coche **Plate**.

Après qu'on a affecté les caractéristiques de chaque élément on passe à la disposition de ces éléments.

#### a) Poutres principales et secondaires

On clique sur  puis on choisit PP ou PS et on sélectionne les Grid Ligne que porte nos élément.

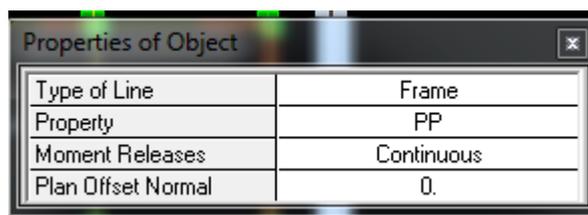


fig IV.22 création des poutres

#### b) Les poteaux

On clique sur  puis choisit Pot 40x45 ou 35x40 et pot30x35 et on sélectionne les nœuds qui porte les poteaux.

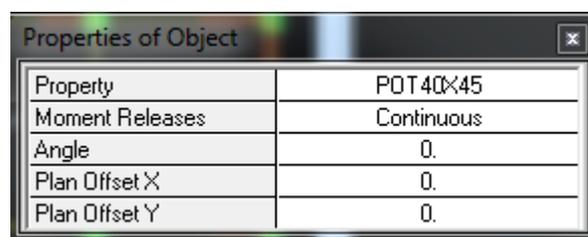
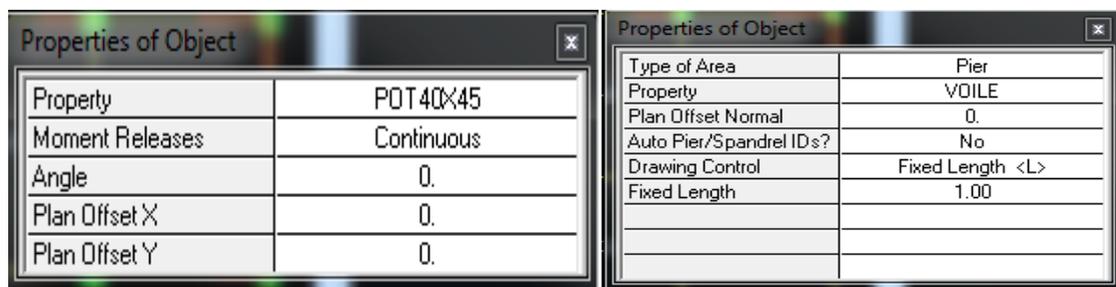


fig IV.23 création des poteaux

### c) Les voiles

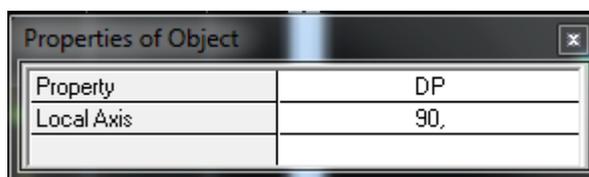
On clique sur  puis choisit exemple VOILE et on sélectionne les Grid Ligne qui porte le voile.



*fig IV.24 création des voiles*

### d) La dalle pleine

On clique sur  puis on choisit DP et on sélectionne les Grid Ligne qui porte la dalle pleine.



*fig IV.25 création des dalles pleines*

## IV.3.5.4 Quatrième étape

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

### 1) Charges statiques (G et Q):

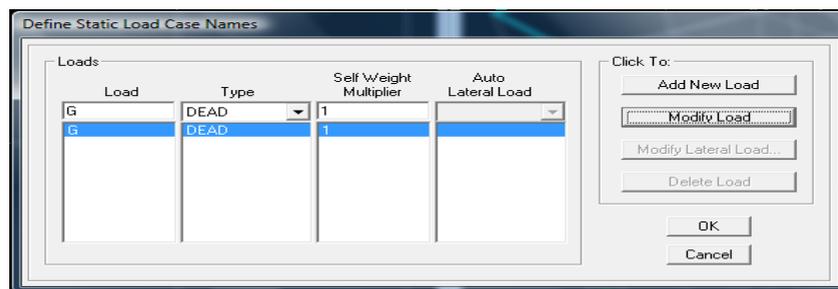
La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : Define puis sur staticLoad Cases , ou bien .

#### ➤ Charges permanentes

Load Name (Nom de la charge): G

Type : DEAD (permanente)

Self weightmultiplier (Coefficient interne poids propre) : 1



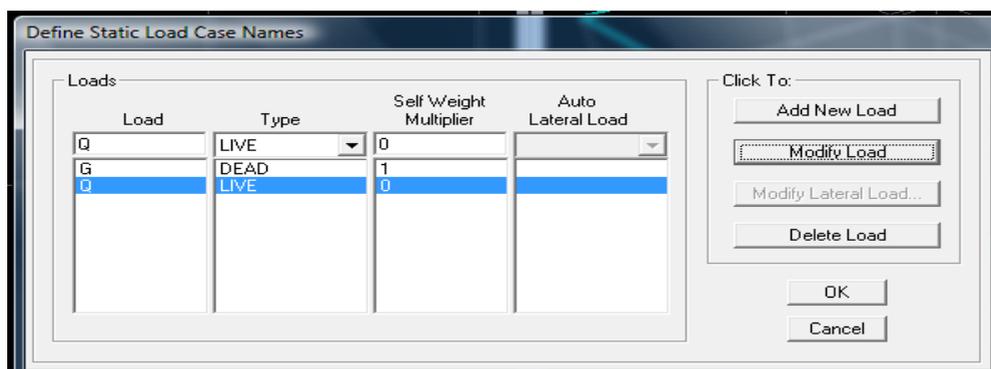
*fig IV.26 nom des charges permanentes*

➤ **Surcharges d'exploitation**

**Load Name** (Nom de la charge): **Q**

**Type** : **LIVE** (exploitation)

**Self weightmultiplier** (Coefficient interne poids propre) : **0**



*Fig IV.27 nom des charges d'exploitations*

**2) Charge dynamique (E)**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

**Données à introduire dans le logiciel :**

-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone  SRPA99V2003.exe .

- **Coeff d'accélération de zone A =0.3**

selon la zone de sismicité (de notre cas IIa)

et le groupe d'usages (de notre cas groupe 2)

- **Coeff comportement : 3.5**
- **Coeff d’amortissement  $\xi$  : 8,5%**
- **Site : S3.**
- **Facteur de qualité (Q): Q=1.1**

$$\sum P_q \quad Q=1+$$

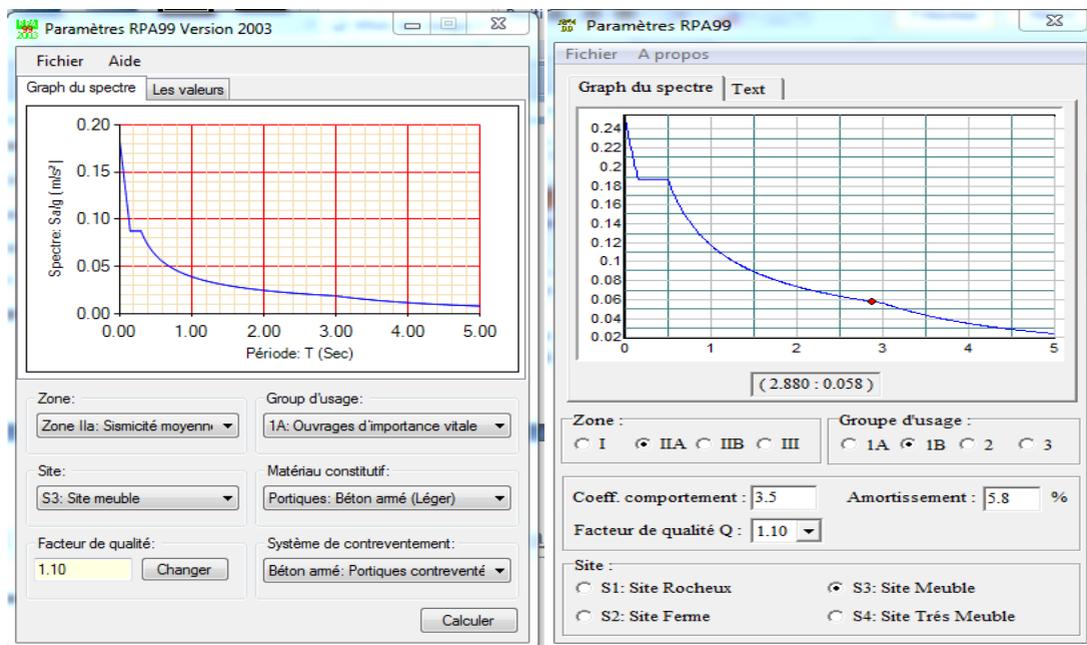


fig IV.28 Paramètre RPA

Après on clique sur **Sauvegarde Fichier Format ETABS.**

➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

**Define Response Spectrum Functions** ou bien  **Spectrum from file**

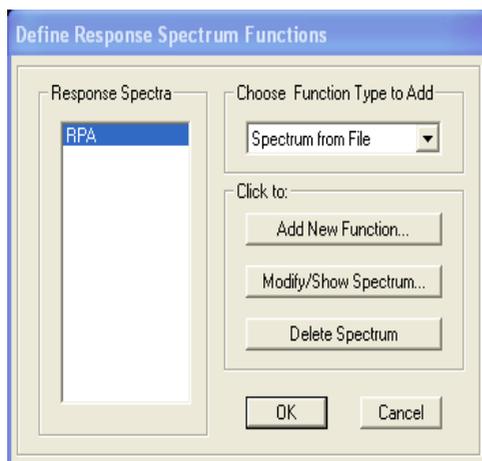


fig IV.29 définition de spectre

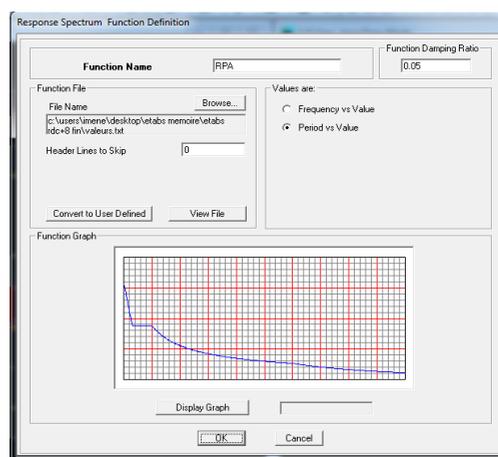


fig IV.30 la réponse de spectre

**Function Name** (nom du spectre): **RPA**.

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement EX et EY (séisme), pour cela on clique sur :

Define → Reponses spectrum cases ou bien  → Add New Spectrum

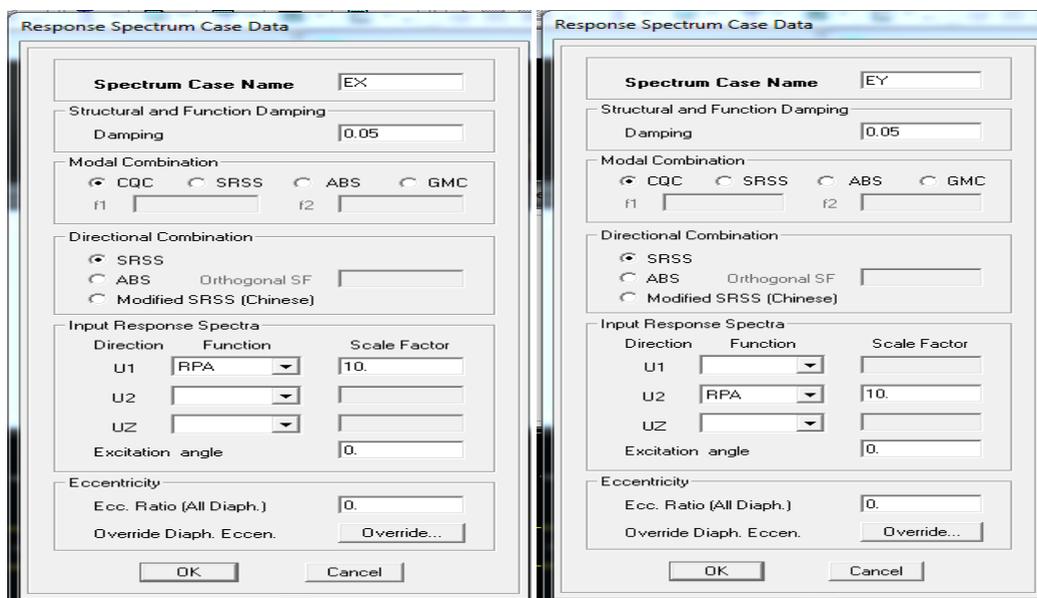


fig IV.31 ajout de spectre selon x

fig IV.32 ajout de spectre selon y

**On introduit:**

$\xi$  (%) le pourcentage d'amortissement critique qui est égale 0,085 dans la case **Damping**

Et l'excentricité qui égale à  $0,05 \times L$  dans la case **Ecc. Ratio (All Diaph)**.

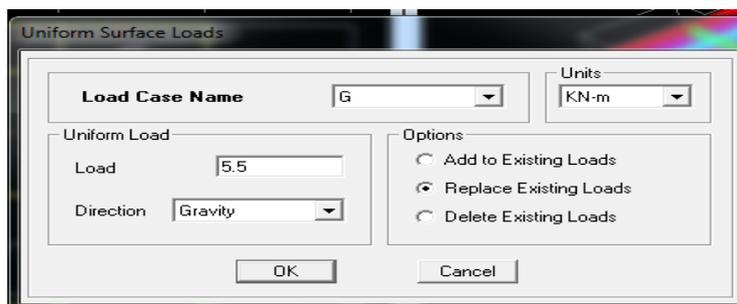
Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales (U1 et U2).

#### IV.3.5.5. 5<sup>ème</sup> étape : chargement des poutres

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign **Frame/line Distributed loads** ou bien





*fig IV.33 la méthode de chargement*

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

#### IV.3.5. 6<sup>ème</sup> étape : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons aux états limites :**

**ELU** :  $1.35G+1.5Q$

**ELS** :  $G+Q$

Et la combinaison **G + 0,2Q**

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

**GQEx** :  $G+Q\pm Ex$

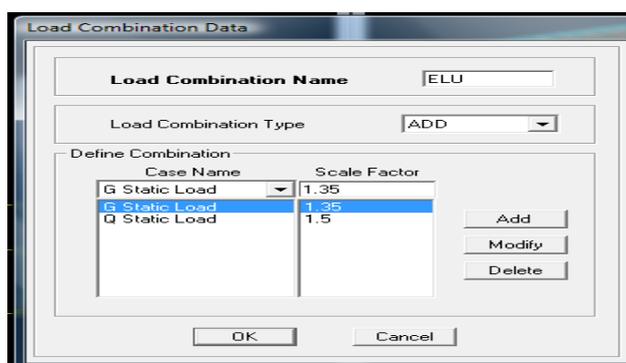
**GQEy** :  $G+Q\pm Ey$

**08GEx** :  $0.8G\pm Ex$

**08GEy** :  $0.8G\pm Ey$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define**      **load Combination Data**      ou bien       **Add New Combo**



*fig IV.34 création des combinaisons*

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

#### IV.3.5.7. 7<sup>ème</sup> étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

##### ➤ APPUIS :

Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds d'appuis de base puis on clique sur :

Assign → Joint/point ou bien  → Restreints



*fig IV.35 encastrement des appuis*

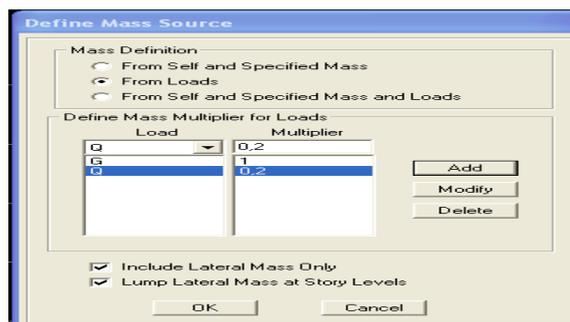
##### ➤ Mass- Source :

Define → Mass source

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass –Source**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

On donne la valeur de  $\beta$  suivant la nature de la structure.



*fig IV.36 le pourcentage de participation des charges*

➤ **Diaphragme :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne tout le premier plancher puis on clique sur : spécifier

**Assign**      **Joint/point**      **Diaphragm** , ou bien  **Add New Diaphragm.**



*fig IV.37 spécification de diaphragme de chaque plancher*

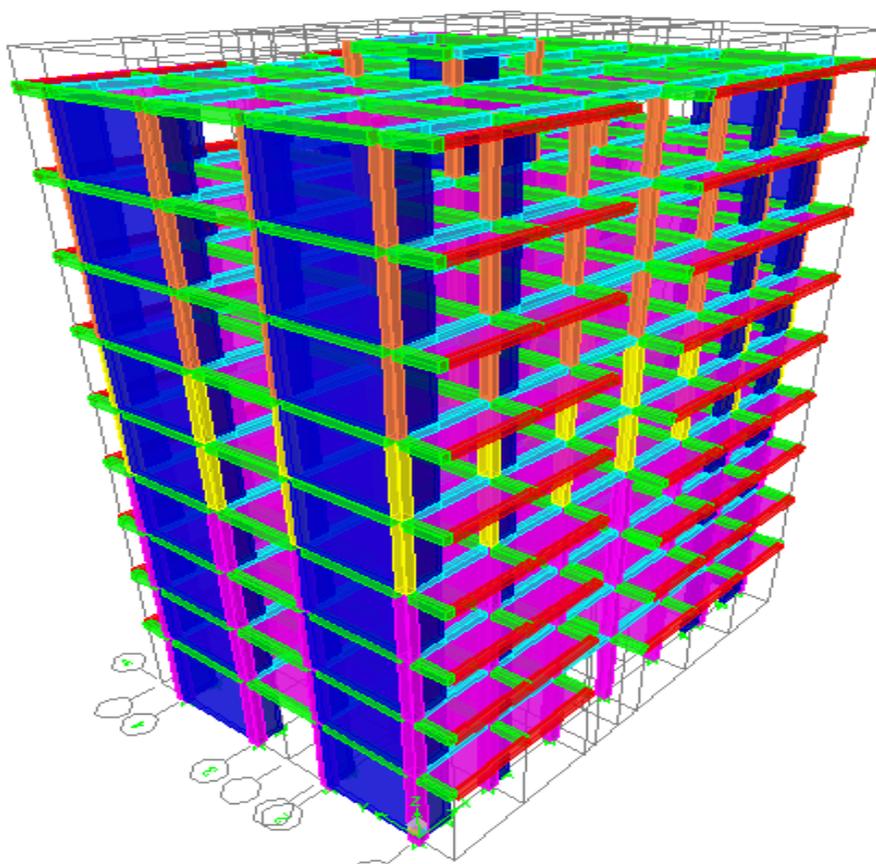
Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

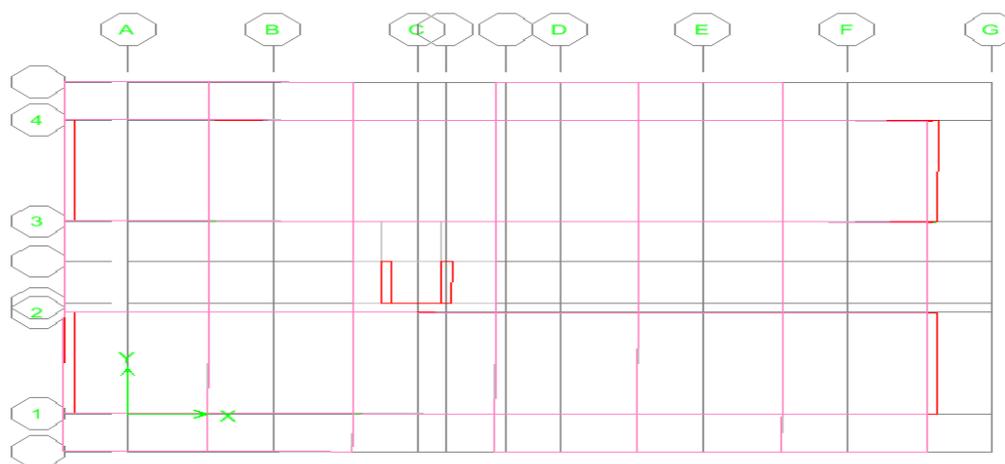
**IV.3.5.8. 8<sup>ème</sup> étape : Analyse et visualisation des résultats Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne

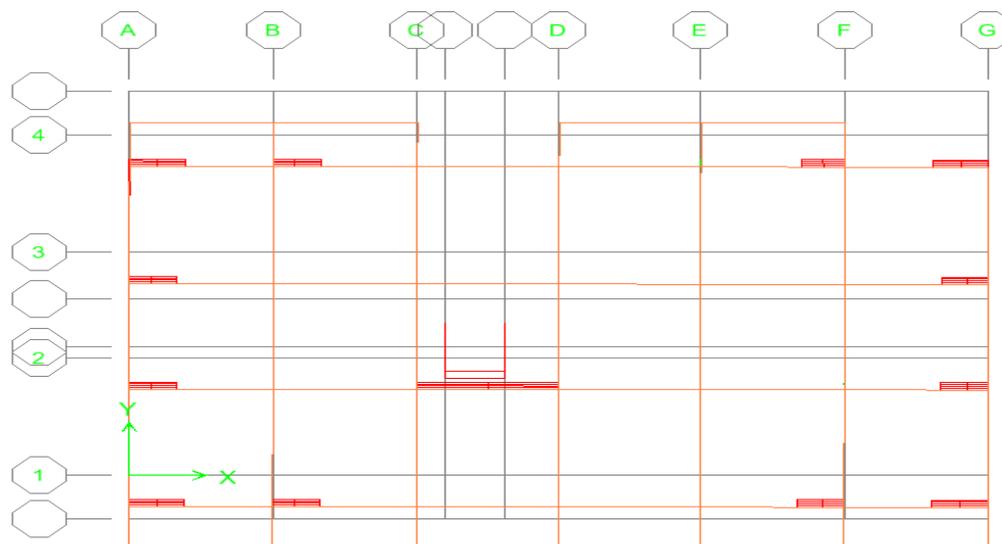
**RunAnalysis.**



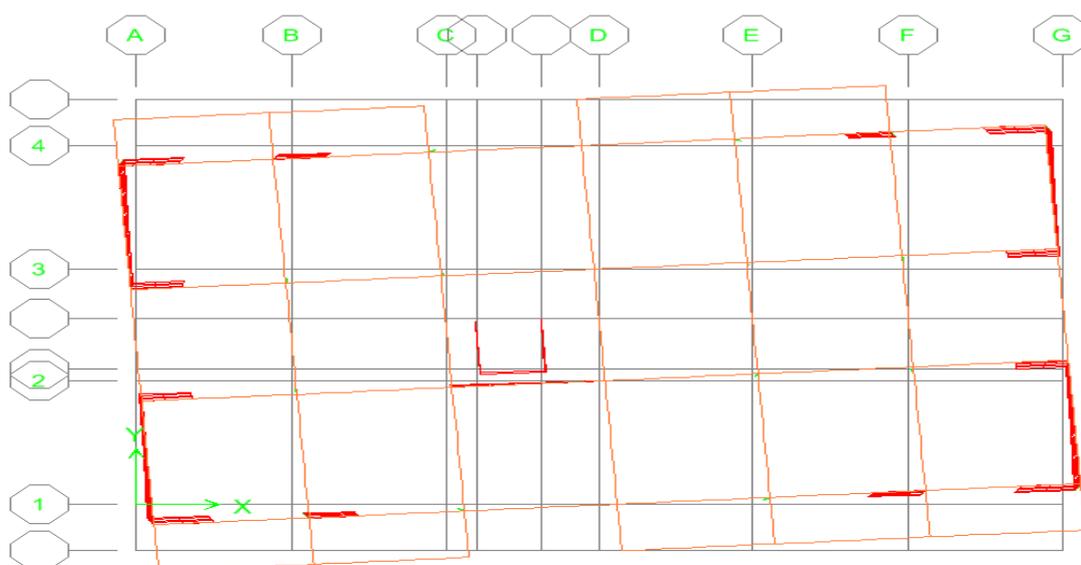
*fig IV.39 schéma final de notre structure en 3D*



*Fig. IV.40. Mode de déformation (translation suivant x)*



*Fig. IV.41. Mode de déformation (translation suivant y)*



*Fig. IV.42. Mode de déformation (torsion)*

### IV.3.6 Vérification des exigences du RPA

#### 1. Vérification de la période empirique T

##### 1.1- Calcul de la période empirique

$$T = CT \times (hN)^{3/4}$$

**hN**: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

**CT**: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

**D** : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T=1.3 \times 0.05 \times (29.71)^{3/4} = 0,636 \text{ s.}$$

### 1.2- Calcul de la période empirique majorée

$$T_{\text{maj}} = T + 30\%T = 0,826 \text{ s}$$

### Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ciaprès

$$T_{\text{Etabs}} = 0,79\text{s}$$

#### • Comparaison des résultats

On a :

- La période calculée  $T = 0,636 \text{ s}$
- La période majorée  $T_{\text{maj}} = 0,826\text{s}$
- La période ETABS  $T_{\text{etabs}} = 0,79\text{s}$

On remarque que :  $T < T_{\text{etabs}} < T_{\text{maj}}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée).

