

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU**

**FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



**MEMOIRE DE FIN D'ETUDE  
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER  
PROFESSIONNEL EN GENIE CIVIL  
OPTION : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE**

## **THEME**

**Etude d'un bâtiment R+9 à usage  
d'habitation en contreventement mixte avec  
l'application du logiciel ETABS**

**Dirigé par :**

**M<sup>r</sup>. LOUZAI**

**Etudié par:**

**M<sup>r</sup>. BERDJAOUI Massinissa  
M<sup>r</sup>. CHATERBACHE Aghilas**

**PROMOTION**

**2014/2015**

## **REMERCIEMENTS**

On tient à présenter nos remerciements les plus expressifs à Monsieur LOUZAI, notre promoteur, pour son entière disponibilité et ses orientations durant l'élaboration de ce travail.

On remercie aussi l'ensemble du personnel du département de Génie Civil.

On tient de même à remercier les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

## **Dédicaces**

A :

- nos très chers parents,
- nos frères et sœurs,
- Tous nos amis,

Nous dédions ce travail.

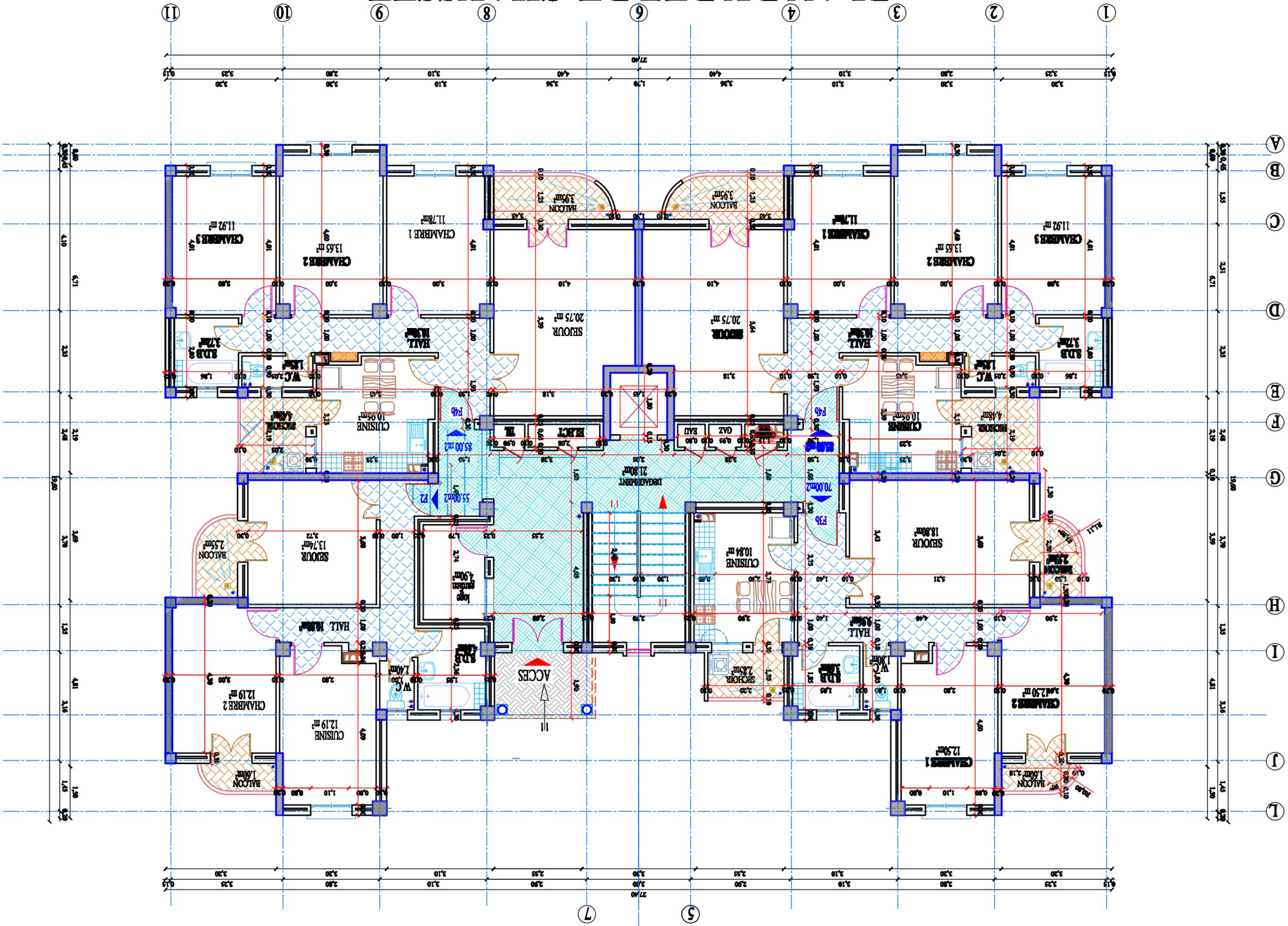
# FACADE PRINCIPALE



# FACADE POSTERIEURE

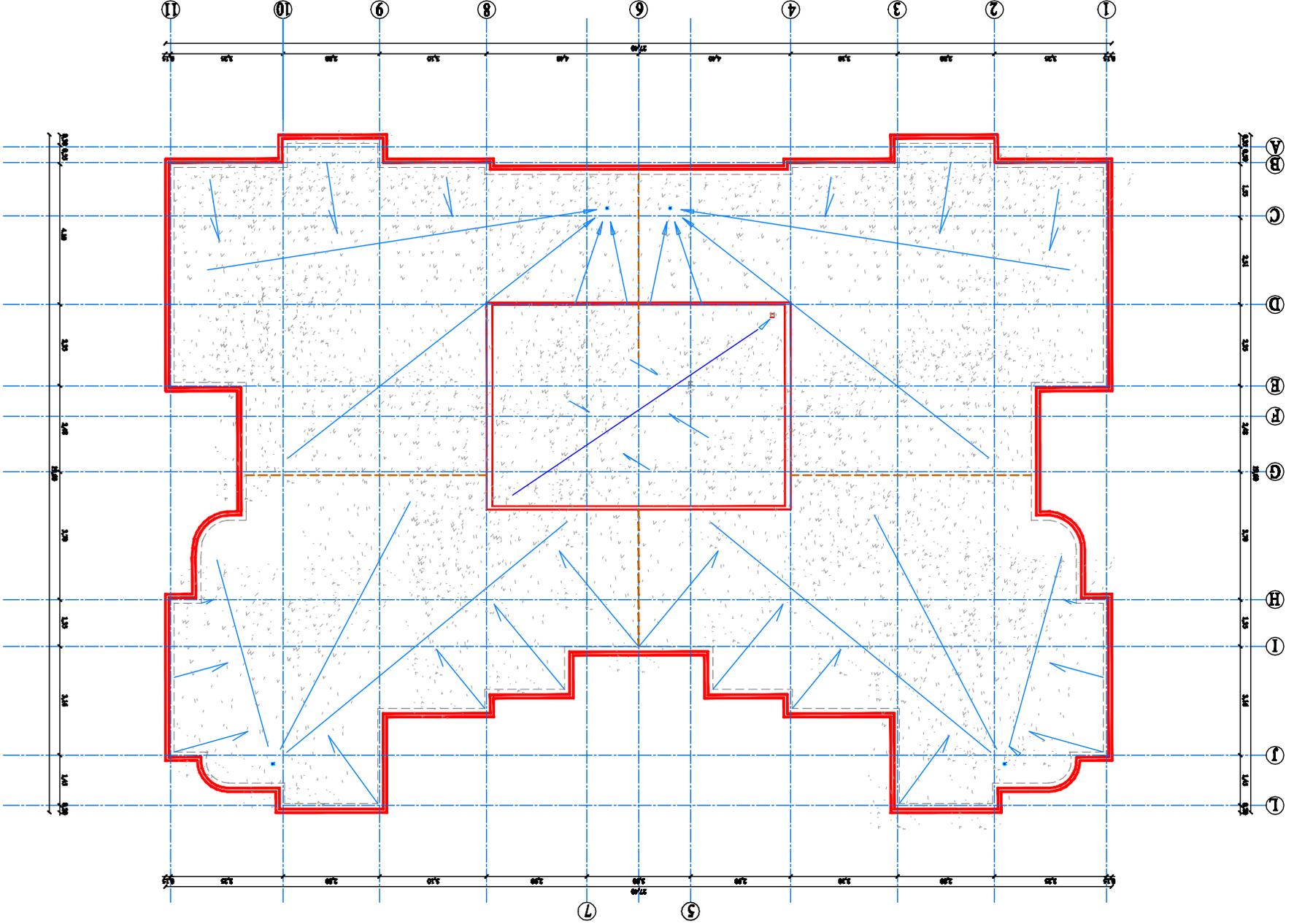


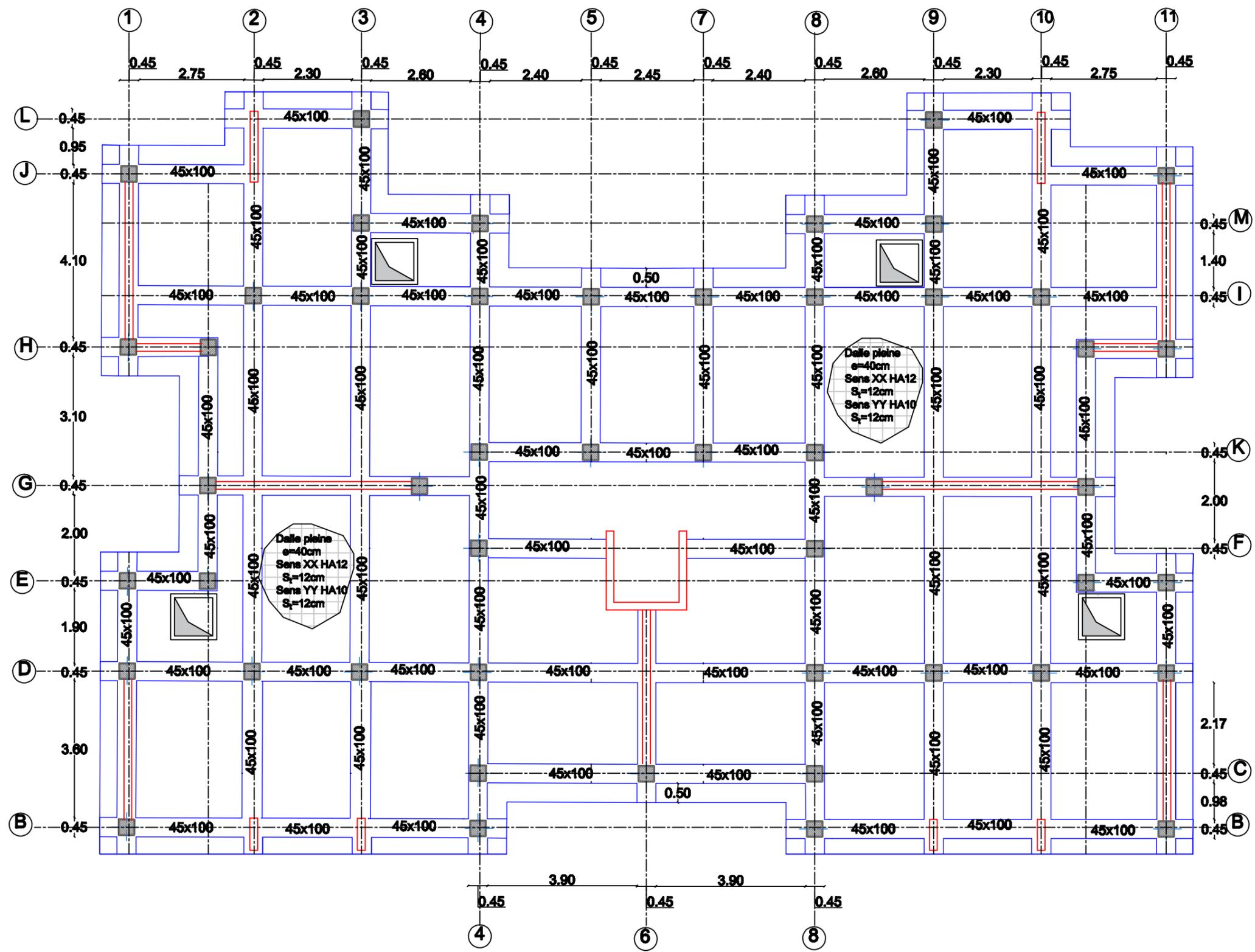
# PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



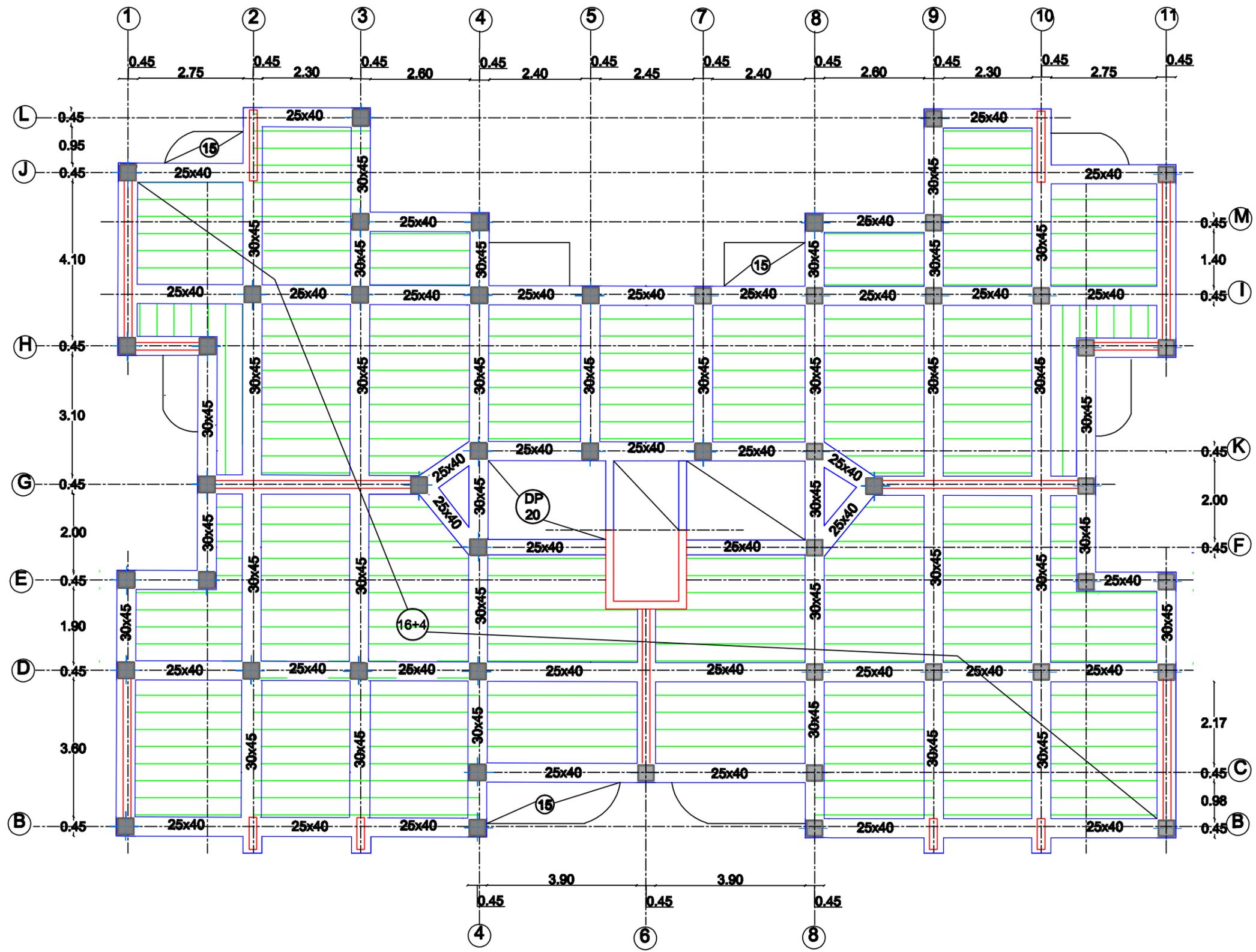


# PLAN DE TOITURE





# COFFRAGE FONDATIONS



# COFFRAGE PLANCHERS

# TABLE DES MATIERES

**Introduction Générale**.....1

## **Chapitre I : Description de l’ouvrage**

1. Introduction.....3  
 2. Présentation de l’ouvrage.....3  
     2.1. Caractéristiques géométriques de l’ouvrage.....3  
     2.2. Les éléments de l’ouvrage .....3  
 3. Etude de sol.....4  
 4. Principe des justifications.....4  
     4.a. Etat limite ultime.....4  
     4.b. Etat limite de service.....4  
 5. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....4  
     5.1. Béton.....4  
     5.2. Aciers.....4

## **Chapitre II : Prédimensionnement des éléments**

1. Les planchers.....11  
     1.1. Plancher à corps creux.....11  
     1.2. Dalle pleine.....11  
 2. Les voiles.....12  
     2.1. Epaisseur.....12  
     2.2. Longueur.....13  
 3. Les poutres.....13  
     3.1. Poutres principales.....13  
     3.2. Poutres secondaires.....14  
 4. Les poteaux.....14  
     4.1. Détermination des charges et des surcharges.....15  
         4.1.1 Charges permanentes .....15  
         4.1.2 Surcharges d’exploitation .....17  
     4.2. Charges et surcharges revenant au poteau.....17  
     4.3. Loi de dégression des charges.....18  
     4.4. Vérification des sections des poteaux .....20  
     4.5. Vérification au flambement.....20

## Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

1. Planchers.....	22
1.1. Calcul des poutrelles.....	22
1.2. Ferrailage de la dalle de compression.....	23
1.3. Calcul de la largeur de la table de compression .....	24
1.3.a. Méthode des trois moments.....	24
1.3.b. Combinaisons de charges.....	25
1.4. Calcul à l'ELU.....	25
1.5. Calcul des armatures.....	27
1.6. Les vérifications.....	28
1.7. Calcul à l'ELS.....	30
2. Dalle pleine.....	33
2.1. Détermination des charges et des surcharges.....	33
2.2. Combinaisons de charges .....	33
2.3. Ferrailage à l'ELU.....	34
2.4. Vérifications à l'ELU.....	34
2.5. Vérifications à l'ELS.....	35
3. Les escaliers.....	38
3.1. Introduction.....	38
3.2. Terminologie.....	38
3.3. Pré dimensionnement de l'escalier.....	39
3.4. Ferrailage.....	44
3.5. Vérifications à l'ELU.....	45
3.6. Vérifications à l'ELS.....	47
4. Calcul de la poutre palière .....	51
4.1. Pré dimensionnement .....	51
4.2. Charges revenant à la poutre.....	51
4.3. Ferrailage.....	53
4.4. Vérifications.....	53
4.5. Calcul à l'ELS.....	56
5. Etude du balcon.....	59
5.1. Introduction.....	59
5.2. Détermination des charges et des surcharges.....	59
5.3. Combinaisons de charges.....	59
5.4. Ferrailage à l'ELU.....	60
5.5. Vérifications à l'ELU.....	62
5.6. Vérifications à l'ELS.....	64
6. Acrotère.....	65
6.1. Sollicitations.....	65
6.2. Combinaisons de charges.....	66
6.3. Ferrailage.....	66
6.4. Vérification de l'acrotère au séisme.....	70
7. Salle machine.....	72
7.1. Introduction.....	72
7.2. Calcul de la dalle pleine.....	72
7.3. Pré dimensionnement.....	72
7.4. Calcul de la section d'armatures.....	75
7.5. Vérifications à l'ELU.....	76
7.6. Vérifications à l'ELS.....	78

## **Chapitre IV : Etude dynamique et sismique**

1. Introduction.....	82
2. Objectifs de l'étude dynamique .....	82
3. Modélisation mathématique.....	82
4. Modélisation de la structure.....	82
4.1. Description du logiciel ETABS.....	82
4.2. Modélisation des éléments structuraux.....	83
4.3. Modélisation des masses.....	83
5. Calcul dynamique du bâtiment.....	83
6. Vérifications des conditions du RPA. ....	89
6.1. Nombre de modes à retenir.....	89
6.2. Vérification de l'effort tranchant à la base.....	89
6.3. Vérification des déplacements inter étages.....	93
6.4. Vérification de l'effet P-Delta.....	95
6.5. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.....	96

## **Chapitre V : Ferrailage des poteaux**

1. Introduction.....	98
2. Etapes de calcul en flexion simple à l'ELU.....	98
3. Armatures longitudinales.....	100
4. Armatures transversales.....	101
5. Calcul à l'ELU.....	104
6. Ferrailage des poteaux .....	105
7. Armatures transversales.....	106
8. Vérifications à l'ELS.....	108

## **Chapitre VI : Ferrailage des poutres**

1. Recommandation du RPA99/version 2003.....	114
1.1. Armatures longitudinales.....	114
1.2. Armatures transversales.....	115
2. Sollicitations dans les poutres.....	115
3. Etapes de calcul des armatures longitudinales.....	116
4. Exemple de calcul.....	117
5. Vérifications des conditions du RPA.....	120
6. Vérifications à l'ELU.....	121
7. Vérifications à l'ELS.....	123

## Chapitre VII : Ferrailage des voiles

1. Armatures verticales.....	129
2. Sections d'armatures minimales.....	131
3. Armatures horizontales.....	132
4. Armatures transversales.....	132
5. Les potelets.....	132
6. Dispositions constructives.....	132
7. Exemple de calcul.....	137

## Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

1. Introduction.....	150
2. Etude géotechnique du sol.....	150
3. Choix du type de fondations.....	150
3.1. Semelles isolées sous poteaux.....	150
3.2. Semelles filantes.....	151
4. Etude du radier général.....	154
4.1. Pré dimensionnement du radier.....	150
4.2. Détermination des sollicitations.....	156
4.3. Détermination de la surface du radier.....	156
4.4. Détermination des efforts à la base du radier.....	157
4.5. Ferrailage du radier.....	162
4.6. Calcul à l'ELU.....	163
4.7. Calcul à l'ELS.....	165
5. Ferrailage du débord.....	167
6. Calcul des nervures.....	168

<b>Conclusion Générale.....</b>	<b>177</b>
---------------------------------	------------

<b>Bibliographie.....</b>	<b>178</b>
---------------------------	------------

## Introduction générale

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Cependant, les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs « inter story drifts », et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets de deuxième ordre dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (murs de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques, notons pour cela les avantages importants que présente leur utilisation par rapport aux portiques, grâce à leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.

Lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme. Entre les voiles, les sollicitations sont réparties proportionnellement à leur rigidité dans la direction de sollicitation ; ces derniers transmettent les efforts à la base de la structure et finalement au sol.

C'est dans ce contexte que nous nous proposons d'étudier un bâtiment R+9 à usage d'habitation en contreventement mixte.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on a utilisé le code national « Règlement Parasismique Algérien **R.P.A.99/version 2003** ».

# **Chapitre I**

## **Description de l'ouvrage**

## I-1 Introduction :

Notre projet consiste en l'étude et calcul d'une tour (R+9) à usage d'habitation, qui sera implantée à Tizi-ouzou classé selon RPA99 version 2003 comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

## I-2 Présentation de l'ouvrage :

### I-2-1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- La hauteur totale : ..... 30,6 m
- La hauteur du RDC : ..... 3,06 m
- La hauteur d'étage courant ..... 3,06 m
- La hauteur de l'acrotère ..... 0,6 m
- La longueur du bloc : ..... 27,40 m
- La largeur du bloc : ..... 19,60 m

### I-2-2 Les éléments de l'ouvrage :

L'ossature : L'ossature est composée de :

- Les portiques sont en béton armé, constitués de poutres et poteaux, capables de reprendre essentiellement les charges et les surcharges verticales.
- Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, dans les deux sens. 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

Plancher : Les planchers peuvent être des planchers à corps creux ou dalle pleine limitant les étages et supportant les revêtements chargés. Les planchers assurent deux fonctions :

a) Fonction de résistance mécanique :

Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

b) Fonction d'isolation :

Ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Le plancher terrasse comportera une épaisseur d'étanchéité et le béton en forme de pente (2%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Maçonnerie : on a deux types

- Murs de façades : réalisés en double cloisons de briques creuses de 10cm séparée par une lame d'air de 5cm.
- Murs de séparation intérieure : réalisés en simple cloison de briques de 10cm.

Les revêtements :

- Carrelage pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour le mur de cuisine et la salle de bain.
- Mortier de ciment pour les murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures

Les escaliers :

La tour est munie d'une cage d'escalier assurant la circulation sur toute la hauteur du bâtiment. Ils sont réalisés en béton à deux volés coulé sur place.

Cage d'ascenseur :

La tour comporte un seul ascenseur à l'intérieur .

Coffrages :

Pour des raisons pratiques, on utilise des coffrages métalliques et classiques (en bois).

**I-3 Etude de sol :**

L'étude géologique du site a donnée une contrainte admissible de 2 bars.

**I-4 Principe des justifications : [Art A1.2 BAEL 91]**

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limites, un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un des éléments) et strictement satisfaite et cessera de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

## Les différents états limites :

a) Etats limites ultimes (ELU) : qui correspondant à la limite :

- Soit de l'équilibre statique.
- Soit de la résistance de l'un des matériaux : concerne le non rupture de différents éléments résistants de l'ouvrage.
- Etat limite de déformation (instantanée) et l'ouverture des fissures
- Soit à la stabilité de forme.

b) Etat limite de service (ELS) :

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- Etats limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- Etats limites d'ouverture des fissures.
- Etats limites de service de déformation.

**I-5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :****I-5-1 Béton :**

Il sera préparé suivant une étude de composition établie par laboratoire en utilisant les matériaux : sable, graviers, ciment et eau.

Le ciment utilisé est de classe 325 (CPA325) est dosé à 350 Kg /m<sup>3</sup> de ciment portland artificiel de résistance caractéristique 42,5 MPa.

Le béton du présent ouvrage sera conforme aux règles BAEL91 révisé 2003 et le RPA 99 révisé 2003 applicable en ALGERIE.

Le dosage courant par  $1\text{m}^3$  sera comme suit :

Granulat :

- (sable 0/5, graviers 5/25)
- Sable 400L
- Gravions 800L

Ciment :  $350\text{kg/m}^3$  (CPA325)

Eau de gâchage : 175 L

#### a) La résistance caractéristique du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression désignée par  $f_{c28}$  (résistance en compression à 28 jours). Cette dernière est déterminée par écrasement d'éprouvettes normalisées ( $16 \times 32 \text{ cm}^2$ ) la compression axiale à l'âge de 28 jours.

Pour l'étude de ce projet on prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  [Art A.2.111 /BAEL91]

La résistance caractéristique à la compression à  $j \leq 28$  jours est définie par :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

#### b) La résistance caractéristique de béton à la traction:

La résistance caractéristique du béton à la traction à  $j$  jours notée  $f_{ij}$  est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{Avec: } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad [\text{Art A.2.1,12/BAEL 91}]$$

Dans notre cas :

$$\text{à } t = 28 \text{ jours, } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

#### c) La contrainte limite de service à la compression :

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

#### d) La contrainte limite ultime à la compression :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{en [MPa]} \quad [\text{Art A.4.3,41/BAEL 91}]$$

$\theta$  : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$  : si la durée d'application est  $> 24$  heures.

$\theta = 0,9$  : si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$  : si la durée d'application est  $< 1$  heure.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,5$  dans le cas d'une situation courante.

$\gamma_b = 1,15$  dans le cas d'une situation accidentelle.

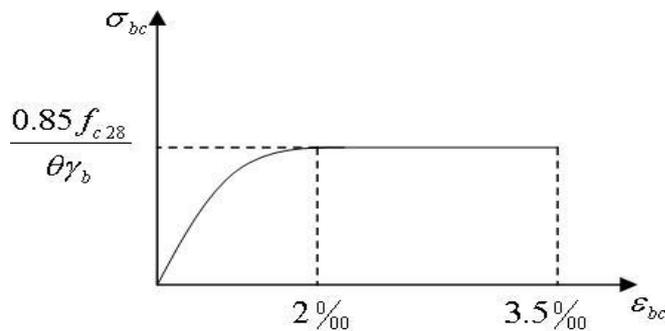
$$j = 28j \quad f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa} .$$

**e) Diagrammes contraintes-déformation du béton:** [Art A.4.3,41/BAEL91]

Le diagramme contraintes ( $\sigma_{bc}$ ) - déformation ( $\varepsilon_{bc}$ ) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole – rectangle ».

- **A l'état limite ultime (ELU) :**

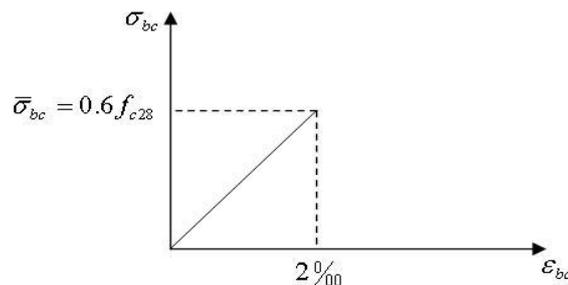
La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure I-1



**Figure I-1 :** Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.

- **A l'état limite de service :**

Le béton considéré comme élastique et linéaire la relation contrainte –déformation est illustré dans la figure I-2.



**Figure I-2 :** Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$  compression pure avec :  $\varepsilon_{bc}$  raccourcissement du béton.

En compression pure, les déformations relatives du béton sont limitées à 2‰.

$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$  compression avec flexion.

**f) Déformations longitudinales du béton :**

- Module de déformation longitudinale instantanée du béton à j jours :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ MPa} \quad [\text{Art A.2.3.1,21/BAEL 91 modifié 99}]$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,  $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$

- Module de déformation différée du béton à j jours :

$$E_{vj} = 37000(f_{cj})^{1/3} \text{ MPa}$$

Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,  $E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa}$ .

- Module de déformation transversale :  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Avec : E : Module de Young.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

### Le coefficient de poisson $\nu$ :

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égal à :

$\nu = 0$  (à l'ELU) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

$\nu = 0,2$  (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton fissuré.

### g) Contrainte tangentielle conventionnelle: [Art 5.1, 1 /BAEL91 modifié 99]

Elle est donnée par la formule suivante :  $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right).$$

## I-5-2 Aciers :

### I-5-2-1 Généralités :

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

- Les rends lisses FeE215 et FeE235 correspondant à des limites d'élasticité garanties de 215 [MPa] respectivement.

- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 [MPa] et 500 [MPa].

- Treillis soudé de type TS520.

#### a) Module d'élasticité longitudinale de l'acier :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier pris est égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 [\text{MPa}]$$

#### b) Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson  $\nu$  pour les aciers est pris égal à 0,3.

### c) Les contraintes limite :

- A l'ELU : [Art A.4.3,2/BAEL91 modifié99]

$$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec : } \gamma_s = \text{Coefficient de sécurité : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{situation durable ;} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- A l'ELS : [Art A.4.3,2/BAEL91 modifié99]

Il est nécessaire de limiter les ouvertures des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles du **BAEL91**. On distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible** : [Art A.4.5,32/BAEL91 modifié 99]  
Cas des éléments situés dans les locaux couverts, fermés (pas de gaz, ni de produits chimiques), dans ce cas, il n'y a pas de vérification à effectuer.

- Pour limiter la fissuration, il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros diamètre que dans les pièces suffisamment épaisses.
- D'éviter de très petit diamètre dans les pièces exposées aux intempéries.
- De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

- **Fissuration préjudiciable** :  
Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 100\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \quad [\text{Art A.4.5,33/BAEL91 modifié99}]$$

Avec :  $\eta$  coefficient de fissuration.

$$\eta = 1 \dots\dots\dots \text{pour les aciers doux (ronds lisses).}$$

$$\eta = 1,6 \dots\dots\dots \text{pour les aciers haute adhérences.}$$

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à «j» jours.

- **Fissuration très préjudiciable** :  
Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \quad [\text{Art A.4.5.33/BAEL91 modifié99}]$$

### I-5-2-2 Protection des armatures : [BAEL91/Art7.1]

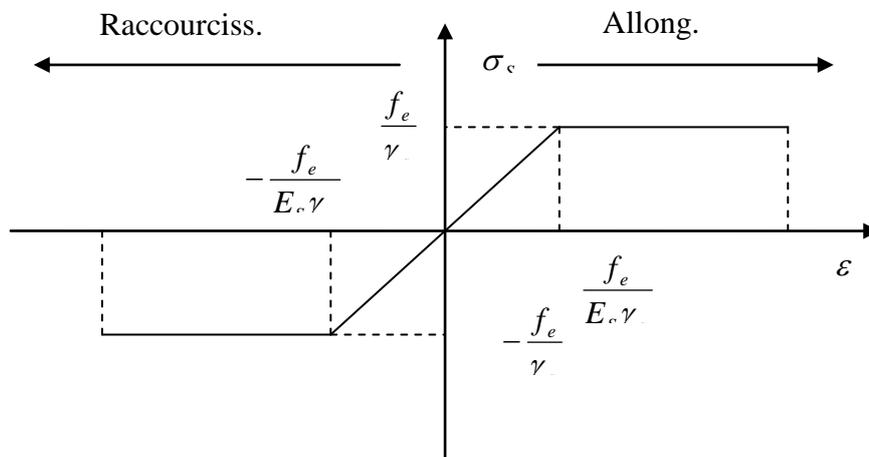
L'enrobage de toute armature est au moins égal à :

- **5cm** pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou au brouillard salin, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères agressives.

- 3cm pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptible de l'être) à des actions agressives, à des intempéries, et des condensations, que encore, en égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux...).
- 1cm pour les parois qui seront situées dans les locaux couverts et clos et qui seront non exposées aux condensations.
- 3cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieur à 40MPa.

Les enrobages des armatures doivent être strictement assurés à l'exécution.

### I-5-2-3 Diagramme des contraintes-déformations de l'acier :



**Figure I-3** : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

# **Chapitre II**

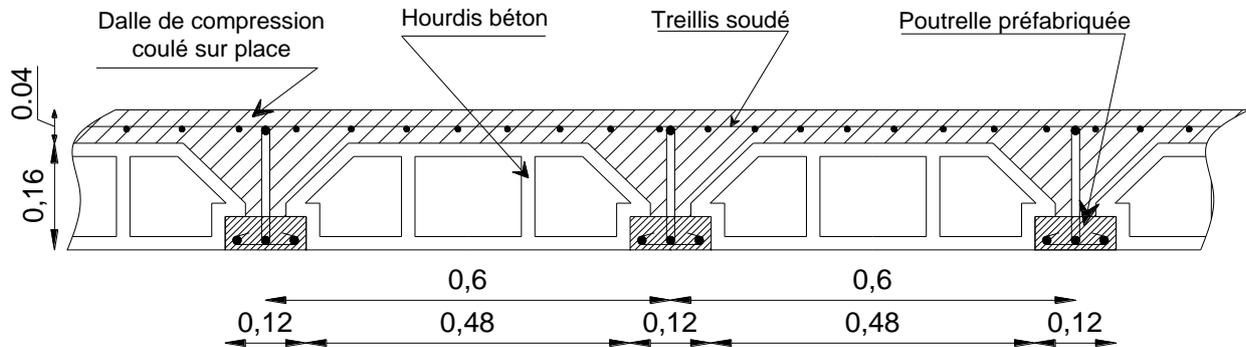
## **Prédimensionnement des éléments**

## II-1 Les planchers :

Dans le cas de notre bâtiment, on distingue deux types de planchers :

### II-1-1 Plancher à corps creux :

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression (voir figure)



**Figure II-1** : coupe transversale sur un plancher à corps creux.

La hauteur du plancher est déterminée par la relation suivante :  $h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$

Avec :

$h_t$  : Epaisseur de la dalle ;

$L_{max}$  : Portée libre maximale de la poutre dans le sens des poutrelles.

On a pour  $L_{max} = 410 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{410}{22,5} = 18,22 \text{ cm}$

on prend donc :  $h_t = 20 \text{ cm}$

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

### II-1-2 Dalle pleine :

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

Dans notre cas, la dalle est considérée comme une console encastree.

Pour  $L = 135 \text{ cm}$  ; on aura :  $\text{ép.} \geq \frac{L}{10} = \frac{135}{10} = 13,5 \text{ cm}$

$L$  : Largeur de la console.

On prend :  $\text{ép.} = 15 \text{ cm}$

## II-2 Les voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement constitués d'une série de murs porteurs pleins.

Le pré dimensionnement des voiles sera effectué suivant les règles parasismiques algériennes (RPA99 version 2003).

### II-2-1 Epaisseur : [ART 7.7.1/RPA99 version 2003]

L'épaisseur minimale des voiles ( $a$ ) est de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée ci-dessous :

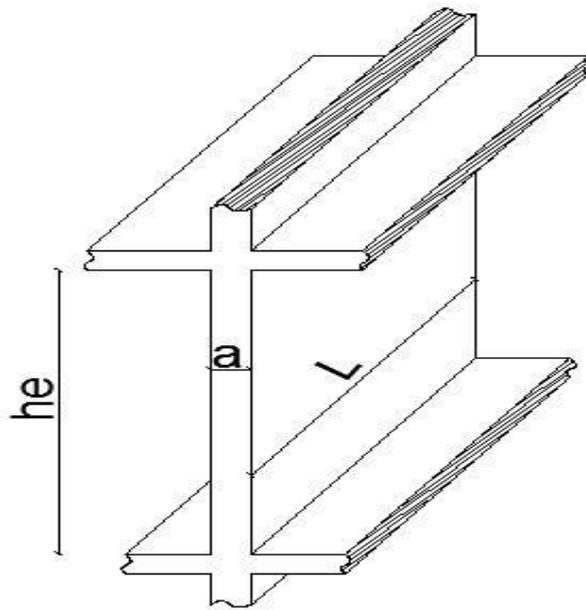


Figure II-2 : Vue du voile en perspective.

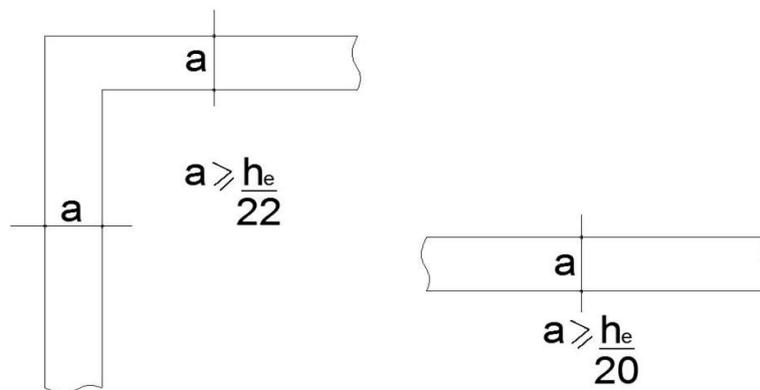


Figure II-3 : Coupes des voiles en plan.

Relativement au cas présent dans notre bâtiment, on prend :

$$a \geq \frac{he}{20} \quad ; \text{ avec: } he = H - e_{dalle} = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

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

On prend :  $a = 20 \text{ cm}$

## II-2-2 Longueur :

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

$$L \geq 4a$$

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

- Dans notre cas :

$$L_{min} \geq 4a \Rightarrow L_{min} = 130 \text{ cm} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} ; \text{ donc la condition du RPA est vérifiée.}$$

Tous les voiles de la structure seront considérés comme étant des voiles de contreventement.

## II-3 Les poutres :

### II-3-1 Poutres principales :

Le pré dimensionnement des poutres principales sera effectué selon les lois suivantes :

$$\underline{\text{Hauteur}} : \quad \frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$L_{max}$  : Portée libre de la poutre considérée entre nus d'appuis ;

$h_t$  : Hauteur totale de la poutre.

$$\text{Pour : } L_{max} = 480 \text{ cm, on a : } \frac{480}{15} \leq h_t \leq \frac{480}{10} \quad \Rightarrow \quad 32 \text{ cm} \leq h_t \leq 48 \text{ cm}$$

On prend :  $h_t = 45 \text{ cm}$

$$\underline{\text{Largeur}} : \quad 0,4 \cdot h_t \leq b \leq 0,7 \cdot h_t \quad \Rightarrow \quad 0,4 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$$

$$18 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm}$$

On prend :  $b = 30 \text{ cm}$

### II-3-2 Poutres secondaires :

$$\text{Hauteur : } \frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\text{Pour : } L_{max} = 410 \text{ cm, on a : } \frac{410}{15} \leq h_t \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 41 \text{ cm}$$

On prend :  $h_t = 40 \text{ cm}$

$$\text{Largeur : } 0,4.h_t \leq b \leq 0,7.h_t \Rightarrow b = 25 \text{ cm}$$

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :  
[ART7.5.1/RPA99,version2003]

- ✓  $b \geq 20 \text{ cm}$
- ✓  $h \geq 30 \text{ cm}$
- ✓  $h/b \leq 4$ .

Conclusion : Les sections adoptées pour les poutres seront comme suit :

Les poutres principales :  $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

Les poutres secondaires :  $(25 \times 40) \text{ cm}^2$

### II-4 Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Les poteaux seront pré dimensionnés à l'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal.

La combinaison des charges et des surcharges exprimée par la relation suivante :

$$N_S = G + Q$$

La section des poteaux est donnée par la formule suivante :

$$A_p \geq N_S / \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 . f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} = 1,5 \text{ KN/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte admissible du béton à l'ELS ;

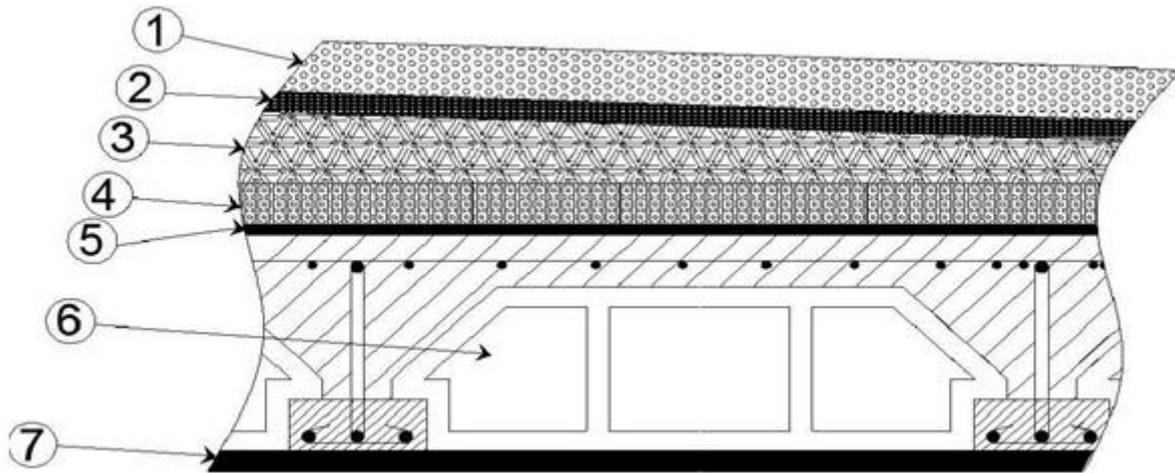
$N_S$  : Effort normal de compression revenant au poteau ;

$B$  : Section transversale du poteau ( $b \times h$ ).

## II-4-1 Détermination des charges et des surcharges :

### II-4-1-1 Charges permanentes :

#### II-4-1-1-a Plancher de la terrasse :



**Figure II-4 :** Coupe transversale du plancher de la terrasse.

N <sup>0</sup>	Matériau	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	5	0,170	0,85
2	Etanchéité multicouche	2	0,095	0,19
3	Forme de pente en béton	7	0,220	1,54
4	Isolation thermique (liège)	4	0,040	0,16
5	Feuille de polyane	/	/	0,01
6	Plancher en corps creux (16+4)	20	/	2,80
7	Enduit de plâtre	2	0,100	0,20
Total				5,75

**Tableau II-1:** Poids propre du plancher de la terrasse.

## II-4-1-1-b Plancher de l'étage courant :

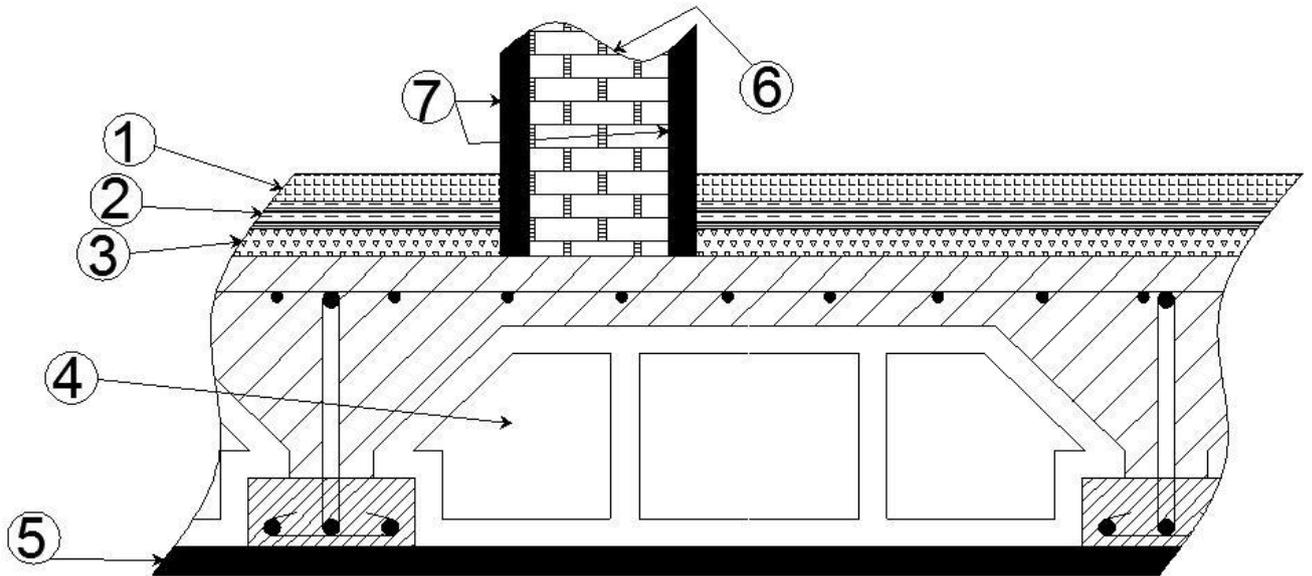


Figure II-5 : Coupe transversale du plancher de l'étage courant.

N <sup>o</sup>	Matériau	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	0,22	0,44
2	Mortier de pose	2	0,22	0,44
3	Couche de sable	2	0,18	0,36
4	Plancher en corps creux (16+4)	20	/	2,80
5	Enduit de plâtre	2	0,10	0,20
6	Cloison en brique creuse	10	/	0,90
7	Enduit sur la cloison	2	0,10	0,20
Total				5,34

Tableau II-2: Poids propre du plancher de l'étage courant.

### II-4-1-2 Surcharges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR-B.C 2.2 comme suit :

Elément	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher de la terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1,5
Balcon	3,5
Acrotère	1
Escalier	2,5

**Tableau II-3** : surcharges d'exploitation.

### II-4-2 Charges et surcharges revenant au poteau :

Surface d'influence :

$$S = 1,55 \times (2,05 + 1,60) + 2,20 \times (2,05 + 1,60) = 13,688 \text{ m}^2$$

Poids revenant à chaque plancher :

- Plancher terrasse :  $P = 5,75 \times 13,688 = 78,706 \text{ KN}$
- Plancher d'étage courant :  $P = 5,34 \times 13,688 = 73,094 \text{ KN}$

Poids revenant à chaque poutre :

- Poutre principale :  $P = 0,30 \times 0,45 \times (2,05 + 1,60) \times 25 = 12,319 \text{ KN}$
- Poutre secondaire :  $P = 0,25 \times 0,40 \times (1,55 + 2,20) \times 25 = 9,375 \text{ KN}$

Donc le poids total des poutres est :  $P = 21,694 \text{ KN}$

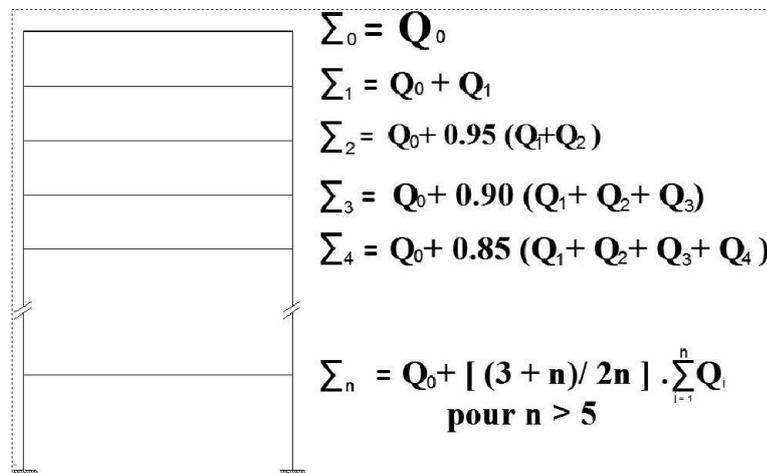
Surcharges d'exploitation :

La surface d'influence :  $S_Q = (4,00 \times 3,85) - (0,3 \times 0,3) = 15,310 \text{ m}^2$

- Plancher terrasse :  $Q_0 = 1,0 \times 15,310 = 15,310 \text{ KN}$
- Plancher d'étage courant :  $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_5 = 1,5 \times 15,310 = 22,965 \text{ KN}$

### II-4-3 Loi de dégression des charges :

En raison du nombre d'étages qui compose notre bâtisse étudiée  $n=5$ , on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitations différentes.



**Figure II-6 :** loi de dégression des charges.

Niv.	30,60	27,54	24,48	21,42	18,36	15,30	12,24	9,18	6,12	3,06
Coéff.	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,666

**Tableau II-4 :** Coefficients de dégression des charges.

$$Q_0 = 15,310 \text{ KN}$$

$$Q_9 = Q_0 + Q_1 = 15,310 + 22,965 = 38,275 \text{ KN}$$

$$Q_8 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 15,310 + 0,95 (22,965 \times 2) = 58,944 \text{ KN}$$

$$Q_7 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15,310 + 0,90 (22,965 \times 3) = 77,316 \text{ KN}$$

$$Q_6 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 15,310 + 0,85 (22,965 \times 4) = 93,391 \text{ KN}$$

$$Q_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5) = 15,310 + 0,80 (22,965 \times 5) = 107,170 \text{ KN}$$

$$Q_4 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6) = 15,310 + 0,75 (22,965 \times 6) = 118,653 \text{ KN}$$

$$Q_3 = Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7) = 15,310 + 0,714 (22,965 \times 7) = 130,089 \text{ KN}$$

$$Q_2 = Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8) = 15,310 + 0,687 (22,965 \times 8) = 140,526 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_0 + 0,666 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9) = 15,310 + 0,666 (22,965 \times 9) = 152,962 \text{ KN}$$

Niveau	Charges permanentes (KN)					Surcharges (KN)		N= $G_c+Q_c$	Sections (cm <sup>2</sup> )	
	Plancher	Poutre	Poteau	G <sub>tot</sub>	G <sub>cum</sub>	Q	Q <sub>cum</sub>		S <sub>trouvée</sub>	S <sub>adoptée</sub>
9	78,706	21,694	6,885	107,285	107,285	15,310	15,310	122,595	81,730	<b>35×35</b>
8	73,094	21,694	6,885	101,673	208,958	22,965	38,275	247,233	164,822	<b>35×35</b>
7	73,094	21,694	6,885	101,673	310,631	22,965	58,944	369,575	246,383	<b>35×35</b>
6	73,094	21,694	6,885	101,673	412,304	22,965	77,316	489,620	326,413	<b>40×40</b>
5	73,094	21,694	6,885	101,673	513,977	22,965	93,391	607,368	404,912	<b>40×40</b>
4	73,094	21,694	6,885	101,673	615,650	22,965	107,170	722,820	481,880	<b>40×40</b>
3	73,094	21,694	6,885	101,673	717,323	22,965	118,653	835,976	557,317	<b>45×45</b>
2	73,094	21,694	6,885	101,673	818,996	22,965	130,089	949,085	632,723	<b>45×45</b>
1	73,094	21,694	6,885	101,673	920,669	22,965	140,526	1061,195	707,463	<b>45×45</b>
RDC	73,094	21,694	6,855	101,673	1022,342	22,965	152,962	1175,304	783,536	<b>45×45</b>

**Tableau II-5** : Récapitulatif de la descente de charges.

Les sections adoptées sont comme suit :

- Du RDC au 3<sup>ème</sup> étage ;  $45 \times 45 \text{ cm}^2$
- Du 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage ;  $40 \times 40 \text{ cm}^2$
- Du 7<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage ;  $35 \times 35 \text{ cm}^2$

#### II-4-4 Vérification des sections des poteaux : [ART.7.4/RPA99(version2003)]

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  , en zone I et II
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$  , en zone III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Les recommandations du RPA citées ci-dessus ont été vérifiées pour les sections des poteaux adoptées dans notre bâtisse.

#### II-4-5 Vérification au flambement :

Il faut vérifier que l'élancement  $\lambda$  des poteaux est :  $\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$

Avec ;

$l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0,7 l_0$ )

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

$l_0$  : hauteur libre du poteau

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

$I$  : moment d'inertie ( $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$ ).

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7 \cdot l_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = 0,7 \cdot l_0 \cdot \frac{\sqrt{12}}{h}$$

- Du RDC au 3<sup>ème</sup> étage ;  $45 \times 45 \text{ cm}^2$ , et  $l_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 16,48 < 50$  ;
- Du 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage ;  $40 \times 40 \text{ cm}^2$ , et  $l_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 18,55 < 50$  ;
- Du 7<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage ;  $35 \times 35 \text{ cm}^2$ , et  $l_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 21,20 < 50$ .

#### Conclusion :

Pour les poteaux, il n'y a pas de risque vis-à-vis du flambement.

# **Chapitre III**

## **Calcul des éléments secondaires**

### III-1 Plancher :

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude comporte un plancher à corps creux associé à des poutrelles disposées suivant le sens de la petite portée.

#### III-1-1 Calcul des poutrelles :

Le calcul se fera en deux étapes :

- Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée sur deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et le poids propre de l'ouvrier.

- Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids du corps creux :  $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$

D'où :  $G = G_1 + G_2 = 0,74 \text{ KN/ml}$

- Surcharge due à la main d'œuvre :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

#### Calcul à l'E.L.U. :

Combinaison de charges :

$$q_u = 1,35.G + 1,5.Q$$

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

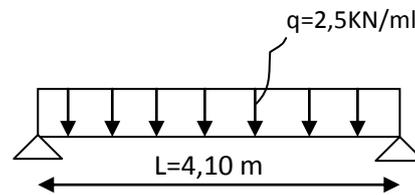


Figure III-1-1 : Poutrelle.

Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{2,5 \times (4,10)^2}{8} = 5,250 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{2,5 \times 4,10}{2} = 5,125 \text{ KN}$$

#### Ferraillage :

Soit :  $c = 2 \text{ cm}$  (enrobage).

La hauteur utile est donc :  $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5,25 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 7,702 > 0,392 \Rightarrow \text{Section doublement armée (S.D.A.).}$$

Vu la faible hauteur de la poutrelle par rapport à sa portée, on doit prévoir des étais intermédiaires, à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges d'avant coulage, ces étais sont généralement distant de 80 à 120 cm.

- Après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle travaille comme une poutre continue en Té encastree partiellement à ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, le poids de la dalle, en plus des charges et des surcharges éventuelles revenant au plancher.

Plancher de l'étage courant :

Charges et surcharges :

- Poids propre du plancher :  $G = 5,34 \times 0,65 = 3,471 \text{ KN/ml}$
- Surcharges d'exploitation :  $Q = 1,50 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

### III-1-2 Ferrailage de la dalle de compression :

Notre dalle de compression a une épaisseur de 4cm, coulée sur place, elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance TLE 520 dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20cm (5pm) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;
- 33cm (3pm) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

La largeur de l'hourdis :  $50 \text{ cm} \leq L' \leq 80 \text{ cm}$  ; ( $L'$  : entre axe des poutrelles).

-Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_1 = \frac{4.L'}{F_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2 \quad ; \text{avec: } e = 20 \text{ cm}$$

-Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_2 = \frac{A_1'}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2 \quad ; \text{avec: } e = 20 \text{ cm}$$

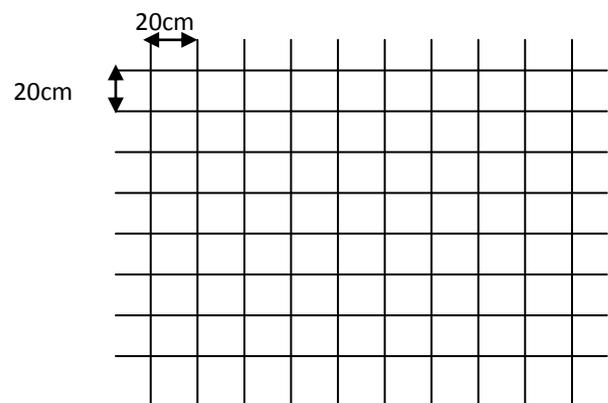


Figure III-1-2: Treillis soudé.

### III-1-3 Calcul de la largeur de la table de compression :

$$b_1 = \min \left( \frac{L}{10} ; \frac{L' - b_0}{2} \right)$$

L : longueur libre entre nus d'appuis (410cm) ;  
 L' : longueur libre entre axe des poutrelles (65cm) ;  
 b<sub>0</sub> : largeur de la poutrelle (12cm) ;  
 h<sub>0</sub> : épaisseur de la dalle de compression (4cm) ;  
 b : largeur de la table de compression.

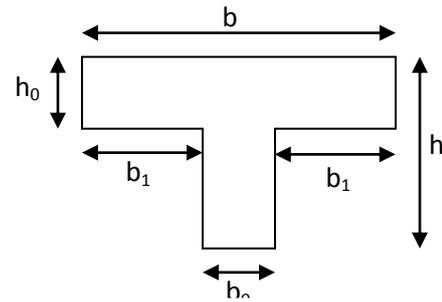


Figure III-1-3 : Table de compression.

$$b_1 = \min (41 ; 26,5) = 26,5 \text{ cm}$$

$$\text{d'où : } b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

#### Méthode de calcul :

Le rapport  $\frac{l_i}{l_{i+1}}$  n'est pas vérifié sur toute la portée car  $\frac{3,10}{4,40} = 0,7 \notin [0,8 ; 1,25]$ , donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable alors le calcul se fera avec la méthode des trois moments.

### III-1-3-a Exposition de la méthode des trois moments :

L'expression de cette méthode est donnée par les équations suivantes :

- Pour l'appui :

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = - \left[ \frac{q_{i0} \cdot l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4} \right]$$

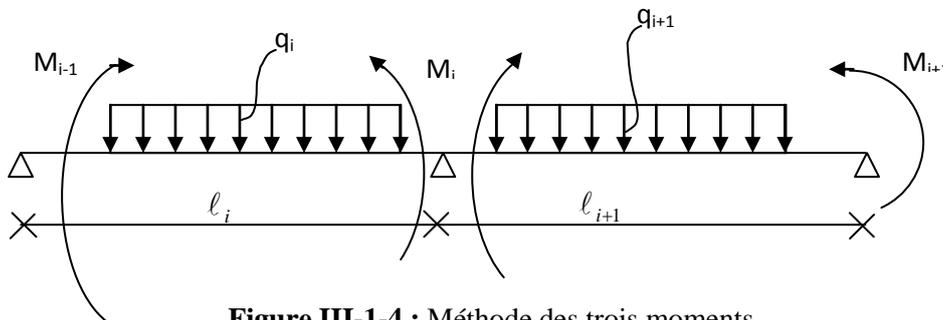


Figure III-1-4 : Méthode des trois moments.

- Pour la travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_{i-1} \cdot \left( 1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_i \cdot \frac{x}{l_i}$$

$M_0(x)$  : Le moment de même travée considérée isostatique.

**III-1-3-b Combinaison de charges :**

$$\text{E.L.U. : } q_u = 1,35.G + 1,5.Q = 6,148 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S. : } q_s = G + Q = 4,446 \text{ KN/ml}$$

**III-1-4 Calcul à l'E.L.U. :****III-1-4-a Calcul des moments aux appuis :**

La méthode des trois moments nous donne le système d'équation suivant :

$$6,50.M_0 + 3,25.M_1 = -52,76 \dots (1)$$

$$3,25.M_0 + 12,10.M_1 + 2,80.M_2 = -86,50 \dots (2)$$

$$2,80.M_1 + 11,80.M_2 + 3,10.M_3 = -79,52 \dots (3)$$

$$3,10.M_2 + 15,00.M_3 + 4,40.M_4 = -176,71 \dots (4)$$

$$4,40.M_3 + 8,80.M_4 = -130,92 \dots (5)$$

Sous forme matricielle, on a :

$$\begin{pmatrix} 6,50 & 3,25 & 0 & 0 & 0 \\ 3,25 & 12,10 & 2,80 & 0 & 0 \\ 0 & 2,80 & 11,80 & 3,10 & 0 \\ 0 & 0 & 3,10 & 15,00 & 4,40 \\ 0 & 0 & 0 & 4,40 & 8,80 \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -52,76 \\ -86,50 \\ -79,52 \\ -176,71 \\ -130,92 \end{pmatrix}$$

La résolution du système précédent nous donne :

$$M_0 = - 5,721 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = - 4,792 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = - 3,544 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = - 7,833 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = - 10,961 \text{ KN.m}$$

Par symétrie on a :  $M_5 = M_3$  ;  $M_6 = M_2$  ;  $M_7 = M_1$  ;  $M_8 = M_0$

**III-1-4-b Calcul des moments en travée :**

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q_u \frac{x}{2} (\ell - x) + M_i \left(1 - \frac{x}{\ell}\right) + M_{i+1} \frac{x}{\ell}$$

$x$  : Position du point dont le moment est maximal, et elle est donnée par la relation qui suit :

$$x = \frac{\ell}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \ell}$$

Travée (0-1) :  $x_1 = 1,67$  m ;  $M_{\max} = 1,470$  KN.m

Travée (1-2) :  $x_2 = 1,47$  m ;  $M_{\max} = 1,873$  KN.m

Travée (2-3) :  $x_3 = 1,32$  m ;  $M_{\max} = 1,853$  KN.m

Travée (3-4) :  $x_4 = 2,08$  m ;  $M_{\max} = 5,522$  KN.m

- Les moments obtenus par la méthode des trois moments sont calculés pour un matériau homogène ; à cause de la faible résistance du béton à la traction qui peut provoquer la fissuration dans ce dernier, nous procéderons aux corrections suivantes :

\*Augmentation de (1/3), pour les moments en travées ;

\*Diminution de (1/3), pour les moments aux appuis ;

Alors, on obtient les résultats suivants :

Travée	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$M_{\max}$ (KN.m)
0-1	<b>-3,814</b>	<b>-3,194</b>	<b>1,960</b>
1-2	<b>-3,194</b>	<b>-2,362</b>	<b>2,497</b>
2-3	<b>-2,362</b>	<b>-5,222</b>	<b>2,470</b>
3-4	<b>-5,222</b>	<b>-7,307</b>	<b>7,362</b>

**Tableau III-1-1** : Récapitulatif des moments obtenus à l'ELU.

**III-1-4-c Calcul des efforts tranchants :**

$$T_i = \frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \quad T_{i+1} = -\frac{q_u \cdot l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Travée (0-1) :  $T_0 = 9,800$  KN ;  $T_1 = -10,181$  KN

Travée (1-2) :  $T_1 = 8,310$  KN ;  $T_2 = -8,904$  KN

Travée (2-3) :  $T_2 = 10,452$  KN ;  $T_3 = -8,607$  KN

Travée (3-4) :  $T_3 = 14,000$  KN ;  $T_4 = -13,052$  KN

**III-1-5 Calcul des armatures :**

$M_{tmax} = 7,362 \text{ KN.m}$  ; qui est le moment maximal en travée

$M_{amax} = 7,307 \text{ KN.m}$  ; qui est le moment maximal sur appui.

**III-1-5-1 Armatures longitudinales :**a/ En travées :

Le calcul en travée s'effectue pour une poutre de section en Té.

Le moment équilibré par la table de compression est :

$$M = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M = 0,65 \times 0,04 \times 14,20 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

On a:  $M_{tmax} = 7,362 \text{ KN.m} < M = 59,072 \text{ KN.m}$

Ce qui revient à dire que l'axe neutre se trouve dans la table de compression; donc, le calcul se fera comme pour une section rectangulaire  $b \times h$ ,  $(20 \times 65) \text{ cm}^2$ .

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,362}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,026$$

$$\mu = 0,026 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

D'où :  $\beta = 0,987$

$$A_t = \frac{M_{tmax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,362 \times 10^4}{0,987 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 2 \text{ HA12} = 2,26 \text{ cm}^2$

b/ Sur appuis :

La table est entièrement tendue, la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire de hauteur utile  $d=18 \text{ cm}$ , et de largeur  $b_0=12 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_{amax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,307}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,024$$

$$\mu = 0,024 < \mu_0 = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

D'où :  $\beta = 0,988$

$$A_a = \frac{M_{amax}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,307 \times 10^4}{0,988 \times 0,18 \times 348 \times 10^3} = 1,18 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 2 \text{ HA12} = 2,26 \text{ cm}^2$

**III-1-5-2 Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est par :

$$\Phi_t \leq \min \left( \frac{b_0}{10}, \frac{h}{35}, \Phi_\ell^{\max} \right) = \left( \frac{12}{10}, \frac{20}{35}, 1,2 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

Où :  $\Phi_\ell^{\max}$ , est le diamètre maximal des armatures longitudinales.

On prend,  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

Avec un espacement :  $S_t^{\min} \leq (0,9.d ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$

Soit:  $S_t = 15 \text{ cm}$

**III-1-6 Les vérifications :****a/ Condition de non fragilité :**

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

En travée :  $A_t = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$

Sur appui :  $A_t = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

**b/ Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{\max} = 14 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0.d} = \frac{14 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 0,648 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée non préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left( 0,2 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \min(3,33 ; 5) = 3,333 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,648 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,333 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**c/ Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

$$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} . a . b_0$$

Avec:  $a \leq 0,9.d$

Appui de rive :

$$T_{\max} = 9,8 \text{ KN} < 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,18 \times 0,12 \times 10^3 = 129,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Appui intermédiaire :

$$T_{\max} = 14 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d/ Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

Lorsque :  $T > \frac{M_u}{0,9.d}$  , on doit prolonger au-delà du bord des appuis, et y ancrer une

section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égal à :  $T + \frac{M_u}{0,9d}$

$$T_{\max} = 14 \text{ KN} < \frac{7,362}{0,9 \times 0,18} = 45,444 \text{ KN}$$

Donc, il n'y a pas lieu de prévoir une section d'armatures supplémentaire.

**e/ Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Au niveau de la jonction table nervure :

$$\tau = \frac{V_u \cdot (b - b_0)}{1,8 \cdot b \cdot d \cdot h_0} = \frac{14 \times (0,65 - 0,12)}{1,8 \times 0,65 \times 0,18 \times 0,04} \times 10^{-3} = 0,881 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,881 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,333 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\tau = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot 0,9 \cdot d} = \frac{2 \times 14 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,9 \times 0,18} = 1,440 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1,440 \text{ MPa} < \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,333 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**f/ Vérification de l'adhérence des barres au niveau des appuis :**

$$\tau_{se,u} = \Psi_s \cdot f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Où :  $\Psi_s = 1,5$  ; pour les barres de haute adhérence (H.A.).

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum u} = \frac{14 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,012 \times 3,14} = 2,29 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \tau_{se,u} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**g/ Calcul de a longueur du scellement droit :**

$$L_S = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

$$\text{Où : } \tau_{se} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

On prend,  $L_s = 45$  cm

Du B.A.E.L.91, on peut admettre que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la partie ancrée hors crochet est au moins égale à  $0,4 L_s$ , pour les aciers de haute adhérence.

$L_c = 0,4 \times 45 = 18$  cm ; on prend :  $L_c = 20$  cm

### III-1-7 Calcul à l'E.L.S. :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, il suffit de multiplier les résultats obtenus à l'E.L.U. par le coefficient  $\frac{q_s}{q_u}$ .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,446}{6,148} = 0,72$$

Moments :

Travée	$M_i$ (KN.m)	$M_{i+1}$ (KN.m)	$M_{\max}$ (KN.m)
0-1	- 2,746	- 2,300	1,411
1-2	- 2,300	- 1,701	1,798
2-3	- 1,701	- 3,760	1,778
3-4	- 3,760	- 5,261	5,301

Tableau III-1-2 : Récapitulatif des moments obtenus à l'ELS.

Efforts tranchants :

Travée (0-1) :  $T_0 = 7,056$  KN ;  $T_1 = -7,330$  KN

Travée (1-2) :  $T_1 = 5,983$  KN ;  $T_2 = -6,411$  KN

Travée (2-3) :  $T_2 = 7,525$  KN ;  $T_3 = -6,197$  KN

Travée (3-4) :  $T_3 = 10,080$  KN ;  $T_4 = -9,397$  KN

**a/ Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

En travées :

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b_0.d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046 \Rightarrow K_1 = 20,31 \rightarrow \beta_1 = 0,858$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_t} = \frac{5,301 \times 10^{-3}}{0,858 \times 0,18 \times 2,26 \times 10^{-4}} = 151,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{151,88}{20,31} = 7,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, les armatures adoptées à l'E.L.U. sont suffisantes à l'E.L.S.

Sur appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 18} = 1,046 \Rightarrow K_1 = 20,31 \rightarrow \beta_1 = 0,858$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{5,261 \times 10^{-3}}{0,858 \times 0,18 \times 2,26 \times 10^{-4}} = 151,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{212,52}{25,49} = 8,34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, les armatures adoptées à l'E.L.U. sont suffisantes à l'E.L.S.

### **b/ Vérification de l'état limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée peu nuisible, de ce fait aucune vérification n'est nécessaire.

### **c/ Vérification de l'état limite de déformation :**

Vu que :

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{410} < \frac{1}{16} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée ;}$$

On procédera au calcul de la flèche, comme suit :

$$f = \frac{M_{st} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4400}{500} = 8,8 \text{ mm}$$

$\bar{f}$  : Flèche admissible ;

$E_v$  : Module d'élasticité différé ;

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

$I_{fv}$  : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée ;

$$I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \cdot \lambda_v}$$

$I_0$  : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au centre de gravité de la section, avec  $n=15$  ;

$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + h_0 \cdot (b - b_0) \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_s \cdot (y_2 - c)^2$$

$y_1$  : Position de l'axe neutre ;  $y_1 = \frac{\sum S_i \cdot y_i}{\sum S_i}$

$$y_1 = \frac{(b \cdot h_0)h_0/2 + (h - h_0)b_0[(h - h_0)/2 + h_0] + n \cdot A_t \cdot d}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + n \cdot A_t}$$

$$y_1 = \frac{(65 \times 4) \times 4/2 + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4)/2 + 4] + 15 \times 2,26 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2,26}$$

$$y_1 = 7,07 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 7,07 = 12,93 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + h_0 \cdot (b - b_0) \cdot \left[ \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot A_t \cdot (y_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12 \cdot (6,82^3 + 13,18^3)}{3} + 4 \cdot (65 - 12) \cdot \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 6,82 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot 2,26 \cdot (13,18 - 2)^2$$

$$I_0 = 19872,15 \text{ cm}^4$$

$$\mu = \max \left[ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right]$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \cdot d} = \frac{2,26}{12 \times 18} = 10,46 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_s = 214,13 \text{ MPa}$$

$$\mu = \max \left[ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 10,46 \times 10^{-3} \times 214,13 + 2,1} ; 0 \right] = \max [0,332; 0] = 0,332$$

On a aussi :  $\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3 \cdot b_0}{b} \right) \cdot \rho}$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 10,46 \cdot 10^{-3}} = 1,57$$

D'où :  $I_{fv} = \frac{1,1 \times 19872,15}{1 + 0,332 \times 1,57} = 14369,44 \text{ cm}^4$

Enfin :  $f = \frac{5,301 \times 10^6 \times 4400^2}{10 \times 10818,86 \times 14369,44 \times 10^4} = 6,6 \text{ mm} < \bar{f} = 8,8 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Donc, les armatures adoptées à l'E.L.U., sont suffisantes à l'E.L.S.

### III-2 Dalle pleine :

Ce sont des plaques minces qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion ; l'épaisseur de la dalle pleine est déterminée selon sa portée, ainsi que les conditions suivantes :

- La résistance au feu ;
- La résistance à la flexion ;
- L'isolation acoustique.

#### a/ Résistance au feu :

- ✓  $e = 7$  cm pour une heure de coup de feu ;
- ✓  $e = 11$  cm pour deux heures de coup de feu ;
- ✓  $e = 17,5$  cm pour quatre heures de coup de feu.

On opte pour une épaisseur  $e = 20$  cm.

#### b/ Isolation acoustique :

Selon les règles techniques (C.B.A.93) en vigueur en Algérie, l'épaisseur de la dalle doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On opte pour une épaisseur  $e = 15$  cm.

#### b/ Résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle est donnée en fonction du nombre d'appuis sur lesquels repose celle-ci ; pour une dalle reposant sur 03 ou 04 appuis on a :

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

$Lx = 2,20$  m ; Petit côté du panneau de dalle ;

$Ly = 3,20$  m ; Grand côté de panneau de dalle.

On a donc :  $4,40 \text{ cm} \leq e \leq 5,50 \text{ cm}$

D'où :  $e = \max \{ 20 ; 15 ; 5,50 \} \text{ cm} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$

### III-2-1 Détermination des charges et des surcharges :

Charges permanentes :  $G = 5,35 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

### III-2-2 Combinaisons de charges :

E.L.U. :  $q_u = (1,35.G + 1,5.Q) \times 1 \text{ m} = 12,47 \text{ KN/m}$

E.L.S. :  $q_s = (Q + G) \times 1 \text{ m} = 8,85 \text{ KN/m}$

**III-2-3 Ferrailage à l'E.L.U. :**

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

**a/ Armatures principales :**

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2}$$

$$M_u = \frac{12,47 \times 2,20^2}{2} = 30,17 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{30,17}{1 \times (0,17)^2 \times 14,2 \times 10^3}$$

$$\mu_b = 0,074 < \mu_R = 0,392 \quad \Rightarrow \text{Section simplement armée (S.S.A.).}$$

$$\mu_b = 0,074 \rightarrow \beta = 0,962$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_s = \frac{30,17}{0,962 \times 0,17 \times 348 \times 10^3}$$

$$A_s = 5,30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}14 = 7,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } St = 20 \text{ cm}$$

**b/ Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } St = 25 \text{ cm}$$

**III-2-4 Vérifications à l'E.L.U. :****- Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 17 \times 2,1}{400} = 2,05 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,05 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacement des barres :**

Armatures principales :  $S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > S_t = 20\text{cm}$

Armatures de répartition :  $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > S_t = 25\text{cm}$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9.d.\Sigma u_i$$

$\Sigma u_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\Sigma u_i = 5 \times 3,14 \times 1,4 = 21,98 \text{ cm}$$

$$V_u = q_u \times L = 12,47 \times 2,20 = 27,43 \text{ KN}$$

$$\tau_{se} = \frac{27,43 \times 10}{0,9 \times 17 \times 21,98} = 0,815 \text{ MPa}$$

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

- **Vérification au cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{27,43 \times 10}{100 \times 17} = 0,16 \text{ MPa}$$

D'où :  $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Condition vérifiée.

Alors, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**III-2-5 Vérifications à l'E.L.S. :**

$$M_s = q_s \times L^2 / 2$$

$$M_s = 8,85 \times (2,20)^2 / 2 = 21,41 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage :**

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21,41}{1 \times (0,17)^2 \times 14,2 \times 10^3}$$

$\mu = 0,052 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$  Le ferraillage adopté à l'E.L.U. est vérifié.

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

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

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

- Section rectangulaire ;
- Nuance des aciers FEe400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{30,17}{21,41} = 1,41$$

$$\mu = 0,074 \Rightarrow \alpha = 0,0962 < \frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'état limite d'ouvertures des fissures :**

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; 110 \cdot \sqrt{n \cdot f_{t28}} \right\} = \min \{ 266,66 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7,70}{100 \times 17} = 0,452 \Rightarrow \beta_1 = 0,898$$

$$\sigma_{st} = \frac{21,41 \cdot 10^6}{0,898 \cdot 170 \cdot 7,70 \cdot 10^2} = 182,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, les armatures adoptées à l'E.L.U. sont suffisantes à l'E.L.S.

- **Vérification de l'état limite de déformation :**

On procédera à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 \cdot M_0} \quad ; \text{ Condition non vérifiée.}$$

$$* \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Alors, le calcul de la flèche s'impose et on procédera comme suit :

$$f = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{2200}{500} = 4,4 \text{ mm}$$

$\bar{f}$  : Flèche admissible ;

$E_v$  : Module d'élasticité différé ;

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f c_{28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée;

$$I = \frac{b \cdot (y_1^3 + y_2^3)}{3} + 15 \cdot A_s \cdot (y_2 - c)^2$$

$y_1$  : Position de l'axe neutre ;  $y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$

$S_{xx}$  : Moment statique ;  $S_{xx} = \frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d$

$B_0$  : Aire de la section homogénéisée ;  $B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_s$

$$y_1 = \frac{\frac{b \cdot h^2}{2} + 15 \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + 15 \cdot A_s} = \frac{\frac{100 \cdot 20^2}{2} + 15 \cdot 7,70 \cdot 17}{100 \cdot 20 + 15 \cdot 7,70} = 3,29 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 3,29 = 16,71 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } I = \frac{100 \cdot (3,29^3 + 16,71^3)}{3} + 15 \cdot 7,70 \cdot (16,71 - 3)^2 = 178424,72 \text{ cm}^4$$

$$\text{Enfin : } f = \frac{21,41 \cdot 10^6 \cdot 2200^2}{10 \cdot 10818,86 \cdot 178424,72 \cdot 10^4} = 0,54 \text{ mm} < \bar{f} = 4,4 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, les armatures adoptées à l'E.L.U., sont suffisantes à l'E.L.S.

### III-3 Les escaliers :

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

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

Dans notre cas il est conçu en béton armé coulé sur place et il est partagé en deux types :

**1<sup>ier</sup> volée** : elle est constituée de paillasse, palier de repos et sans palier de départ (la 1<sup>ière</sup> marche est directement ancrée dans la poutre).

**2<sup>ieme</sup> volée** : elle est constituée de paillasse, palier de repos et d'un palier d'étage.

(Les paillasses sont assimilées dans le calcul à des poutres isostatiques).

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

#### III-3-2 Terminologie :

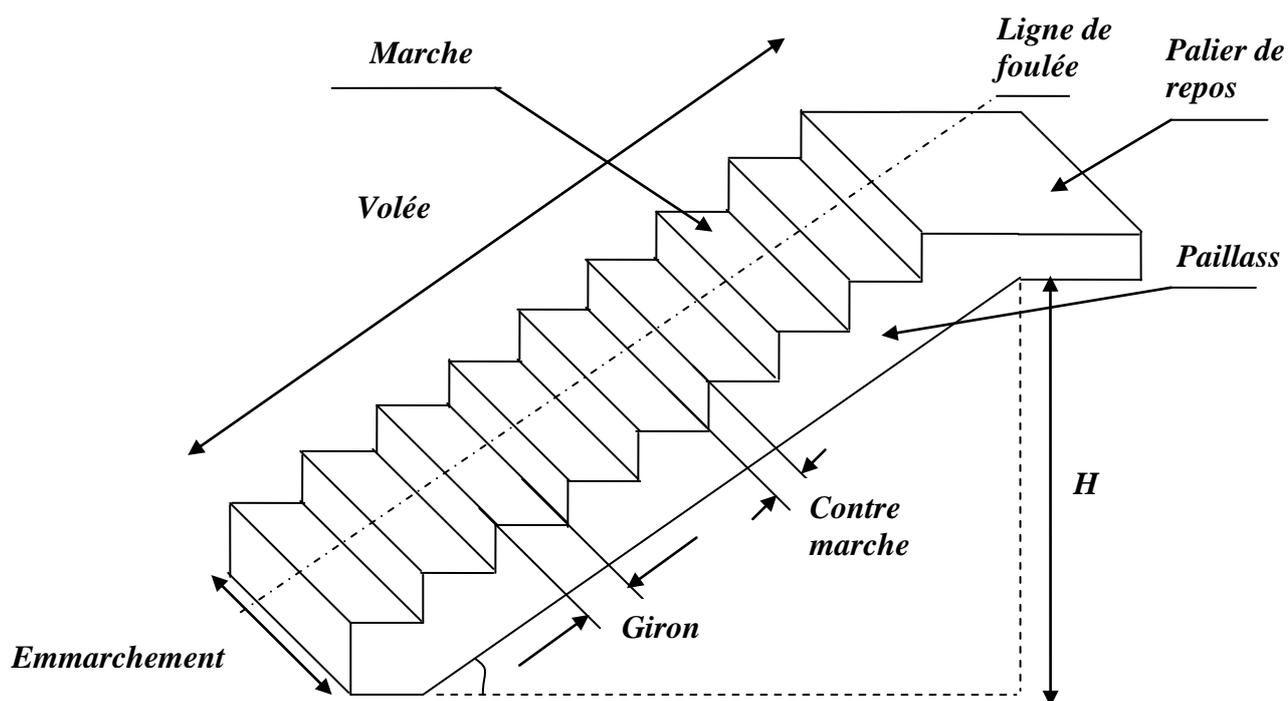
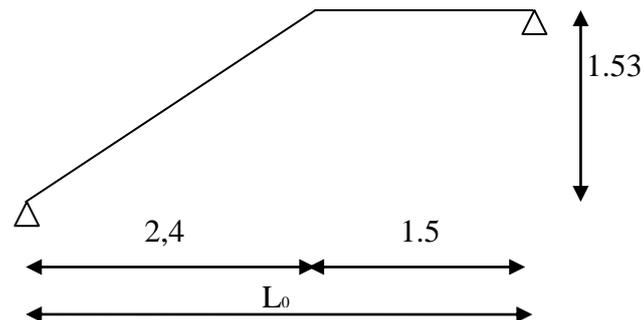


Figure III-3-1 : Principaux termes relatifs à un escalier.

- g : giron.  
 h : hauteur de la contre marche.  
 e : épaisseur de la paillasse et du palier.  
 H : hauteur d'une volée.  
 L1 : portée projetée de la paillasse.  
 L2 : largeur du palier.  
 L : somme de la longueur de la paillasse et du palier.

### III-3-3 Pré-dimensionnement de l'escalier de l'étage courant :

#### A) Schéma statique :



#### B) Pré dimensionnement :

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

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

On a les conditions suivantes :

Pour un bâtiment a usage d'habitation :

- $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$ .
- $59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm}$ .

Le nombre de contre marche (n) est égale à :  $n = H/h$ .

Le nombre de marche (m) :  $m = n-1$ .

Le rapport ( $r = h/g$ ) est appelé raideur d'escalier.

En habitation collective l'emmarchement doit être  $\geq 120\text{cm}$ .

La profondeur du palier de repos est :

$$L2 \geq 3g \quad \text{ou} \quad L2 \geq 110\text{cm}.$$

#### C) Application :

Soit :  $h = 17\text{ cm}$  ;  $g = 30\text{cm}$ .

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \Rightarrow m = n-1 = 8.$$

$59\text{cm} \leq g+2h = 30 + 2(17) = 62 \leq 66\text{cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

- L'emmarchement est  $L2 = 150\text{cm}$ .
- La longueur de ligne de foulée :  $L1 = g(n-1) = 30(9-1) = 240\text{cm}$ .

**D) Pré-dimensionnement de la paillasse et du palier de repos :**

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

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

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52 \Rightarrow \cos \alpha = 0,843$$

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L} \Rightarrow L = L_1 / \cos \alpha = 284,62 \text{ cm}$$

$$L_0 = 284,62 + 150 = 434,62 \text{ cm}$$

$$\frac{434,62}{30} \leq ep \leq \frac{434,62}{20} \Leftrightarrow 14,48 \leq ep \leq 21,73$$

Donc on adopte une épaisseur :  $ep = 18 \text{ cm}$ .