→La période est vérifiée

### IV.4.1 Pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

**Tableau IV-1 Période et participation massique :**

<i>Mode</i>	<i>Période</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>UZ</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
<b>1</b>	0.79018	72.693	0.0011	0	72.693	0.0011
<b>2</b>	0.534661	0.0011	69.3376	0	72.6941	69.3387
<b>3</b>	0.386297	0.0227	0.014	0	72.7167	69.3526
<b>4</b>	0.208517	15.6019	0.0002	0	88.3186	69.3528
<b>5</b>	0.118043	0.0007	20.2297	0	88.3193	89.5825
<b>6</b>	0.091581	5.8853	0.0004	0	94.2046	89.5829
<b>7</b>	0.085807	0.0079	0.0004	0	94.2126	89.5833
<b>8</b>	0.051732	2.6932	0.194	0	96.9057	89.7773
<b>9</b>	0.051609	0.0834	6.1119	0	96.9891	95.8891
<b>10</b>	0.037609	0.001	0	0	96.9901	95.8892
<b>11</b>	0.033644	1.3879	0.0003	0	98.378	95.8895
<b>12</b>	0.031605	0.0004	2.4014	0	98.3785	98.2909

La somme des masses modales dans le 9<sup>ème</sup> mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masses, la translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 95.88% et translation suivant X avec une mobilisation de masse de 96.98%.

#### **IV.4.2 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003/Art4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$S_i V_t < 0.80 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport  $0.8 V/V_t$ .

### a) Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente:

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad \text{RPA 99 (4-1)}$$

### b) Déduction des coefficients A, D, Q, et R:

A: coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

$$\left. \begin{array}{l} \text{-Groupe d'usage : } b \\ \text{-Zone sismique : } Ia \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0.3 \text{ (Tab 4.3)}$$

**R**: coefficient de comportement global de la structure fonction de système de contreventement. Donné par le (Tab 4.3), **R = 5** (Mixte portiques/voiles avec interaction).

### c) Calcul du facteur de qualité Q:

Le facteur de qualité de la structure est fonction de:

- La régularité en plan et en élévation.
- La redondance en plan et les conditions minimales sur les fils de contreventement.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum P_i$$

**P<sub>i</sub>**: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** "satisfait ou non" donné par le **tableau 4.4/RPA99mod 2003**.

#### Régularité en plan et en élévation : RPA99 mod 2003 art 3.5.1

#### Régularité en plan :

il faut vérifier que :

$$0.25 \leq L_x/L_y \leq 4 \quad \text{et} \quad (l_1+l_2)/L \leq 0.25$$

20.40/11.95

Donc la condition est vérifier.

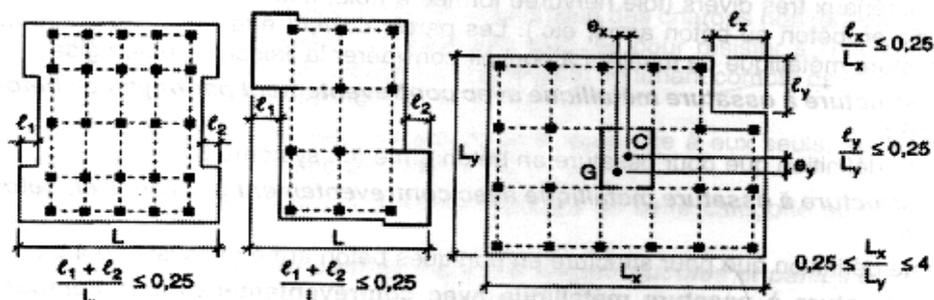


fig IV.43 limites des décrochements en plan

**Régularité en élévation :**

- il faut vérifier que :  $B_i/B_{i-1} \geq 0,8$

Donc la condition n’est pas vérifier.

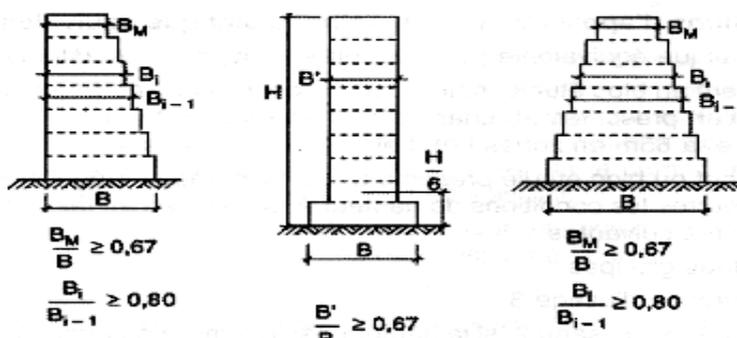


fig IV.41 limites des décrochements en élévation

Tableau V-2 Valeurs de pénalités « Pq » dans les deux sens

Pénalité Pq :		
Critère :	Obser	Non observé :
Régularité en plan	0	/
Régularité en elevation	0	/
Conditions minimales sur les fils De contreventement	0	/
Redondance en plan		0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0	
suivi de chantier:	/	

Donc:  $Q = 1.05$

**Calcul du poids total de la structure  $W_t$  :**

Du logiciel ETABS:

On déduit le poids de la structure qui égale à **26712.87KN**

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen, donné par la formule (4.2) de RPA99, en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ):

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_2$ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site qui est donnée par le tableau (Tab 4.7) du RPA99: Site meuble  $S_3 \implies T_2 = 0.5s$ .

$\eta$ : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$ :est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.(Tab 4-2).

le système est constitué de portiques plus que de voiles  $\xi = 8.5 \rightarrow$

D'où  $\eta = 0.82 \geq 0.70 \rightarrow$  condition vérifiée.

•La valeur de la période fondamentale ( $T$ ) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

• $C_T$ :coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. **Cas n° 4** : Contreventement assuré partiellement ou Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en

maçonnerie.  $CT=0.05$ .

$$T=1.3 \times 0.05 \times (29.71)^{3/4} = 0,82 \text{ s.}$$

$$D=2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.82 \left( \frac{0.5}{0.82} \right)^{2/3} = 1.47$$

Les valeurs de A, D, Q,R, T et  $W_t$  sont résumés dans le tableau suivant:

**Tableau V-3 Récapitulatif des valeurs de A, D,R,T et  $W_t$  :**

<i>Paramètre :</i>	<i>Valeur:</i>	<i>Article du RPA:</i>
<i>Coefficient de zone A</i>	<b>0,3</b>	<i>Tablea4.1</i>
<i>Facteur de qualité Q</i>	<b>1,05</b>	<i>Tablea4.4</i>
<i>Période caractéristique T</i>	<b>0,5 sec</b>	<i>Tablea4.7</i>
<i>Poids total de la structure <math>W_t</math></i>	<b>26712.87KN</b>	/
<i>Coefficient de comportement R</i>	<b>5</b>	<i>Tableau 4.3</i>
<i>Facteur d'amplification D</i>	<b>1,47</b>	<i>formule 4.2</i>

$$V_{RPA} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_T = \frac{0,3 \times 1,47 \times 1,1}{5} \times 26712.87 = 2591.68KN$$

$$V_{etabs \ x-x} = 2103.03 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 2073.34KN.$$

$$V_{etabs \ y-y} = 2653.20 \text{ KN} > 0,8V_{RPA} = 2073.34 \text{ KN}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

#### **IV.4.3: Déplacements relatifs:**

'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4.4.3):

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement.

*Le déplacement relatif* au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

**Tableau IV-4** Déplacements relatifs sous l'action « Ex » et « Ey »

Story	Diaphragm	$\delta_{kx}[m]$	$\delta_{ky}[m]$	$\Delta Kx$	$\Delta Ky$	1%He	conclusion
STORY9	D9	0.0228	0.014	0.0024	0.0019	0.0306	cv
STORY8	D8	0.0204	0.0121	0.0026	0.0019	0.0306	cv
STORY7	D7	0.0178	0.0102	0.0029	0.0019	0.0306	cv
STORY6	D6	0.0149	0.0083	0.0029	0.0019	0.0306	cv
STORY5	D5	0.012	0.0064	0.0031	0.0018	0.0306	cv
STORY4	D4	0.0089	0.0046	0.0029	0.0016	0.0306	cv
STORY3	D3	0.006	0.003	0.0026	0.0013	0.0306	cv
STORY2	D2	0.0034	0.0017	0.0021	0.001	0.0306	cv
STORY1	D1	0.0013	0.0007	0.0013	0.0007	0.0408	cv

**Remarque :**

On n'a pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors de calcul des déplacements, car elle est déjà introduite dans le logiciel lorsqu'on a fait la modélisation (on a spécifié le type de contreventement).

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux directions sont inférieures aux déplacements admissibles, donc les exigences de RPA 99 version 2003 sont vérifiées.

**IV.4.4: Déplacement maximal:**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

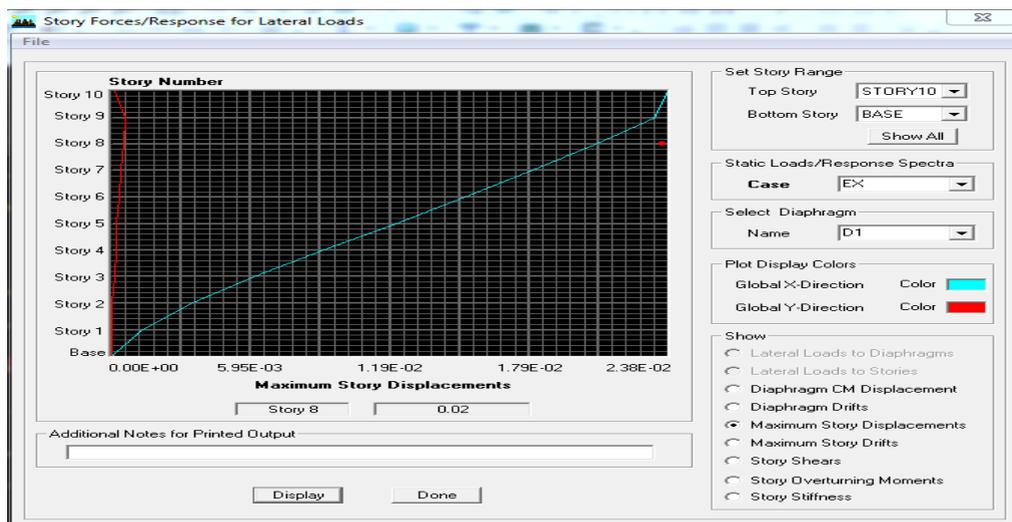
$$\delta_{\max} \leq f$$

f: La flèche admissible.

$H_t$ : la hauteur totale du bâtiment.

**a) Sous l’action de  $E_x$  :**

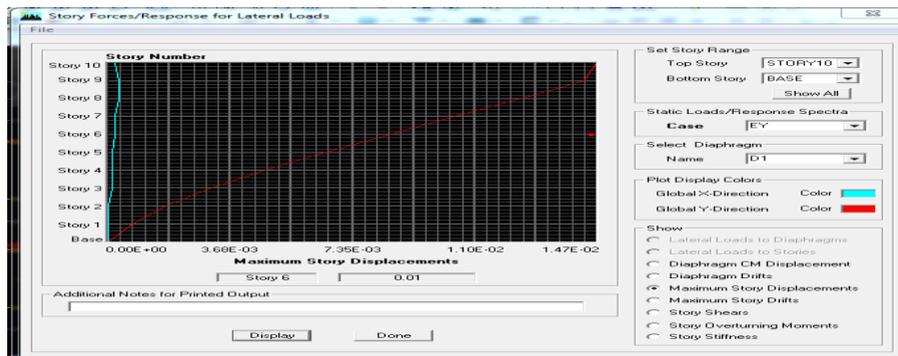
$\delta_{\max} = 0.02$  m et  $f = H_t/500 = 29.71/500 = 0.059$  m.....Condition vérifiée.



*fig IV.42 déplacement maximal selon x-x*

**b Sous l’action de  $E_y$  :**

$\delta_{\max} = 0.01$  m et  $f = H_t/500 = 29.71/500 = 0.059$  m.....Condition vérifiée.



*fig IV.43 déplacement maximal selon y-y*

**IV.4.5. Vérification de l'excentricité :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle -additionnelle- égale  $\pm 0.05 L$ , (« L » étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. Soit : CM: centre de masse.

CR : centre de rigidité.

On doit vérifier que  $E_x \leq 5\% L_x$

Et  $E_y \leq 5\% L_y$

**Tableau V-5 Vérification de l'excentricité**

Avec :  $L_x = 20.40m$

Niv	Diaphr	XCM	XCR	$E_x$	%L	Vérification
8	D2	9.913	9.824	0.089	1,02	✓
7	D3	9.913	9.811	0.102	1,02	✓
6	D4	9.912	9.794	0.118	1,02	✓
5	D5	9.911	9.78	0.131	1,02	✓
4	D6	9.909	9.768	0.141	1,02	✓
3	D7	9.908	9.758	0.15	1,02	✓
2	D8	9.908	9.751	0.157	1,03	✓
1	D9	9.849	9.745	0.104	1,04	✓
RDC	D10	8.35	8.597	-0.247	1,05	✓

fig IV.44 Excentricité suivant x-x

Avec :  $L_x = 14.60m$

Niv	Diaphr	YCM	YCR	$E_y$	5%L	Vérification
8	D2	5.578	5.405	0.173	0.73	✓
7	D3	5.578	5.502	0.076	0.73	✓
6	D4	5.575	5.618	-0.043	0.73	✓

5	D5	5.572	5.726	-0.154	0.73	✓
4	D6	5.569	5.821	-0.252	0.73	✓
3	D7	5.566	5.902	-0.336	0.73	✓
2	D8	5.566	5.967	-0.401	0.73	✓
1	D9	5.702	6.021	-0.319	0.73	✓
RDC	D10	5.448	4.89	0.558	0.73	✓

fig IV.45 Excentricité suivant y-y

❖ **Justification de la régularité en plan :**

$$e_x = 0.247\text{m} < 15\%L_x = 3,06\text{ m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$e_y = -0,558\text{m} < 15\%L_y = 2,19\text{ m} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### IV.5.6 Vérification de l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » ( $\Delta$ ).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse de structure, la valeur de l'effet P-Delta est souvent gérée de manière à ce qu'elle soit considérée «négligeable» et donc ignorée dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta:

- **L'effet P-U** : Correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.
- **L'effet P- $\delta$**  : Considéré au niveau des éléments de la structure.

Le règlement RPA99/V. 2003 préconise que les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux de la structure:

$$\theta_k = PK\Delta_K / V_K h_K < 0.1 \text{ tel que :}$$

Si  $\theta_k < 0.10$  : les effets de 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.

Si  $0.10 < \theta_k < 0.20$  il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à  $1/(1-\theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0.20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**$P_K$** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau K.

**$V_K$** : effort tranchant d'étage au niveau «K».

**$\Delta_K$** : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau «K-1».

**$h_K$** : hauteur de l'étage «K».

L'évaluation de cet effet du 2<sup>ème</sup> ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après

**Tableau V-6) Vérification de l'effet P-Delta**

Niveau	P(KN)	Sens x-x				Sens y-y			
		D <sub>K</sub> (m)	V <sub>K</sub>	HK	$\theta_x$	$\Delta_K$ (cm)	V <sub>K</sub>	HK	$\theta_y$
8	3156.08	0.134	486.36	3.06	0.2842	0.022	625.1	3.06	0.0363
7	5985.54	0.089	790.86	3.06	0.2201	0.173	1028.74	3.06	0.3289

6	8889.98	0.102	1044.49	3.06	0.2837	0.076	1339.17	3.06	0.1649
5	11794.42	0.118	1260.99	3.06	0.3607	-0.043	1600.34	3.06	-0.1036
4	14698.85	0.131	1442.39	3.06	0.4363	-0.154	1816.16	3.06	-0.4073
3	17688.97	0.141	1590.85	3.06	0.5124	-0.252	1997.2	3.06	-0.7294
2	20679.09	0.15	1709.99	3.06	0.5928	-0.336	2144.22	3.06	-1.0590
1	23669.2	0.157	1797.92	3.06	0.6754	-0.401	2259.61	3.06	-1.3727
RDC	26787.84	0.104	1856.6	4.08	0.3678	-0.319	2336.37	4.08	-0.8965

#### IV.5.7 Justification du système de contreventement

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:

***Display → show Deformed shape → Load: Ex spectra***

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec:

***Draw → Draw Section Cut***

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:

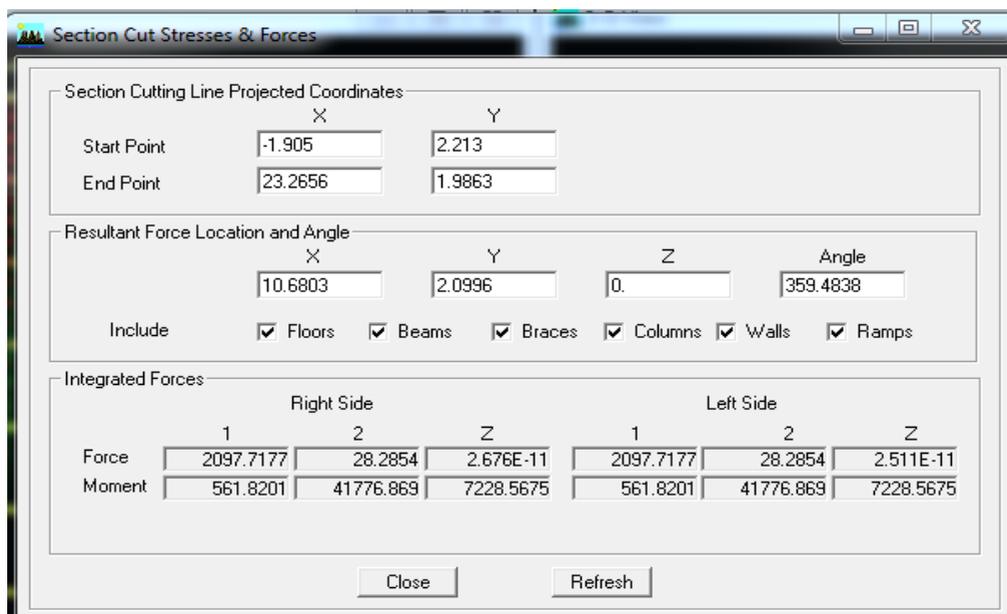


fig IV.44 Effort repris par l’ensemble selon Ex

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c’est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases *columns, floors, beams, braces, ramps* et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l’image suivante :

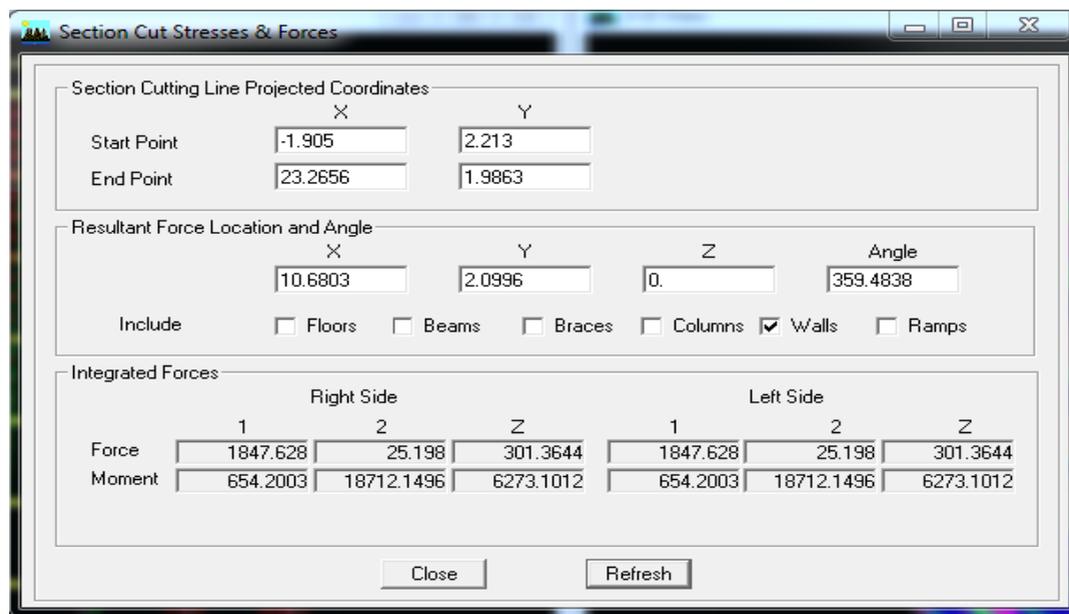
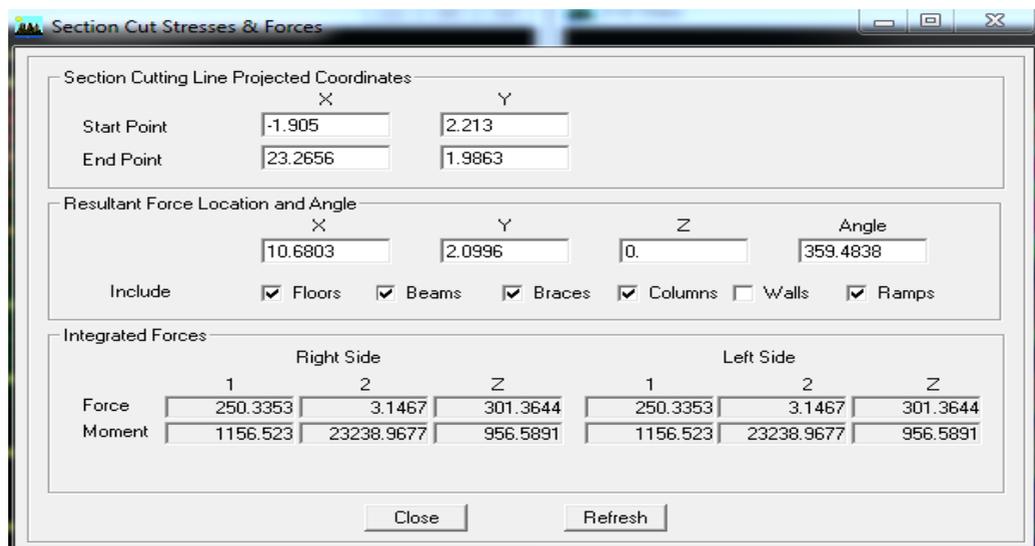


fig IV.45 Effort repris par les voiles selon Ex



*fig IV.46 Effort repris par les portiques selon Ex*

Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2). Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELU" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

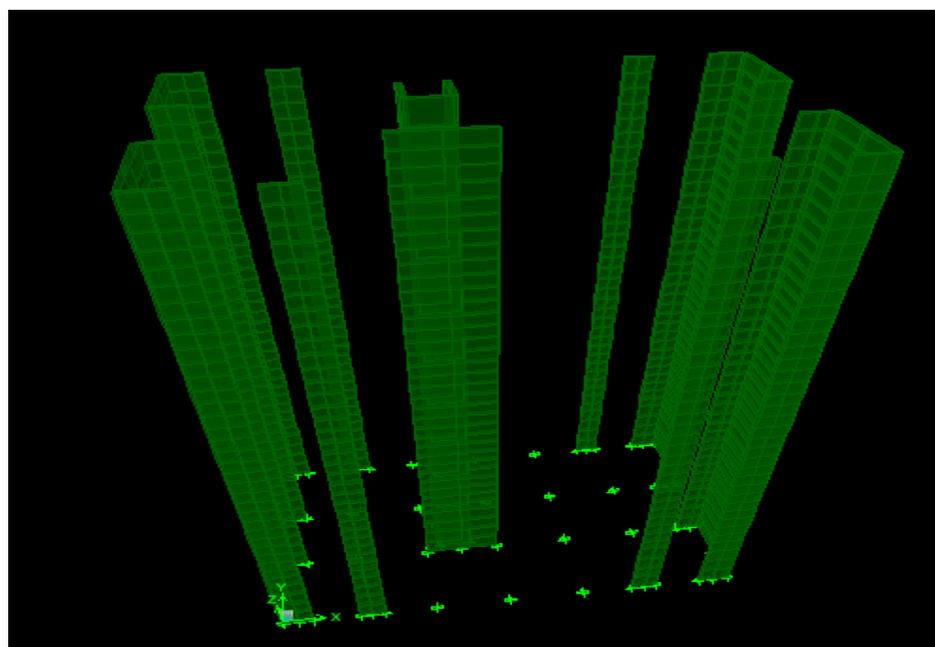
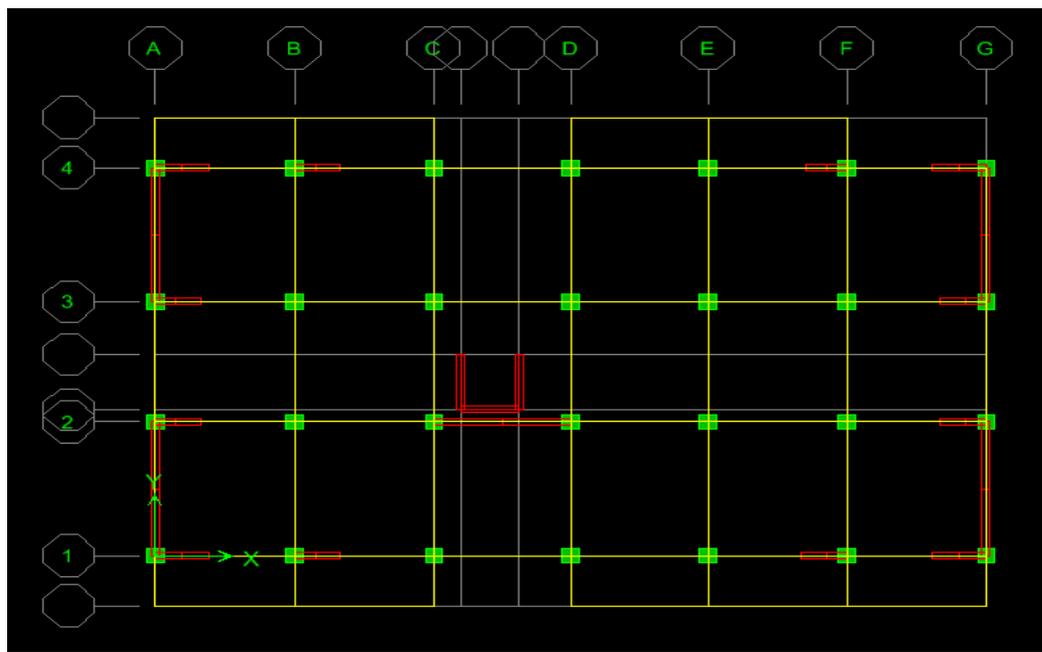
❖ **Récapitulatif des résultats :**

Unités	Forces reprises par les voiles et poteaux		Forces reprises par les voiles		Forces reprises par les poteaux	
	[kN]		[kN]	[%]	[kN]	[%]
<b>Sens Ex</b>	2097.71		1847.62	88.84	250.33	11.93
<b>Sens Ey</b>	2644.45		2466.33	93.26	178.34	6.74
<b>ELU</b>	40382.74		17112.42	42.38	23270.31	57.62

**Tableau V.4. : Justification du système de contreventement**

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles  $\geq 20\%$

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement  $R=3,5$ .



*fig IV.47 Disposition des Voiles*

### 5.8 Vérification de l'effort normal réduit

$$\theta = \frac{Nd}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

avec :

**Nd** : Effort normal dans les poteaux

**Bc** : Section du poteau

• **Poteaux 40x45:**

$$Nd = 1175,27 \text{ KN}$$

$$\theta = \frac{Nd}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

0,29 ≤ 0,3 → **Condition vérifiée**

• **Poteaux 35x40:**

$$Nd = 737.89 \text{ KN}$$

$$\theta = \frac{Nd}{B_c f_{c28}} \leq 0.3$$

0,21 ≤ 0,3 → **Condition vérifiée**

**Conclusion**

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que:

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.

- L'effort tranchant à la base est vérifié.

-Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.

-L'excentricité est vérifiée.

-L'effet P-Delta est vérifié.

-Ce modèle présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailé les différents éléments structuraux.

**Chapitre V**

# **Ferrailage des Eléments**

## V.1 FERRAILLAGE DES POTEAUX

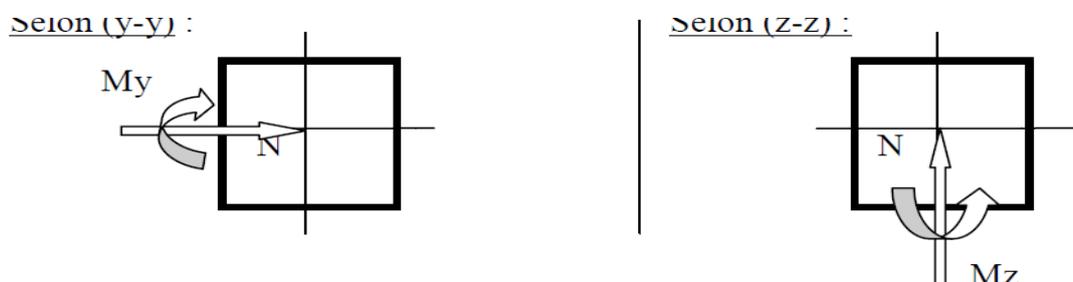
### V.1.1 INTRODUCTION

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant,
- Effort normal minimal et le moment correspondant,
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G+1,5Q$  à l'ELU  
 $G+Q$  à l'ELS
- $G+Q\pm E$  RPA 2003  
 $0,8G\pm E$  RPA 2003



**Figure V.1** Les moments et efforts dans les poteaux en flexion composée dans les deux Sens

### V.1.2 RECOMMANDATION DU RPA 2003

#### 1. Armature longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être :

- En haute adhérences (HA), droites et sans crochets ;
- Le diamètre minimal est de 12 mm ;

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40.\Phi$  (Zone IIa) ;
- La distance entre les barres verticales dans la face du poteau ne doit pas dépasser 25cm ;
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés

Symétriquement.

### a. Pourcentage minimal

Le pourcentage minimal de l'acier est de (0,8%) de la section du poteau

$$\text{Poteaux (40x45)} \quad A_{\min} = 0.008x(40x45) = 14.40\text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35x40)} \quad A_{\min} = 0.008x(35x40) = 11.20\text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (30x35)} \quad A_{\min} = 0.008x(30x35) = 8.40\text{cm}^2$$

### b. Pourcentage maximal

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de (6%.b.h)

$$\text{Poteaux (40x45)} \quad A_{\min} = 0.06x(40x45) = 108\text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35x40)} \quad A_{\min} = 0.06x(35x40) = 84\text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (30x35)} \quad A_{\min} = 0.06x(30x35) = 63\text{cm}^2$$

Le pourcentage maximal en zone courante sera de (4%.b.h)

$$\text{Poteaux (40x45)} \quad A_{\min} = 0.04x(40x45) = 72\text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (35x40)} \quad A_{\min} = 0.04x(35x40) = 56\text{cm}^2$$

$$\text{Poteaux (30x35)} \quad A_{\min} = 0.04x(30x35) = 42\text{cm}^2$$

-Le diamètre minimal des aciers est de  $\Phi 12$

-La longueur de recouvrement minimal  $L_R = 40\Phi$  (zone IIa)

-La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$$L = 25 \text{ cm (zone IIa).}$$

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

## 2. ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

$A_t$  : Armatures transversales.

$S_t$  : Espacement des armatures transversales tel que

-  $S_t \leq \min (10.\phi_l ; 15 \text{ cm})$  en zone nodale.

-  $S_t \leq 15.\phi_l$  en zone courante.

Avec ( $\phi_l$ ): Diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

$\rho$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

-  $\rho = 2.50$  si l'élancement géométrique ( $\lambda_g \geq 5$ ).

-  $\rho = 3.75$  si l'élancement géométrique ( $\lambda_g < 5$ ).

$V_u$  : Effort tranchant de calcul

$H_1$ : Hauteur total de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des armatures transversales, ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ )

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée comme suite nous avons :

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau

- Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3\% \cdot b_0st$  .

- Si  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8\% \cdot b_0st$  .

- Si  $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_{\min}$  par interpolation entre les valeurs précédentes

$$\lambda_g = \left( \frac{lf}{a} \text{ ou } \frac{lf}{b} \right)$$

$lf$ : Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par un crochet à 350° ayant une longueur (10Øt) minimale.

« a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

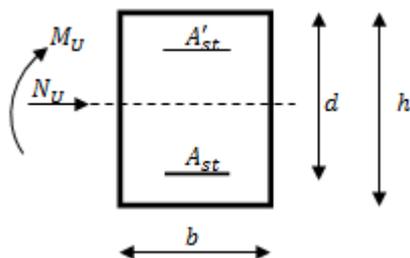
### V.1.3 LES ETAPES DE CALCUL DES ARMATURES EN FLEXION COMPOSEE A L'ELU

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 :

a - Section partiellement comprimée (SPC).

b - Section entièrement comprimée (SEC).

Calcul du centre de pression :  $e = \frac{M_u}{N_u}$



**Figure V.2** Schéma des moments et efforts d'une section partiellement comprimée.

1. SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMEE (SPC)

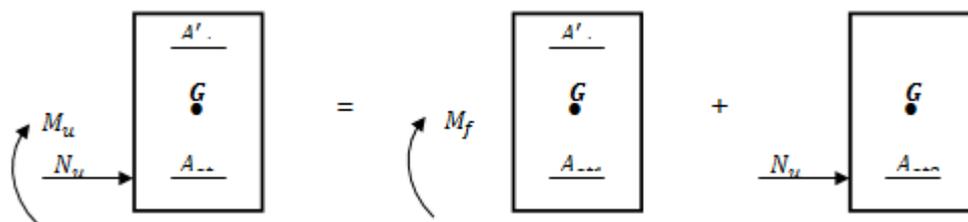
La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d-c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Avec :

$M_f$  : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

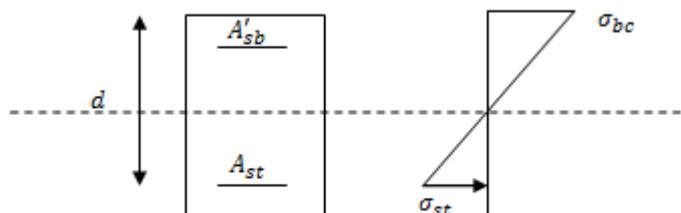
$\mu \leq \mu_l = 0.392$  donc la section est simplement armée (SSA)

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} ; A' = 0$$

D'où la section réelle est :  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$  si l'effort est négatif.

si  $A_{st}$  est négative  $A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, 0, 23bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

si  $\mu > \mu_l = 0.392$  donc la section est doublement armée (SDA).



On calcul :

$$M_r = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

**Avec :**  $M_r$  moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \text{ Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est  $A'_{st} = A'$  ,  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

## 2. SECTION ENTIEREMENT COMPRIMEE (SEC)

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

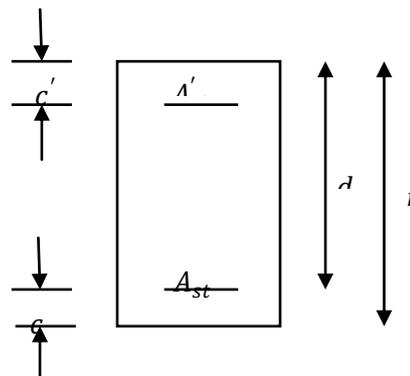
Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

### 1<sup>er</sup> Cas : Section Simplement Armée (S.S.A)

➤ **Si :**  $N_u(d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \implies A'_{st} \neq 0 ; A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; A_{st} = 0$$



$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d-c') - 100 M_u}{100 b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

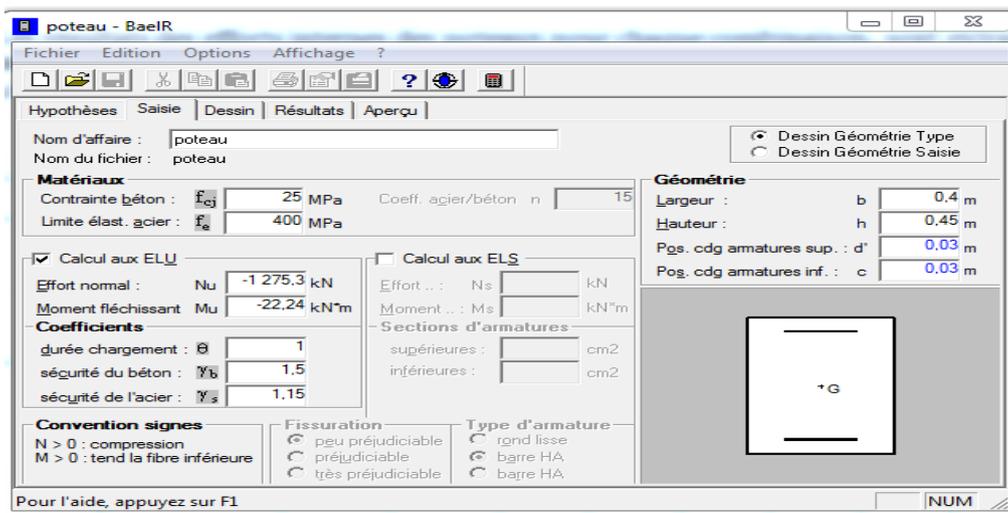
**V.1.4 CALCUL DE FERRAILLAGE**

Les résultats des efforts internes des poteaux pour chaque combinaison, sont extraits à l'aide du logiciel **ETABS**, tant dit que le ferrailage se fait à l'aide du logiciel **SOCOTEC**.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.1** Ferrailages des poteaux.

Niv	Zone	Efforts normaux.	M	e	$\frac{h}{2} - c$	Obs	Asc	Ast	Amin	Aad	Ferrailage
<b>RDC</b> <i>1<sup>er</sup></i> <i>2<sup>ème</sup></i> <i>3<sup>ème</sup></i>	40X45	Nmax= -1275.30	-22.	0.0100	0.200	<b>SPC</b>	19.93	16.73	4.40	20.10	10HA16
		Nmin= 1053.93	5.727	0.0054	0.200	<b>SPC</b>	0	0		20.10	
		Ncor =-577.09	69.103	0.1197	0.200	<b>SPC</b>	3.33	13.26		20.10	
<i>4<sup>ème</sup></i> <i>5<sup>ème</sup></i> <i>6<sup>ème</sup></i>	35X40	Nmin = -865.52	-3.537	0.0041	0.175	<b>SPC</b>	12.73	12.15	11.20	17.28	4HA16+ 6HA14
		Nmin=124.11	1.045	0.0084	0.175	<b>SPC</b>	0	0		7.28	
		Ncor = -373.46	59.73	0.1599	0.175	<b>SPC</b>	0.46	10.27		17.28	
<i>7<sup>ème</sup></i> <i>8<sup>ème</sup></i>	30X35	Nmax= -341.70	-4.143	0.0121	0.170	<b>SPC</b>	5.31	4.51	8.40	15.40	10HA14
		Nmin=88.95	1.235	0.0139	0.150	<b>SPC</b>	0	0		15.40	
		Ncor =-86.84	45.943	0.529	0.150	<b>SPC</b>	0	5.53		15.40	



### V.1.5 VERIFICATION A L'ELU

#### 1. Armatures transversales

- Selon le (Art A.8.1.3 BAEL91/V99)

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max}$$

Avec :  $\phi_L$  : c'est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t = \frac{1}{3} 20 = 6.66 \text{ mm soit: } \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

Adopter des cadres de section  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

- Selon le RPA

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux. Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \text{ (RPA99/2003 : formule 7.1)}$$

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  $f_e = 400\text{Mpa}$ .

$\rho_a$  : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort

Tranchant.

- **Vérification de la quantité d'armatures :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.5 \quad \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

L'élancement  $\lambda_g$  est donné par la relation :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

(a , b) : dimensions de la section droite du poteau

Telle que :

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$l_0$  : longueur libre du poteau.

$l_f$  : La longueur de flambement des poteaux

suivant :  $h=40\text{cm}$

RDC Poteau de  $(40 \times 45) \text{ cm}^2$  :  $\lambda_g = \frac{0.7 \times 408}{40} = 7.14$

1<sup>er</sup> ; 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> Etage Poteau de  $(40 \times 45) \text{ cm}^2$  :  $\lambda_g = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5.355$

4<sup>ème</sup> 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> Etage Poteau de  $(35 \times 40) \text{ cm}^2$  :  $\lambda_g = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.12$

7<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> Etage Poteau de  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$  :  $\lambda_g = \frac{0.7 \times 306}{30} = 7.14$

suivant :  $h=45\text{cm}$

RDC Poteau de  $(40 \times 45) \text{ cm}^2$  :  $\lambda_g = \frac{0.7 \times 408}{45} = 6.346$

1<sup>er</sup> ; 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> Etage Poteau de  $(40 \times 45) \text{ cm}^2$  :  $\lambda_g = \frac{0.7 \times 306}{45} = 4.760$

4<sup>ème</sup> 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> Etage Poteau de  $(35 \times 40) \text{ cm}^2$  :  $\lambda_g = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5.355$

7<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> Etage Poteau de  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$  :  $\lambda_g = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.120$

En zone nodale :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1,2 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min} = 0.003 \cdot b \cdot S_t = 0003 \times 40 \times 15 = 1,8 \text{ cm}^2$$

Donc

$$\begin{cases} A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1,8 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

**2. Calcul de l'espacement (RPA 99 V2003)**

- *Dans la zone nodale*

$$S_t \leq \min(10\Phi_t^{\min}, 15\text{cm}) = \min(10 \times 1.2, 15\text{cm}) = 12 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- *Dans la zone courante*

$$S_t \leq 15 \Phi_t^{\min} = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

- **Longueurs de recouvrement :**

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

		<b>40×45 cm<sup>2</sup></b>		<b>35×40 cm<sup>2</sup></b>	<b>30×35 cm<sup>2</sup></b>
<b>Vu kN</b>		12.88		17.80	19.49
<b>λ<sub>g</sub></b>		7.14	5.355	6.12	7.14
<b>λ<sub>g</sub></b>		6.346	4,76	5.355	6.120
<b>A<sup>t</sup><sub>min</sub>=0,3%S<sub>tb</sub></b>	<b>Zone nodale</b>	1,20	1,20	1,05	0.9
	<b>Zone courante</b>	1,80	1,80	1,57	1,35
<b>A<sub>tRPA</sub> calculée</b>	<b>Zone nodale</b>	2,01		2,01	2,01
	<b>Zone courante</b>	2,01		2, 01	2,01
<b>A<sub>adoptée</sub></b>		<b>2,01</b>			
<b>Choix</b>		<b>4HA8</b>			

▪ *Dans la zone courante*

$$S_t \leq \min (15\phi_L^{\min} \text{ cm}, 35 \text{ cm}, (10+a) \text{ cm}) = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

Avec : (a) c'est la petite dimension transversale des poteaux.