**E) Charges et surcharges :**

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

**E-1) Charges permanentes :****E-1-1) Paillasse :**

Eléments	Poids propre [KN/ml]
Poids propre de la paillasse	$25 \times 0,18 / \cos 32,52 = 5,33$
Poids de la marche	$25 \times 0,17 / 2 \times 1 = 2,12$
Poids des carrelages scellés	$22 \times 0,02 \times 1 = 0,44$
Lit de sable (2 cm)	$18 \times 0,02 \times 1 = 0,36$
Poids Enduit plâtre (2 cm)	$10 \times 0,02 \times 1 = 0,2$
Mortier de pose (2cm)	$20 \times 0,02 \times 1 = 0,4$
Poids du garde corps	$= 0,4$
	$G_p = 9,05 \text{ KN/ml}$

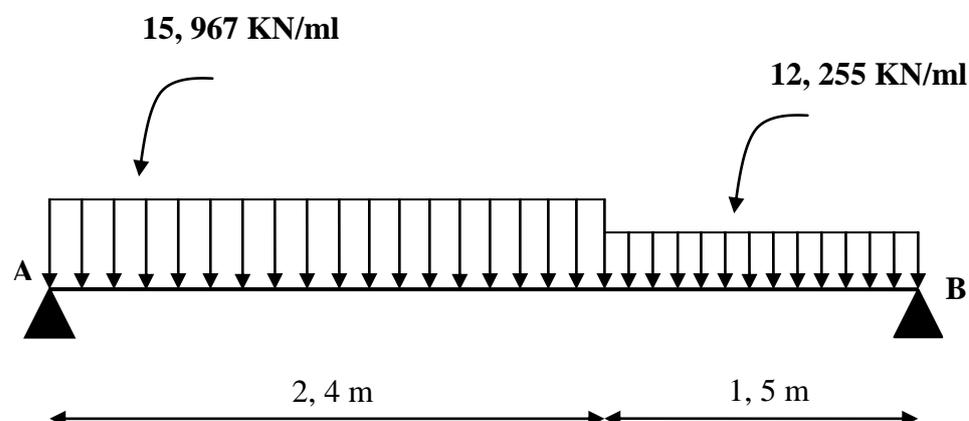
**Tableau III-3-1 :** Les charges permanentes dans le paillasse.

**E-1-2) Palier :**

Eléments	Poids propre [KN/ml]
Palier:	2500x0,18x1 = 4,50
Revêtement:	
Carrelage [2cm]	2200x0,02x1 = 0,44
Mortier de pose	2200x0,02x1 = 0,44
Garde corps	= 0,20
Lit de sable	1800x0,02x1 = 0,36
Enduit de plâtre	1800x0,02x1 = 0,36
<b>G = 6,3 KN/ml</b>	

**Tableau III-3-2 :** Les charges permanentes dans le palier.**E-2) Charge d'exploitation :**Palier :  $Q = 2,5$  KN/ml.Paillasse :  $Q = 2,5$  KN/ml.**E-3) Combinaison de charges :**

	ELU: $1,35G+1,5 Q$ [KN/ml]	ELS: $G+Q$ [KN/ml]
Palier	12,255	8,8
Paillasse	15,967	11,55

**F) Calcul a l'ELU :****Figure III-3-2 :** Schéma statique de calcul de l'escalier à l'ELU.

Réactions d'appuis :

Après avoir fait tous les calculs on a obtenu les réactions suivantes :

$$R_a = 30,065 \text{ KN.}$$

$$R_b = 26,638 \text{ KN.}$$

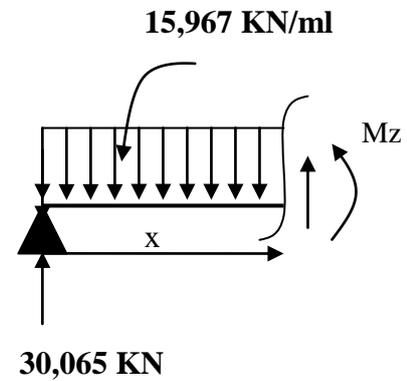
Moment fléchissant et effort tranchant :

$$0 \leq x \leq 2,4 :$$

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 15,967x - 30,065$$

$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow M_z = 30,065x - 7,983x^2$$

X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	-30,065	0
2,4	8,255	26,173

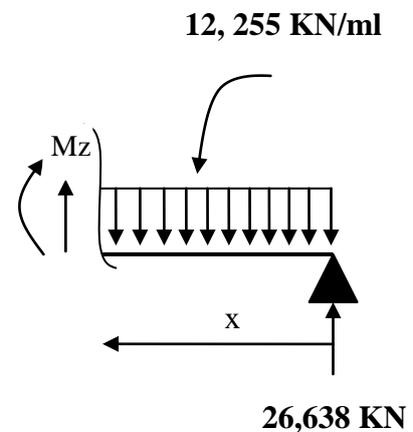


$$0 \leq x \leq 1,3 :$$

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T_y = 26,638 - 12,255x$$

$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow M_z = 26,638x - 6,127x^2$$

X (m)	Ty [KN]	Mz [KN.m]
0	26,638	0
1,5	8,255	26,173



Calcul de  $M_{max}$  :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = -T_y \quad \text{Donc : } T_y = 0 \quad \Rightarrow M_z = M_{max}$$

$$T_y = 0 \Leftrightarrow T_y = 15,967x - 30,065 = 0 \Rightarrow x = 1,88\text{m}$$

$$M_z(1,88) = 28,307 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad T_y(1,88) = 0$$

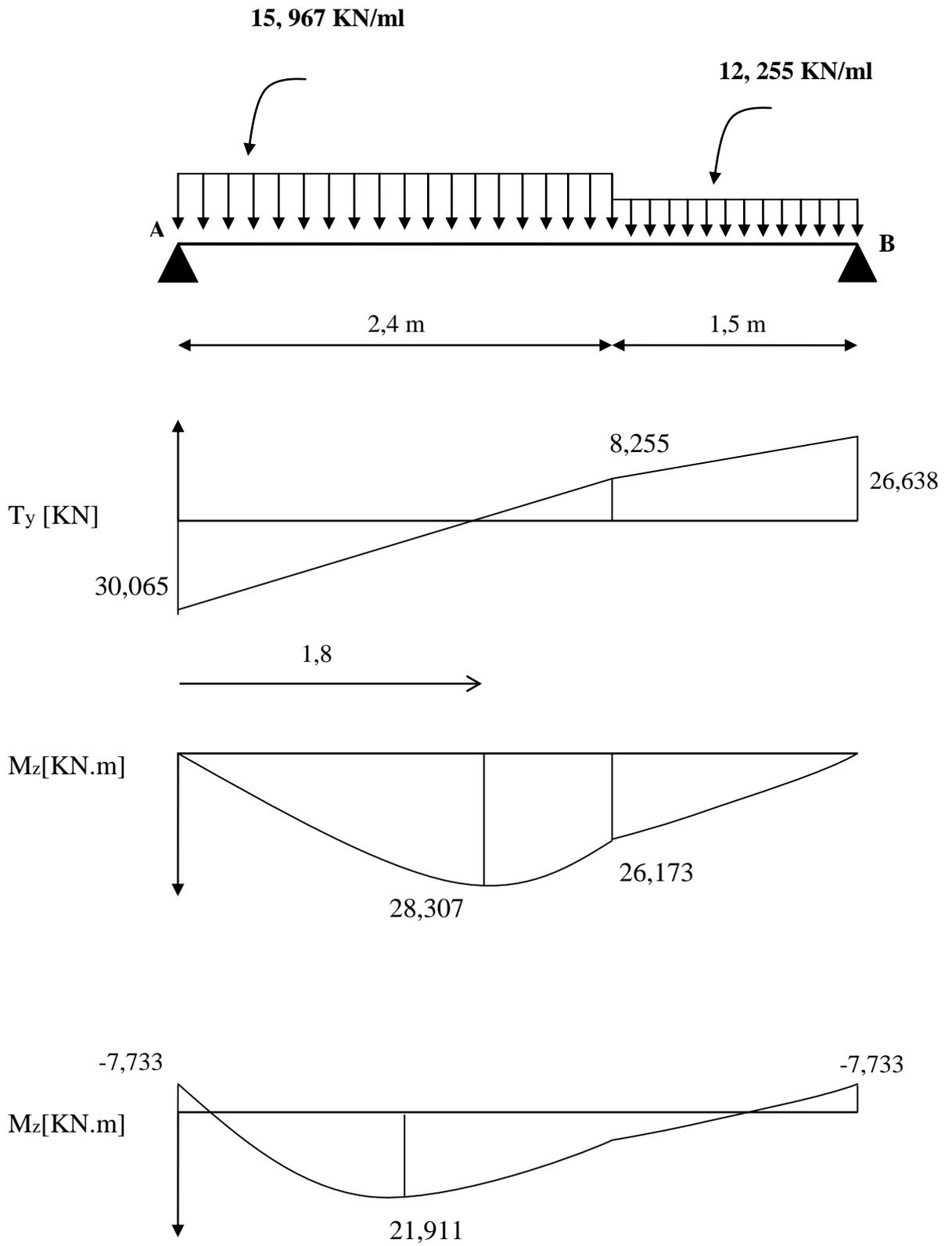


Figure III-3-3 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELU.

**Remarque:**

Pour tenir compte de l'encastrement partiel, on multiplie le moment en travée par des coefficients réducteurs :

- Aux appuis :  $M_u^{app} = -0,3 \text{ Mmax}$

- En travée :  $M_u^t = 0,85 \text{ Mmax}$

$M_A = M_B = -8,492 \text{ KN.m}$

$M_t = 24,061 \text{ KN.m}$

**III-3-4 Ferrailage :**

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

Calcul du moment réduit :

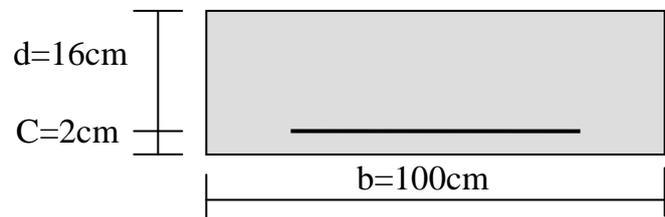
$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bc}}$$

M : Moment réactif.

$f_{bc}$  : Contrainte caractéristique du béton.

b,d : Dimensions de la section.

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



Calcul de la section d'armature :

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{avec } \sigma_{st} : \text{contrainte limite de l'acier tendu.}$$

Armatures principales :

- Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{8,492 \cdot 10^3}{100 \cdot 16^2 \cdot 14,2} = 0,023$$

$\mu_b \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,023 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,492 \cdot 10^3}{0,988 \cdot 16 \cdot 348} = 1,54 \text{ cm}^2 .$$

Soit  $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25\text{cm}$ .

- En travée :

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{24,061 \cdot 10^3}{100 \cdot 16^2 \cdot 14,2} = 0,066.$$

$\mu_b = 0,066 \leq \mu_R = 0,392 \Rightarrow$  La section est simplement armée.

$\mu_b = 0,066 \Rightarrow \beta = 0,966.$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{24,061.10^3}{0,966.16.348} = 4,47 \text{ cm}^2.$$

Soit  $A_t = 4\text{HA}12/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25\text{cm}$ .

Armatures de répartition : [RPA 99 modifié 2003].

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

- En appuis A et B :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

$A_r = 4\text{HA}6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25\text{cm}$ .

- En travée :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$A_r = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ , avec un espacement  $S_t = 25\text{cm}$ .

### III-3-5 Les vérifications a l'ELU :

**A) Condition de non fragilité** : [Art : A-4-2;2/BAEL91].

$$A_{\min} = 0,23 \text{ b.d. } \frac{f_{t28}}{f_e}.$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 16 \times 2,1/400 = 1,93 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**B) Espacement des barres** : [Art :A-8-2-4 ;2/BAEL91].

L'écartement des barres ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Armatures principales :

$$S_{t \max} \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Armature de répartition :

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

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

[Art : A-6-1 ; 3/BAEL91].

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$\psi_s$  : Coefficient de scellement pris égale a 1,5 pour les aciers HA.

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n \times \pi \times 0,8 = 10,05 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{30,065 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 100,5} = 2,07 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**d) Vérification de l'effort tranchant : [Art : A-5-11]**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{30,065 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0,188 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$\Rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

- Influence sur les aciers :

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1,15 \times \left( V_u + \frac{Ma}{0,9d} \right)}{f_e}.$$

$V_u$  : effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.

$M_u$  : moment fléchissant au droit de l'appui.

$$A_a \geq \frac{1,15}{400} \times \left( 30,065 \times 10^3 - \frac{8,492 \times 10^6}{144} \right) = -83,108 \text{ mm}^2 = 0,83 \text{ cm}^2 .$$

$$A_a = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,83 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence sur le béton :

$$\text{On doit vérifier que : } V_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

$$V_u^{\max} < 0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times \frac{bd}{\gamma_b} = 0,4 \times 2500 \times 0,9 \times \frac{16 \times 100}{1,5} = 960 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} = 30,065 \text{ KN} < 960 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**e) Calcul de la longueur d'ancrage :**

$$l_s = \Phi \frac{f_e}{4\tau_s}, \text{ avec } \tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

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

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre ; on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée forfaitairement à  $0,4 L_s = 16,93 \text{ cm}$  soit  $17 \text{ cm}$ .

**III-3-6 Vérification a l'ELS :**

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

$$R_a = 21,729 \text{ KN} \quad ; \quad R_b = 19,191 \text{ KN.}$$

$$M_s^{\max} = M(1,88) = 20,439 \text{ KN.m.}$$

$$T_s^{\max} = 21,729 \text{ KN.}$$

$$M_s^t = 0,85 M_s^{\max} = 17,373 \text{ KN.m.}$$

$$M_s^A = M_s^B = -0,3 M_s^{\max} = -6,131 \text{ KN.m.}$$

**A) La contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible, alors on doit vérifier ce qui suit :

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

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 16} = 0,282 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,252 \cdot \\ \beta_1 = 0,916 \cdot \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t}, \quad M_{ts} : \text{moment de service en travée.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{17,373 \times 10^3}{0,916 \times 16 \times 4,52} = 262,25 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 262,25 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,0224 \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,0224 \times 262,25 = 5,874 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sur appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 16} = 0,125 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,177 \cdot \\ \beta_1 = 0,941 \cdot \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t}, \quad M_{ts} : \text{moment de service sur appuis.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{6,131 \times 10^3}{0,941 \times 16 \times 2,01} = 202,59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 202,59 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,0143 \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 0,0143 \times 202,59 = 2,89 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### **B) Etat limite d'ouverture des fissures :**

D'après l'article B-6-3 du BAEL91, on admet de ne pas faire de vérification de l'état limite d'ouverture des fissures puisqu'on est dans le cas de fissuration peu préjudiciable, et que notre élément est couvert contre les intempéries.

### **C) Vérification de la flèche :**

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}, \quad \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{10M_0} \quad \text{et} \quad \frac{A_t}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}.$$

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{390} = 0,046 < 0,062$$

\(\Rightarrow\) La condition (1) n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche.

$$f = \frac{5q_{\max} L^4}{384E_v I_{fv}} \leq \overline{f} = \frac{L}{500}.$$

$$q_{\max} = \max (q_{\text{paillasse}} ; q_{\text{palier}}).$$

$I_{fv}$  : moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité de la section.

$E_v$  : module de déformation longitudinale du béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa.}$$

$$I_{fv} = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_A)^2$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t d}{B_0} .$$

$B_0$  : aire de la section homogène.

$$B_0 = b.h + 15A_t = 100 \times 18 + 15 \times 4,52 = 1867,8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{\frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 4,52 \times 16}{1867,8} = 9,254 \text{ cm} .$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,254 = 8,746 \text{ cm} .$$

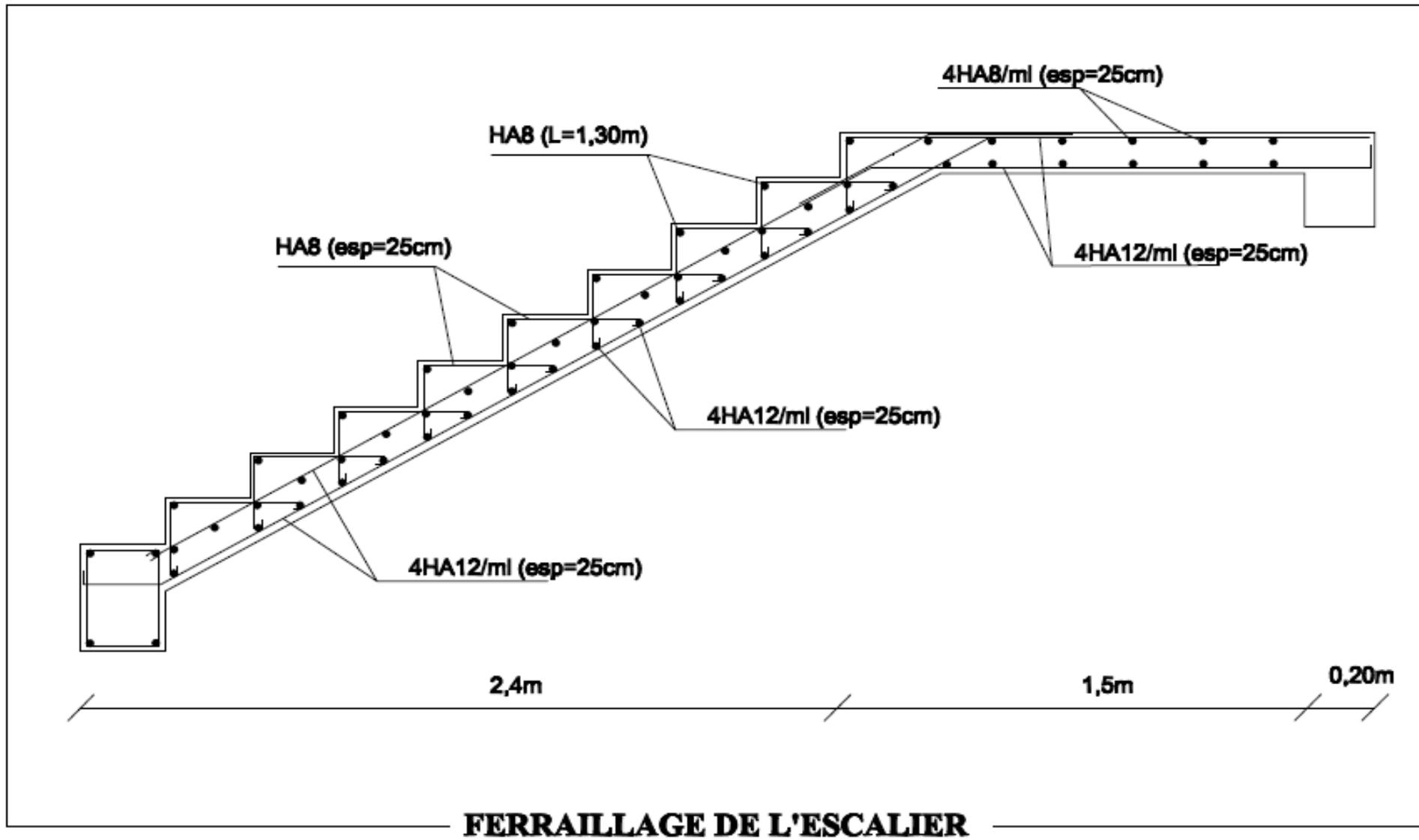
$$I_{fv} = \frac{100}{3}(9,254^3 + 8,746^3) + 15 \times 4,52 \times (8,746 - 2)^2 = 51801,606 \text{ cm}^4 .$$

$$f = \frac{5 \times 11,55 \times 3,7^4}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 51801,606 \times 10^{-8}} = 0,00502 .$$

$$f = 0,00502 < \bar{f} = \frac{3,9}{500} = 0,0078 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.



### III-4 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 3.00 m (entre nu d'appuis).

#### III-4-1 Pré-dimensionnement :

##### A) La Hauteur et la largeur de la poutre :

$$\text{Le RPA exige que } \begin{cases} h_t \geq 30 \text{ cm} . \\ b \geq 20 \text{ cm} . \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 . \end{cases}$$

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{300}{15} \leq h_t \leq \frac{300}{10} \Rightarrow 20 \leq h_t \leq 30 \Rightarrow \text{On prend } h_t = 30 \text{ cm}.$$

La largeur des poutres est déterminée par  $0.4h \leq b \leq 0.7h$ .  
 $\Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm} \Rightarrow \text{On prend } b = 20 \text{ cm}.$

##### B) Vérification des conditions du RPA

$$b = 20 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$h_t = 30 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h_t}{b} = 1.5 < 4. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

D'où la section de la poutre est de (20×30).

#### III-4-2 Charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre :  $0,2 \times 0,3 \times 25 = 1,5 \text{ KN/ml}$ .

Poids du mur de façade :  $2,44 \times 2,70 = 6,588 \text{ KN/ml}$ .

On aura G = 8,088 KN/ml

$$\text{- } \underline{\text{A ELU}} : T_U = R_B = 26,638 \text{ KN.}$$

$$\text{- } \underline{\text{A ELS}} : T_S = R_B = 19,191 \text{ KN.}$$

##### A) Combinaison de charges et surcharges

$$\text{- } \underline{\text{A l'ELU}} \quad q_u = 1.35 G + \frac{2T_u}{L} = 28,677 \text{ KN.}$$

$$\text{- } \underline{\text{A l'ELS}} \quad q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 20,882 \text{ KN.}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{28,677 \times 3^2}{8} = 32,261 \text{ KN.m} \cdot$$

$$\text{Effort tranchant : } T = \frac{q_u l}{2} = \frac{28,677 \times 3}{2} = 43,015 \text{ KN} \cdot$$

Pour tenir compte de l'encastrement partiel on affecte le moment  $M_0$  par un coefficient numérateur. On aura donc les valeurs suivantes :

$$M_a = -0,3M_0 = -9,678 \text{ KN.m} \cdot$$

$$M_t = 0,85M_0 = 27,421 \text{ KN.m} \cdot$$

### B) Diagramme de M et T :

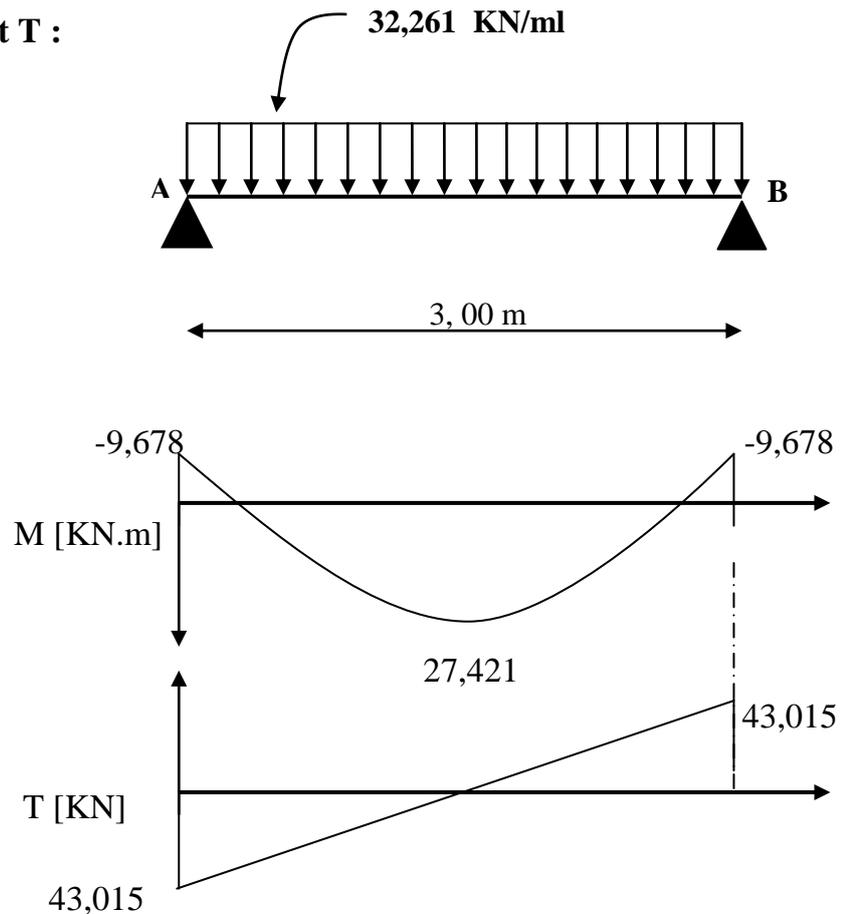


Figure III-4-1 : Diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchant à l'ELU.

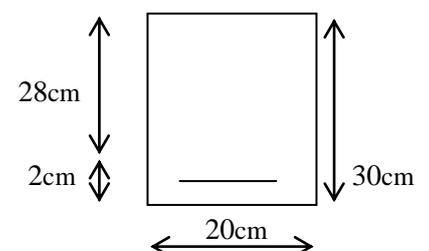
### III-4-3 Ferrailage:

- En travée:

$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{27,421 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,123 < 0,392$$

$\mu_b = 0,123 < \mu_s = 0,392 \Rightarrow$  La section est simplement armée.

$$\mu_b = 0,123 \Rightarrow \beta = 0,934 \Rightarrow A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = 3,01 \text{ cm}^2, \text{ soit: } A_t = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$



- Aux appuis:

$$\mu_b = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,678 \times 10^3}{20 \times 28^2 \times 14,2} = 0,043 < 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,043 \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_a = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = 1,01 \text{ cm}^2, \text{ soit } A_a = 3\text{HA}8 = 1,50 \text{ cm}^2.$$

### III-4-4 Vérifications :

**A) Condition de non fragilité :** [BAEL91/A-4-2,1]

$$A_{min} = 0,23 \text{ b.d. } \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \times (2,1/400) = 0,676 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a = 1,50 \text{ cm}^2 > A_{min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{43,015 \times 10^3}{200 \times 280} = 0,768 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**C) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

- Influence sur les aciers :

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{1,15 \times \left( V_u + \frac{M_a}{0,9d} \right)}{f_e}.$$

$V_u$  : effort tranchant en valeur absolue au niveau des appuis.

$M_u$  : moment fléchissant au droit de l'appui.

$$\frac{1,15}{400} \times \left( 43,015 \times 10^3 - \frac{9,678 \times 10^6}{252} \right) = 13,25 \text{ mm}^2 = 0,1325 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,50 \text{ cm}^2 > 0,1325 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Influence sur le béton :

$$\text{On doit vérifier que : } V_u^{\max} \leq 0,4b(0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}.$$

$$V_u = 43,015 \text{ KN} \leq 0,4 \times 200 \times (0,9 \times 280) \times \frac{25}{1,5} = 336 \text{ KN.}$$

$$V_u = 43,015 \text{ KN} \leq 336 \text{ KN.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**D) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

[Art :A-6-1 ;3/BAEL91]

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

 $\psi_s$  : Coefficient de scellement pris égale a 1,5 pour les aciers HA $\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum U_i = n \times \pi \times 0,8 = 7,536 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{43,015 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 75,36} = 2,256 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

**E) Calcul de la longueur d'ancrage : [Art :A-6-1 ;23/BAEL91]**

$$l_s = \Phi \frac{f_e}{4\tau_s}, \text{ avec } \tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa.}$$

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

Vu que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre ;on adoptera un crochet normal dont la largeur est fixée forfaitairement à  $0.4 L_s = 16.93 \text{ cm}$  soit  $17 \text{ cm}$ .**F) Les armatures transversales :**- Diamètre minimal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \Phi_t, \frac{H}{35}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12, 8,57, 20 \} = 8,57 \text{ mm.}$$

Donc on prend  $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ On prend un cadre et un étrier en HA8 ;  $A_t = 2H8 = 1,01 \text{ cm}^2$ .- Calcul des emplacements: [BAEL91Art51.22].