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$

▪ *Délimitation de la zone nodale*

▪ **Poteaux du RDC**

$$h' = \max \left[ \frac{h_e}{6}, b, h, 60 \right] = \left[ \frac{408-45}{6}, 45, 45, 60 \right] = 60 \text{ cm.}$$

- **Poteaux du 1<sup>er</sup> au 3<sup>ème</sup> étage**

$$h' = \max \left[ \frac{h_e}{6}, b, h, 60 \right] = \left[ \frac{306-45}{6}, 45, 45, 60 \right] = 60 \text{ cm.}$$

Donc on opte pour  $h' = 60 \text{ cm}$

- **Poteaux de 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage**

$$h' = \max \left[ \frac{h_e}{6}, b, h, 60 \right] = \left[ \frac{306-40}{6}, 40, 40, 60 \right] = 60 \text{ cm.}$$

- **Poteaux de 7<sup>ème</sup> au 8<sup>ème</sup> étage**

$$h' = \max \left[ \frac{h_e}{6}, b, h, 60 \right] = \left[ \frac{306-35}{6}, 35, 35, 60 \right] = 60 \text{ cm}$$

b et h : dimensions du poteau.

he : hauteur entre nus des poutres

**3. Vérification des contraintes tangentielles (ART 7.4.2.2 RPA 2003)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_b = \frac{V_u}{b d} \leq \tau_{bu} = \rho_b f_{c28} \quad \text{et} \quad \tau_u = \min \left( \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_b = 0,075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \quad \text{donc } \tau_{bu} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa} \\ \rho_b = 0,04 \text{ Si } \lambda_g < 5 \quad \text{donc } \tau_{bu} = 0,04 \times 25 = 1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Exemple de calcul :

- *Poteau (40× 45)*

$$\tau_b = \frac{12.88 \times 10^3}{400 \times 420} = 0.76 \text{MPa}$$

$$\tau_b = 0.76 \text{MPa} < \tau_{bu} = 1.88 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	N (KN.m)	M (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bsup}$ MPa	$\sigma_{binf}$ MPa	$\sigma_b$ MPa	$\sigma_{sin}$ MPa	$\sigma_{ssu}$ MPa	$\sigma_s$ MPa	OBS
<b>(40X45)</b>	-1180.86	-0.82	10HA16	4.95	4.88	15	74.2	73.3	348	CV
	-100.92	1.30		0,47	0,37		7.02	5.58		
	-636.40	13.96		3.22	2.07		47.4	32		
<b>(35X40)</b>	-633.71	-2.565	4HA16+ 6HA14	3.45	3.15	15	51.5	47.6	348	CV
	-37.46	1.177		0.26	0.30		3.82	2.03		
	-305.58	18.37		2.66	0.53		37.9	9.93		
<b>(30X35)</b>	-250.50	-3.015	8HA14	1.91	1.41	15	28.1	21.6	348	CV
	-2.57	-0,412		0.05	0		0.71	0.28		
	-103.24	19.32		2.4	0		31.9	16.8		

Tableau V.2 Vérification de l’effort tranchant.

### VI.1.6 Vérification à L’ELS

#### 1. Condition de non fragilité

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_c} \times \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \times b.d$$

**2. Vérification des contraintes à l'ELS**

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa.} \quad (\text{BAEL 91/ a.4.5.2})$$

Si  $e_x = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$  donc la section est entièrement comprimée.

Si  $e_x = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$  donc la section est partiellement comprimée.

**3. Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

$y_1$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$l_c$  : la distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$$y_2^3 + p y_2 + q = 0.$$

$$l_c = \frac{h}{c} - e_x$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6n A_u \frac{(l_c - c')}{b} + 6n A_u \frac{(d - l_c)}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6n A_u \frac{(l_c - c')}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$ :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$ ;  $4\sqrt[3]{t}$  ;  $y_2 = u - \frac{p}{3.u}$

Si  $\Delta < 0$  : l'équation trois racines

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad \alpha = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15[A_u(d - y_1)^2 + \overline{A_u}(y_1 - d')^2]$$

#### 4. Vérification des contraintes de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad (\text{Art. A.4.5.2/BAEL91})$$

#### 5. Vérification d'une section entièrement comprimée

On calcul l'aire de la section homogène totale :  $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_1 + A_2)$

On détermine la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du CDG géométrique.

$$X_G = \frac{A_1(0.5h - c') - A_2(d - 0.5h)}{b \cdot h + 15(A_1 + A_2)}$$

On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15[A_1(0.5h - c' - X_G)^2 + A_2(d - 0.5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{N_{ser}(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{s} - \frac{N_{ser}(e_s - X_G)\left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

#### Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

On vérifie que la plus grande de ces contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible du béton.

$$\text{Max} (\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) \leq \overline{\sigma}_{\text{bc}}$$

**6. Etat limite d’ouverture des fissurations (contrainte dans l’acier)**

D’après les conditions agressives de l’environnement, on considère la fissuration est très préjudiciable.

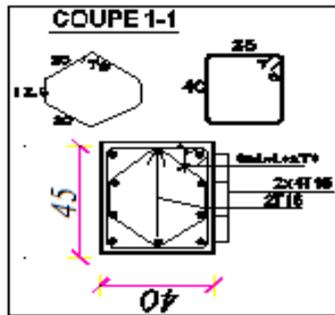
$$\sigma_{\text{st}} = \overline{\sigma}_{\text{st}} = \min \{0.5 \times f_e ; 90\sqrt{nf_{t28}}\} = \{0.5 \times 400; 90\sqrt{2 \times 2.1}\} = 184.45\text{MPa}$$

Le tableau qui suit résume tous les résultats du calcul :

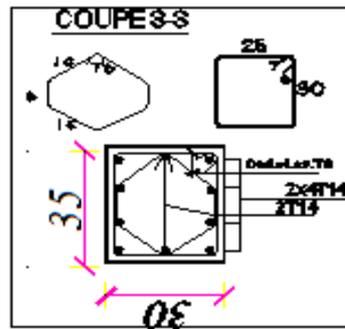
Vérification des contraintes à l’ELS.

Zone	N (KN.m)	M (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{\text{bsup}}$ MPa	$\sigma_{\text{binf}}$ MPa	b MPa	$\sigma_{\text{sin}}$ MPa	$\sigma_{\text{ssu}}$ MPa	$\sigma_s$ MPa	OBS
(40X45)	-1180.86	-0.82	10HA16	4.95	4.88	15	74.2	73.3	348	CV
	-100.92	1.30		0,47	0,37		7.02	5.58		
	-636.40	13.96		3.22	2.07		47.4	32		
(35X40)	-633.71	-2.565	4HA1+ 6HA14	3.45	3.15	15	51.5	47.6	348	CV
	-37.46	1.177		0.26	0.30		3.82	2.03		
	-305.58	18.37		2.66	0.53		37.9	9.93		
(30X35)	-250.50	-3.015	8HA14	1.91	1.41	15	28.1	21.6	348	CV
	-2.57	-0,412		0.05	0		0.71	0.28		
	-103.24	19.32		2.4	0		31.9	16.8		

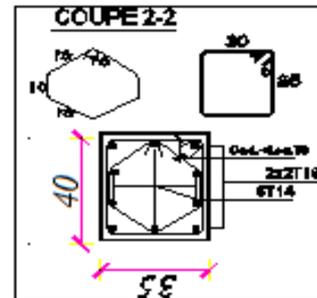
**COUPE POTEAUX**  
RDC, 1er, 2ème et 3ème Etage



**COUPE POTEAUX**  
7ème et 8ème Etage



**COUPE POTEAUX**  
4ème, 5ème et 6ème Etage



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



UMMTO  
Faculté de génie civil de la construction  
Institut de génie civil

WILAYA DE : TIZ-OUZOU, DAIRA DE : DRAA-BEN-KHEDDA  
COMMUNE DE : DRAA-BEN-KHEDDA

CONSTRUCTION A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE EN RDC+8  
SITE A : DRAA BEN KHEDDA

-FERRAILLAGE DES POTEAUX

Dossier : **BETON ARME**

- Planche N°05

Date : Mars 2020

Etudié par:  
Melle HADJAZ et TEBA A

Dirigé par: Mr MERA KEB

## V.2 FERRAILLAGE DES POUTRES

### V.2.1 INTRODUCTION

Les poutres en béton armée, sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries, sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferrailage se fera en fonction des efforts calculés par **ETABS** qui résultent des combinaisons de charge les plus défavorables, décrites par le **RPA 99 version 2003** et le **BAEL 91/99** : Les poutres sont ferrillées en flexion simple à L'ELU et vérifiées à L'ELS, les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

a-  $1.35G + 1.5Q$  : à L'ELU.

$G + Q$  : à L'ELS.

b-  $G + Q + E$  : RPA99 révisé 2003.

$0.8G \pm E$  : RPA99 révisé 2003.

### V.2.2 RECOMMANDATIONS DU RPA99/ VERSION 2003

#### 1. *Armatures longitudinales* (art 7.5.2.1 RPA / version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

- Poutre principales :  $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.52 \text{ cm}^2$

- Poutre secondaire :  $A_{\min} = 0.005 \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.

- 6% en zone de recouvrement.

▪ Poutres principales (30×35) :

$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 43 \text{ cm}^2$  (en zone courante)

$A_{\max} = 0,06 \times 0,06 \times 25 \times 30 = 45 \text{ cm}^2$  (en zone de recouvrement).

➤ Poutres secondaires :  $25 \times 30$

$$A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2. \text{ (en zone courante)}$$

$$A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 30 = 30 \text{ cm}^2. \text{ (en zone de recouvrement)}$$

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \Phi$  en zone II a.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2 U** superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances le permettent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces **U** doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des **U** d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

On doit avoir un espacement maximum de **10 cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

## 2. Armatures transversales (art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée (si les armatures comprimées sont nécessaires)

$$S_t = \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi \right).$$

- En dehors de la zone nodale :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

La valeur du diamètre  $\varnothing l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### VI.2.3 ETAPES DE CALCUL DE FERRAILLAGE

#### 1. Calcul du moment réduit « $\mu$ »

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$$

On a deux cas :

**1er cas : Section simplement armée  $A_C = 0$**

Si  $\mu < \mu_i = 0,392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

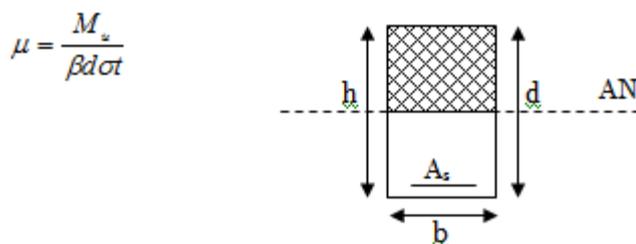


Figure V.2.1 Section simplement armée.

**2<sup>ème</sup> cas : Section doublement armée  $A_C \neq 0$**

Si  $\mu > \mu_i = 0,392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par les formules suivantes :

- Armatures tendues :  $A_s = \frac{M_r}{\beta_1 d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

- Armatures comprimées :  $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

Avec :  $M_e = \mu e \times b \times d_1 \times f_{bu}$  ;  $f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$

$\Delta M = M_u - M_e$

$M_u$  : Moment sollicitant.

$M_e$  : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée

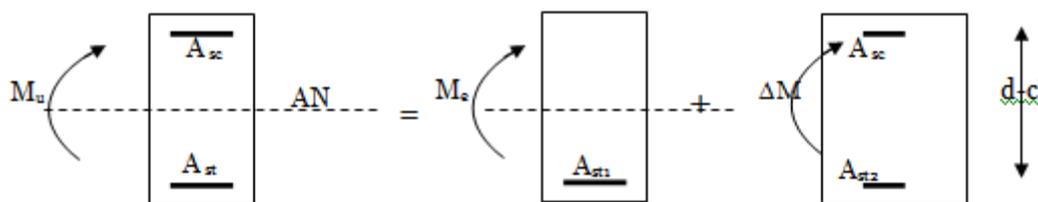


Figure V.2.2 Section doublement armée.

**Remarque**

On utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

Tableau V.4 Récapitulatif des paramètres de calcul.

	$f_{c28}$ MPA	$f_e$ MPA	$f_{bu}$ MPA	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\theta$	$\sigma_{st}$ MPA
Situation accidentelle	25	400	18.48	1.15	1	0.85	400
Situation courant	25	400	18.48	1.5	1.15	1	348

**V.2.4 FERRAILLAGE DES POUTRES**

**1. Exemple de calcul**

- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b d^2 f_{bc}} = \frac{73.01 \times 10^3}{30 \times 32.5^2 \times 14.2} = 0.162 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu = 0.162$$

$$\beta = 0.911$$

$$A_t = A_t = \frac{M_{Ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{73.01 \times 10^3}{0.911 \times 32.5 \times 348} = 7.09 \text{ cm}^2$$

▪ **En travées**

$$\mu = \frac{M_{Ua}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{68.48 \times 10^3}{30 \times 32.5^2 \times 14.2} = 0.152 < \mu_{id} = 0.392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0.152 \quad ; \quad \beta = 0.917$$

$$A_t = \frac{M_{Ua}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{68.48 \times 10^3}{0.917 \times 32.5 \times 348} = 6.60 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

												Ferrailage adoptée		
Poutre		M(kN.m)	omb	b mm	mm	bc Mpa	M	β	σs Mpa	As (cm2)	A max	filantes	chapeaux	Aadop
-PP	Travées	68.48	ELU	300	325	14.2	0.152	0.917	348	6.60	5.52	3HA14	3HA12	8.01
	Appuis	73.01	Acci	300	325	14.2	0.162	0.911	348	7.09	5.52	3HA14	3HA12	8.01
-PS	Travées	56.14	ELU	250	275	14.2	0.209	0.881	348	6.66	3.75	3HA14		4.62
	Appuis	76.5	Acci	250	275	14.2	0.285	0.827	348	9.67	3.75	3HA14	3HA16	10.65

Poutres principales (30x35)			Poutres secondaires (25x30)		
AS adoptée (cm <sup>2</sup> )		Section choisie	AS adoptée (cm <sup>2</sup> )		Section choisie
Appui sup	8.01	3T14+3T12	Appui sup	10.65	3T14+3T16
Appui inf	4.62	3T14	Appui inf	10.65	3T14+3T16
travée	8.01	3T14+3T12	travée	4.62	3T14

**V.2.5 Vérification a l'ELU**

*1. Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art b.4.2.1 BAEL 91 modifiée 99).*

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F :  $A_{St} \geq A_{St \text{ min}}$

**a. Calcul de la section minimale**

$$A_{St} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

**a.1 Poutres principales**

$$A_{St} \geq \frac{0,23 \times 30 \times 32.5 \times 2,1}{400} = 1,18 \text{ cm}^2$$

▪ *Aux appuis*

$$A_{\text{Adopte}} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{st min}} = 1.18 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

▪ *En travées*

$$A_{\text{Adopte}} = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{st min}} = 1.18 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**a.2 Poutres secondaire**

$$A_{st} \geq \frac{0,23 \times 25 \times 27,5 \times 2,1}{400} = 0.83\text{cm}^2$$

▪ *Aux appuis*

$$A_{\text{Adopt}} = 8.01\text{cm}^2 > A_{St \text{ min}} = 0.83\text{cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

▪ *En travées*

$$A_{\text{Adopt}} = 8.01\text{cm}^2 > A_{St \text{ min}} = 0.81\text{cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

**b. Vérification aux cisaillements** (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

Avec :  $T_u$  max: Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

**Tableau V.9** Vérification aux cisaillements.

Poutres	tranchant		B cm	d cm	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	Observation
	$T_{\text{max}}$	KN					
Principales	$T_{\text{max}}$	98.62	30	32	1.03	3,33	CV
Secondaires	$T_{\text{max}}$	53.75	25	27	0.80	3,33	CV

**2. Influence de l'effort tranchant**

**a. Influence sur le béton** (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99)

On se doit de vérifié la relation

$$T_u^{\text{max}} < \bar{T}_u^{\text{max}} = 0.4 \frac{0.9 \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau V.10 Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Poutres	tranchant		cm	cm	f <sub>c28</sub>	γ <sub>b</sub>	— T <sub>u</sub> <sup>max</sup>	
	T <sub>max</sub>	KN						
Principales	T <sub>max</sub>	93.62	30	32	25	1.5	180	CV
Secondaires	T <sub>max</sub>	49.62	25	27	25	1.5	150	CV

**b. Influence sur les aciers** (Art A.5.1.312 /BAEL 91 modifiée 99)

$$(T u + \frac{M u}{0.9d}) > 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour équilibrer un effort égal à :

$$T u + \frac{M u}{0.9d}$$

D'où:

$$A_s = \frac{1.15}{f_e} (T u - \frac{M u}{0.9d})$$

-

Pour les poutres principales : T u

$$+ \frac{M u}{0.9d} = 93.62 - \frac{68.48}{0.9 \times 0.32} = 144.16 < 0$$

-

Pour les poutres secondaires : T u

$$+ \frac{M u}{0.9d} = 49.62 - \frac{56.14}{0.9 \times 0.27} = 181.41 < 0$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

**V.2.6 Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3)**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s$

Avec :  $\bar{\tau}_s = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T u}{0.9 d \Sigma U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$  : Coefficient scellement **HA**.

$\Sigma U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

**a. Poutres Principales**

$$\Sigma U_i = 3 \times 3.14 \times (1.4 + 1.2) = 24.49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{34.88 \times 10}{0.9 \times 32 \times 24.49} = 0.49 \text{ MPa}$$

**b. Poutres Secondaires**

$$\Sigma U_i = 3 \times 3.14 \times (1.6 + 1.2) = 26.38 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{42.47 \times 10}{0.9 \times 32 \times 26.38} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.56 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**1. Encrage des armatures (longueur de scellement), ART 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99**

Longueur de scellement :

$$L_S = \phi f_e 4 \tau_{Su}$$

$$\tau_{Su} = 0.6 \times \Psi_s$$

$$2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour les  $\phi 16$  :  $L_S = 56.43 \text{ cm}$

Pour les  $\phi 14$  :  $L_S = 49.38 \text{ cm}$

Pour les  $\phi 12$  :  $L_S = 42.32 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à : **0**, pour les aciers **HA**.

### V.2.7 VERIFICATIONS DU RPA99/ VERSION 2003

#### 1. Armatures longitudinales (ART 7.5.2.1 RPA / VERSION 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

- Poutres Principales de (30 x 35) :  $A_{\min} = 5.52 \text{ cm}^2$
- Poutres Secondaires de (25 x 30) :  $A_{\min} = 3.75 \text{ cm}^2$

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA.

#### 2. Armatures transversales (ART 7.5.2.2 RPA 99/ VERSION 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

##### ▪ Poutres principales

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

- **Zone nodale** :  $S_t \leq \min(8,75 ; 14,4)$  Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0.9 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante** :  $S_t = \leq h/2$  Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2$$

Donc on choisira un cadre + un étrier soit  $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

#### 3. Délimitation de la zone nodale (ART 7.4.2.1 RPA 99/ VERSION 2003)

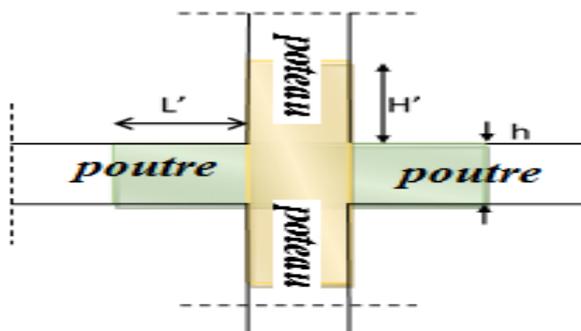


Figure V.2.4 Délimitation de la zone nodale

$$\hat{I} = 2 \times h$$

$$\hat{h} = \max(h_e/6; b_1; h_1; 60\text{cm})$$

**Avec:**

h: Hauteur de la poutre.

h<sub>1</sub> : Dimensions du poteau.

h<sub>e</sub> : Hauteur entre nus des poteaux

$$\hat{h} = \max(45,16; 30; 35; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm.}$$

Poutre Principale :  $\hat{I} = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

Poutre Secondaire :  $\hat{I} = 2 \times h = 2 \times 30 = 60\text{cm}$

**Remarque**

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**V.2.8 Vérification a L'ELS**

**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_u \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_t 28}{f_e}$$

**Poutres principales (30× 35)**

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32,5 \frac{2.1}{400} = 1.17\text{cm}^2 < 8.01\text{cm}^2 \dots\dots\text{condition vérifier.}$$

**Poutre secondaire (25x30)**

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 27.5 \frac{2.1}{400} = 0.83\text{cm}^2 < 8.01 \dots\dots\text{condition vérifier.}$$

La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré non préjudiciable, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- **Etat limite de compression du béton**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible

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

Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$  (A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcul :  $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres		Ms(kN.m)	d	A <sub>s</sub> ELU	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	α <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>bc</sub>	OBS
<b>-PP</b>	<b>Appuis</b>	50.16	0.32	8.01	0.834	0.869	0.393	23.170	225.193	9.719	15	<b>vérifiée</b>
	<b>Travée</b>	25.54	0.32	8.01	0.834	0.869	0.393	23.170	114.662	4.949		
<b>-PS</b>	<b>Appuis</b>	41	0.27	8.01	0.989	0.861	0.417	20.970	220.183	10.500	15	<b>vérifiée</b>
	<b>Travée</b>	31.03	0.27	8.01	0.989	0.861	0.417	20.970	166.641	7.947		

- **Etat limite de déformation de la flèche**

On doit justifier l'état limite de déformation par le calcul de la flèche « f », qui ne doit pas dépasser la valeur limite «  $\bar{f}$  ».

➤ Valeurs limites de la flèche (Art B.6.5,3/BAEL91modifiée 99)

- Pour :  $L \leq 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{L}{500}$
- Pour :  $L > 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = 0,5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$

Avec :  $L$  : la portée mesurée entre nus d'appuis.

❖ Sens xx

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{335}{500} = 0,67 \text{ cm.}$$

La flèche lue par ETABS est :  $f = 0,02 \text{ cm} < \bar{f} = 0.67 \text{ cm} \Rightarrow$  condtion vérifiée

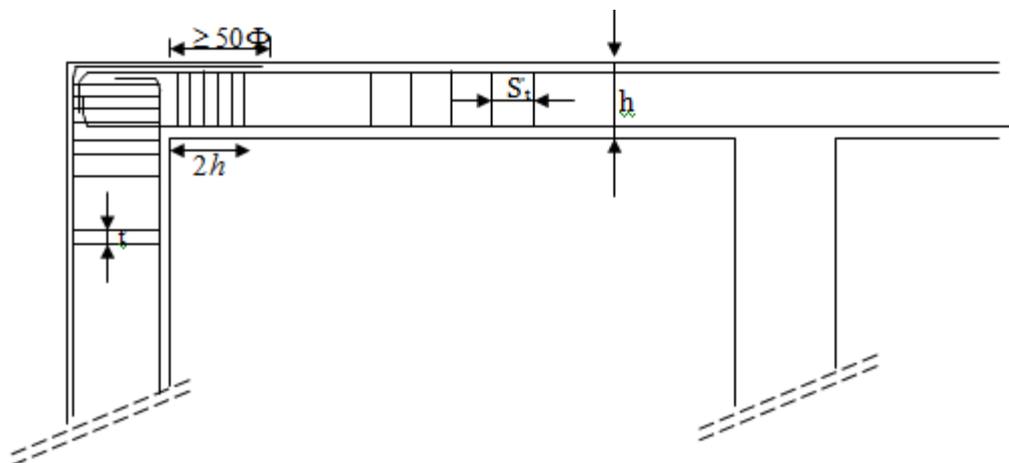
❖ Sens yy

$$\bar{f} = \frac{400}{500} = 0.80 \text{ cm}$$

La flèche lue par ETABS est :  $f = 0,01\text{cm} < \bar{f} = 0.80 \text{ cm} \Rightarrow$  condtion vérifiée

**Conclusion**

La flèche est vérifiée.

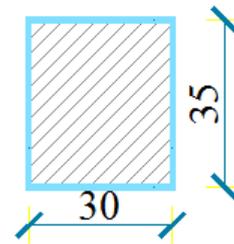


**Figure V.2.5** Ferrailage des poutres.

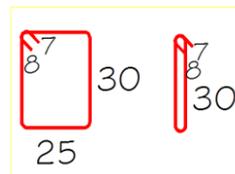
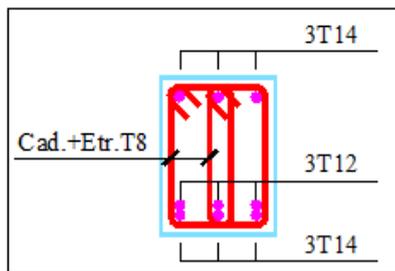
Ferraillages des poutres

**Schéma de ferrailage des poutres :**

- **Poutres principales :**
- ✓ **En travée :**

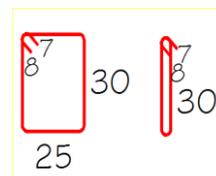
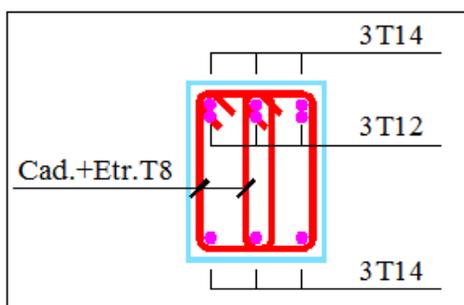


- Armatures longitudinales : 3HA14+3T12 (chapeaux).
- Armatures transversales : (1 cadre + étrier) en HA8.



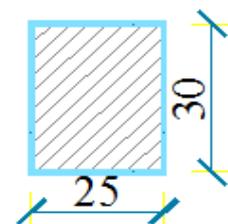
- ✓ **Sur appuis :**

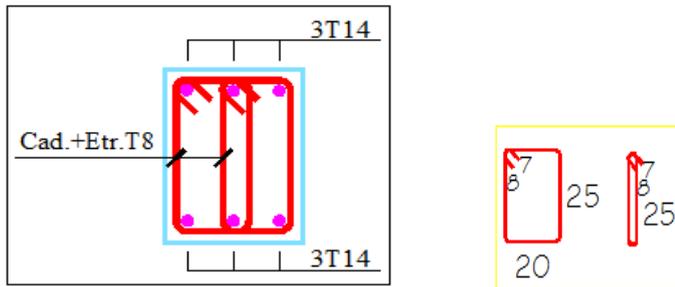
- Armatures longitudinales : 3HA14 + 3HA12 (chapeaux).



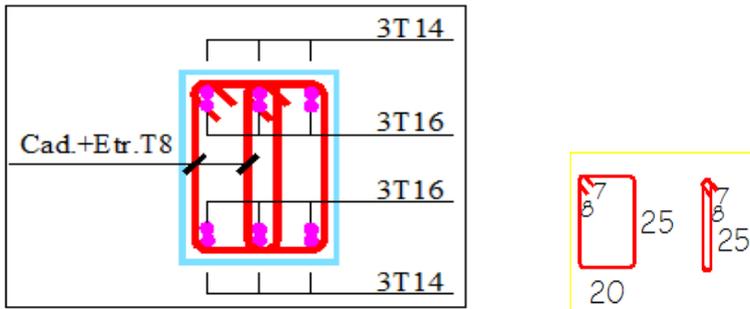
- **Poutres secondaires :**
- ✓ **En travée :**

- Armatures longitudinales : 3HA14.
- Armatures transversales : (1 cadre + étrier) en HA8.





- ✓ **Sur appuis :**
- ✓ Armatures longitudinales : 3HA14+3T16 (chapeaux).
- ✓ Armatures transversales : (1 cadre + étrier) en HA8.



### V.3.FERRAILLAGE DES VOILES

#### V.3.1 INTRODUCTION

Un voile est un élément structural et de contreventement qui se comporte comme une console verticale en castrée à sa base. Il est soumis à des charges réparties ou concentrées et sollicités par un effort normal  $N$ , un effort tranchant  $V$ , et un moment fléchissant  $M$  qui prend la valeur maximale au niveau de la section d'encastrement.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferrailage est composé de :

- Armatures verticales,
- Armatures horizontales,
- Armatures transversales.

Les combinaisons d'actions sismiques celle du charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91 : 
$$\begin{cases} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{cases}$$
- Selon le RPA version 2003 : 
$$\begin{cases} G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{cases}$$

#### V.3.2 COMPORTEMENT D'UN VOILE

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, on peut distinguer deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé :  $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court :  $\frac{h}{l} < 1.5$

#### V.3.3 EXPOSER DE LA METHODE

Le ferrailage des voiles se fait pour une bande de largeur  $d$ , les diagrammes des contraintes sont déterminés à partir des sollicitations les plus défavorables parmi ( $N$ ) et ( $M$ ).

### V.3.4 DETERMINATION DES DIAGRAMMES DES CONTRAINTES

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} = \frac{M \times V}{I}$$

Avec : **B** ; Section de béton.

**I**: Moment d'inertie du voile.

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Le calcul se fera pour une bande de longueur « **d** » donnée par :  $d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$

$h_e$  : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

$L_c$  : La longueur de la zone comprimée :  $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

$L_T$  : La longueur de la zone tendue :  $L_T = L - L_c$

$$\sigma_1 = (I_t - d) \frac{|\sigma_{max}|}{I_t}$$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**),
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**),
- Section entièrement tendue (**S.E.T**).

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en zones :

- **Zone I** : RDC au 2er étage.
- **Zone II** : 3ème au 5ème étage,
- **Zone III**: 6ème étage au 8ème étage.

#### 1. SECTION ENTIEREMENT COMPRIMEE (SEC)

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_3 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

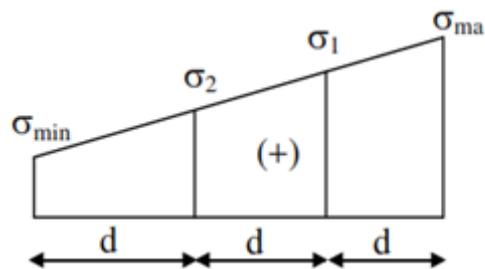


Figure V.3.1 Section entièrement comprimée.

Avec :

**e** : Epaisseur du voile.

La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{v1} = \frac{\sigma_i - Bx fbc}{\sigma_s}$$

Avec :

**B**: Section du tronçon considéré, fbc = 14.2 MPa situation courante, fbc = 18.48MPa situation accidentelle.

- $\sigma_s = 349$  MPa : Situation Courante,
- $\sigma_s = 400$  MPa: Situation Accidentelle.

**2. SECTION ENTIEREMENT TENDUE (SET)**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_3 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

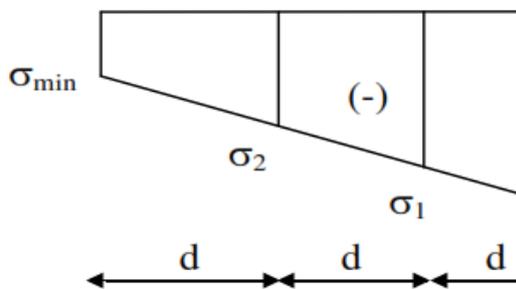


Figure V.3.2 Section entièrement tendue.

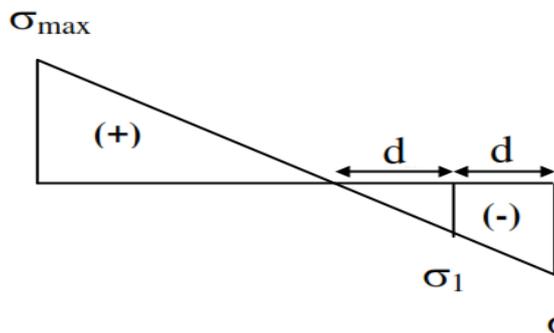
La section d'armature pour une section entièrement tendue :

$$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

**3. SECTION PARTIELLEMENT COMPRIMEE(SPC)**

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



**Figure V.3.3** Section partiellement comprimée.

**Remarque**

- Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont de signe positif, on aura une section entièrement tendue (S.E.T).
- Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont de signe négatif, on aura une section entièrement comprimée (S.E.C).
- Si  $\sigma_a$  et  $\sigma_b$  sont des signes contraires, on aura une section partiellement comprimée (S.P.C).

▪ **Armatures verticales**

$$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{St} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Contrainte de l'acier à } 1\% = 348 \text{ MPa}$$

▪ **Armatures minimales**

$$A_{min} \geq \max\left(0.23 \frac{B \times f_{t28}}{f_e}; 0.005B\right)$$

Avec : **B**: section du béton tendu.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à **0,20 %** de la section horizontale du béton tendu.

- **Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \varnothing$  et disposées de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

$A_H \geq 0.15\% B$  globalement dans la section du voile (Art 7.7.4.3 RPA 99/Version 2003).

$A_H \geq 0.15\% B$  en zone courante

$$A_H \geq \frac{A_V}{4} \quad (\text{BAEL 91 Modifiée 99})$$

Avec :  $A_V$  : Section d'armatures verticales.

**B**: Section du béton

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingles au mètre carré.

- **Les potelets**

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à **0,2%** de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales doivent être liées avec des cadres horizontaux, dont ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile. D'autre cas, les armatures des poteaux représentent les potelets à chaque extrémité d'un voile.

▪ **Ferrailage minimal**

$$A_{\min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \quad ; \text{ (BAEL 91 Modifié 99)}$$

$$A_{\min} = 0.2\%B \quad ; \text{ (RPA 99/Version 2003).}$$

**V.3.5 DISPOSITION CONSTRUCTIVES**

**1. ESPACEMENT**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (02) valeurs suivantes :

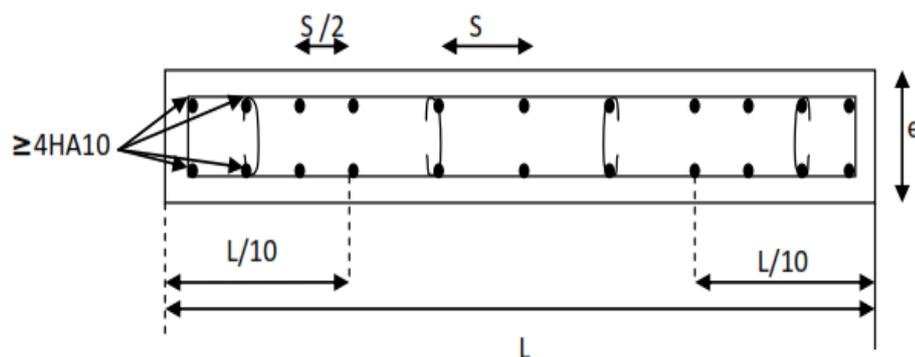
$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 \times e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \text{(Art 7.7.4.3 RPA 99/Version 2003)}$$

Avec

*e* : Épaisseur du voile.

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 20 cm.



**Figure V.3.4** Disposition des armatures verticales dans les voiles.

## 2. LES LONGUEURS DE RECOUVREMENT

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- **40**  $\square$   $\square$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- **20**  $\square$   $\square$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

### V.3.6 VERIFICATION A L'ELS

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_b \leq \text{Avec : } \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_s = G + Q$  : Effort normal de service.

$B$  : Section du béton.

$A$  : Section de l'acier.

#### 1. CONTRAINTES LIMITES DE CISAILLEMENT (Art 7.7.2 RPA 99/version2003)

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b_0 d}$$

Avec:  $\bar{T} = 1.4 \times T_{\text{calculé}}$

$b_0$  : Épaisseur du linteau ou du voile

$d$  : Hauteur utile  $d = 0.9 h$

$h$  : hauteur totale de la section brute

$T_u$  : Effort tranchant dans le niveau considéré.

**a. Contrainte limite de cisaillement** (Art A.5.1.21/ BAEL91 modifiées 99)

$$\tau_u = \overline{\tau}_u$$

Avec :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

$\tau_u$ : Contrainte de cisaillement.

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right); \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

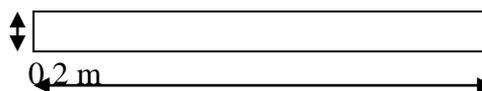
**a.1 Exemple de calcul : Calcule voile transversal VL4**

▪ *Caractéristiques géométriques*

**Zone I**

$$L = 1.10 \text{ m}$$

$$B = 0.26$$



$$L = 1.10 \text{ m}$$

▪ *Sollicitations de calcul*

On calcule les effets agissants sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone :

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 6773.92 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = 5482.00 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

▪ *Largeur de la zone comprimée*

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{6773.92}{6773.92 + 5482} \times 1.10 = 0.61 \text{ m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 1.10 - 0.61 = 0.49 \text{ m}$$

- **Calcul de la longueur (d)**

$$d = \frac{L_t}{2} = 0.245\text{m} \quad \text{Avec: } d \leq \text{Min}(h_e/2; 2L_c/3) = 0.41\text{m} \quad (\text{RPA}$$

99 /Art.7.7.4)

- **Détermination de N**

Zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{2} ; \quad \sigma_1 = 2741.00\text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = 202.29\text{KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = 67.43 \text{ KN}$$

### b. Calcul des armatures verticales

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d1 et d2) respectivement.

$$\text{Avec : } d_1 \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}l_c\right) = \min(2.04\text{m}; 0.39\text{m}) = 0.39 \text{ (m)}$$

On prend  $d = l_t / 2 = 0.29\text{(m)}$

#### Longueur d'extrémité:

$$L/10 = 1.30/10 = 0.13 \text{ m} = 13 \text{ cm}$$

#### 1<sup>er</sup> bande :

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{202.29}{400} = 5.8\text{cm}^2$$

#### 2<sup>ème</sup> bande :

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{67.43}{400} = 1.9 \text{ cm}^2$$



#### Armature de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec : } \bar{V} = 1.4V_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 325.22 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 12.52 \text{ cm}^2$$

**d. Armatures minimales (BAEL 91)**

$$A_{\min} < \max\left\{\frac{d_1 e f_{t28}}{f_e}, 0.02d_1\right\} = \max\left\{\frac{0.41 \times 0.2 \times 2.1}{400}, 0.02 \times 0.58\right\} = \max\{4.20, 1.64\text{cm}^2\}$$

$$A_1 = A_{V1} + A_{Vj}/4 = (5.8) + (12.52/4) = 8.93 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

$$A_2 = A_{V2} + A_{Vj}/4 = (1.9) + (12.52/4) = 5.03 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

**2. FERRAILLAGE ADOPTE**

$$A_1 = A_{V1} + A_{Vj}/4 = 8.93\text{cm}^2/\text{bande}$$

On adopte  $2 \times (4HA14) = 12.32\text{cm}^2$  Avec  $St = 15 \text{ cm}$ .

$$A_2 = A_{V2} + A_{Vj}/4 = 5.03\text{cm}^2/\text{bande}$$

On adopte  $2 \times 4HA14 = 12.32 \text{ cm}^2$  avec  $St = 15 \text{ cm}$ .

**a. Armatures horizontales**

$$A_H < \max\left\{\frac{A_V}{4}, 0.5\%B_1\right\} = \max\left\{\frac{12.52}{4}, 0.0015 \times 130 \times 20\right\} = \max\{3.13, 3.90\text{cm}^2\}$$

$$A_H = 6.93\text{cm}^2/\text{nappe}$$

Soit  $6HA12 = 6.78 \text{ cm}^2/\text{m}$  avec **St = 15 cm**.

**b. Armatures transversales (Art7.7.4.3, RPA 99)**

Les deux nappes des armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4) épingles par mètre carré.

On adopte : 4 épingles de **HA8** par mètre carré.

▪ **Les potelets**

Vu que la section d'armature dans le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

**c. Vérification des espacements**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t < \min\{1.5e, 30 \text{ cm}\} = 30\text{cm} \text{ Condition}$$

$$\sigma_b = 1.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**1. Vérification de la contrainte au cisaillement**

**a. Selon le RPA 99 (art 7.7.2, RPA 99)**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

Avec :  $d = 0,36$  ;  $L = 0.87$

$V_u$  : effort tranchant dans la section.

$e$  : Épaisseur des voiles

• **BAEL 91**

$$\tau_b = \frac{V_u}{b.d} = \frac{325.22 \times 10^3}{0.2 \times 0.41 \times 0.87} = 4.56 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} \leq \bar{\tau}_b = \min\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\} = 3.26\text{MPa}$$

(Fissuration préjudiciable)

$$\square \tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.26\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **RPA 2003**

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{e.d} = \frac{325.22}{20 \times 0.41 \times 10} = 3.96\text{MPa}$$

$$\tau_b = 3.96\text{MPa} < \bar{\tau}_b = 5\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Remarque**

Les espacements qui se trouvent dans les tableaux ci-dessous sont calculés entre axes des barres verticales (pour les barres verticales), et entre axes des barres horizontales (pour les barres horizontales) ;

Les sections des armatures horizontales calculées selon une bande de 1m de hauteur.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants

Tableaux. V.1 Ferrailage de voile transversal V T1.

zone	I	II	III
L (m)	3.55	3.55	3.55
e(m)	0.2	0.15	0.15
B(m <sup>2</sup> )	0.8	0.6	0.6
I(m <sup>4</sup> )	1.067	0.800	0.800
v=v'=L/2 (m)	2	2	2
Nmax (KN)	3734.870	1642.860	629.400
Nmin (KN)	1988.44	584.190	134.670
M (KNm)	2945.49	1773.400	630.380
Nser (KN)	1746.43	1061.370	460.710
T (KN)	944.9	680.760	377.860
σmax (KN/m <sup>2</sup> )	5054.8	2181.150	1103.720
σmin (KN/m <sup>2</sup> )	-3458.8	-1265.870	-954.860
nature de la section	SPC	SPC	SPC
Lc (m)	2.375	2.531	2.145
Lt(m)	1.625	1.469	1.855
d(m)	0.813	0.734	0.928
σ1 (KN/m <sup>2</sup> )	1729.400	632.935	477.430
N1 (KN)	421.560	104.596	99.654
N2 (KN)	140.520	34.865	33.218
Av1 (cm <sup>2</sup> )	12.114	3.006	2.864
Av2 (cm <sup>2</sup> )	4.038	1.002	0.955
Amin (cm <sup>2</sup> )	8.125	5.509	6.958
Avj (cm <sup>2</sup> )	36.379	26.209	14.548
A1=Av1+Avj/4 (cm <sup>2</sup> )	21.208	9.558	6.501
A2=Av2+Avj/4 (cm <sup>2</sup> )	13.133	7.554	4.591
bande 1	2x7HA14= 10,77 cm <sup>2</sup>	2x7HA12= 7,92 cm <sup>2</sup>	2x7HA12= 7,92 cm <sup>2</sup>
bande2	2x7HA14= 10,77cm <sup>2</sup>	2x7HA12= 7,92 cm <sup>2</sup>	2x7HA12= 7,92 cm <sup>2</sup>
bande 1	15	15	15
bande2	15	15	15
Av/4	5.30	2.39	1.74
0,15%B	2.438	2.203	2.783
Ah	7,85 cm2	7,85 cm2	7,85 cm2
Choix	7HA10	7HA10	7HA10
ζb=5	2.402	1.730	0.960
ζu=3,25	1.716	1.236	0.686
σbc=15	2.086	1.545	0.545

Tableaux. V.2 Ferrailage de voile transversal V T2.

zone	I	II	III
L (m)	3.55	3.55	3.55
e(m)	0.2	0.15	0.15
B(m <sup>2</sup> )	0.8	0.6	0.6
I(m <sup>4</sup> )	1.067	0.800	0.800
v=v'=L/2 (m)	2	2	2
Nmax (KN)	3786.790	1566.550	598.120
Nmin (KN)	1959.46	560.530	133.930
M (KNm)	2454.76	1714.450	504.690
Nser (KN)	1650.17	1006.020	437.890
T (KN)	980.87	702.780	386.610
$\sigma_{max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	3786.79	2086.770	1061.190
$\sigma_{min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-4972.34	-1348.320	-978.580
nature de la section	SPC	SPC	SPC
Lc (m)	1.729	2.430	2.081
Lt(m)	2.271	1.570	1.919
d(m)	1.135	0.785	0.960
$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	2486.170	674.160	489.290
N1 (KN)	846.802	119.078	105.632
N2 (KN)	282.267	39.693	35.211
Av1 (cm <sup>2</sup> )	24.333	3.422	3.035
Av2 (cm <sup>2</sup> )	8.111	1.141	1.012
Amin (cm <sup>2</sup> )	11.354	5.888	7.196
Avj (cm <sup>2</sup> )	37.763	27.057	14.884
A1=Av1+Avj/4 (cm <sup>2</sup> )	33.774	10.186	6.757
A2=Av2+Avj/4 (cm <sup>2</sup> )	17.552	7.905	4.733
bande 1	2x7HA14= 10,77 cm <sup>2</sup>	2x7HA12= 7,92 cm <sup>2</sup>	2x7HA12= 7,92 cm <sup>2</sup>
bande2	2x7HA14= 10,77cm <sup>2</sup>	2x7HA12= 7,92 cm <sup>2</sup>	2x7HA12= 7,92 cm <sup>2</sup>
bande 1	15	15	15
bande2	15	15	15
Av/4	8.44	2.55	1.80
0,15%B	3.406	2.355	2.879
Ah	7,85 cm2	7,85 cm2	7,85 cm2
Choix	7HA10	7HA10	7HA10
$\zeta_b=5$	2.493	1.786	0.983
$\zeta_u=3,25$	1.781	1.276	0.702
$\sigma_{bc}=15$	1.971	1.464	0.518

Tableaux. V.3 Ferrailage de voile longitudinal VL3.