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(25,2, 40) = 25,2 \text{ cm.}$$

$$\text{Aux appuis: } S_t \leq \min \left( \frac{h}{2}, 12\Phi, 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left( \frac{30}{4}, 12 \times 1,2, 30 \text{ cm} \right) = 7,5 \text{ cm.}$$

Soit:  $S_t = 7 \text{ [cm]}$ .

$$\text{En travée : } S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm.}$$

Soit :  $S_t = 15 \text{ [cm]}$

la quantité d'armatures transversales minimale est

Donnée par la relation suivante :

$$A_t = 0,003 S_t b = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 1,50 \text{ cm}^2 > 0,9 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### G) Condition de non fragilité:

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \left\{ \frac{0,768}{2}; 0,4 \text{ MPa} \right\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} = \frac{1,00 \times 400}{20 \times 15} = 1,33 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III-4-5 Calcul a l'ELS:

Calcul des efforts internes:  $q_s = 20,882 \text{ KN/m.}$

$$\text{Moment isostatique : } M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{20,882 \times 3^2}{8} = 23,492 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{20,882 \times 3}{2} = 31,323 \text{ KN.}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel on aura :

$$M_{sa} = -0,3 M_{so} = -7,047 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85 M_{so} = 19,968 \text{ KN.m}$$

### A) Vérification des contraintes :

Etat limite de compression dans le béton :

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

- Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 1,50}{20 \times 28} = 0,267 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,246 \\ \beta_1 = 0,918 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{7,047 \times 10^3}{0,918 \times 28 \times 1,50} = 182,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 182,77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,022\sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,022 \times 182,77 = 4,021 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,345 \\ \beta_1 = 0,885 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t}, \quad M_{ts} : \text{moment de service en travée.}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{19,968 \times 10^3}{0,885 \times 28 \times 3,39} = 237,702 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 237,702 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,035 \cdot \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,035 \times 237,702 = 8,319 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### B) Etat limite d'ouverture des fissures : [BAEL91.Art.B.6.3].

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

### C) Etat limite de déformation :

Pour dispenser de calcul de la flèche on vérifie.

$$1) \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{30}{300} = 10 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10 \times M_{st}}$$

$$\frac{h}{L} = 10 > \frac{M_t}{10 \times M_{st}} = \frac{19,968}{10 \times 23,492} = 0,085. \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Alors le calcul de la flèche s'impose.

$$F = \frac{5 \times q_{s \max} \times L^4}{384 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{300}{500} = 0,6 \text{ cm}$$

$E_v$  : module de la déformation différée égale à : 10818,87MPa

I : module d'inertie de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15A_{ut}$$

$$B_0 = 20 \times 30 + 15 \times 3,39 = 650,85 \text{ cm.}$$

$$V_1 = \frac{S/xx}{B_0} = \frac{b \frac{h^2}{2} + 15A_{ut} \times d}{B_0} = \frac{20 \times \frac{30^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 28}{650,85} = 16,015 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 16,015 = 13,985 \text{ cm.}$$

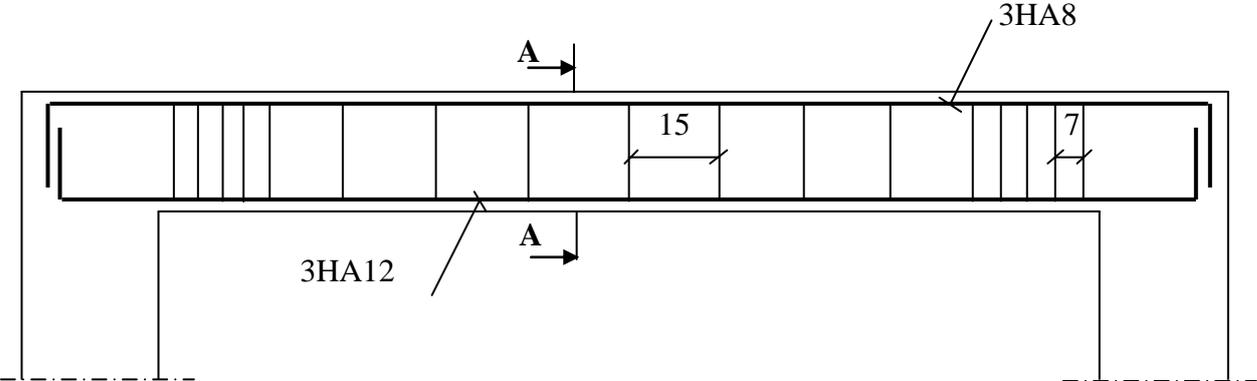
$$I = \frac{b}{3} (\bar{V}_1^3 + \bar{V}_2^3) + 15A_{ut} (\bar{V}_2 - 2)^2$$

$$I = \frac{20}{3} (16,015^3 + 13,985^3) + (13,985 - 2)^2 \times 15 \times 3,39 = 52922,24 \text{ cm}^4.$$

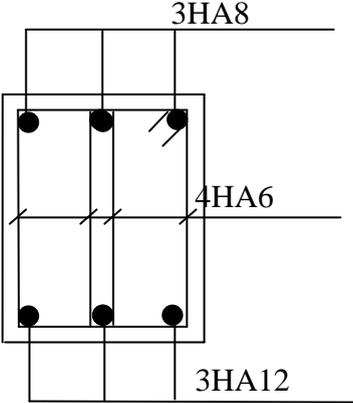
$$F = \frac{5 \times 20,882 \times (300)^4}{348 \times 108188,7 \times 52922,24} = 0,424 \text{ cm}$$

$F = 0,424 \text{ cm} < \bar{f} = 0,60 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

Figure III-4-2 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.



**Coupe A-A :**



### III-5 Etude du balcon :

#### III-5-1 Introduction :

- Le balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.
- Le balcon travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.
- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à

la flexion suivante:  $e_p \geq \frac{L}{10}$

L : largeur de la console.

$$e_p \geq \frac{135}{10} = 13,5 \text{ cm} \quad \text{Soit : } e_p = 15 \text{ cm}$$

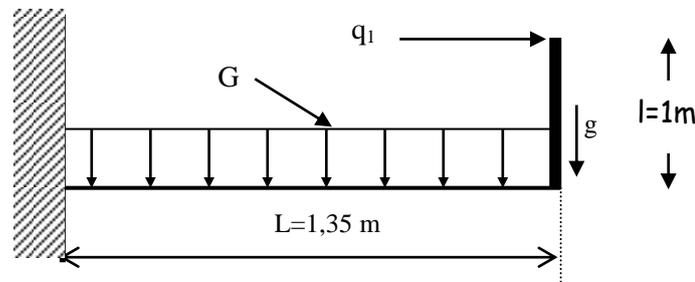


Figure III-5-1 : Schéma statique du balcon.

#### III-5-2 Détermination des charges et des surcharges :

Désignation	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de Sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Enduit de ciment	20	0,02	0,40

Tableau III-5-1 : Charges et surcharges sur le balcon.

Charges permanentes :  $G = 5,35 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Charge horizontale due à la main courante :  $q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

Charge de concentration due au poids du garde-corps :  $g = 0,9 \text{ KN/m}^2$ .

### III-5-3 Combinaisons de charges :

#### E.L.U. :

La dalle :  $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = 12,47 \text{ KN/m}$

Main courante :  $q_{1u} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/m}$

Garde-corps :  $g_u = 1,35 \times 0,9 = 1,22 \text{ KN/m}$

#### E.L.S. :

La dalle :  $q_s = Q + G = 8,85 \text{ KN/m}$

Main courante :  $q_{1s} = 1 \text{ KN/m}$

Garde-corps :  $g_s = 0,9 \text{ KN/m}$

### III-5-4 Ferrailage à l'E.L.U. :

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



**Figure III-5-2 :** section du balcon.

Où : (e) est l'excentricité de l'effort normal par rapport au C.D.G. (Centre de gravité) de la section considérée.

$$N_u = q_{1u} = -1,5 \text{ KN/ml (effort de traction).}$$

Le moment total sera :

$$M_u = q_u \times L^2 / 2 + q_{1u} \times 1 + g_u \times L$$

$$M_u = 12,47 \times (1,35)^2 / 2 + 1,5 \times 1 + 1,22 \times 1,35 = 14,51 \text{ KN.m}$$

### III-5-4-1 Détermination de la position du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{14,51}{1,5} = 9,67 \text{ m}$$

$$a = h/2 - c = 0,15/2 - 0,03 = 0,045 \text{ m} ; e_u > a .$$

D'où, Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal est de traction, et donc la section est partiellement comprimée (S.P.C.).

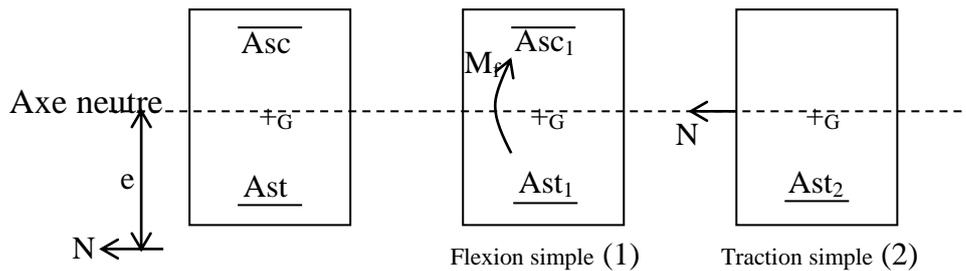


Figure III-5-3 : Position du centre de pression.

### III-5-4-2 Calcul des armatures en flexion simple :

$$M_f = N_u \left( e_u - \frac{h}{2} + c \right)$$

$$M_f = 1,5 \times (9,67 - 0,5 \times 0,15 + 0,03) = 14,44 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14,44}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2 \times 10^3}$$

$$\mu_b = 0,071 < \mu_R = 0,392 \quad \Rightarrow \text{Section simplement armée (S.S.A.).}$$

$$\mu_b = 0,070 \rightarrow \beta = 0,964$$

### III-5-4-3 Armatures fictives :

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

$$A_f = \frac{14,44}{0,964 \times 0,12 \times 348 \times 10^3}$$

$$A_f = 3,59 \text{ cm}^2$$

**III-5-4-4 Calcul des armatures en flexion composée :**

La section réelle des armatures :

$$A_s = A_f - \frac{N_U}{\sigma_s}$$

$$A_s = 3,59 - \frac{1,5 \times 10}{348}$$

$$A_s = 3,55 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>

Avec : St = 25 cm

**III-5-4-5 Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>/ml

Avec : St = 25 cm

**III-5-5 Vérifications à l'E.L.U. :**

- **Condition de non fragilité :** [B.A.E.L. 91/Art.A.4.2.1]

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - (0,455 \times d)}{e_s - (0,185 \times d)} \right]; e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$N_s = 1 \text{ KN}$$

$$M_s = \frac{q_s L^2}{2} + g_s \times L + q_{1s} \times l$$

$$M_s = \frac{8,85 \times 1,35^2}{2} + 0,9 \times 1,35 + 1 \times 1 = 10,28 \text{ KN.m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{10,28}{1} = 10,28 \text{ m}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} \times \left[ \frac{10,28 - (0,455 \times 12)}{10,28 - (0,185 \times 12)} \right]$$

$$A_{\min} = 0,87 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,55 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,87 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacement des barres** : [B.A.E.L. 91/Art.5.1.42]

Armatures principales :  $S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > S_t = 25\text{cm}$

Armatures de répartition :  $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > S_t = 25\text{cm}$

$\Rightarrow$  Condition vérifiée.

- **Vérification de l'ancrage** : [B.A.E.L. 91/Art.6.1.253]

$$\tau_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = 42,3 \text{ cm} > e = 30 \text{ cm}$$

On prévoit des crochets.

$$L_r = 0,4 \times L_s = 16,9 \text{ cm}$$

- **Vérification au cisaillement** : [B.A.E.L. 91/Art.5.1.211]

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où :

$$V_u = q_u \times L + g_u = 12,47 \times 1,35 + 1,22 = 18,05 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{18,05 \times 10}{100 \times 12} = 0,15 \text{ MPa}$$

D'où :  $\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Condition vérifiée.

Alors, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres** : [B.A.E.L. 91/Art.5.1.211]

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 \cdot d \cdot \sum u_i$$

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

$$\sum u_i = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18,05 \times 10}{0,9 \times 12 \times 15,072} = 1,11 \text{ MPa}$$

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

**III-5-5 Vérifications à l'E.L.S. :**

$$M_s = q_s \times L^2 / 2 + q_{1s} \times 1 + g_s \times L$$

$$M_s = 8,85 \times (1,35)^2 / 2 + 1 \times 1 + 0,9 \times 1,35 = 10,28 \text{ KN.m}$$

**- Ferrailage :**

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,28}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2 \times 10^3}$$

$$\mu_b = 0,050 < \mu_R = 0,392 \quad \Rightarrow \text{Le ferrailage adopté à l'E.L.U. est vérifié.}$$

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

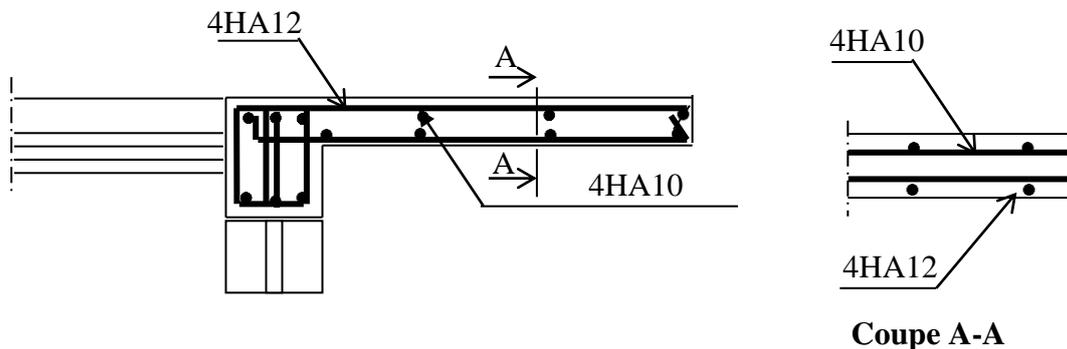
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

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

- Section rectangulaire ;
- Nuance des aciers FEE400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \text{ Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14,51}{10,28} = 1,41$$

$$\mu = 0,070 \Rightarrow \alpha = 0,0907 < \frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Schéma de ferrailage du balcon :**

**Figure III-5-4 : Plan de ferrailage du balcon.**

### III-6 Acrotère :

#### III-6-1 Calcul de l'acrotère :

L'acrotère sera assimilée à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, soumise à l'effort (N) dû à son poids propre et à une poussée latérale (Q) due à la main courante provoquant un moment de renversement ( $M_r$ ) dans la section de l'encastrement.

Le calcul se fait à la flexion composée, en considérant une bande de 1m de largeur.

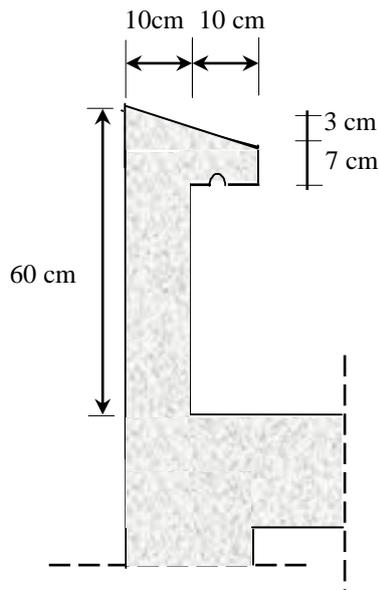


Figure III-6-1 : Coupe transversale de l'acrotère.

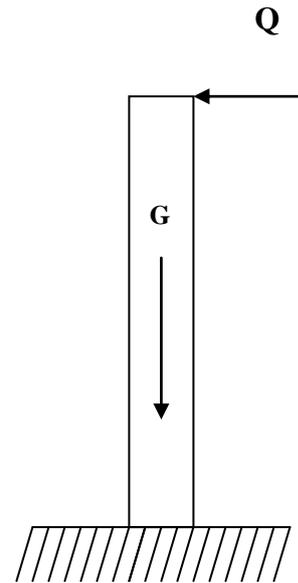


Figure III-6-2 : Schéma statique.

#### III-6-2 Les sollicitations

-  $G = \rho \cdot S \cdot 1m$  ; Avec :

$\rho$  : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[ 0,5 \times 0,1 + 0,2 \times 0,07 + \frac{0,03 \times 0,2}{2} \right] = 1,675 \text{ KN/ml}$$

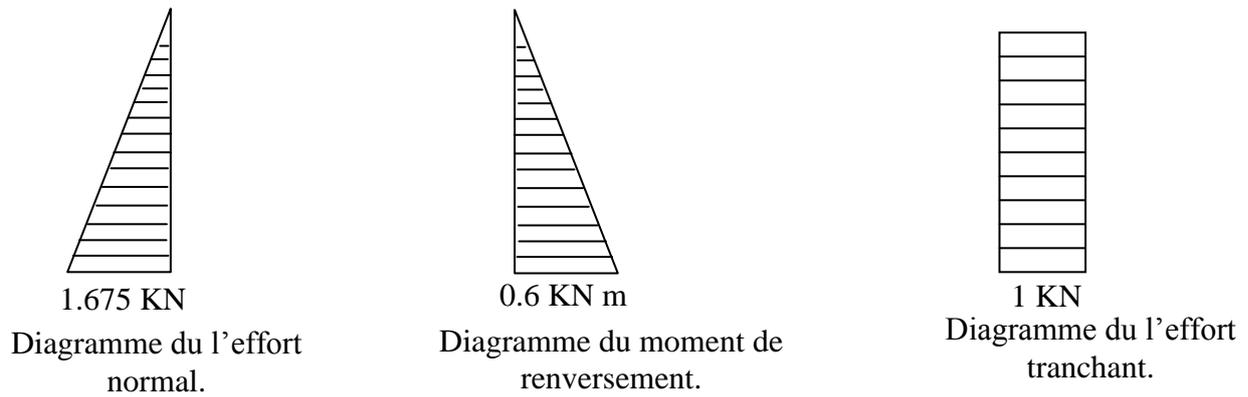
- Surcharge due à la poussée latérale :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

- Effort normal dû au poids propre :  $N_G = G \times 1 = 1,675 \text{ KN}$ .

- Effort normal dû à la surcharge Q :  $N_Q = 0$ .

- Moment de renversement dû à G :  $M_G = 0$ .

- Moment de renversement dû à Q :  $M_Q = Q h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$ .



**Figure III-6-3 :** Diagrammes de moment fléchissant et de l'effort normal et de l'effort tranchant.

### III-6-3 Les combinaisons de charges :

#### A L'ELU :

-Effort normal:  $N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.675 = 2.26 \text{ KN}$ .

-Moment de renversement:  $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$ .

#### A L'ELS :

-Effort normal:  $N_s = N_G + N_Q = 1.675 \text{ KN}$ .

-Moment de renversement:  $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$ .

### III-6-4 Ferrailage :

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

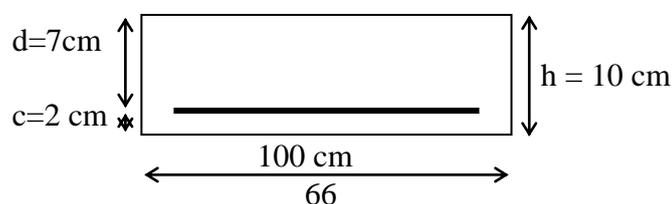
#### **Remarque :**

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression ( N ) et un moment de flexion ( M ).

On conclut que la section du béton est sollicitée en flexion composée.

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée.

Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif «  $M_f$  » afin de déterminer les armatures fictives (  $A_f$  ) puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles ( A ).



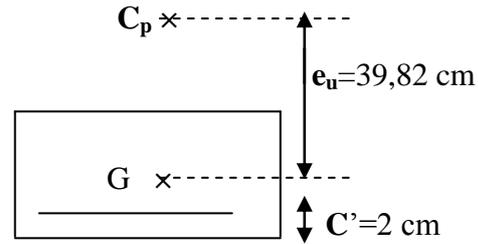
### 1) Calcul à L'ELU

#### a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.26} = 0.398 \text{ m}$$

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

$$e_u = 39,82 > 3 \text{ cm}$$



Le centre de pression « Cp » est à l'extérieur de la section  $\Rightarrow$  section partiellement comprimée.

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif.

#### b) Armatures principales :

##### - La section des armatures fictives (en flexion simple)

$M_f = N_u \times a$  ; avec  $a$  : distance entre le « Cp » et le centre de gravité ( $C_G$ ) des armatures inférieures tendues.

$$a = e + \frac{h}{2} - c = 39.8 + 2 = 41.8 \text{ cm.}$$

$$M_f = 2.26 \times 0.418 = 0.944 \text{ KN m.}$$

$$\tau_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.944 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.013$$

$\mu = 0.013 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$  Section simplement armée.

$$\mu = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.944 \times 10^3}{0.993 \times 7 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2.$$

##### - La section des armatures réelles (en flexion composée)

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} ;$$

$$\sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0.39 - \frac{2.26 \times 10}{348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$A'_s = 0$  (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

## 2) Les vérifications à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité : [Art A-4.2.1/BAEL 91].

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{fe} \left[ \frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right]$$

$$\text{avec } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.675} = 35.8 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{100 \times 7 \times 2.1}{400} \left[ \frac{35.8 - 0.445 \times 7}{35.8 - 0.185 \times 7} \right] = 0.80 \text{ cm}^2.$$

$$A_u = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures  $A_{\min}$ .  
 $A = A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Soit  $A_{\text{adopté}} = 4 \text{ HA } 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.29 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit } 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement : [Art A.5.2.1 / BAEL 91].

La fissuration est préjudiciable, donc :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}; V_u = 1.5 \times Q \quad \text{avec } V_u : \text{effort tranchant.}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement  $\Rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad (\text{Acier de haute adhérence})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 7.54} = 0.32 \text{ MPa}$$

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

$$\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.6 = 7.54 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = 0.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Espacement des barres :

- Armatures principales :  $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm.} \Rightarrow$  Soit  $S_t = 25 \text{ cm.}$

- Armatures de répartition :  $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \Rightarrow$  Soit  $S_t = 30 \text{ cm.}$

- Ancrages des barres verticales :

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = \frac{6 \times 400}{4 \times 2.84} = 211.64 \text{ mm} \Rightarrow \text{soit } L_s = 25 \text{ cm.}$$

### 3) Calcul à L'ELS :

$M_s = 0.6 \text{ KN.m} ; N_s = 1.675 \text{ KN.} ; e_s = 35.8 \text{ cm}$

$$e_0 = \frac{d}{2} = 3.5 \text{ cm} \Rightarrow e_s = 35.8 \text{ cm} > e_0 = 3.5 \text{ cm.}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section, donc la section est partiellement comprimée.

- La section des armatures fictives :

$$M_f = N_s a = N_s (e_s + 0.5 h - c) = 1.675 \times (35.8 + 2) \times 10^{-2} = 0.63 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_1 = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.63 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0090$$

$\mu_1 = 0.0090 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$  Section simplement armée.

$$\mu_1 = 0.0090 \Rightarrow \beta_1 = 0.9 \Rightarrow K_1 = 35.0 \Rightarrow K = 1/K_1 = 1/35 = 0.028.$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \quad \text{Avec: } \eta = 1.6 \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{267 ; 201.63\} \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.63 \times 10^3}{0.9 \times 7 \times 201.63} = 0.49 \text{ cm}^2$$

- La section des armatures réelles :

$$A_r = A_f - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0.49 - \frac{1.675 \times 10}{201.63} = 0.40 \text{ cm}^2$$

$A_s = A_r = 0.40 \text{ cm}^2 < A = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  le ferrailage adopté à l'ELU est vérifiée.

**4) Les vérifications à l'ELS :**a) Vérification de contraintes dans le béton : [Art A-4.5.2/ BAEL 91].

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.028 \times 201.63 = 5.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification des contraintes dans l'acier : [Art A-5.3.2 / BAEL 91].

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{1.93 \times 10}{1.13 \times 7 \times 0.9} = 2.7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa.}$$

**Conclusion :**

Les conditions étant vérifiées; donc notre ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS.

Le Ferrailage adopté :

- Armatures principales : 4 HA6/ml = 1.13 cm<sup>2</sup>, avec St = 25 cm.
- Armatures de répartition : 4 HA6/ml = 1.13 cm<sup>2</sup>, avec St = 30 cm.

**III-6-4 Vérification de l'acrotère au séisme** : [Art 6.2.3 / RPA 99]

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale.

$$\Rightarrow F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p < Q.$$

Avec :

- A: coefficient d'accélération de zone.

$\Rightarrow$  dans notre cas A = 0.15 (Zone II<sub>a</sub>, groupe d'usage 2).

- C<sub>p</sub> : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires  $\Rightarrow C_p = 0.3$ .

- W<sub>p</sub> : poids de l'élément  $\Rightarrow W_p = 1.675 \text{ KN/ml}$ .

$$\Rightarrow F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1.675 = 0.30 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour ferrailage celui adopté précédemment.

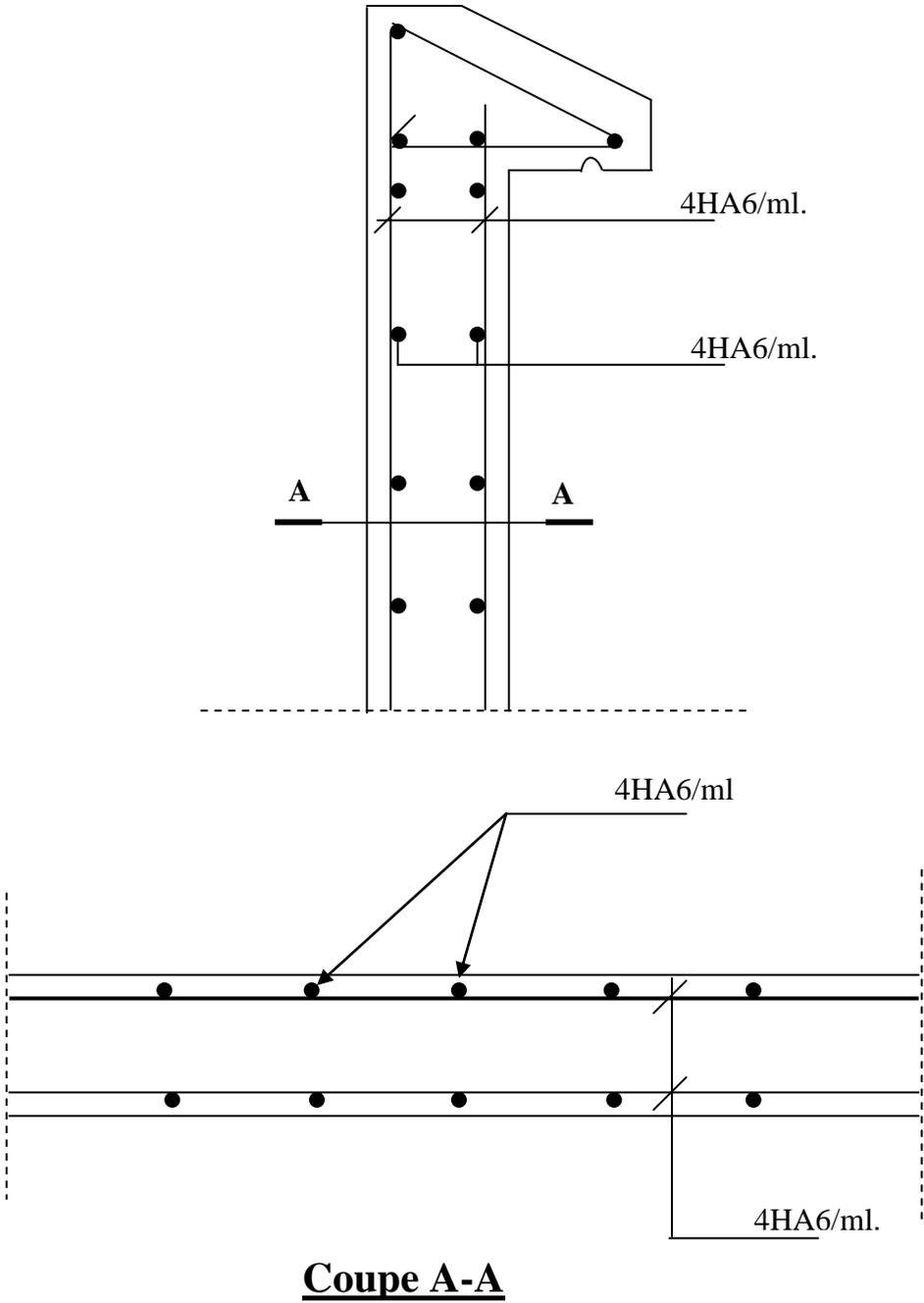


Figure III-6-4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

### III-7 Salle machine

Notre immeuble est constitué d'une seul cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement  $V = (1\text{m/s})$ , pouvant charger 8 personnes de  $6,3\text{KN}$ , la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 10 tonnes.

#### A) Caractéristique de l'ascenseur:

$$L_x = 2,05\text{m} , \quad L_y = 2,15\text{m} , \quad S = 4,407\text{m}^2 .$$

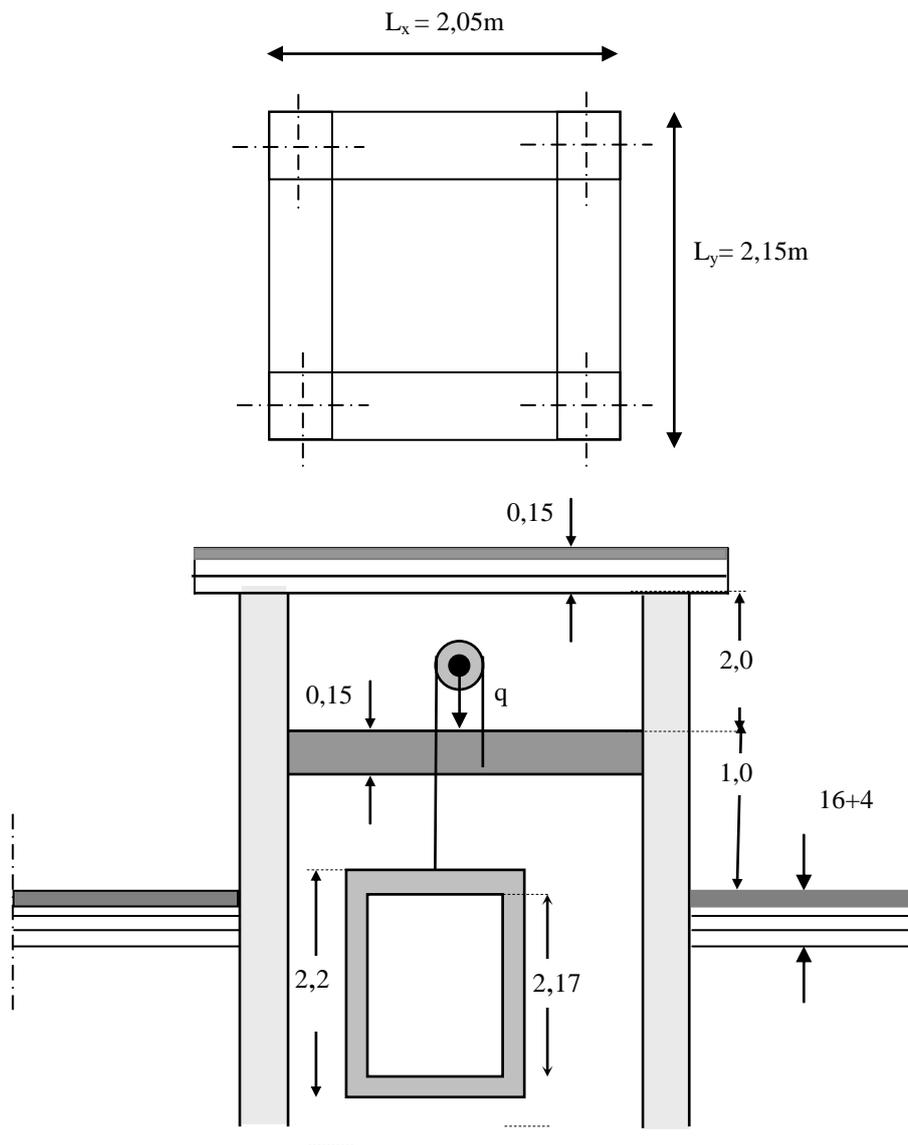


Figure III-5-1 : salle machine.

**B) Charge nominale, la surface et le poids total :**

Les constructeurs fixent pour chacun de leurs appareils une charge nominale pour un nombre de personnes, pour lesquels ils garantissent un fonctionnement nominal.

**III-7-2 Calcul de la dalle pleine :**

L'étude des dalles reposant sur leurs contours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD, qui donnent les coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

**III-7-3 Pré-dimensionnement:**

La dalle n'est pas continue :

**1) Hauteur de la dalle :**

$$h \geq \frac{L_x}{30} = \frac{205}{30} = 6,83 \text{ cm} .$$

$h_t$  : doit être au moins égale à 12cm [RPA99 version 2003].

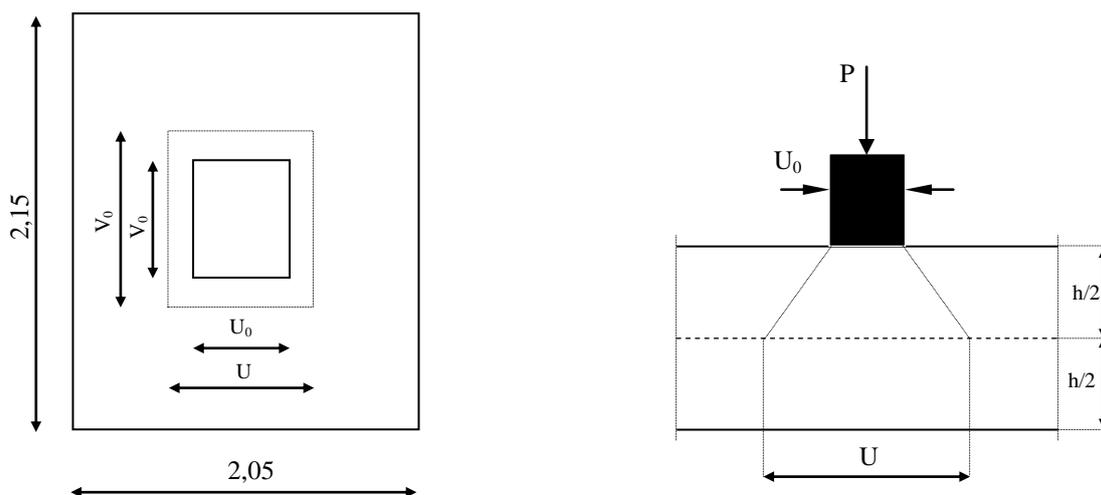
On optera pour une hauteur  $h = 15 \text{ cm}$

**2) Calcul de U et V :**

$$U = U_0 + 2h_r + h_0 \quad , \quad V = V_0 + 2h_r + h_0$$

$$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm} \quad , \quad h_r = 0 .$$

$$U = 80 + 2 \times 0 + 15 = V = 95 \text{ cm}$$



**Figure III-5-2 : Schéma statique.**

### 3) Evaluation des moments $M_x$ et $M_y$ :

Les moments au milieu de la dalle pour une bonde de 1m de longueur dans le sens de la petite portée et de la grande portée sont respectivement :

- $M_{x1} = P (M_1 + \nu M_2)$
- $M_{x2} = P (M_2 + \nu M_1)$  ,

avec  $\nu$  : coefficient de poisson - ELU  $\Rightarrow \nu = 0$ .

- ELS  $\Rightarrow \nu = 0,2$ .

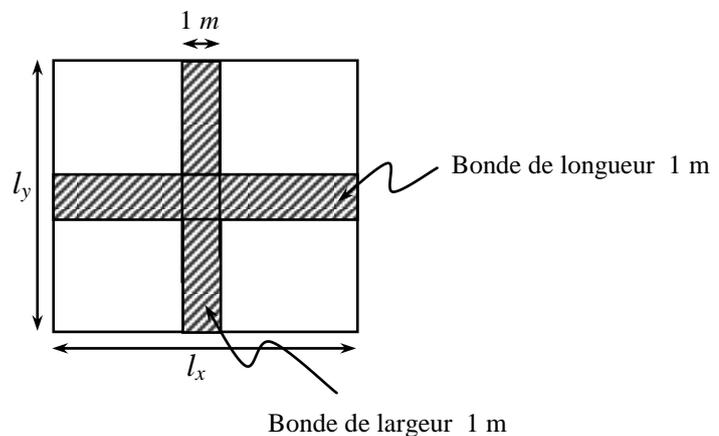
$M_1$  et  $M_2$  : sont des coefficients à déterminer à partir des abaques de PIGEAUD suivant

le rapport :  $\frac{U}{L_x}$  et  $\frac{V}{L_y}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,05}{2,15} = 0,953. \Rightarrow 0,4 \leq \rho = 0,953 \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{95}{205} = 0,463 \quad ,$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{95}{215} = 0,441$$



Les valeurs de  $M_1$  et  $M_2$  sont données dans le sous tableau de PIGEAUD relatif a  $\rho = 0,9$  et  $\rho = 1$

Une double interpolation donne les valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{U}{L_x} = 0,463 \\ \frac{V}{L_y} = 0,441 \end{array} \right\} \longrightarrow M_1 = 0,103 \quad , \quad M_2 = 0,092$$

#### a) Calcul de $M_{x1}$ et $M_{y1}$ :

- A l'ELU :  $\nu = 0$

$$P = 1,35 Q = 1,35 \times 10 = 13,5 \text{ t} = 135 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } M_{x1} = P M_1 = 135 \times 0,103 = 13,905 \text{ KN}$$

$$M_{y1} = P M_2 = 135 \times 0,092 = 12,42 \text{ KN}$$

**b) Calcul de Mx2 et My2 :**

On a  $0,4 < \rho < 1$  donc la dalle travaille dans les deux sens.

$$M_{x2} = \mu_x q L_x^2.$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\rho = 0,953 \Rightarrow \text{Abaques de PIGEAUD (Interpolation)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0407 \\ \mu_y = 0,904 \end{cases}$$

$$q = 1,35 G + 1,5 Q,$$

$$\text{Avec } G = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et} \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc: } M_{x2} = 0,0407 \times 6,563 \times 2,05^2 = 1,122 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,904 \times 1,122 = 1,014 \text{ KN.m}$$

**c) Les moments globaux:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13,905 + 1,122 = 15,027 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12,42 + 1,014 = 13,434 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel aux extrémités de la dalle non continue.

On aura donc :

$$\text{Moments en travée : } M^t = 0,85 M$$

$$M_x^t = 0,85 M_x = 12,773 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 11,419 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Moments aux appuis : } M^a = -0,3 M$$

$$M_x^a = -0,3 M_x = -4,508 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 M_y = -4,03 \text{ KN.m}$$

**III-7-4 Calcul de la section d'armature :****1) Sens longitudinal :**

- En travée :

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{12,773 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,053 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\text{On a } \mu_b = 0,053 \Rightarrow \beta = 0,972.$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,773 \times 10^3}{0,972 \times 13 \times 348} = 2,90 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 6\text{HA}8/\text{ml} = 3,02 \text{ cm}^2$ , avec  $St = 15\text{cm}$ .

- Aux appuis:

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,508 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,018 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée}$$

On a  $\mu_b = 0,018 \Rightarrow \beta = 0,991$ .

$$A_a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,508 \times 10^3}{0,991 \times 13 \times 348} = 1,005 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$  , avec  $St = 25 \text{ cm}$ **2) Sens transversal :**- En travée :

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{11,419 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,048 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

On a  $\mu_b = 0,048 \Rightarrow \beta = 0,975$ .

Calcul de la section d'armature :

$$A_t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,419 \times 10^3}{0,975 \times 13 \times 348} = 2,58 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 6\text{HA}8/\text{ml} = 3,02 \text{ cm}^2$  , avec  $St = 15 \text{ cm}$ - Aux appuis:

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4,03 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc on a une section simplement armée.

On a  $\mu_b = 0,016 \Rightarrow \beta = 0,992$ .

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4,03 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,897 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$  , avec  $St = 25 \text{ cm}$

**III-7-5 Vérifications a l'ELU :**

1) **Condition de non fragilité du béton :**[Art :B-7-4/BAEL91].

$$A_s \geq A_{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 \times \frac{(3-\alpha)}{2}$$

Avec :  $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,953$

$\rho_0 = 0,0008$  pour HA400

$A_{\min}$ : section minimale d'acier.

S : section du béton

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 < 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{(3-0,953)}{2} = 1,23 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,23 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

2) **Diamètre des barres :**

On doit vérifier que :  $\Phi \leq \Phi_{\max} = \frac{h}{10}$ .

$\Phi$  :diamètre des armatures longitudinales.

$\Phi = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \Phi = 8 \text{ mm} < 15 \text{ mm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

3) **Vérification de l'espacement des barres :**

-Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

- Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

Armatures  $A_x // L_x$  :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

Armatures  $A_y // L_y$  :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

4) **Poinçonnement :**[Art :A-5-2-42/BAEL91].

Les armatures transversales ne seront pas nécessaires si la condition suivante sera vérifiée :

$$Q_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$q_u$  : Charge de calcul a l'ELU.

$\mu_c$  : Périmètre du contour.

h : épaisseur totale de la dalle.

$\mu_c = 2(U+V) = 2 \times (95+ 95) = 3,8 \text{ m}$ .

$q_u = 1,35G = 1,35 \times 10 = 13,5 \text{ t}$ .

$q_u = 13,5 \text{ t} \leq 0,45 \times 3,8 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 42,75 \text{ t}$ .

Donc la dalle ne nécessite pas d'armatures transversales.

### 5) Vérification de la contrainte tangentielle :

on doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$ .

- Au milieu de U :

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x}, \text{ avec } P = 100 \times 1,35 = 135 \text{ KN.}$$

$$T_u = \frac{135}{2 \times 0,95 + 0,95} = 47,36 \text{ KN.}$$

- Au milieu de V :

$$T_u = \frac{P}{3L_y} = \frac{135}{3 \times 0,95} = 47,36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{47,36 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,364 \text{ MPa} ; 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167$$

$$\tau_u = 0,364 \text{ MPa} < 1,167 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III-7-6 Vérifications a l'ELS :

#### 1) Evaluation des moments Mx et My :

##### a) Calcul de Mx1 et My1:

- A l'ELS :  $\nu = 0,2$

$$M_{x1} = P (M1 + 0,2 M2) = 100 (0,103 + 0,2 \cdot 0,092) = 12,14 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P (M2 + 0,2 M1) = 100 (0,092 + 0,2 \cdot 0,103) = 11,26 \text{ KN.m}$$

##### b) Calcul de Mx2 et My2:

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

avec :  $q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/ml}$

$$\rho = 0,953 \Rightarrow \text{Abaques de PIGEAUD (Interpolation)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0480. \\ \mu_y = 0,934. \end{cases}$$

$$M_{x2} = 0,0480 \times 4,75 \times 2,05^2 = 0,958 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,934 \times 0,958 = 0,894 \text{ KN.m}$$

##### c) Les moments globaux:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,14 + 0,958 = 13,098 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11,26 + 0,894 = 12,154 \text{ KN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel de la dalle a ses extrémités on aura :

- Moment en travée :  $M^t = 0,85 M$

$$M_x^t = 0,85 M_x = 0,85 \times 13,098 = 11,133 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,85 M_y = 0,85 \times 12,154 = 10,331 \text{ KN.m}$$

- Moments aux appuis :

$$M_x^a = -0,3 M_x = -0,3 \times 13,098 = -3,929 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,3 M_y = -0,3 \times 12,154 = -3,646 \text{ KN.m}$$

## 2) Etat limite de fissuration :

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

## 3) Etat limite de compression du béton :

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression ( $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ ) on doit vérifier la condition suivante :

### a) Sens longitudinal

- Aux appuis  $M_a = 3,929 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,193 \\ \beta_1 = 0,936 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_a} = \frac{3,929 \times 10^3}{0,936 \times 13 \times 2,01} = 160,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 160,64 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,016 \cdot \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,016 \times 160,64 = 2,56 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée  $M_t = 11,133 \text{ KN.m.}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,02}{100 \times 13} = 0,232 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,231 \\ \beta_1 = 0,923 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_a} = \frac{11,133 \times 10^3}{0,923 \times 13 \times 3,02} = 307,22 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 307,22 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,02 \cdot \sigma_s \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,02 \times 307,22 = 6,152 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y

#### 4) Etat limite de déformation :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{ty}}{20M_y} \Rightarrow \frac{15}{205} \geq \frac{0,85 \times 13,098}{20 \times 13,098}$$

$$\Rightarrow 0,073 \geq 0,042 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{Ax}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,02}{100 \times 13} \leq \frac{2}{400} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\Rightarrow 0,0023 < 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :** La condition est vérifiée dans tout les cas, donc on peut se dispenser du calcul de la flèche .Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

# **Chapitre IV**

## **Etude dynamique et sismique**

## **IV-1 Introduction :**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord de l'Algérie, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

## **IV-2 Objectifs de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

## **IV-3 Modélisation mathématique :**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L.) infini, par un modèle ayant un nombre de D.D.L. fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

Par ailleurs, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible des masses et des rigidités des éléments de la structure.

## **IV-4 Modélisation de la structure :**

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes, dans les éléments structuraux, le calcul par éléments finis *ETABS* est utilisé.

### **IV-4-1 Description du logiciel *ETABS* :**

C'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.

Par ailleurs, de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ses diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau..).

#### **IV-4-2 Modélisation des éléments structuraux :**

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poteaux-poutres) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.D.L.), par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

#### **IV-4-3 Modélisation des masses :**

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité «  $\beta.Q$  » RPA99/version 2003 (dans notre cas  $\beta=0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton à savoir  $2,5 \text{ t/m}^3$ .

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

#### **IV-5 Calcul dynamique du bâtiment :**

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 temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées. Il faut donc utiliser la *méthode dynamique modale spectrale* en utilisant le spectre de réponse défini dans le R.P.A.99 version 2003.

### **Méthode modale spectrale :**

#### **a- Hypothèses de calcul :**

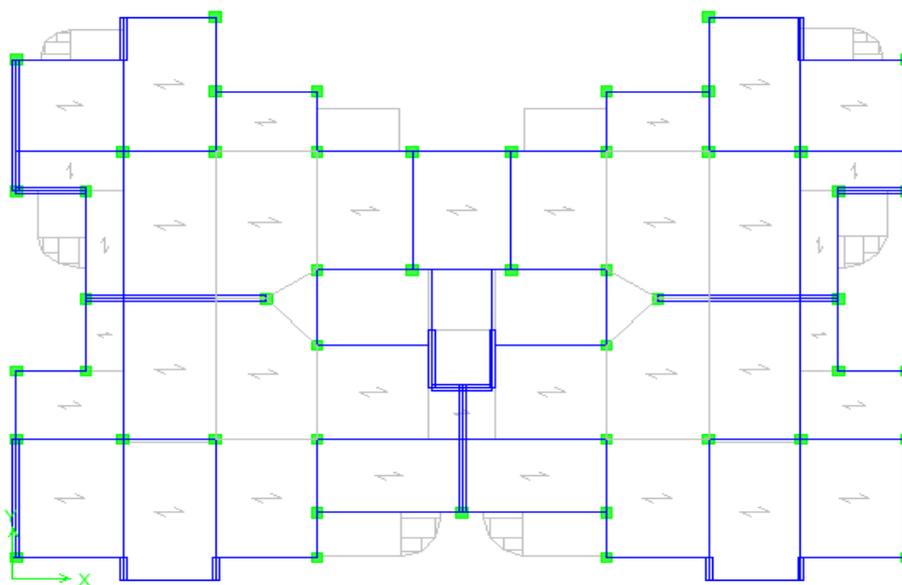
- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

#### **b- Analyse de la structure :**

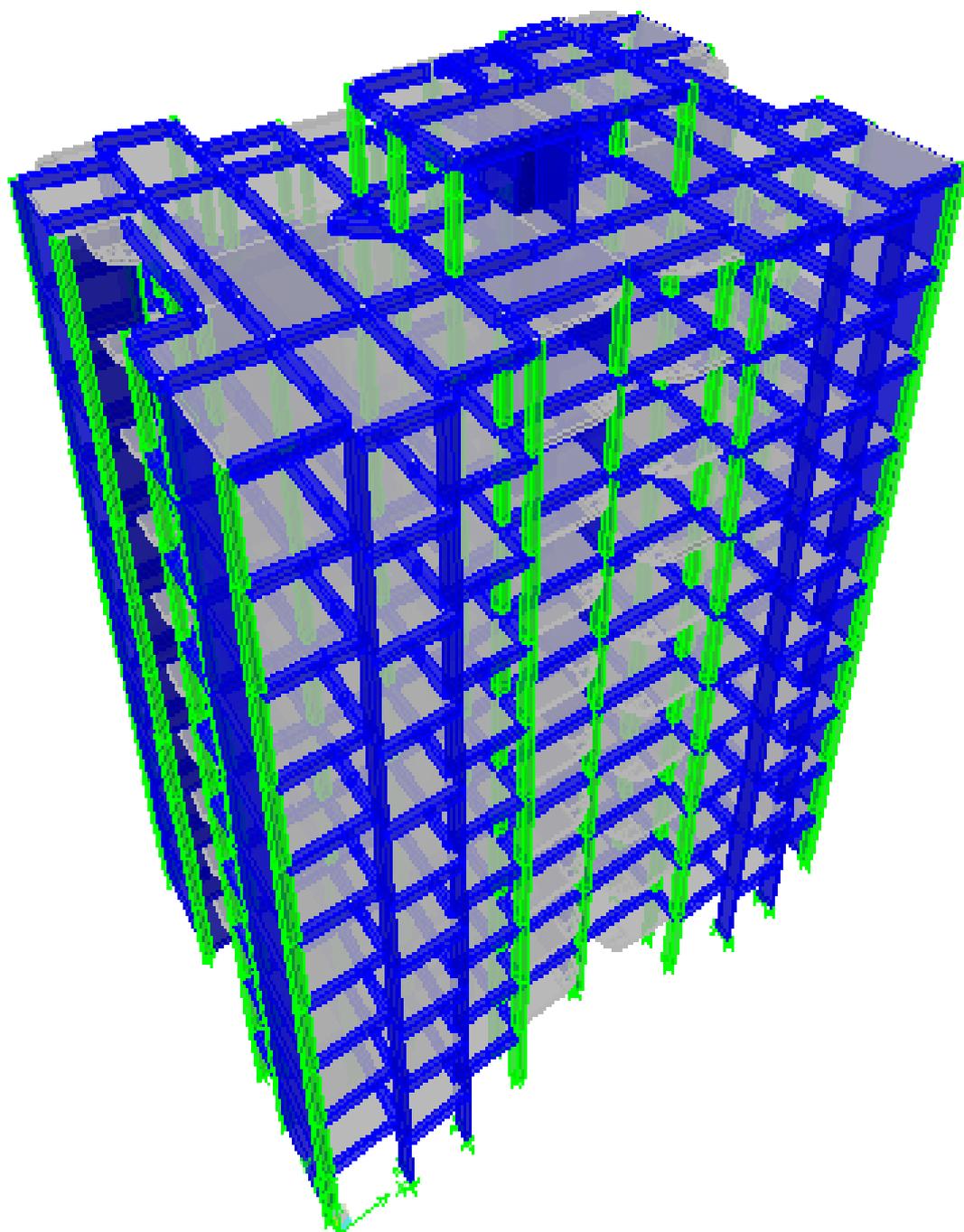
Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate. La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan, contreventée par un système mixte (portiques et voiles). En ce qui concerne les voiles, le choix de leur positionnement doit satisfaire certaines conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

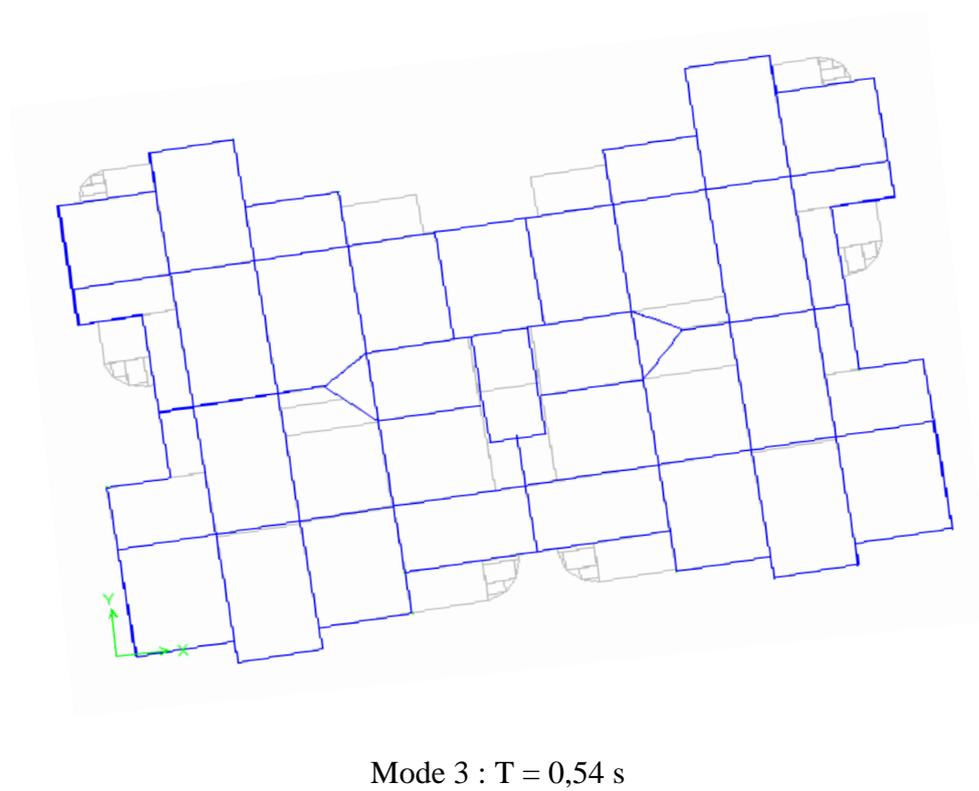
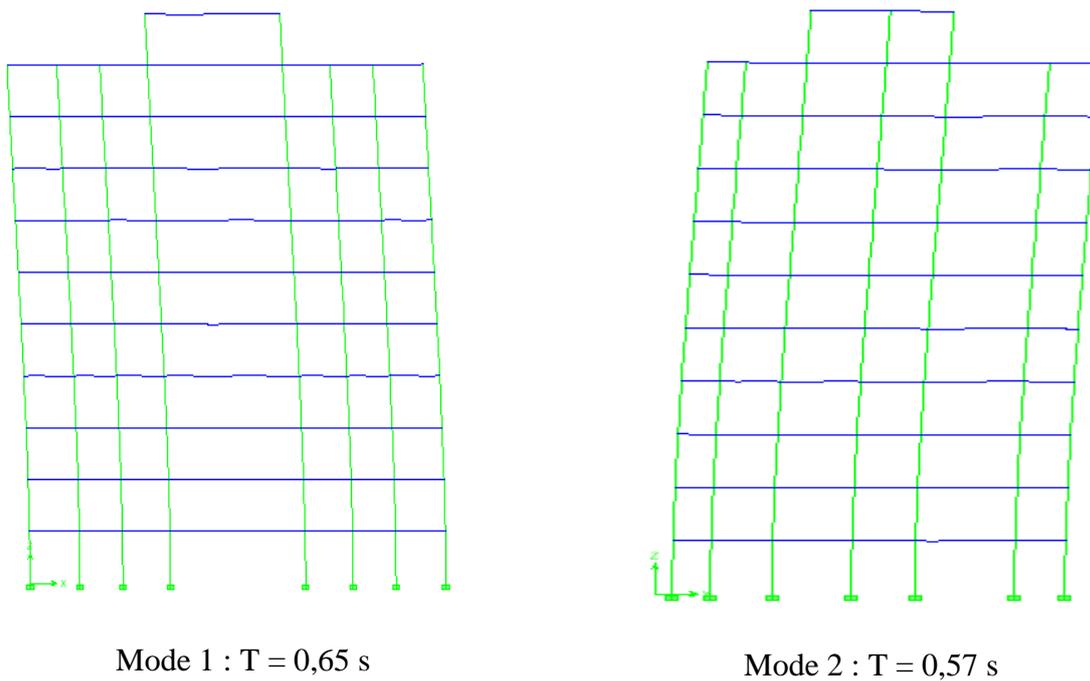
En respectant l'architecture et en suivant les critères cités ci-dessus, on a opté pour la distribution schématisée ci-dessous :



**Figure IV-1-1 : Disposition des voiles.**



**Figure IV-1-2 :** Modélisation tridimensionnelle de la structure.



**Figure IV-2** : Les déformées modales obtenues après analyse.

c- Justification de l'interaction « Voiles -Portiques » :

La présente étude a pour but de déterminer les éléments de contreventement pour assurer une sécurité suffisante sous l'action des charges horizontales. La stabilité de la structure étudiée est assurée par des portiques, et un ensemble de refends disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

On doit vérifier les relations suivantes :

$$\frac{F_{portiques}}{\sum(F_{portiques} + F_{voiles})} \geq 25\% \text{ des charges horizontales reprise par les portiques ;}$$

$$\frac{F_{voiles}}{\sum(F_{portiques} + F_{voiles})} \leq 75\% \text{ des charges horizontales reprise par les voiles.}$$

➤ Portiques :

Niveau	V <sub>total</sub> (KN)		V <sub>prtiques</sub> (KN)		V <sub>portiques</sub> (%)	
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
<b>RDC</b>	2325,94	2481,52	266,34	225,34	11,45	09,08
<b>1</b>	2269,65	2434,57	342,50	342,98	15,09	14,09
<b>2</b>	2173,67	2331,67	447,86	440,64	20,60	18,90
<b>3</b>	2058,86	2198,18	551,75	550,57	26,79	25,07
<b>4</b>	1911,10	2045,08	456,10	444,28	23,87	21,72
<b>5</b>	1726,71	1854,74	496,10	487,97	28,73	26,31
<b>6</b>	1501,54	1614,67	522,93	519,53	34,82	32,18
<b>7</b>	1236,19	1339,36	361,03	351,21	29,21	26,22
<b>8</b>	936,73	1025,22	361,88	356,47	38,63	34,77
<b>9</b>	565,09	622,21	383,95	377,18	67,94	60,62

**Tableau IV-1 :** Résumé des charges revenant aux portiques.

➤ Voiles :

Niveau	V <sub>total</sub> (KN)		V <sub>voiles</sub> (KN)		V <sub>voiles</sub> (%)	
	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y	Sens X	Sens Y
<b>RDC</b>	2325,94	2481,52	2065,36	2257,76	88,79	90,98
<b>1</b>	2269,65	2434,57	1945,09	2097,76	85,70	86,17
<b>2</b>	2173,67	2331,67	1748,41	1898,55	80,44	81,42
<b>3</b>	2058,86	2198,18	1535,90	1655,24	74,60	75,30
<b>4</b>	1911,10	2045,08	1479,07	1606,28	77,39	78,54
<b>5</b>	1726,71	1854,74	1257,57	1373,29	72,83	74,04
<b>6</b>	1501,54	1614,67	1009,45	1102,17	67,23	68,26
<b>7</b>	1236,19	1339,36	899,41	996,14	72,76	74,37
<b>8</b>	936,73	1025,22	614,53	693,66	65,60	67,66
<b>9</b>	565,09	622,21	288,43	329,10	51,04	52,89

**Tableau IV-2** : Résumé des charges revenant aux voiles.**Conclusion :**

En comparant les résultats, on voit bien que pour les deux sens (longitudinal et transversal), les deux systèmes de contreventement (voiles et portiques) travaillent conjointement. De ce fait, les charges sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives.