zone	I	II	III
L (m)	2.9	2.9	2.9
e(m)	0.2	0.15	0.15
B(m <sup>2</sup> )	0.58	0.435	0.435
I(m <sup>4</sup> )	0.406	0.305	0.305
v=v'=L/2 (m)	1.45	1.45	1.45
Nmax (KN)	2076.080	1340.470	614.350
Nmin (KN)	619.00	307.350	83.040
M (KNm)	1245.33	524.150	7.003
Nser (KN)	1338.31	981.610	450.220
T (KN)	516.33	305.230	174.370
σmax (KN/m <sup>2</sup> )	9744.03	2943.180	2311.000
σmin (KN/m <sup>2</sup> )	-5222.42	-1272.590	-1141.300
nature de la section	SPC	SPC	SPC
Lc (m)	1.888	2.025	1.941
Lt(m)	1.012	0.875	0.959
d(m)	0.506	0.438	0.479
σ1 (KN/m <sup>2</sup> )	2611.210	636.295	570.650
N1 (KN)	396.355	62.664	61.548
N2 (KN)	132.118	20.888	20.516
Av1 (cm <sup>2</sup> )	11.390	1.801	1.769
Av2 (cm <sup>2</sup> )	3.797	0.600	0.590
Amin (cm <sup>2</sup> )	5.060	3.283	3.595
Avj (cm <sup>2</sup> )	19.879	11.751	6.713
A1=Av1+Avj/4 (cm <sup>2</sup> )	16.359	4.739	3.447
A2=Av2+Avj/4 (cm <sup>2</sup> )	8.766	3.538	2.268
bande 1	2x6HA14= 9.24 cm <sup>2</sup>	2x6HA12= 6.78 cm <sup>2</sup>	2x6HA12= 6.78 cm <sup>2</sup>
bande2	2x7HA14= 10.77cm <sup>2</sup>	2x6HA12= 6.78 cm <sup>2</sup>	2x6HA12= 6.78 cm <sup>2</sup>
bande 1	15	15	15
bande2	15	15	15
Av/4	4.09	1.18	0.90
0,15%B	1.518	1.313	1.438
Ah	7,85 cm2	7,85 cm2	7,85 cm2
Choix	7HA10	7HA10	7HA10
ζb=5	1.312	0.776	0.443
ζu=3,25	0.937	0.554	0.317
σbc=15	2.168	1.880	0.662

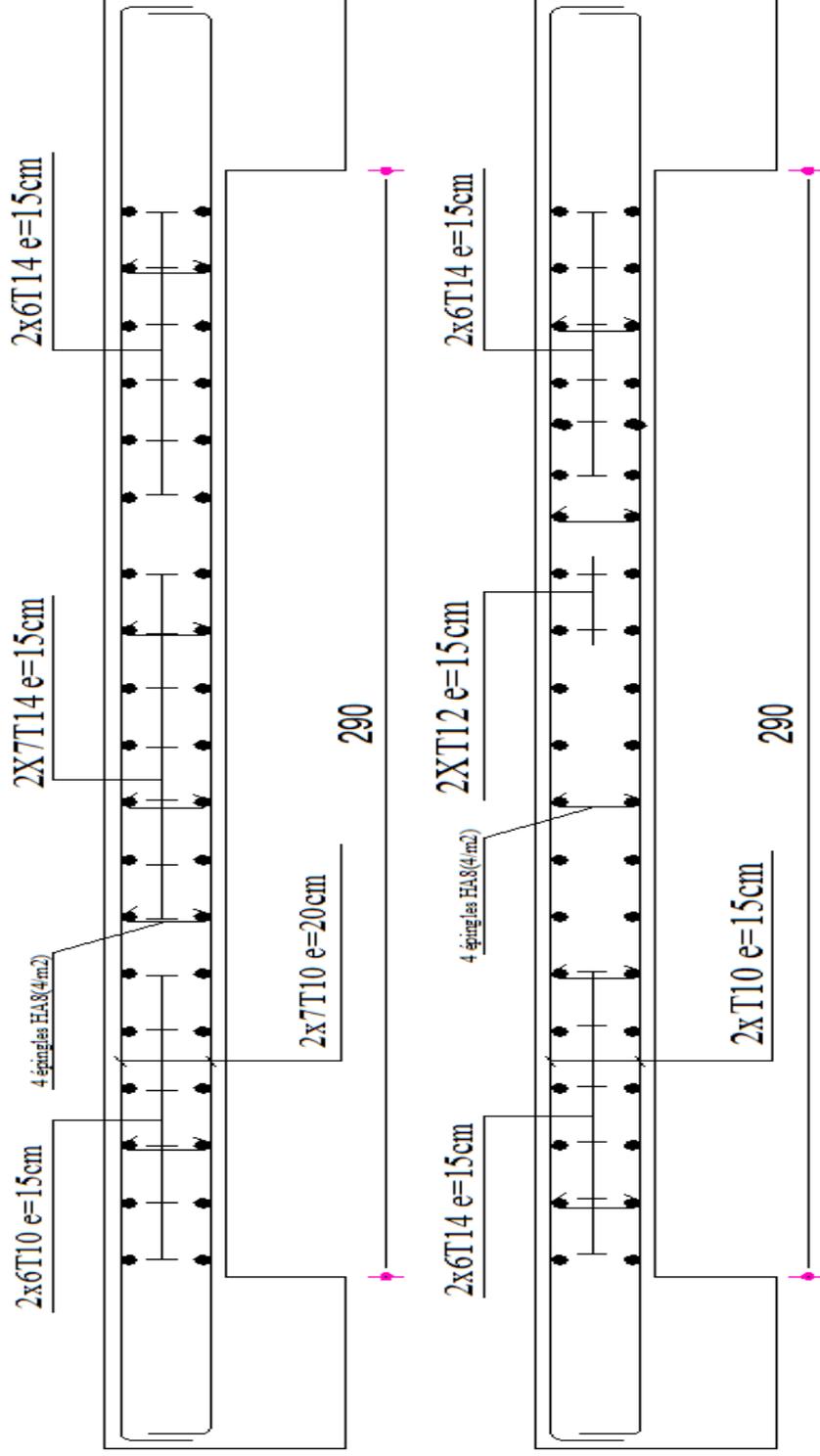
Tableaux. V.4 Ferrailage de voile longitudinal VL4.

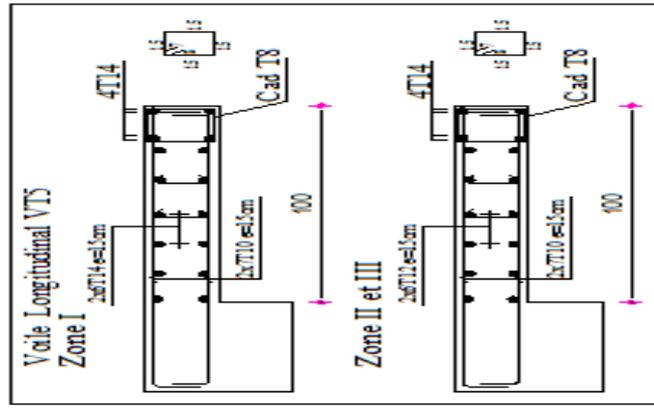
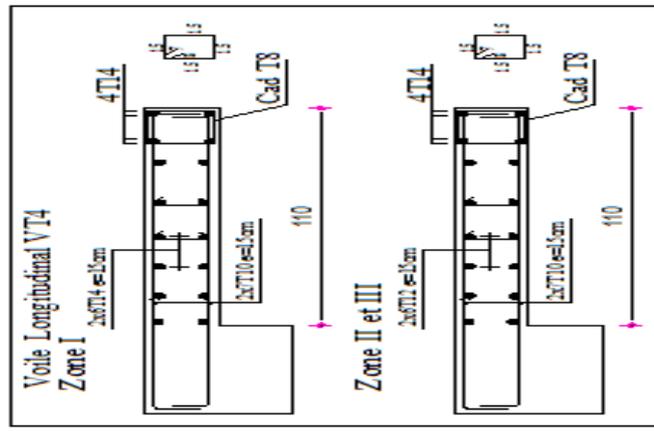
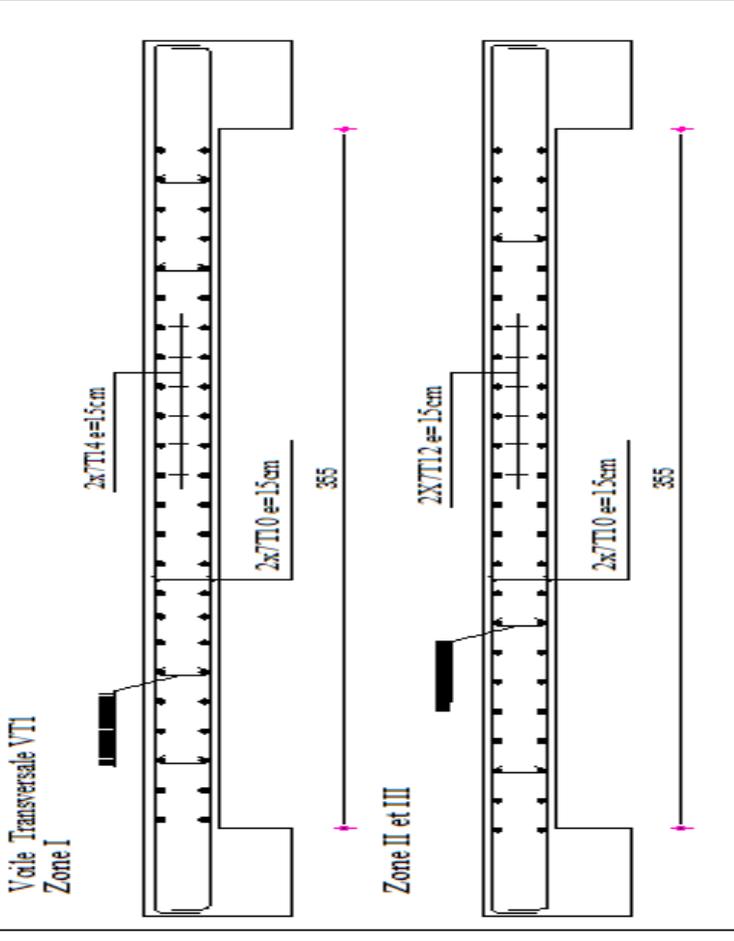
zone	I	II	V
L (m)	1.1	1.1	1.1
e(m)	0.2	0.15	0.15
B(m <sup>2</sup> )	0.22	0.165	0.165
I(m <sup>4</sup> )	0.022	0.017	0.017
v=v'=L/2 (m)	0.55	0.55	0.55
Nmax (KN)	1499.400	897.160	367.080
Nmin (KN)	11.81	9.870	8.110
M (KNm)	16369.15	3538.770	3826.680
Nser (KN)	1096.95	656.250	268.730
T (KN)	325.22	239.930	161.240
σmax (KN/m <sup>2</sup> )	6773.92	2753.650	2736.210
σmin (KN/m <sup>2</sup> )	-5482	-1866.270	-1816.550
nature de la section	SPC	SPC	SPC
Lc (m)	0.608	0.656	0.661
Lt(m)	0.492	0.444	0.439
d(m)	0.246	0.222	0.219
σ1 (KN/m <sup>2</sup> )	2741.000	933.135	908.275
N1 (KN)	202.295	46.648	44.847
N2 (KN)	67.432	15.549	14.949
Av1 (cm <sup>2</sup> )	5.813	1.340	1.289
Av2 (cm <sup>2</sup> )	1.938	0.447	0.430
Amin (cm <sup>2</sup> )	2.460	1.666	1.646
Avj (cm <sup>2</sup> )	12.521	9.237	6.208
A1=Av1+Avj/4 (cm <sup>2</sup> )	8.943	3.650	2.841
A2=Av2+Avj/4 (cm <sup>2</sup> )	5.068	2.756	1.982
bande 1	2x4HA14= 12,32 cm <sup>2</sup>	2x4HA12= 9,04 cm <sup>2</sup>	2x4HA12= 9,04 cm <sup>2</sup>
bande2	2x4HA14= 12,32 cm <sup>2</sup>	2x4HA12= 9,04 cm <sup>2</sup>	2x4HA12= 9,04 cm <sup>2</sup>
bande 1	15	15	15
bande2	15	15	15
Av/4	2.24	0.91	0.71
0,15%B	0.738	0.667	0.658
Ah	7,85 cm2	7,85 cm2	7,85 cm2
Choix	7HA10	7HA10	7HA10
ζ <sub>b</sub> =5	0.827	0.610	0.410
ζ <sub>u</sub> =3,25	0.590	0.436	0.293
σ <sub>bc</sub> =15	4.263	2.602	0.655

Tableaux. V.5 Ferrailage de voile longitudinal VL5.

zone	I	II	III
L (m)	1.00	1.00	1.00
e(m)	0.2	0.15	0.15
B(m <sup>2</sup> )	0.22	0.165	0.165
I(m <sup>4</sup> )	0.022	0.017	0.017
v=v'=L/2 (m)	0.55	0.55	0.55
Nmax (KN)	6107.150	3687.800	1634.040
Nmin (KN)	113.57	83.670	39.630
M (KNm)	19916.38	2641.660	1554.770
Nser (KN)	4465.87	2696.730	329.520
T (KN)	518.24	468.040	1126.170
σmax (KN/m <sup>2</sup> )	8201.63	4102.380	4561.090
σmin (KN/m <sup>2</sup> )	-4888.1	-2790.270	-2643.970
nature de la section	SPC	SPC	SPC
Lc (m)	0.689	0.655	0.696
Lt(m)	0.411	0.445	0.404
d(m)	0.205	0.223	0.202
σ1 (KN/m <sup>2</sup> )	2444.050	1395.135	1321.985
N1 (KN)	150.593	69.891	60.033
N2 (KN)	50.198	23.297	20.011
Av1 (cm <sup>2</sup> )	4.327	2.008	1.725
Av2 (cm <sup>2</sup> )	1.442	0.669	0.575
Amin (cm <sup>2</sup> )	2.054	1.670	1.514
Avj (cm <sup>2</sup> )	19.952	18.020	43.358
A1=Av1+Avj/4 (cm <sup>2</sup> )	9.315	6.513	12.564
A2=Av2+Avj/4 (cm <sup>2</sup> )	6.431	5.174	11.414
bande 1	2x4HA14= 6.16 cm <sup>2</sup>	2x4HA12= 9,04 cm <sup>2</sup>	2x4HA12= 9,04 cm <sup>2</sup>
bande2	2x4HA14= 6.16 cm <sup>2</sup>	2x4HA12= 9,04 cm <sup>2</sup>	2x4HA12= 9,04 cm <sup>2</sup>
bande 1	15	15	15
bande2	15	15	15
Av/4	2.33	1.63	3.14
0,15%B	0.616	0.668	0.605
Ah	7,85 cm2	7,85 cm2	7,85 cm2
Choix	7HA10	7HA10	7HA10
ζb=5	1.317	1.190	2.862
ζu=3,25	0.941	0.850	2.045
σbc=15	17.355	10.694	0.804

# Voile Longitudinal VL3 Zone I





**Chapitre VI**

**Etude de l'infrastructure**

## Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent-en :

- **Un effort normal** : charge et surcharge verticale centrée (valeur extérieure) ;
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique ;
- **Un moment** : qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- **Fondations superficielles :**

Utilisées pour des sols de grande capacité portante.

Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).

- **Fondations profondes :**

Utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol est assez profond (pieux, puits).

## VI.1 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation est conditionné par les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- L'économie ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la supère structure ;
- Le tassement du sol.

## VI.2 Etude géotechnique 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. Une étude préalable du sol nous a donné les résultats suivants :

- □ La contrainte admissible du sol est □ sol = 2 bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### VI.3 pré dimensionnement des fondations

#### VI.3.1) Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement effort normal «  $N_{ser}$  » qui est obtenue à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carré}). \text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$N_{ser} = 1180.86 \text{ KN} \quad , \quad \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \quad B = 2.43 \text{ m}^2$$

#### Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

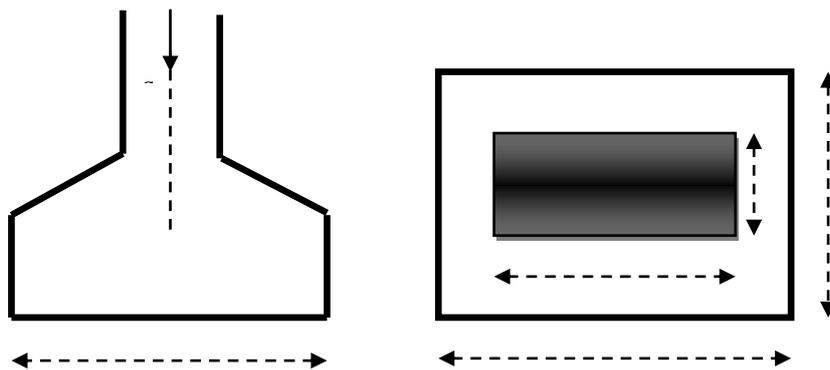


Figure VI-1 : Schéma de la semelle isolée.

#### VI.3.2 Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort  $N$ , données par la condition la plus défavorable.

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_s \rightarrow \frac{G+Q}{B.L} \leq \sigma_s \rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol}.L}$$

Avec :

**B** : Largeur de la semelle

**L** : Longueur de la semelle

**G** : Charge permanente revenant au voile considéré

**Q** : Surcharge d'exploitation revenant au voile considéré

$\sigma_{sol}$ : Contrainte admissible du sol ( $\sigma_{sol}=0,2$  MPa).

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI-1:** Surface des semelles filantes sous les voiles (Sens longitudinale)

Voile	Nser (G+Q)	L(m)	B(m)	S=B.L(m <sup>2</sup> )
VL <sub>1</sub>	1414.45	1.10	6.42	7.06
VL <sub>2</sub>	949.29	0.9	23.73	21.35
VL <sub>3</sub>	3867.79	2.90	6.66	19.31
				47.72

**Tableau VI-2:** Surface des semelles filantes sous les voiles (sens transversal)

Voile	Nser (G+Q)	L(m)	B(m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VT <sub>1</sub>	1504.3	3.55	2.11	7.49
VT <sub>2</sub>	1432.2	3.55	2.01	7.13
				14.62

La surface des semelles filantes sous voiles est :

$$Asv = S1+S2 = 47.72+ 14.62=62.34m^2$$

### VI.3.3 Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

- Hypothèse de calcul**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

• **Etapes de calcul**

1-Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$  .

2-Détermination de coordonnée de la résultante :  $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i}$ .

3 - Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

Si  $e \leq \frac{L}{6}$   $\longrightarrow$  Répartition trapézoïdale.

.Si  $e > \frac{L}{6}$   $\longrightarrow$  Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

4-Détermination de la largeur de la semelle :  $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$

5- Détermination de la hauteur de la semelle :

$\frac{L}{6} \leq h_t \leq \frac{L}{6}$  **Avec : L** est la distance entre nus des poteaux

**Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité, les résultats sont résumés dans le tableau suivant**

Poteaux	$N_{\text{ser}}$ (KN)	$M_i$ (KN,m)	$e_i$ (m)	$N_{\text{ser}} \times e_i$ (KN.m)
<b>1</b>	899.62	0.363	-5.80	-5217.80
<b>2</b>	988.72	1.118	-1.80	-1779.70
<b>3</b>	1001.95	0.607	1.80	1803.51
<b>4</b>	894.60	0.793	5.80	5188.68
<b>Somme</b>	3784.89	2.881		-5.31

**Tableau VI-3 : Détermination de la résultante des charges.**

**Exemple de calcul**

La charge totale transmise par les poteaux est :

$$R = \sum N_i = 3784.89$$

Coordonnées de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R = \sum N_i} = \frac{-5.31 + 2.881}{3784.89} = -0.00064$$

✓ Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = -0.00064m \leq \frac{L}{6} = \frac{11.60}{6} = 1.93m \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{3784.89}{11.60} \left(1 + \frac{6 \times (-0.00064)}{11.60}\right) = 325.27 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{3784.89}{11.60} \left(1 - \frac{6 \times (-0.00064)}{11.60}\right) = 326.17 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{3e}{L}\right) = \frac{3784.89}{11.60} \left(1 - \frac{3 \times (-0.00064)}{11.60}\right) = 326.34 \text{ KN/m}^2$$

✓ Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{\left(\frac{L}{4}\right)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{326.34}{200} = 1.63m$$

On prend : **B = 1.80m.**

On aura donc **S = 1.80 × 12.05 = 21.69m<sup>2</sup>**

Nous aurons la surface totale de la semelle filante : **St = S × n + Sv**

$$\mathbf{St = 21.69 \times 7 + 62.34 = 214.17m^2}$$

**n** : Nombre de portique dans le sens considéré.

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est : **S<sub>bat</sub> = 245.82 m<sup>2</sup>**

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{214.17}{245.82} = 0.87 \longrightarrow 87.00\% \text{ de la surface de l'assise}$$

La surface totale des semelles représente 87.00% de la surface du bâtiment.

### Conclusion

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise, on opte alors pour radier général.

### VI.4 Etude de radier

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé 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.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal ;
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage ;
- Rapidité d'exécution ;
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

#### VI.4.1. Pré dimensionnement du radier

- **Condition d'épaisseur minimale**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{\min} = 25\text{cm}$ ).

- **Condition de vérification de la longueur élastique**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{k \times b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \text{ ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \times \frac{3k}{E}}$$

**Avec :**

**Le :** Longueur élastique ;

**K :** Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K= 40$  MPa pour un sol moyen;

**I :** L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

**E :** Module de déformation longitudinale déferée  
 $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 MP$

**Lmax:** Distance maximale.

$$d'où: h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,00\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.77 m$$

• **Condition forfaitaire :**  $\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$      $\frac{400}{8} \leq h \leq \frac{400}{5}$      $0,5 \leq h \leq 0,8$

**Avec : L<sub>max</sub> = 4.00 m.**

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de : **h = 100 cm.**

➤ **La dalle**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \text{ avec une hauteur minimale de 25 cm}$$

$$h_d \geq \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend : } h_d = 30 \text{ cm.}$$

➤ **La nervure**

La nervure du radier doit satisfaire à la condition suivante:

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm} \longrightarrow \text{On prend : } h_n = 100 \text{ cm.}$$

**D'où:**

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \rightarrow 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100$$

$$40 \leq b_n \leq 70 \rightarrow b_n = 50 \text{ cm}$$

### Résultats

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- Hauteur de la dalle:  $h_d = 30 \text{ cm}$ .
- Hauteur de la nervure:  $h_n = 100 \text{ cm}$ .
- Largeur de la nervure:  $b_n = 50 \text{ cm}$ .

### VI.4.2) Détermination des efforts

#### a) Charges revenant à la superstructure

Charge permanente  $G = 26101.80 \text{ KN}$

Charge d'exploitation  $Q = 3430.21 \text{ KN}$

#### b) Combinaison d'action

A l'ELU :  $N_U = 1,35G + 1,5 Q = 40382.74 \text{ KN}$

A l'ELS :  $N_S = G + Q = 29532.01 \text{ KN}$

#### c) Détermination de la surface nécessaire du radier

$$L'ELU : S_{\text{rad}}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{SOL}}} = \frac{40382.74}{1,33 \times 200} = 151.81 \text{ m}^2$$

$$L'ELS : S_{\text{rad}}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{29532.01}{200} = 147.66 \text{ m}^2$$

D'où :  $S_{\text{rad}} = \max(S^{ELU}; S^{ELS}) = 151.81 \text{ m}^2$ .

$$S_{\text{bat}} = 245.823 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 151.81 \text{ m}^2$$

### Remarque

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte pour la surface du radier, augmentée d'un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\right) \text{ Avec } h : \text{ la hauteur de la nervure.}$$

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{100}{2}; 30\right) \rightarrow L_{\text{déb}} \geq 50\text{cm}$$

On prend  $L_{\text{déb}}=50\text{ cm}$ .