## IV-6 Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens :

### IV-6-1 Nombre de modes à retenir :

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.

<i>Mode</i>	<i>Période</i>	<i>UX</i>	<i>UY</i>	<i>SumUX</i>	<i>SumUY</i>
<b>1</b>	0,65	67,221	0,089	67,22	0,08
<b>2</b>	0,57	0,106	66,196	67,32	66,28
<b>3</b>	0,54	0,008	0,920	67,33	67,20
<b>4</b>	0,18	18,408	0,003	85,74	67,21
<b>5</b>	0,14	0,001	19,120	85,74	86,33
<b>6</b>	0,12	0,122	0,011	85,86	86,34
<b>7</b>	0,11	0,425	0	86,29	86,34
<b>8</b>	0,08	6,255	0,0002	93,09	86,34
<b>9</b>	0,06	0	6,381	93,09	93,08

**Tableau IV-3** : Résultats d'analyse dynamique.

#### Remarque :

- Ce modèle présente une période fondamentale  $T = 0,84$  s ;
- Les 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> modes sont des modes de translation ;
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation ;
- On doit retenir les 9 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le R.P.A.99).

### IV-6-2 Vérification de l'effort tranchant à la base :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques  $V$ .

L'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure.

$$\text{Soit : } V = \frac{A.D.Q}{R}.W$$

$W$  : poids de la structure ;

$A$  : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles du R.P.A. en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage ;

A	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II <sub>a</sub>	II <sub>b</sub>	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

**Tableau IV-4** : coefficient d'accélération de zone.

$D$  : facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période  $T$  et du type de sol d'assise de fondation, qui est donné par :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :  $T_2$  , qui est la période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le R.P.A.

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>2</sub> (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

**Tableau IV-5** : Période caractéristique en fonction de la nature du site.

Et ;  $\eta$ , qui est facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

$\xi(\%)$  : coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance du remplissage.

Type de remplissage	Portique		Voile ou mur
	Béton Armé	Acier	Béton armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau IV-6** : Coefficient d'amortissement critique  $\xi$ .

Nous avons un contreventement mixte voiles –portiques, donc on prend :  $\xi = 10 \%$

D'où :  $\eta = 0,763 > 0,7$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

$h_N = 30,6 \text{ m}$  ; qui est la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$C_T = 0,050$  ; qui est le coefficient en fonction du système de contreventement, et du type de remplissage.

$$T = 0,65 \text{ s}$$

$R$  : facteur de comportement dépendant du type du système de contreventement de la structure ; dans notre cas, on a une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec interaction,  $R = 5$ .

$Q$  : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

La formule empirique donnée par R.P.A.99 est la suivante :  $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq$

Avec :

$P_q$  : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère  $q$ , selon ce dernier, on affecte les valeurs ci-après :

Critère $q$	$P_q$	
	Observé	Non observé
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	0	0,05
<b>2. Redondance en plan</b>	0	0,05
<b>3. Régularité en plan</b>	0	0,05
<b>4. Régularité en élévation</b>	0	0,05
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0	0,05
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0	0,10

**Tableau IV-7** : Pénalités d'observation ou non du critère  $q$ .

Résumé des résultats de calcul obtenus :

Paramètre	Résultat
$A$	0,15
$D$	1,60
$Q_{longitudinal}$	1,10
$Q_{transversal}$	1,15
$R$	5
$T$	0,65 s
$\eta$	0,763

**Tableau IV-8** : Résumé des résultats obtenus.

- Résultats de calcul à la base de la structure :

**Méthode statique équivalente :**

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0,15 \times 1,60 \times 1,10}{5}.W = 0,053.W$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R}.W = \frac{0,15 \times 1,60 \times 1,15}{5}.W = 0,055.W$$

$$V_{x_{MSE}} = 2394,2 \text{ KN}$$

$$V_{y_{MSE}} = 2484,5 \text{ KN}$$

**Méthode spectrale modale :**  $V_{x_{MSM}} = 2325,8 \text{ KN}$

$$V_{y_{MSM}} = 2481,6 \text{ KN}$$

- Comparaison des résultats :

$$V_{x_{MSM}} = 2325,8 \text{ KN} > 80\% V_{x_{MSE}} = 1915,3 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

$$V_{y_{MSM}} = 2481,6 \text{ KN} > 80\% V_{y_{MSE}} = 1987,6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### IV-6-3 Vérification des déplacements inter étages :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0,01.h_e \quad ; h_e, \text{ représente la hauteur de l'étage.}$$

$$\bar{\Delta} = 0,0306 \text{ m}$$

$$\Delta_x^k = R.\Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R.\Delta_{ey}^k$$

Aussi :

$$\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$$

Où :

$\Delta_{ex}^k$  : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens X, (idem dans le sens y, pour  $\Delta_{ey}^k$ ).

$\delta_{ex}^k$  : est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens X, (idem dans le sens y, pour  $\delta_{ey}^k$ ).

Le calcul est résumé dans le tableau suivant :

Story	$\Delta_{ex}^k$ (m)	$\Delta_{ey}^k$ (m)	R	$\bar{\Delta}$ (m)	$\Delta_x$ (m)	$\Delta_y$ (m)	Observation
STORY10	0,00057	0	5	0,0306	0,00285	0	<b>Vérifiée</b>
STORY10	0	0,000457	5	0,0306	0	0,002285	<b>Vérifiée</b>
STORY9	0,000586	0	5	0,0306	0,00293	0	<b>Vérifiée</b>
STORY9	0	0,000469	5	0,0306	0	0,002345	<b>Vérifiée</b>
STORY8	0,000593	0	5	0,0306	0,002965	0	<b>Vérifiée</b>
STORY8	0	0,000475	5	0,0306	0	0,002375	<b>Vérifiée</b>
STORY7	0,000586	0	5	0,0306	0,00293	0	<b>Vérifiée</b>
STORY7	0	0,000468	5	0,0306	0	0,00234	<b>Vérifiée</b>
STORY6	0,000566	0	5	0,0306	0,00283	0	<b>Vérifiée</b>
STORY6	0	0,000453	5	0,0306	0	0,002265	<b>Vérifiée</b>
STORY5	0,000531	0	5	0,0306	0,002655	0	<b>Vérifiée</b>
STORY5	0	0,000422	5	0,0306	0	0,00211	<b>Vérifiée</b>
STORY4	0,000473	0	5	0,0306	0,002365	0	<b>Vérifiée</b>
STORY4	0	0,000373	5	0,0306	0	0,001865	<b>Vérifiée</b>
STORY3	0,000395	0	5	0,0306	0,001975	0	<b>Vérifiée</b>
STORY3	0	0,00031	5	0,0306	0	0,00155	<b>Vérifiée</b>
STORY2	0,000285	0	5	0,0306	0,001425	0	<b>Vérifiée</b>
STORY2	0	0,000224	5	0,0306	0	0,00112	<b>Vérifiée</b>
STORY1	0,00013	0	5	0,0306	0,00065	0	<b>Vérifiée</b>
STORY1	0	0,000101	5	0,0306	0	0,000505	<b>Vérifiée</b>

**Tableau IV-9** : Résumé de calcul des déplacements inter-étages.

#### IV-6-4 Vérification de l'effet P-Delta :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- $\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Avec :

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation de la charge associées au-dessus du niveau (k) ;

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1) ;

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau (k) ;

$h_k$  : Hauteur de l'étage (k).

-Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous :

Story	$P_k$ (KN)	$\Delta_k^x \cdot R$ (m)	$\Delta_k^y \cdot R$ (m)	$V_k^x$ (KN)	$V_k^y$ (KN)	$h_k$ (m)	$\theta_x$	$\theta_y$
STORY10	4358,3	0,0029	0,0023	578,07	665,25	3,06	0,008	0,005
STORY9	8905,6	0,0029	0,0023	917,10	1070,11	3,06	0,010	0,006
STORY8	13452,9	0,0030	0,0024	1183,37	1393,66	3,06	0,011	0,007
STORY7	18063,0	0,0029	0,0023	1419,99	1677,29	3,06	0,012	0,008
STORY6	22744,8	0,0028	0,0023	1619,78	1921,20	3,06	0,013	0,009
STORY5	27426,6	0,0027	0,0021	1786,64	2113,74	3,06	0,013	0,009
STORY4	32180,8	0,0024	0,0019	1924,96	2269,69	3,06	0,013	0,008
STORY3	37016,2	0,0020	0,0016	2036,43	2404,36	3,06	0,011	0,007
STORY2	41851,5	0,0014	0,0011	2134,70	2505,86	3,06	0,009	0,006
STORY1	45174,4	0,0007	0,0005	2194,04	2551,44	3,06	0,004	0,003

**Tableau IV-10** : Résumé de calcul du paramètre  $\theta$ .

On a :  $\theta_i < 0,10$  pour chaque niveau (k) et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- $\Delta$ , dans le calcul des éléments structuraux.

**IV-6-5 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :**

On doit vérifier la condition suivante : 
$$\nu = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal sismique ;

$B$  : Section transversale du poteau considéré.

-Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous :

Etage considéré	$N_d$ (KN)	$B$ ( $m^2$ )	$f_{c28}$ (KN / $m^2$ )	$\nu$	Observation
Du RDC au 3 <sup>ème</sup>	1385,98	0,2025	25000	0,27	<b>Vérifiée</b>
Du 4 <sup>ème</sup> au 6 <sup>ème</sup>	0634,70	0,1600	25000	0,16	<b>Vérifiée</b>
Du 7 <sup>ème</sup> au 9 <sup>ème</sup>	0304,85	0,1225	25000	0,10	<b>Vérifiée</b>

**Tableau IV-11** : Résumé de calcul du paramètre  $\nu$ .

**Conclusion :**

- Le pourcentage de participation massique est vérifié ;
- L'effort tranchant à la base est vérifié ;
- Les déplacements relatifs sont vérifiés ;
- L'effet P-Delta est vérifié ;
- L'effort normal réduit dans les poteaux est vérifié ;

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.

# **Chapitre V**

## **Ferrailage des poteaux**

## V-Ferrailage des poteaux :

### V-1 Introduction :

Le calcul du ferrailage des poteaux se fera en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions, puis vérifiées à l'ELS.

- les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$1,35G+1,5Q \Rightarrow \text{à l'ELU.}$$

$$G+Q \Rightarrow \text{à l'ELS}$$

$$G+Q+E \Rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$$

$$0,8G \pm E \Rightarrow \text{RPA99 révisé 2003.}$$

- Ce calcul est effectué en considérant les combinaisons suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

### V-2 Etapes de calcul en flexion composée à l'ELU :

#### 1) Calcul du centre de pression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow \text{Deux cas peuvent se présenter :}$$

#### a) Section partiellement comprimée (SPC)

Une section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u > \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f \leq \left( 0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$\text{Avec } M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$M_f$  : Moment fictif

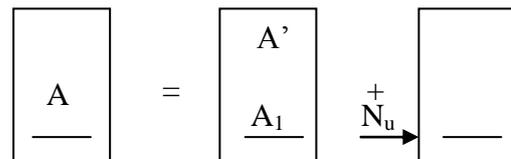
#### Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

- Si :  $\mu \leq \mu_1 = 0.392$  la section est simplement armée.

On détermine  $\beta$  du tableau

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow \text{La section réelle d'armature est : } A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$



- Si :  $\mu \geq \mu_1 = 0.392$  la section est doublement armée

On calcule :  $M_r = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$  ;  $\Delta M = M_f - M_r$  .

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad ; \quad A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s}$$

Avec :

$M_r$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est :  $A'_s = A'$  ;  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

### b) Section entièrement comprimée (SEC)

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u \leq \left( \frac{h}{2} - c \right) \Rightarrow \text{Deux cas se présentent :}$$

- Si :  $N_u \cdot (d - c') - M_f \leq \left( 0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} \Rightarrow$  Section partiellement comprimée .

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} .$$

• Si  $\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  La section est simplement armée (SSA).

$$\begin{cases} A' = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} & \text{avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} \\ A = 0 \end{cases}$$

• Si  $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  La section est doublement armée (SDA).

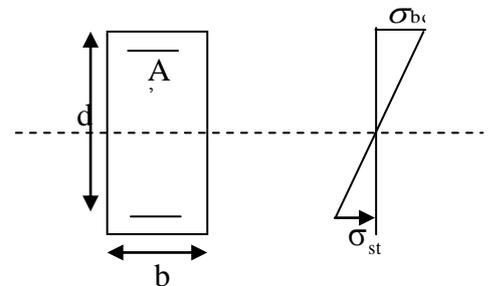
On calcul:  $M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$  ;  $\Delta M = M_f - M_r$

Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A' = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \\ A = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \end{cases} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est  $A'_s = A'$  ,  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ .



Si :  $N_u(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow$  Section entièrement comprimée.

Deux cas peuvent se présenter :

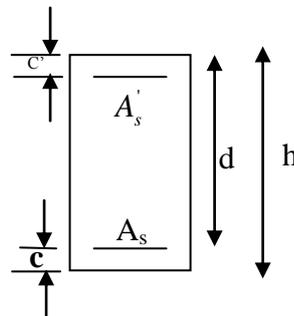
- Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}.$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$



- Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées :

$$N(d - c') - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s = 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0. \quad \text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}.$$

### V-3 les recommandations du RPA 99 pour les armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$ . (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera  $0,8\% \times b \times h$  (en zone II)

$$\text{Poteau } (40 \times 50) : A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 45) : A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12,8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9,8 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de  $6\% \times bh$  (en zone II)

$$\text{Poteau } (40 \times 50) : A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 45) : A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73,5 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera  $4\% \times b \times h$  (en zone II)

$$\text{Poteau } (40 \times 50) : A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 45) : A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

#### V-4 les recommandations du RPA 99 pour Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max}.$$

Avec :  $\Phi_L$  : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{ 15 \Phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm} \} \quad [\text{BAEL 91 Art 8.1.3}]$$

Avec :

a : est la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le RPA 99 révisée 2003 :

$$S_t \leq \min \{ 10 \Phi_L^{\min}, 15 \text{ cm} \} \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \Phi_L^{\min} \text{ en zone de recouvrement.}$$

- Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

- Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad [\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2}]$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la section.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

-  $\rho_a = 2.50$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g \geq 5$

-  $\rho_a = 3.75$  si l'élançement géométrique  $\lambda_g < 5$

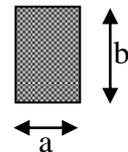
$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

Avec :  $\lambda_g$  élançement géométrique.

- Calcul d'élançement :(élançement géométrique)

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec :

$a$  et  $b$  : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$L_f$  : longueur de flambement.

- Quantité d'armatures transversales minimale : [RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2]

$\frac{A_t}{bS_t}$  en % est donné comme suite :

Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$  .

Si  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$  .

Si  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs précédentes

**Tableau V-1** Les différentes sollicitations dans les poteaux .

Niveau	Comb	Nmax (KN)	Mx corr (KN.m)	My corr (KN.m)	Mx max (KN.m)	N corr (KN)	My max (KN.m)	N corr (KN)
<b>RDC (45x45)</b>	ELU	-1490,08	-1,713	0,099	19,033	-769,96	18,381	-691,2
	GQE	-1257,55	-15,637	-13,929				
	0,8GE	-898,43	-14,504	-13,79				
	ELS	-1085,57	-1,241	0,072				
<b>étage1 (45x45)</b>	ELU	-1328,89	8,133	-1,342	36,418	-674,7	28,698	-604,8
	GQE	-1134,14	-27,125	-15,156				
	0,8GE	-812,6	-23,818	-14,604				
	ELS	-966,45	5,907	-0,997				
<b>étage2 (45x45)</b>	ELU	-1179,95	6,633	1,269	41,086	-590,2	32,47	-528,4
	GQE	-1007,55	-30,098	-19,511				
	0,8GE	-722,75	-27,557	-18,605				
	ELS	-858,14	4,827	0,901				
<b>étage3 (45x45)</b>	ELU	-1033,15	6,825	2,991	47,987	-513,92	38,406	-599,1
	GQE	-878,86	-34,482	-23,255				
	0,8GE	-629,98	-32,112	-21,921				
	ELS	-751,37	4,974	2,15				
<b>étage4 (40x40)</b>	ELU	-888,29	5,15	3,84	38,48	-480,16	32,949	-501,5
	GQE	-751,46	-26,909	-19,809				
	0,8GE	-537,96	-25,309	-18,477				
	ELS	-646,01	3,758	2,771				
<b>étage5 (40x40)</b>	ELU	-749,96	5,618	6,123	45,225	-395,77	39,448	-411,7
	GQE	-630,03	-29,963	-23,124				
	0,8GE	-450,84	-28,395	-21,321				
	ELS	-545,45	4,105	4,427				
<b>étage6 (40x40)</b>	ELU	-613,43	5,596	7,85	49,113	-314,87	42,797	-324,9
	GQE	-509,27	-30,668	-24,542				
	0,8GE	-363,77	-29,313	-22,434				
	ELS	-446,19	4,094	5,682				
<b>étage7 (35x35)</b>	ELU	-478,21	4,183	6,912	34,45	-234,87	31,104	-240,2
	GQE	-391,98	-20,566	-18,017				
	0,8GE	-280,14	-19,712	-16,318				
	ELS	-347,87	3,062	5,006				
<b>étage8 (35x35)</b>	ELU	-348,22	4,692	9,302	38,046	-157,98	34,683	-159,2
	GQE	-286,78	-15,222	-20,87				
	0,8GE	-203,46	-16,219	-18,472				
	ELS	-253,4	3,435	6,74				
<b>étage9 (35x35)</b>	ELU	-219,12	4,981	8,836	41,406	-84,38	-37,798	-90,95
	GQE	-183,85	-36,985	-23,363				
	0,8GE	-136,77	-32,753	-22,854				
	ELS	-159,56	3,658	6,403				

**V-5 Calcul à l'E.L.U :****a) Exemple de calcul pour le poteau (45X45)**Sens-y :

$N^{\text{MAX}}(\text{KN})$	-1490,08	$M_{\text{CORR}}(\text{KN.m})$	-1,713
$N^{\text{MIN}}(\text{KN})$	-629,98	$M_{\text{CORR}}(\text{KN.m})$	-32,112
$N_{\text{CORR}}(\text{KN})$	-513,92	$M^{\text{MAX}}(\text{KN.m})$	47,987

Calcul de centre :  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,713}{1490,08} = 0,114 \text{cm} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) = 19,5 \text{cm}$

$$N_u \cdot (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 1,713 + 1490,08 \left(\frac{0,45}{2} - 0,03\right) = 292,27 \text{KN.m}$$

$$1490,08(0,42 - 0,03) - 292,27 \leq \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{0,03}{0,45}\right) \cdot 0,45 \cdot 0,45^2 \cdot 14200$$

$$288,86 \leq 366,1949$$

Donc on a une section partiellement comprimé.

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = 0,259$$

$$\mu = 0,259 \leq \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0,259 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,847$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} = 23,6 \text{cm}^2$$

La section réelle d'armature est :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 23,6 - \frac{199,73 \times 10^3}{348 \times 10^2} = -19,22 \text{cm}^2$$

**Remarque :**

La section d'armature est négative, les armatures ne sont pas nécessaires.

De la manière on trouve les autres sections.

**V-6 Ferrailage des poteaux à l'ELU :**

Le ferrailage des poteaux se fait par zone tel que :

ZONE I: RDC au 3<sup>ème</sup> étage

ZONE II: 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage

ZONE III: 7<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage

**Tableaux V-2 : Ferrailage des poteaux à l'ELU.**

- Sens longitudinal :

Zone	Sollicitations	N (KN)	M <sub>x</sub> (KN.m)	NATURE	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>MIN</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
Zone I (45x45)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1490,1	-1,713	SEC	0	0	16,2	24,12	12HA16
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-629,98	-32,11	SEC	0	0	16,2		
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-513,92	47,987	SEC	0	0	16,2		
Zone II (40x40)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-888,29	5,15	SEC	0	0	12,8	18,48	12HA14
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-363,77	-29,31	SEC	0	0	12,8		
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-314,87	49,113	SEC	0	0	12,8		
Zone III (35x35)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-478,21	4,183	SEC	0	0	9,8	13,56	12HA12
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-136,77	-32,75	SPC	0	0,84	9,8		
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-84,38	41,406	SPC	0	2,24	9,8		

- Sens transversal :

Zone	Sollicitations	N (KN)	M <sub>v</sub> (KN.m)	NATURE	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>MIN</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage
Zone I (45x45)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-1490,1	0,099	SEC	0	0	16,2	24,12	12HA16
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-629,98	-21,92	SEC	0	0	16,2		
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-599,1	38,406	SEC	0	0	16,2		
Zone II (40x40)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-888,29	3,84	SEC	0	0	12,8	18,48	12HA14
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-363,77	-22,43	SEC	0	0	12,8		
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-324,9	42,797	SEC	0	0	12,8		
Zone III (35x35)	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	-478,21	6,912	SEC	0	0	9,8	13,56	12HA12
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	-136,77	-22,85	SPC	0	0,02	9,8		
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	-90,95	-37,8	SPC	0	1,85	9,8		

## V-7 Calcul des armatures transversales :

### 1) Le Diamètre :

D'après le [BAEL 91] Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur

normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } A_t = 6\text{HA}8 = 3,02 \text{ cm}^2$$

### 2) Espacement :

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement « $S_t$ » des armatures transversales est fixée comme suite :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min (10 \phi_1^{\min}, 15 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min \{14, 15 \text{ cm}\} \text{ soit } : S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t' \leq 15 \phi_1^{\min} . \quad \Rightarrow \quad S_t \leq 21 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

### 3) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suite :

$$\text{-Si } : \lambda_g \geq 5 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$$

$$\text{-Si } : \lambda_g \leq 3 \dots\dots\dots A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$$

$$\text{-Si } : 3 \leq \lambda_g \leq 5 \dots\dots\dots \text{interpoler entre les deux valeurs précédentes.}$$

Avec :  $b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} ;$$

$I_f = 0,7.L_0$  : Longueur de flambement du poteau.

$L_0$  : Longueur libre du poteau.

$$\text{- Poteau de } 45 \times 45 : \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{45} \times 0,7 \times 306 = 4,76 \cdot$$

$$\text{- Poteau de } 40 \times 40 : \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{40} \times 0,7 \times 306 = 5,35 \cdot$$

$$\text{- Poteau de } 35 \times 35 : \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{1}{35} \times 0,7 \times 306 = 6,12 \cdot$$

Poteaux de 45x45 :  $3 \leq \lambda_g \leq 5$

- En zone nodale ( $S_t = 10$  cm) :

$$A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0,8\% \times S_t \times b = 0,008 \times 10 \times 45 = 3,6 \text{ cm}^2$$

Par interpolation entre les deux valeurs :

$$A_t^{\min} = 1,62 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En zone courante ( $S_t = 15$  cm) :

$$A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 45 = 2,02 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0,8\% \times S_t \times b = 0,008 \times 15 \times 45 = 5,4 \text{ cm}^2$$

Par interpolation entre les deux valeurs :

$$A_t^{\min} = 2,42 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

Poteaux de (40x40) et (35x35) :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_1 = 2.5 \rightarrow \frac{A_t}{S_t \times b} = 0,3\%$$

- En zone nodale ( $S_t = 10$  cm) :

$$A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En zone courante ( $S_t = 15$  cm) :

$$A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t^{\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 = 1,57 \text{ cm}^2 < A_t = 3,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Les cadres et les étriers doivent être fermées par des crochets à  $135^0$  ayant une longueur droite de  $10 \Phi$  minimum=8cm.

#### 4) Longueur de recouvrement :

$$\text{Zone I : } L_R = 40 \phi_1 = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm.}$$

$$\text{Zone II : } L_R = 40 \phi_1 = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm.}$$

$$\text{Zone III : } L_R = 40 \phi_1 = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$$

#### 5) Longueur d'ancrage : [B.A.E.L.91 Article :A.6.1.221].

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

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

D'où : Pour  $\phi = 1,6 \text{ cm}$  ;  $L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,44 \text{ cm}$  ; On prend :  $L_s = 60 \text{ cm}$ .

Pour  $\phi = 1,4 \text{ cm}$  ;  $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$  ; On prend :  $L_s = 50 \text{ cm}$ .