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$$

$$S_{\text{déb}}=(24,9+16,55)\times 2\times 0,50+4\times(0,50)^2= 88,40\text{ m}^2.$$

$$S_{\text{rad}} = 151,81+88,40= 240,21\text{cm}^2$$

$$S_{\text{rad}}=240,21\text{m}^2.$$

#### d) Détermination des efforts à la base du radier

##### a) Poids de radier :

$P_{\text{rad}}$  = Poids de la dalle + Poids de la nervure + Poids du (T.V.O) + Poids de la dalle flottante.

- Poids de la dalle :

$$g_1 = S_{\text{rad}} \times h_d \times \rho_b = 240,21 \times 0,3 \times 25 = 1801,57\text{ KN}$$

Poids des nervures :  $g_2 = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$

$$g_2 = [(0,50 \times (1,00 - 0,30) \times 16,55 \times 7) + (0,50 \times (1,00 - 0,30) \times 24,90 \times 4)] \times 25$$

$$g_2 = 1885,18\text{ KN}$$

- Poids du TVO :

$$g_3 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{\text{ner}} = b_n \times L \times n = (1,00 \times 16,55 \times 7) + (1,00 \times 24,90 \times 4) = 215,45\text{m}^2.$$

$$g_3 = (240,21 - 215,45) \times (1,00 - 0,3) \times 17 = 294,64\text{KN}.$$

- Poids de la dalle flottante libre :  $g_4 = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \rho_b$

$$g_4 = (240,21 - 215,7) \times 0,1 \times 25 = 61,275\text{ KN}.$$

$$P_{\text{rad}} = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 4042,66\text{KN}$$

##### b) Charge permanente apportée sur le radier GT

$$G_T = P(\text{superstructure}) + P(\text{infrastructure}) = 26101,80 + 4042,66 = 30144,46\text{ KN}.$$

**c) Charge d'exploitation apportée sur le radier QT**

Surcharge du bâtiment :  $Q_{\text{bat}} = 3430.21 \text{ KN}$

Surcharge du radier :  $Q_{\text{rad}} = 2,5 \times 240.21 = 600.52 \text{ KN}$

Surcharge totale :  $Q_T = 4030.73 \text{ KN}$

**d) Combinaison d'actions**

**A l'ELU** :  $N_U = 1,35G_T + 1,5 Q_T = 1,35 \times 30144.46 + 1,5 \times 4030.73 = 46741.12 \text{ KN}$

**A l'ELS** :  $N_S = G_T + Q_T = 30144.46 + 4030.73 = 34175.19 \text{ KN}$

**VI.4.3 vérifications****A) Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que:  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$

$b = 100 \text{ cm}$ ;  $d = 0.9h_d = 27 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{l_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{l_{\max}}{2} = \frac{46741.12 \times 1}{240.21} \times \frac{4,00}{2} = 389.18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{389.18}{1 \times 0,36} = 1081.05 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 1.081 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.081 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée

**B) Vérification de la stabilité du radier**

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Efforts normaux dus aux charges verticales.
- ✓ Effort de renversement du au séisme.

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(k=0)} \cdot h$$

$M_{j(k=0)}$ : Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(k=0)}$ : Effort tranchant à la base du bâtiment

$h$  : profondeur de l'infrastructure

On doit vérifier les conditions suivantes :(RPA99/2003 .Art.10.1.4.1)

➤ **ELU:**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol}$$

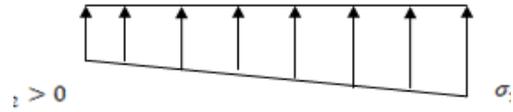


Figure VI-2 : Diagramme des contraintes du sol.

➤ **ELS:**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN /m}^2, \quad 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN /m}^2$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$V$  : distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier.

$$N_U = 46741.12 \text{ KN} \quad N_S = 34175.19 \text{ KN}$$

$$M_{0x} = 48185.48 \text{ KN.m}$$

$$T_{0x} = 2413.29 \text{ KN}$$

$$M_{0y} = 48185.48 \text{ KN.m} \quad T_{0y} = 3007.42 \text{ KN}$$

• **Calcul du CDG et des moments d'inertie**

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 12,225$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 9.15$$

Avec :  $S_i$  : Aire du panneau considéré

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré

• **Moment d'inertie du radier**

$$I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{24.90 \times 16.55^3}{12} = 9406.15 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{16.55 \times 24.90^3}{12} = 21291.92 \text{ m}^4$$

- **Calcul des moments**

$$M_x = 48185.48 + (2413.29 \times 1.00) \rightarrow M_x = 50598.77 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 60735.16 + (3007.42 \times 1.00) \rightarrow M_y = 63742.58 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens longitudinal xx**

- **A ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{46741.12}{240.21} + \frac{50598.77}{21291.92} \times 12.45 = 224.17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{46741.12}{240.21} - \frac{50598.77}{21291.92} \times 12.45 = 164.99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 175.62 + 116.44}{4} = 160.82 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 160.82 \text{ KN / m}^2 < 1.33 \sigma_{sol}^{cal} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **A P'ELS**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{34175.19}{240.21} + \frac{48185.48}{9406.15} \times 12.45 = 206.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{34175.19}{240.21} - \frac{48185.48}{9406.15} \times 12.45 = 78.49 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 206.05 + 78.49}{4} = 174.16 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 174.16 \text{ KN / m}^2 < \sigma_{sol}^{cal} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversale yy**

**A ELU**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{46741.12}{240.21} + \frac{60735.16}{9406.15} \times 8.275 = 248.01 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{46741.12}{240.21} - \frac{60735.16}{9406.15} \times 8.275 = 141.15 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 248.01 + 141.15}{4} = 221.29 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 221.29 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{\text{sol}}^{\text{cal}} = 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### A l'ELS

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{34175.19}{240.21} + \frac{60735.16}{9406.15} \times 8.275 = 195.70 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{34175.19}{240.21} - \frac{60735.16}{9406.15} \times 8.275 = 88.84 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 195.70 + 88.84}{4} = 168.98 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_m = 168.98 < \sigma_{\text{sol}}^{\text{cal}} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### C) Vérification au poinçonnement (Art.A.5.2.42/BAEL91)

Aucun calcul ne sera exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec  $N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

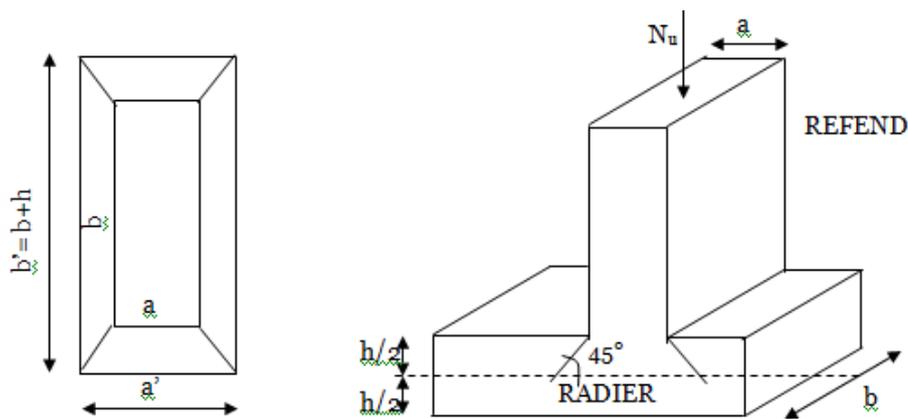


Figure VI.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

- **Vérification pour les poteaux (Poteau le plus sollicité)**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,40 + 0,45 + 2 \times 1,00) = 4,36m$$

$$N_u = 2072,90 \text{ KN.m.}$$

$$N_u = 2072,90 < \frac{0,045 \times 4,36 \times 1,00 \times 25000}{1,5} = 3270 \text{ KN.m}$$

#### Vérification pour les voiles (Voile le plus sollicité)

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,80) = 5,6m$$

$$N_u = 2269,10 \text{ KN.m.}$$

$$N_u = 2269,10 < \frac{0,045 \times 5,6 \times 0,8 \times 25000}{1,5} = 3360 \text{ KN.m}$$

### VI .5 ferrailage de radier

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BEAL 91**

### VI.5.1 Les contraintes prise en compte dans les calculs

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

La contrainte moyenne max à l'ELU :  $\sigma_m = 199.46 \text{ KN/m}^2$

La contrainte moyenne max à l'ELS :  $\sigma_m = 170.32 \text{ KN/m}^2$

D'où :

**A l'ELU**

$$q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 248.01 - \frac{4042.66}{240.21} = 231.18 \text{ KN/m}^2$$

**A l'ELS**

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 206.05 - \frac{4042.66}{240.21} = 189.22 \text{ KN/m}^2$$

### VI.5.2 Ferrailage de la dalle

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

#### A) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis

On distingue deux cas

- **1<sup>er</sup> cas:**  $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} < 0.4$  La dalle travaille dans un seul sens. (Flexion longitudinale négligée)

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; M_{0y} = 0$$

- **2<sup>ème</sup> cas:**  $0.4 \leq \rho_x = \frac{l_x}{l_y} \leq 1$  La dalle travaille dans les deux sens

✓ Dans le sens de la petite portée  $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

✓ Dans le sens de la grande portée  $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par les tables de **PIGEAUD**. Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol

**B) Identification du panneau le plus sollicité :**

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :  $l_x = 3,35m, l_y = 4,00m$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,35}{4,00} = 0,83 \quad 0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Panneau	L <sub>x</sub> (m)	L <sub>y</sub> (m)	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	ELU		ELS	
				U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>
1	3,35	4,00	0,83	0,0531	0,649	0,0600	0,750

**C) Calcul a l'ELU**

**a) Evaluation des moments M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub> :**

$$v = 0; \rho = 0,83 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0531 \\ \mu_y = 0,649 \end{cases}$$

**On aura donc**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0,0531 \times 181,25 \times 3,35^2 = \mathbf{108.01 KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,649 \times 108,01 = \mathbf{70.10KN.m}$$

**Remarque :** Afin de tenir compte des semi encastremets de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de :

**0.75 :** pour les moments en travées,

**0.50 :** pour les moments sur appuis intermédiaires,

**0.30 :** pour les moments sur appuis de rive.

- **Moments sur appuis intermédiaire**

$$M_{a-x} = 0.5 \times 108.01 = 54.005 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.5 \times 70.10 = 37.05 \text{ KN.m}$$

- **Moments sur appuis de rive**

$$M_{a-x} = 0.30 \times 108.01 = 32.403 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0.30 \times 70.10 = 21.03 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travée**

$$M_{t-x} = 0.75 \times 108.01 = 81.007 \text{ KN.m}$$

$$M_{t-y} = 0.75 \times 70.10 = 52.78 \text{ KN.m}$$

**b) Ferrailage a l'ELU**

- **le sens x – x(longitudinal)**

- ✓ **Aux appuis**

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{54.005 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,052 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,052 \rightarrow \beta = 0,973$$

$$A_{sa} = \frac{M}{B d \sigma_{st}} = \frac{54.005 \times 10^3}{0,973 \times 27 \times 348} = 5.91 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10.05 cm<sup>2</sup>/ml avec :

S<sub>t</sub> = 25 cm.

- ✓ **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{81.007 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,078 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,078 \rightarrow \beta = 0,959 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{81.007 \times 10^3}{0,959 \times 27 \times 348} = 8,99 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10.05 cm<sup>2</sup>/ml Avec : S<sub>t</sub> = 25 cm

• **le sens y - y (transversal)**

✓ **Aux appuis**

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{21.03 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,020 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

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

$$A_{sa} = \frac{M}{B d \sigma_{stt}} = \frac{21.03 \times 10^3}{0,990 \times 27 \times 348} = 2,26 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10.05 cm<sup>2</sup>/ml avec

S<sub>t</sub> = 25

✓ **En travée**

$$\mu_u = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{52.78 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,051 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,051 \rightarrow \beta = 0,973 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{Mt}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{52.78 \times 10^3}{0,973 \times 27 \times 348} = 5,77 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16 = 10.05 cm<sup>2</sup>/ml Avec : S<sub>t</sub> = 25 cm

c) **Vérification a l'ELU**

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3-\rho}{2} \text{ Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA}$$

$$\text{FeE400 } A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-0,83}{2} = 2,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ua}^y = 10,5 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{ut}^x = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ A_{ut}^y = 10,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

- **Espacements des armatures : (BAEL91/A8.2, 42)**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle :

#### Sens x-x

$$S_t \leq \min\{3h; 33\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{90; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### Sens y-y

$$S_t \leq \min\{4h; 45\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{90; 45\text{cm}\}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min\left(0,5 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2,5$$

$$V_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{181,25 \times 3,35}{2} = 303,59$$

$$\tau_u = \frac{303,59 \times 10^{-3}}{1 \times 0,3} = 1,01 \leq 2,5$$

#### D) Calcul a l'ELS

##### a) Evaluation des moments $M_x$ , $M_y$

$$v = 0,2; \rho = 0,83 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,000 \\ \mu_y = 0,750 \end{cases}$$

On aura donc:

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times lx^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

$$M_{0x} = 0,0600 \times 152,11 \times 3,35^2 = \mathbf{102,42KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,750 \times 102,42 = \mathbf{76,81KN.m}$$

- **Moments sur appuis intermédiaire**

$$M_{a-x} = 0,5x 102,42 = 51,21KN.m$$

$$M_{a-y} = 0,5x 76,81 = 38,4KN.m$$

- **Moments sur appuis de rive**

$$M_{a-x} = 0,30x102,42 = 30,73KN.m$$

$$M_{a-y} = 0,30x 76,81= 23,04KN.m$$

- **Moments en travée**

$$M_{t-x} = 0,75 x102,42 = 76,81 KN.m$$

$$M_{t-y} = 0,75x 76,81 = 56,86 KN.m$$

**b) Vérification a L'ELS**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

- **Sens X-X**

✓ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{54,005}{51,21} = 1,05 \quad \text{Avec } \mu_u = 0,030 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 0,0381$$

$$\alpha = 0,0381 \leq \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée**

$$\gamma = \frac{81.007}{76.81} = 1,05 \text{ Avec } \mu_u = 0,044 \longrightarrow \alpha = 0,0562$$

$$\alpha = 0,0562 \leq \frac{1,05-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,27 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens Y-Y :**

✓ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{37.05}{38.40} = 0,96 \text{ Avec } \mu_u = 0,016 \longrightarrow \alpha = 0,0201$$

$$\alpha = 0,0201 \leq \frac{0,96-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,23 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée**

$$\gamma = \frac{52.78}{56.86} = 0,96 \text{ Avec } \mu_u = 0,022 \longrightarrow \alpha = 0,0279$$

$$\alpha = 0,0279 \leq \frac{0,96-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,23 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion**

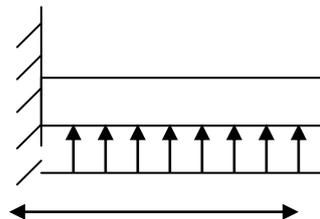
La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

**VI.5.3 Ferrailage de débord**

Le débord est assimilé à une console courte encastrée dans le radier de longueur L= 50 cm , soumise à une charge uniformément répartie

**A) Sollicitation de calcul A l'ELU**

$$q_u = 181.25 \text{KN/ml}$$



**Figure VI-4 : Schéma statique du débord**

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-181.25 \times 0.50^2}{2} = -22.66 \text{ KN.m}$$

**A) P'ELS**

$$q_s = 152.11 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-152.11 \times 0.50^2}{2} = -19.01 \text{ KN.m}$$

**B) Calcul des armatures****a) Armatures principales**

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 27 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{22.66 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0,022 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_u = 0,022 \rightarrow \beta_u = 0,989$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22.66 \times 10^3}{0,989 \times 27 \times 348} = 2,44 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 5 \text{ HA12} = 5,65 \text{ cm}^2$$

Avec  $S_t = 12 \text{ cm}$

**b) Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } 4 \text{ HA12} = 4,52 \text{ cm}^2 \dots S_t = 20 \text{ cm.}$$

**C) Vérification à l'ELU**• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 < A_u = 5,65 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

**D) Vérification à l'ELS**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{81.78}{71.75} = 1,14$$

$$\mu = 0,022 \longrightarrow \alpha = 0,02749$$

$$\alpha = 0,0279 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,320 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS

### VI.5.4 Ferrailage de la nervure

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $L_m$ ), et le même effort tranchant (largeur  $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

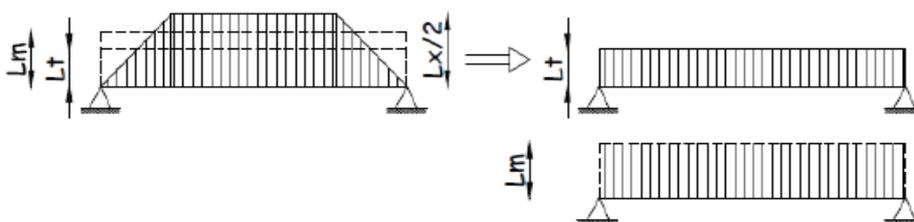


Figure VI-5: Présentation des chargements simplifiés.

Deux types de chargement peuvent se présenter :

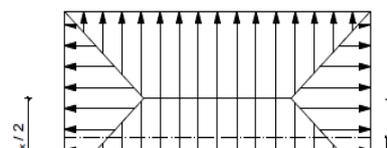


Figure VI-6: Répartition trapézoïdale.

#### 1er Cas : Chargement trapézoïdale

Moment fléchissant :  $I_m = I_x \left( 0.5 - \frac{l^2}{6} \right)$

Effort tranchant :  $I_t = I_x \left( 0.5 - \frac{l^2}{4} \right)$

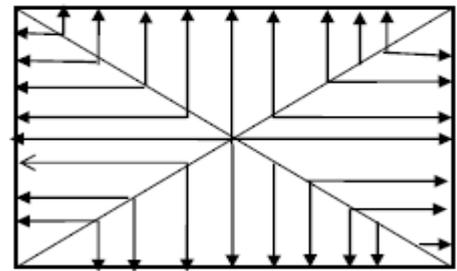


Figure VI-7 : Répartition triangulaire.

**2ème Cas : Chargement triangulaires**

Moment fléchissant :  $I_m = 0.333xl_x$

Effort tranchant :  $I_t = 0.25xl_x$

**A) Détermination des charges**

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 221.29 - \frac{4042.66}{240.21} - \frac{1885.18}{215.45} \right) \times 1ml = 195.71KN/ml$$

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 138.43 - \frac{4042.66}{240.21} - \frac{1885.18}{215.45} \right) \times 1ml = 112.85 KN/ml$$

- **Pour les moments fléchissant :**

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

- **Pour les efforts tranchants :**

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_m$$

**Rearque**

Pour calcules ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

• Sens longitudinale

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	x	Ly	P	charge	lm	Lt	qu	qs	Qu	Qu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A - B	1	.35	4	0.84	triangulaire	1.12	0.84	195.71	112.85	162.60	25.21	207.72	415.43	122.07	244.15	155.94	311.89
	2	3.35	33.6	0.93	triangulaire	1.12	0.84	195.71	112.85	162.60		207.72		122.07		155.94	
B - C	1	3.35	44	0.84	triangulaire	1.12	0.84	195.71	112.85	162.60	25.21	207.72	415.43	122.07	244.15	155.94	311.89
	2	3.35	33.6	0.93	triangulaire	1.12	0.84	195.71	112.85	162.60		207.72		122.07		155.94	
C - D	1	3.3	44	0.83	triangulaire	1.10	0.83	195.71	112.85	160.18	20.35	204.62	409.23	120.25	240.50	153.62	307.23
	2	3.3	33.6	0.92	triangulaire	1.10	0.83	195.71	112.85	160.18		204.62		120.25		153.62	
D - E	1	3.3	44	0.83	triangulaire	1.10	0.83	195.71	112.85	160.18	20.35	204.62	409.23	120.25	240.50	153.62	307.23
	2	3.3	33.6	0.92	triangulaire	1.10	0.83	195.71	112.85	160.18		204.62		120.25		153.62	
E - F	1	3.35	44	0.84	triangulaire	1.12	0.84	195.71	112.85	162.60	25.21	207.72	415.43	122.07	244.15	155.94	311.89
	2	3.35	3.6	0.93	triangulaire	1.12	0.84	195.71	112.85	162.60		207.72		122.07		155.94	
F - G	1	3.35	44	0.84	triangulaire	1.12	0.84	195.71	112.85	162.60	25.21	207.72	415.43	122.07	244.15	155.94	311.89
	2	3.35	33.6	0.93	triangulaire	1.12	0.84	195.71	112.85	162.60		207.72		122.07		155.94	

Tableau VI-5 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

- Sens transversal

									MOMENT FLECHISSANT					EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	Lx	Ly	P	charge	Im	Lt	qu	qs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs	Qu	ΣQu	Qs	ΣQs
A-B	1	3.35	4	0.84	trapézoïdal	1.28	0.97	195.71	112.85	251.17		144.83		190.54		181.28	
	2	3.35	4	0.84	trapézoïdal	1.28	0.97	195.71	112.85	251.17	502.34	144.83	289.66	190.54	381.08	181.28	362.57
B-C	1	3.35	3.6	0.93	trapézoïdal	1.19	0.90	195.71	112.85	233.19		134.46		175.29		166.77	
	2	3.35	3.6	0.93	trapézoïdal	1.19	0.90	195.71	112.85	233.19	466.38	134.46	268.93	175.29	350.58	166.77	333.54
C-D	1	3.35	4	0.84	trapézoïdal	1.28	0.97	195.71	112.85	251.17		144.83		190.54		181.28	
	2	33.35	44	00.84	trapézoïdal	1.28	0.97	195.71	112.85	251.17	502.34	144.83	289.66	190.54	381.08	181.28	362.57

Tableau VI-6 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

B) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :(obtenu par le logiciel ETABS)

a) Sens longitudinal :