Pour  $\phi = 1,2 \text{ cm}$  ;  $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$  ; On prend :  $L_s = 45 \text{ cm}$

### 6) Vérification au cisaillement : [RPA Art 7-4-3-2].

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Zone	Niveau	V <sub>u</sub> (KN)	B (cm)	d (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	τ <sub>bu</sub> (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	vérification
I	Du RDC ou 3eme	31,55	45	42	4,76	0.04	0,16693	1	OK
II	Du 4 <sup>eme</sup> ou 6 <sup>eme</sup>	32,9	40	37	5.35	0.075	0,2223	1.875	OK
III	Du 7 <sup>eme</sup> ou 9 <sup>eme</sup>	28,37	35	32	6,12	0,075	0,2533	1.875	OK

Tableau V-3 : Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

### 7) Délimitation de la zone nodale :

Au niveau des poteaux :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}\right).$$

b<sub>1</sub> et h<sub>1</sub> : dimensions du poteau

h<sub>e</sub> : hauteur entre nu des poutres

$$h' = \max(261/6, 40, 40, 60 \text{ cm})$$

$$h' = \max(43,5, 40, 40, 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}.$$

## V-8 Vérifications à l'ELS :

### 1) Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableaux V-4 :** Ferrailage des poteaux a l'ELS.

#### - Sens longitudinal :

Zone	sollicitations	N <sup>ELS</sup> (KN)	M <sub>x</sub> <sup>ELS</sup> (KN)	e <sub>s</sub> (m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	obs
Zone I	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	1085,57	1,241	0,00105061	5,66	24,12	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	751,37	4,974	0,00645736	5,92		vérifiée
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	563	20,927	0,03688069	8,66		vérifiée
Zone II	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	646,01	3,758	0,00565699	4,63	18,48	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	446,19	4,094	0,00886972	4,79		vérifiée
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	306,73	23,923	0,07265297	-16,91		vérifiée
Zone III	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	347,87	3,062	0,00853785	3,66	13,56	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	159,56	3,658	0,02225703	4,57		vérifiée
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	93,53	22,608	0,23996577	0,71		vérifiée

#### - Sens transversal :

Zone	sollicitations	N <sup>ELS</sup> (KN)	M <sub>x</sub> <sup>ELS</sup> (KN)	e <sub>s</sub> (m)	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	obs
Zone I	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	1085,57	0,072	0,00105061	5,61	24,12	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	751,37	2,15	0,00645736	5,73		vérifiée
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	653,3	10,284	0,03688069	6,45		vérifiée
Zone II	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	646,01	2,771	0,00565699	4,56	18,48	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	446,19	5,682	0,00886972	4,98		vérifiée
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	350,8	15,173	0,07265297	8,86		vérifiée
Zone III	N <sub>max</sub> -M <sub>corr</sub>	347,87	5,006	0,00853785	3,95	13,56	vérifiée
	N <sub>min</sub> -M <sub>corr</sub>	159,56	6,403	0,02225703	7,47		vérifiée
	N <sub>corr</sub> -M <sub>max</sub>	86,22	16,198	0,23996577	0,44		vérifiée

## 2) Vérification d'une section partiellement comprimée

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec :

$y_1$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression  $C_p$ .

$l_c$  : 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 :  $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3lc^2 - \frac{90A_s'(l_c - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - l_c)$$

$$q = -2lc^3 - \frac{90A_s'(l_c - C')}{b} + \frac{90A_s}{b}(d - l_c)^2$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$  :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) \quad ; \quad u = \sqrt[3]{t} \quad ; \quad y_2 = u - \frac{p}{3.u}$$

Si  $\Delta < 0$  l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

$$\text{Avec} \quad \alpha = \arccos\left(\frac{3.q}{2.p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) ; a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :

$$0 < y_1 = y_2 + l_c < h$$

$$\text{Donc : } y_1 = y_2 + l_c$$

$$I = \frac{b.y_1^3}{3} + 15 \times [A_u.(d - y_1)^2 + \bar{A}_u.(y_1 - d')^2]$$

## 3) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

[Art. A.4.5.2/BAEL91].

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \cdot N_s}{I} \cdot y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

## 4) Vérification d'une section entièrement comprimée

On calcul l'aire de la section homogène totale :  $S = b.h + 15.(A_1 + A_2)$

On détermine la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance  $X_G$  au-dessus du CDG géométrique.

$$X_G = \frac{A_1 \cdot (0.5 \cdot h - c') - A_2 \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 (A_1 + A_2)}$$

On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot [A_1 \cdot (0.5 \cdot h - c' - X_G)^2 + A_2 \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

### Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

On vérifie que la plus grande de ces contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible du béton.

$$\max(\sigma_{\text{sup}}; \sigma_{\text{inf}}) \leq \bar{\sigma}_{\text{bc}}$$

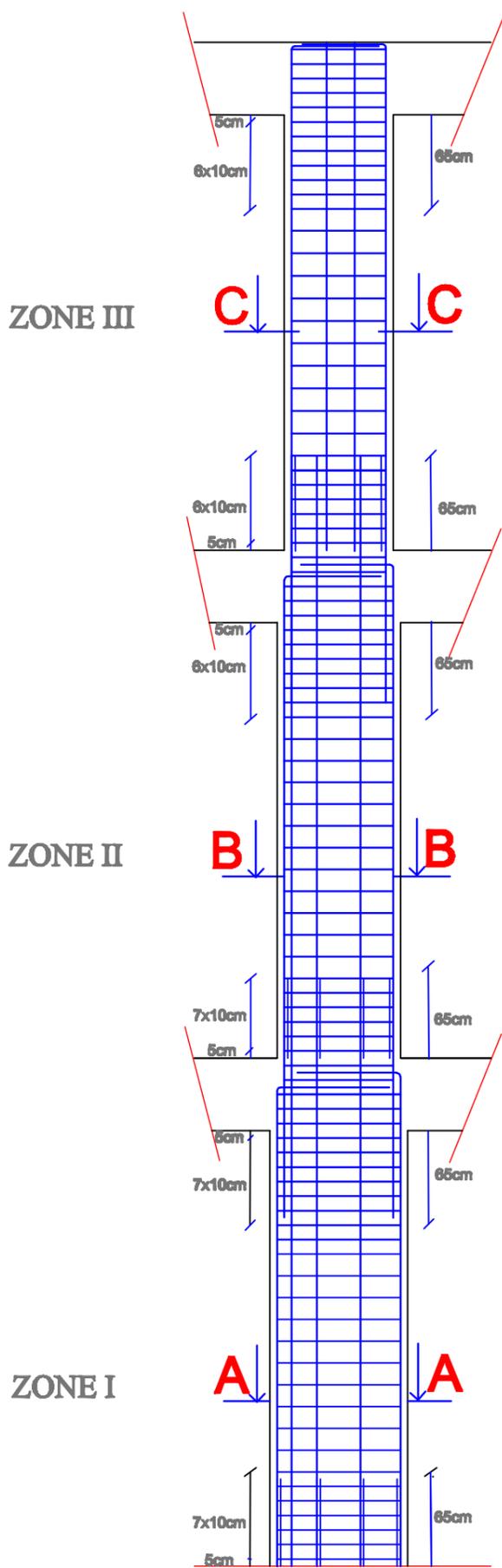
**Tableau V-5 :** Vérification des contraintes.

- Sens longitudinal

zone	N (KN)	M (KN)	As	$\sigma_b$	$\sigma_a$	$\sigma_{badm}$	$\sigma_{aadm}$	observation
zone I	1085,57	1,241	8,04	4,85	72,7	15	348	vérifier
	751,37	4,974	8,04	3,57	53,1	15	348	vérifier
	563	20,927	8,04	3,57	51,4	15	348	vérifier
zone II	646,01	3,758	6,16	3,9	57,9	15	348	vérifier
	446,19	4,094	6,16	2,81	41,4	15	348	vérifier
	306,73	23,923	6,16	3,51	48,7	15	348	vérifier
zone III	347,87	3,062	4,52	2,91	42,7	15	348	vérifier
	159,56	3,658	4,52	1,59	22,8	15	348	vérifier
	93,53	22,608	4,52	4,36	51,5	15	348	vérifier

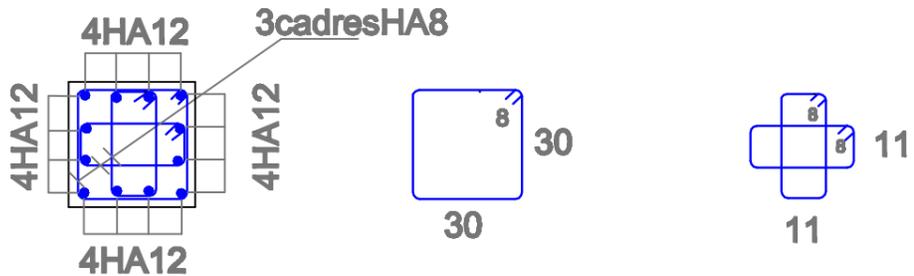
- Sens transversal

zone	N (KN)	M (KN)	Asup	$\sigma_b$	$\sigma_a$	$\sigma_{badm}$	$\sigma_{aadm}$	observation
zone I	1085,57	0,072	8,04	4,79	71,9	15	348	vérifier
	751,37	2,15	8,04	3,43	51,2	15	348	vérifier
	653,3	10,284	8,04	3,42	50,2	15	348	vérifier
zone II	646,01	2,771	6,16	3,83	56,9	15	348	vérifier
	446,19	5,682	6,16	2,93	42,9	15	348	vérifier
	350,8	15,173	6,16	3,1	44	15	348	vérifier
zone III	347,87	5,006	4,52	3,13	45,4	15	348	vérifier
	159,56	6,403	4,52	1,9	26,7	15	348	vérifier
	86,22	16,198	4,52	3,12	38,2	15	348	vérifier



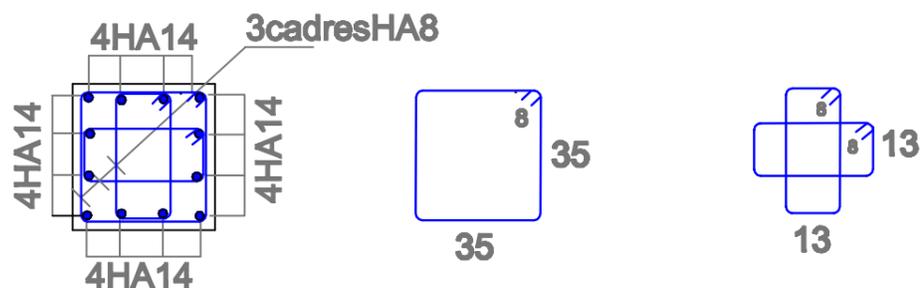
**Poteaux 35x35**

**C-C**



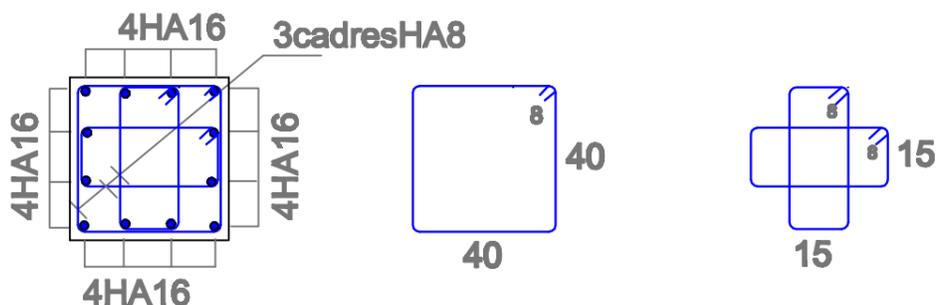
**Poteaux 40x40**

**B-B**



**Poteaux 45x45**

**A-A**



**Ferrailage des poteaux**

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**ETUDIE PAR :**

Mr BERDJAOUI Massinissa  
 Mr CHATERBACHE Aghiles

**TITRE:**

**Ferrailage des poteaux**

**DIRIGE PAR :**

Mr LOUZAI

PROMOTION 2014-2015

PLANCHE N°

ECHELLE

# **Chapitre VI**

## **Ferraillage des poutres**

## VI Ferrailage des poutres :

Les poutres seront ferrillées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS, et les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- ✚ 1,35.G + 1,5.Q ; à l'ELU
- ✚ G + Q ; à l'ELS
- ✚ G + Q ± E ; RPA99/Version 2003
- ✚ 0,8G ± E ; RPA99/Version 2003.

### VI-1 Recommandation du RPA99 version 2003 :

#### VI-1-1 Armatures longitudinales :

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section ;

- Poutres principales :  $A_{\min} = 0,005.45.30 = 6,75 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires :  $A_{\min} = 0,005.40.25 = 5,00 \text{ cm}^2$

-Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux ;

En zone courante : 4 %

- Poutres principales :  $A_{\max} = 0,04.45.30 = 54 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires :  $A_{\max} = 0,04.40.25 = 40 \text{ cm}^2$

En zone de recouvrement : 6 %

- Poutres principales :  $A_{\max} = 0,06.45.30 = 81 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires :  $A_{\max} = 0,06.40.25 = 60 \text{ cm}^2$

-La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  (zone IIa).

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

**VI-1-2 Armatures transversales :**

-La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$\triangleright A_t = 0,003.S_t.b$$

- L'espace maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$\triangleright S_t = \min \left( \frac{h}{4}, 12.\Phi_1 \right) \rightarrow \text{En zone nodale ;}$$

$$\triangleright S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{En zone courante.}$$

$\Phi_1$  : Le plus petit diamètre utilisé des armatures transversales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

**VI-2 Sollicitations dans les poutres :**

Avec :

Zone I : Du RDC au 3<sup>ème</sup> étage ;

Zone II : Du 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage ;

Zone III : Du 7<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage.

➤ Poutres principales :

Zone	Effort	ELU	G+Q+E	0,8G+E	ELS
Zone I	M <sup>-</sup> (KN.m)	87,792	88,991	66,902	63,734
	M <sup>+</sup> (KN.m)	37,518	58,542	56,214	27,224
	V <sub>2</sub> (KN)	88,61	54,21	64,79	64,31
Zone II	M <sup>-</sup> (KN.m)	101,621	101,851	76,440	73,795
	M <sup>+</sup> (KN.m)	37,525	66,365	65,114	28,683
	V <sub>2</sub> (KN)	94,26	57,49	48,19	68,42
Zone III	M <sup>-</sup> (KN.m)	108,688	106,350	79,303	78,946
	M <sup>+</sup> (KN.m)	41,398	64,155	63,975	30,231
	V <sub>2</sub> (KN)	97,16	60,07	45,06	70,54

**Tableau VI-1** : Efforts internes dans les poutres principales.

➤ Poutres secondaires :

Zone	Effort	ELU	G+Q±E	0,8G±E	ELS
Zone I	M <sup>-</sup> (KN.m)	38,819	50,623	42,864	28,222
	M <sup>+</sup> (KN.m)	22,508	38,806	33,139	16,335
	V <sub>2</sub> (KN)	51,25	27,37	11,28	37,21
Zone II	M <sup>-</sup> (KN.m)	45,975	61,769	51,413	33,429
	M <sup>+</sup> (KN.m)	32,829	47,425	39,627	23,844
	V <sub>2</sub> (KN)	54,33	10,05	9,85	39,45
Zone III	M <sup>-</sup> (KN.m)	52,346	64,086	52,579	37,410
	M <sup>+</sup> (KN.m)	37,302	48,196	39,041	27,106
	V <sub>2</sub> (KN)	69,98	13,12	5,37	49,86

**Tableau VI-2 :** Efforts internes dans les poutres secondaires.

### VI-3 Etapes de calcul des armatures longitudinales :

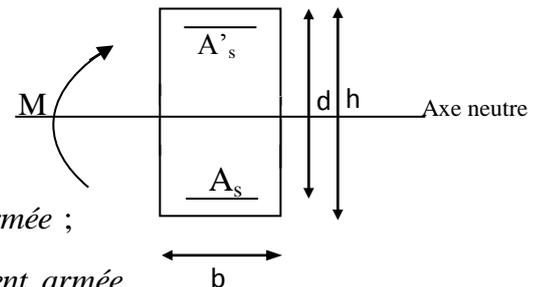
Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

$$\text{Soit : } \mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Pour les aciers FeE400

Si  $\mu_b < \mu = 0,392 \Rightarrow$  Section simplement armée ;

Si non  $\mu_b > \mu = 0,392 \Rightarrow$  Section doublement armée.



-Cas 1:  $\mu_b < \mu$  (S.S.A.)

$$A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_c}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

-Cas 2 :  $\mu_b > \mu$  (S.D.A.)

$$M = M_l + \Delta M$$

$$M_l = \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} \quad \text{avec : } \Delta M = M - M_l$$

$$A_s = \frac{M_l}{\beta_l \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_{st}}$$

**VI-4 Exemple de calcul :**

On se propose de calculer la section d'armatures de la poutre principale sur appui, en zone I :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{88,991}{0,30 \times (0,42)^2 \times 14,2 \times 10^3} = 0,118$$

$\mu_b < \mu = 0,392 \Rightarrow$  Section simplement armée ;

$$\mu_b = 0,118 \Rightarrow \beta = 0,937$$

$$\text{Alors : } A_s = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{88,991 \times 10^4}{0,937 \times 0,42 \times 348 \times 10^3} = 6,50 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA16+2HA14 = 9,11 cm<sup>2</sup>

✚ Le calcul des sections d'armatures, et le choix des aciers à adopter sont résumés dans les tableaux qui suivent :

### Ferrailage des poutres principales :

Zone	Localisation	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	Observation	$\beta$	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Zone I	Travée	37,518	0,050	SSA	0,974	2,64	3HA16 = 6,03
	Appui <sub>supérieur</sub>	88,991	0,118		0,937	6,50	3HA16+2HA14 = 9,11
	Appui <sub>inférieur</sub>	58,542	0,078		0,959	4,18	3HA16 = 6,03
Zone II	Travée	39,525	0,052		0,973	2,78	3HA16 = 6,03
	Appui <sub>supérieur</sub>	101,851	0,136		0,927	7,52	3HA16+2HA14 = 9,11
	Appui <sub>inférieur</sub>	66,365	0,088		0,954	4,76	3HA16 = 6,03
Zone III	Travée	41,398	0,056		0,971	2,92	3HA16 = 6,03
	Appui <sub>supérieur</sub>	106,350	0,142		0,923	7,88	3HA16+2HA14 = 9,11
	Appui <sub>inférieur</sub>	64,155	0,086		0,955	4,60	3HA16 = 6,03

**Tableau VI-3 :** Résumé de calcul des poutres principales.

### Ferrailage des poutres secondaires :

Zone	Localisation	$M_u$ (KN.m)	$\mu$	Observation	$\beta$	$A_{calculée}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
Zone I	Travée	22,508	0,046	SSA	0,976	1,79	3HA14 = 4,62
	Appui <sub>supérieur</sub>	50,623	0,104		0,945	4,16	3HA14+2HA12 = 6,88
	Appui <sub>inférieur</sub>	38,806	0,080		0,958	3,15	3HA14 = 4,62
Zone II	Travée	32,829	0,068		0,965	2,64	3HA14 = 4,62
	Appui <sub>supérieur</sub>	61,769	0,128		0,931	5,15	3HA14+2HA12 = 6,88
	Appui <sub>inférieur</sub>	47,425	0,098		0,948	3,88	3HA14 = 4,62
Zone III	Travée	37,302	0,076		0,960	3,02	3HA14 = 4,62
	Appui <sub>supérieur</sub>	64,086	0,132		0,929	5,36	3HA14+2HA12 = 6,88
	Appui <sub>inférieur</sub>	48,196	0,100		0,947	3,95	3HA14 = 4,62

**Tableau VI-4 :** Résumé de calcul des poutres secondaires.

**VI-5 Vérifications des conditions du RPA :****- Armatures longitudinales :**

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

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

Toutes les sections d'armatures ont été vérifiées à la condition de section d'armatures minimale citée ci-dessus.

**- Armatures transversales :**Poutres principales :

$$\text{➤ } S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12 \cdot \Phi_1 \right) = \min \left( \frac{45}{4}; 12 \cdot (1,4) \right) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{En zone nodale ;}$$

$$\text{➤ } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{En zone courante.}$$

Et :

$$\text{➤ } A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,90 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{En zone nodale ;}$$

$$\text{➤ } A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 1,80 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{En zone courante.}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

Poutres secondaires :

$$\text{➤ } S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12 \cdot \Phi_1 \right) = \min \left( \frac{40}{4}, 12 \cdot (1,2) \right) \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{En zone nodale ;}$$

$$\text{➤ } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{En zone courante.}$$

Et :

$$\text{➤ } A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,90 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{En zone nodale ;}$$

$$\text{➤ } A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b = 1,80 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{En zone courante.}$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$$

❖ Délimitation de la zone nodale :

$$L' = 2 \cdot h \quad ; \quad h : \text{La hauteur de la poutre.}$$

$$L' = 2 \cdot h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm} ; \text{ pour les poutres principales,}$$

$$L' = 2 \cdot h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm} ; \text{ pour les poutres secondaires.}$$

**VI-6 Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité du béton :** (BAEL91/art.B.6.4)

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 42 \times \frac{2,1}{400} = 1,52 \text{ cm}^2; \text{ pour les poutres principales}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,12 \text{ cm}^2; \text{ pour les poutres secondaires.}$$

⇒ Condition vérifiée.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :**  
(BAEL91/art.A.5.1.32)

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 97,16 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,42 \times 0,30 \times 25000}{1,5} = 756 \text{ KN}; \text{ pour les poutres principales}$$

$$T_u = 69,98 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9 \times 0,37 \times 0,25 \times 25000}{1,5} = 555 \text{ KN}; \text{ pour les poutres secondaires.}$$

⇒ Condition vérifiée.

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :**

$$\tau_{se,u} = \Psi_s \cdot f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Où :  $\Psi_s = 1,5$  ; pour les barres de haute adhérence (H.A.).

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \cdot d \cdot \sum u} = \frac{97,16 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,42 \times 3 \times 0,016 \times 3,14} = 1,71 \text{ MPa}; \text{ pour les poutres principales}$$

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \cdot d \cdot \sum u} = \frac{69,98 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,37 \times 3 \times 0,014 \times 3,14} = 1,59 \text{ MPa}; \text{ pour les poutres secondaires.}$$

$\tau_{se} < \tau_{se,u} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

- **Ancrage des aciers :**

Condition d'équilibre :

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime :

$$\tau_{se} = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour la transmission des efforts :

$$L_s = \frac{\Phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}$$

Pour  $\Phi 12$  :  $L_s = 45 \text{ cm}$

Pour  $\Phi 14$  :  $L_s = 50 \text{ cm}$

Pour  $\Phi 16$  :  $L_s = 60 \text{ cm}$

Les règles du *BAEL* admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la partie ancrée, mesurée hors crochet, soit au moins égale à  $0,4 \cdot L_s$  pour les aciers à haute adhérence.

$$L_c = 0,4 \cdot L_s$$

Pour  $\Phi 12$  :  $L_c = 20 \text{ cm}$

Pour  $\Phi 14$  :  $L_c = 20 \text{ cm}$

Pour  $\Phi 16$  :  $L_c = 25 \text{ cm}$

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

Pour justifier les armatures transversales droites, on doit vérifier ce qui suit :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \quad \text{Avec :}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left( \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} ; \text{ Fissuration non préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{97,16 \cdot 10^3}{300 \times 420} = 0,77 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} ; \text{ pour les poutres principales}$$

$$\tau_u = \frac{69,98 \cdot 10^3}{250 \times 370} = 0,75 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} ; \text{ pour les poutres secondaires.}$$

## VI-7 Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction, les vérifications qui leur sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures ;
- Etat limite de résistance du béton en compression ;
- Etat limite de déformation.

### - Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant considérée peu nuisible, alors la vérification de l'état limite des fissures n'est pas nécessaire.

### - Etat limite de résistance du béton à la compression :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte limite admissible qui suit :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} ; K = 1/K1$$

$$\text{avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

$A_s$  : Section d'armatures adoptée à l'ELU ;

$\sigma_s$  : Contrainte dans les aciers.

On calcul  $\underline{\rho_1}$  :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d}$$

- ✚ Les résultats de vérifications à l'ELS, et les observations faites pour chaque cas sont résumés dans les tableaux qui suivent :

➤ Poutres principales :

Localisation	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
<b>Zone I</b>	27,22	6,03	0,478	0,895	32,62	120,11	<b>3,68</b>	<b>15</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>Zone II</b>	28,68	6,03	0,478	0,895	32,62	126,54	<b>3,88</b>	<b>15</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>Zone III</b>	30,23	6,03	0,478	0,895	32,62	133,37	<b>4,09</b>	<b>15</b>	<i>Vérifiée</i>

**Tableau VI-5 :** Vérification du ferrailage des poutres principales en travées à l'ELS.

Localisation	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
<b>Zone I</b>	63,73	9,11	0,724	0,877	25,65	189,93	<b>7,40</b>	<b>15</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>Zone II</b>	73,79	9,11	0,724	0,877	25,65	219,91	<b>8,57</b>	<b>15</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>Zone III</b>	78,96	9,11	0,724	0,877	25,65	235,26	<b>9,17</b>	<b>15</b>	<i>Vérifiée</i>

**Tableau VI-6 :** Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis supérieurs à l'ELS.

Localisation	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
<b>Zone I</b>	27,22	6,03	0,478	0,895	32,62	120,11	<b>3,68</b>	<b>15</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>Zone II</b>	28,68	6,03	0,478	0,895	32,62	126,54	<b>3,88</b>	<b>15</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>Zone III</b>	30,23	6,03	0,478	0,895	32,62	133,37	<b>4,09</b>	<b>15</b>	<i>Vérifiée</i>

**Tableau VI-7 :** Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis inférieurs à l'ELS.

➤ Poutres secondaires :

Localisation	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
<b>Zone I</b>	16,33	4,62	0,499	0,894	32,17	106,89	<b>3,32</b>	<b>15</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>Zone II</b>	23,84	4,62	0,499	0,894	32,17	156,03	<b>4,85</b>	<b>15</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>Zone III</b>	27,10	4,62	0,499	0,894	32,17	177,37	<b>5,51</b>	<b>15</b>	<i>Vérifiée</i>

**Tableau VI-8 :** Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travées à l'ELS.

Localisation	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
<b>Zone I</b>	28,22	6,88	0,744	0,875	25,00	126,70	<b>5,07</b>	<b>15</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>Zone II</b>	33,42	6,88	0,744	0,875	25,00	150,08	<b>6,00</b>	<b>15</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>Zone III</b>	37,41	6,88	0,744	0,875	25,00	167,95	<b>6,72</b>	<b>15</b>	<i>Vérifiée</i>

**Tableau VI-9 :** Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis supérieurs à l'ELS.

Localisation	$M_s$ (KN.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
<b>Zone I</b>	16,33	4,62	0,499	0,894	32,17	106,89	<b>3,32</b>	<b>15</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>Zone II</b>	23,84	4,62	0,499	0,894	32,17	156,03	<b>4,85</b>	<b>15</b>	<i>Vérifiée</i>
<b>Zone III</b>	27,10	4,62	0,499	0,894	32,17	177,37	<b>5,51</b>	<b>15</b>	<i>Vérifiée</i>

**Tableau VI-10 :** Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis inférieurs à l'ELS.

**- Etat limite de déformation :**

Sens longitudinal :

$$\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{410}{500} = 0,82 \text{ cm}$$

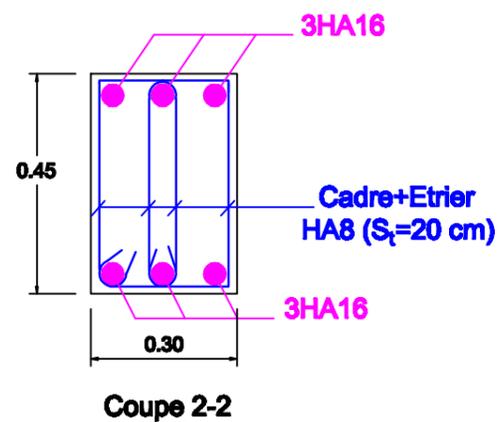
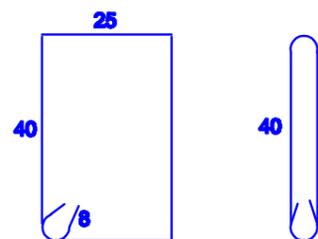
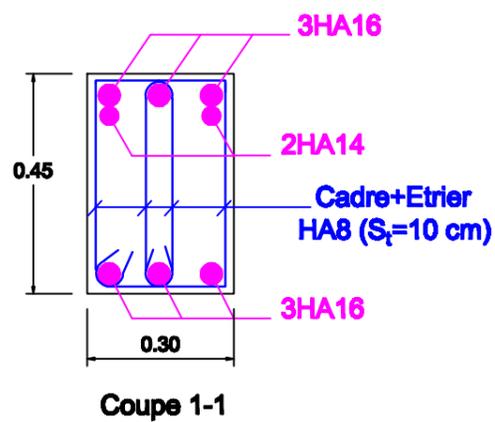