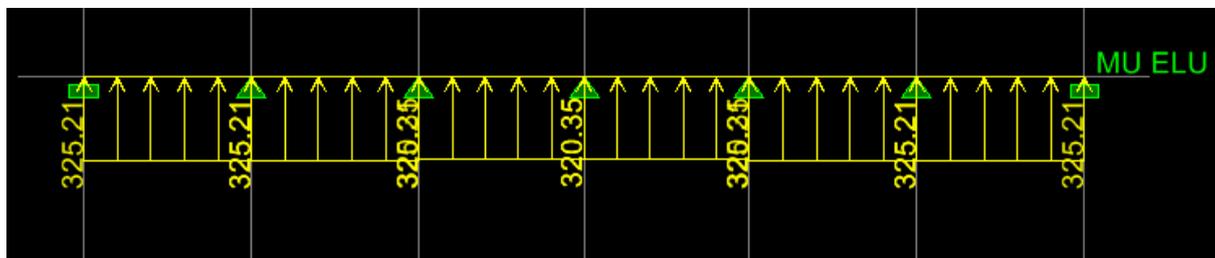


Figure VI-8 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

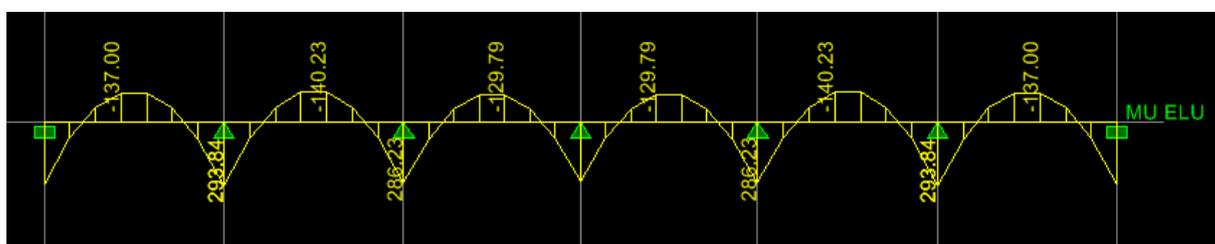


Figure VI-9 :Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

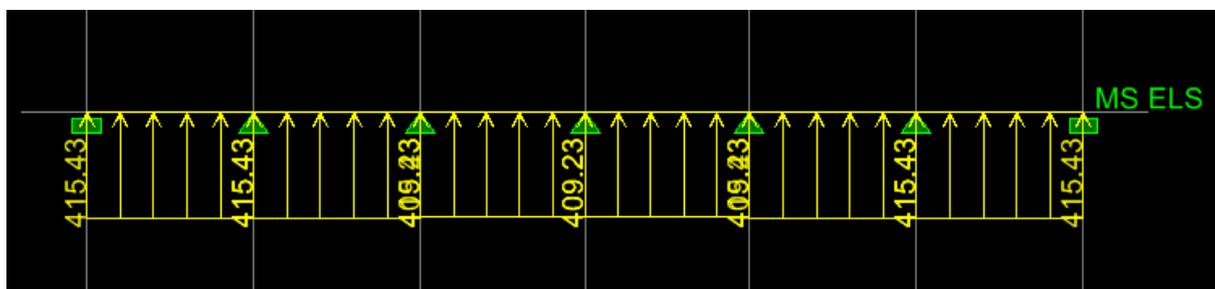


Figure VI-10 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

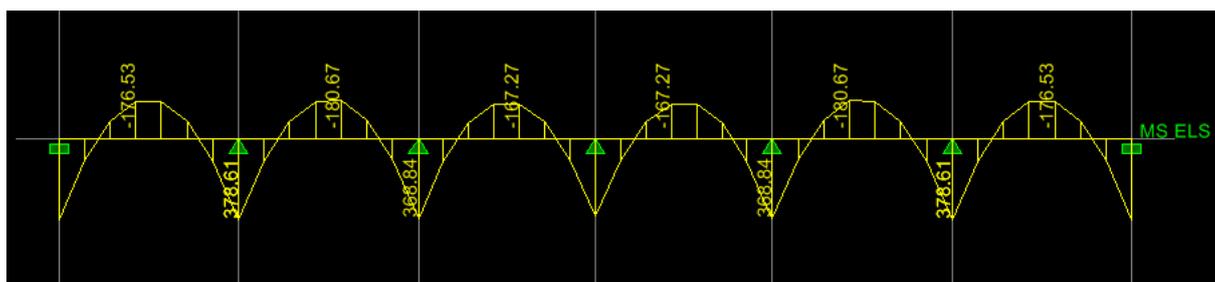


Figure VI-11 :Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

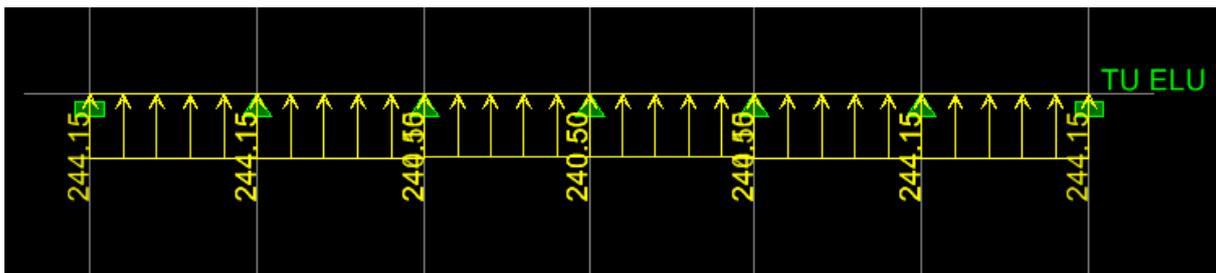


Figure VI-12 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

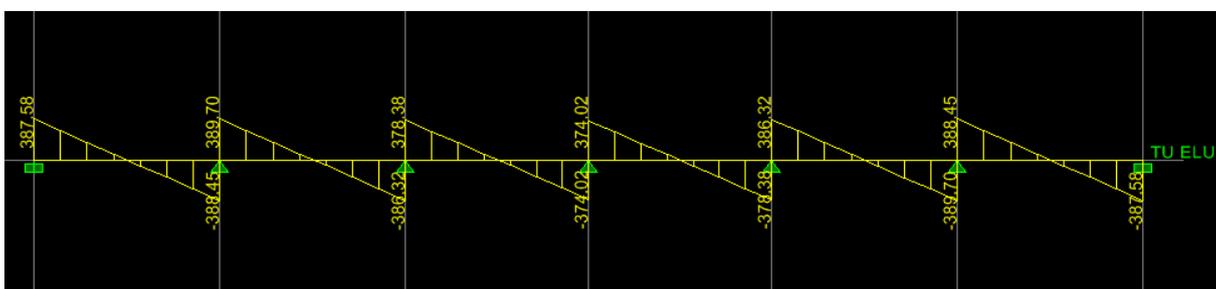


Figure VI-12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

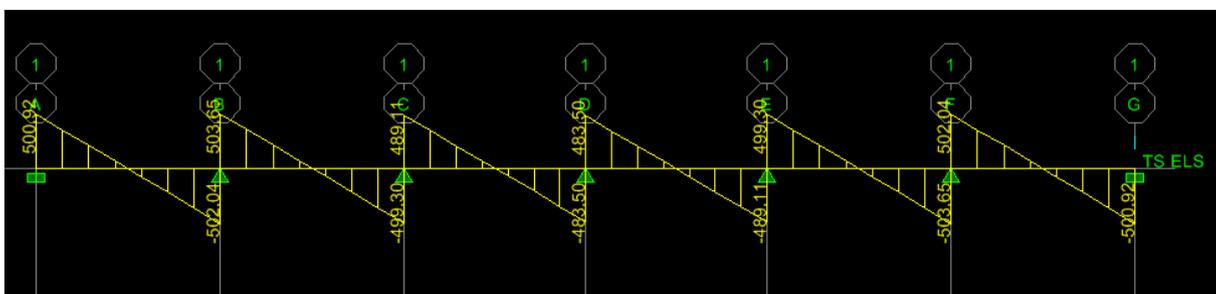
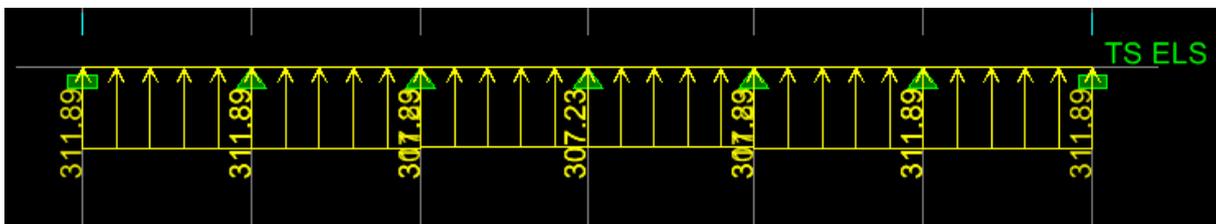


Figure VI-13: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

a) Sens transversale :

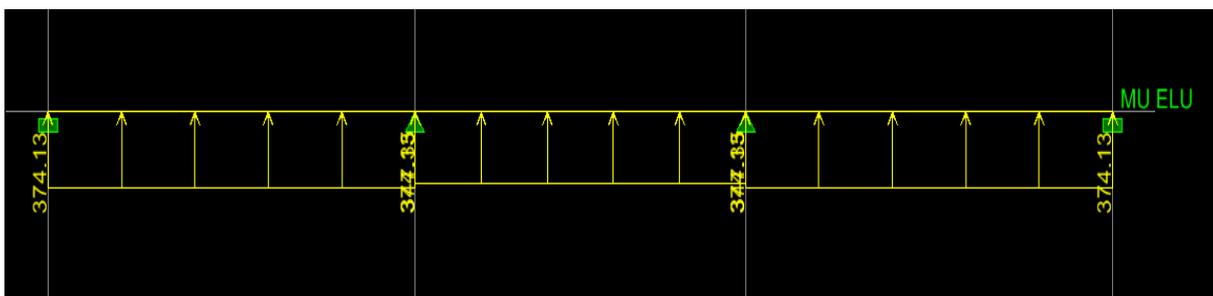


Figure VI-14 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

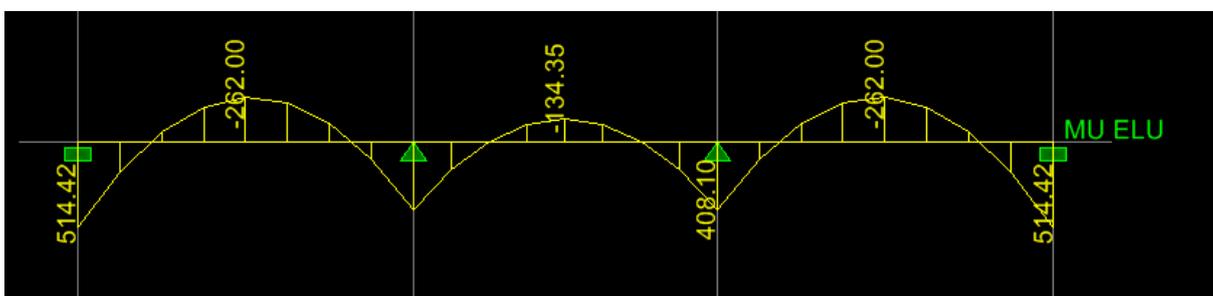


Figure VI-15: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



Figure VI-16 Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

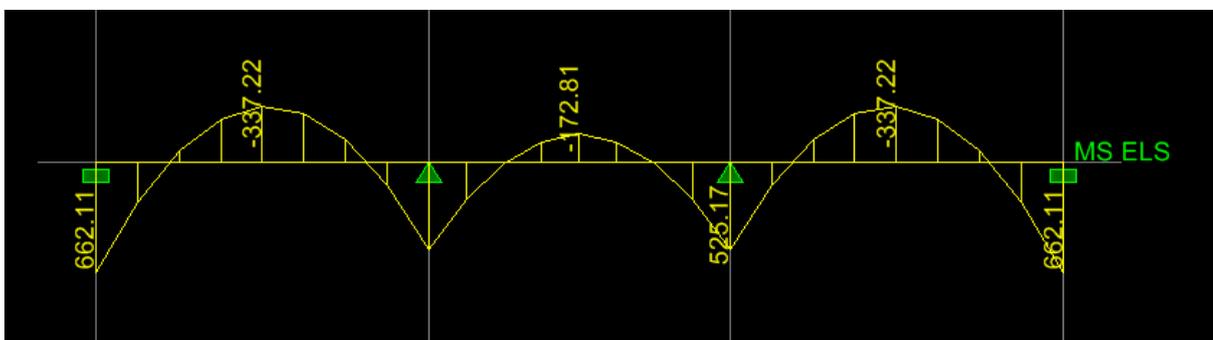


Figure VI.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

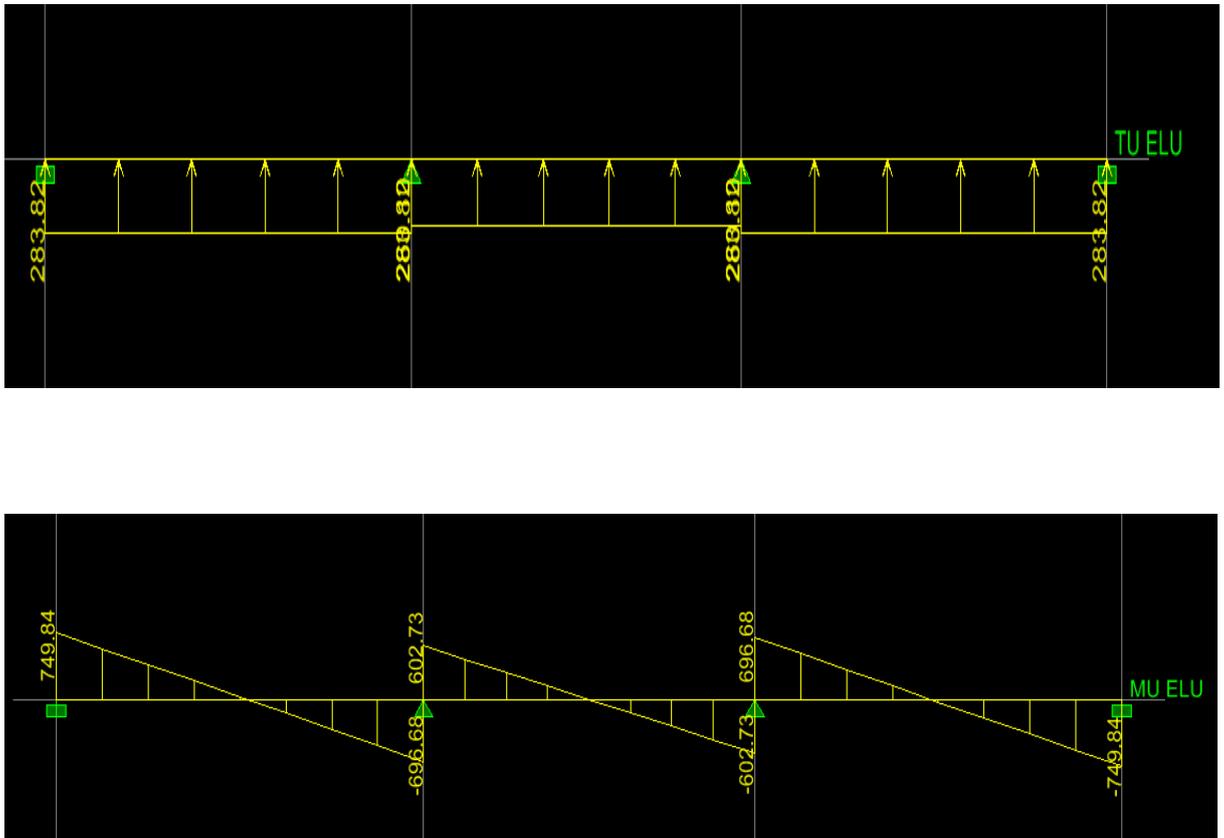


Figure VI.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

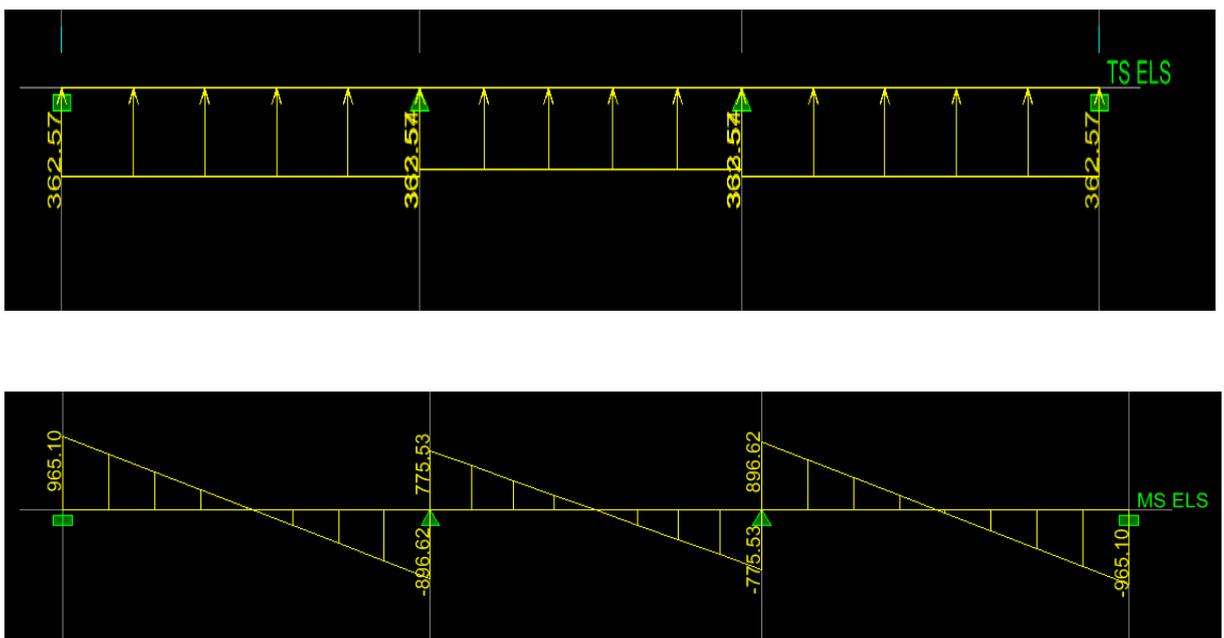


Figure VI.19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

C) Sollicitation maximale :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{amax}$ (KN.m)	293.84	378.61	514.42	662.11
$M_{tmax}$ (KN.m)	140.23	180.67	262.00	337.10
$T_{max}$ (KN)	526.06	675.66	749.84	965.10

Tableau VI.7 : Les efforts internes dans les nervures.

D) Le ferrailage :

a) Armatures longitudinales :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 50$  [cm],  $h = 100$  [cm],  $d = 95$  [cm],  $f_{bc} = 14,2$  [MPa],  $\sigma_{st} = 348$  [MPa]

Exemple de calcul :

$$M_{tumax} = 740.23 \text{ [KN.m]} \quad ; \quad M_{aumax} = -293.84 \text{ [KN.m]}$$

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{293.84 \times 10^3}{50 \times 95^2 \times 14,2} = 0,045 < 0,392 \quad \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu_u = 0,045 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0,976$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{293.84 \times 10^3}{0,976 \times 95 \times 348} = 9.11 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit :  $4HA14+4HA14 = 12.32 \text{ [cm}^2\text{]}$

		M [KN.m]	$\mu$	$\beta$	$A_{cal}[\text{cm}^2]$	Choix	$A_{adop}[\text{cm}^2]$
Sens longitudinal	Appui	293.84	0,045	0,976	9.11	4HA14+4HA14	12.32
	Travée	140.23	0,022	0,989	4.30	4HA14+4HA14	12.32
Sens transversal	Appui	514.42	0,080	0,958	16.24	5HA16 + 5HA16	20.10
	travée	262.00	0,041	0,979	8.09	5HA16+2HA14	13.13

Tableau VI-7 : Ferrailage des nervures à L'ELU.

b) Armatures transversales :

• Diamètre minimal :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ [mm]}$$

Soit le diamètre des armatures transversales  $\phi = 8 \text{ [mm]}$

On prend un cadre et un étrier de  $\phi = 8 \text{ [mm]}$

• Espacement des armatures :

✓ En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 1.6 \right\} = \{25; 19.20\}$$

Soit  $S_t = 20 \text{ [cm]}$

✓ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ [cm]}$$

Soit  $S_t = 20 \text{ [cm]}$

- **Armatures transversales minimales :**

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Soit  $A_t = 6HA 8 = 3,02 \text{ cm}^2$  (02 cadres et 01 étrier).

**E) Vérification à l'ELU**

**a) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 95 \times 2,1}{400} = 5.73 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

$$A_{\text{adopté}} = 12.32 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 4,61 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 12.32 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 4,61 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 20.10 > A_{\min} = 4,61 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{\text{adopté}} = 13.13 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 4,61 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Contrainte de cisaillement :**

$$T_{\text{umax}} = 526.06 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ [MPa]}\right) = \min(2,5 \text{ [MPa]}; 4 \text{ [MPa]}) = 2,5 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{526.06 \times 10^3}{500 \times 95} = 1.11 \text{ [MPa]} \leq \bar{\tau} = 2,5 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**F) Vérification à l'ELS :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

- **Sens X-X :**

- ✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{293.84}{378.61} = 0.78 \text{ Avec } \mu_u = 0,045 \longrightarrow \alpha = 0,714$$

$$\alpha = 0,714 \leq \frac{0.78-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,14 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{140.23}{180.67} = 0.78 \text{ Avec } \mu_u = 0,022 \longrightarrow \alpha = 0,0459$$

$$\alpha = 0,0459 \leq \frac{0.78-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,14 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens Y-Y :**

✓ **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{514.42}{662.11} = 0.78 \text{ Avec } \mu_u = 0,080 \longrightarrow \alpha = 0,1044$$

$$\alpha = 0,1044 \leq \frac{1.36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,138 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{262.00}{337.10} = 0.78 \text{ Avec } \mu_u = 0,041 \longrightarrow \alpha = 0,0536$$

$$\alpha = 0,0536 \leq \frac{0.78-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,14 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

**G) Les armatures de peau (BAEL/Art B.6.6 ,2) :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à  $3[\text{cm}^2]$  par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **100 [cm]**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$$A_p = 3 \left[ \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \right] \times 1 = 3[\text{cm}^2] \text{ Par paroi.}$$

$$\text{Soit : } 2\text{HA}14 = 3,08[\text{cm}^2]$$

## CONCLUSION GENERALE

---

### Conclusion :

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de mettre en application les acquis théoriques assimilés durant de notre cursus et d'affiner nos connaissances.

En effet les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduites à nous documenter et à étudier des méthodes que nous n'avons pas eu la chance d'étudier durant le cursus, par exemple :

Se travaille de fin d'étude nous a permis de comprendre comment on fait une disposition des voiles, qui présentent un facteur important dans la détermination du comportement d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations.

Et d'après qu'on a modélisés, les efforts qu'on a trouvé on utilisant le logicielle ETABS nous a permis de comprendre comment on fait les vérifications d'exigences de RPA (la période, les déformations, les déplacements.....) par rapport aux résultats trouvées.

Et enfin comprendre le ferrailage des différents éléments de la structure on respectant la réglementation, sans négliger le côté pratique pour faciliter la tâche à l'exécution.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle.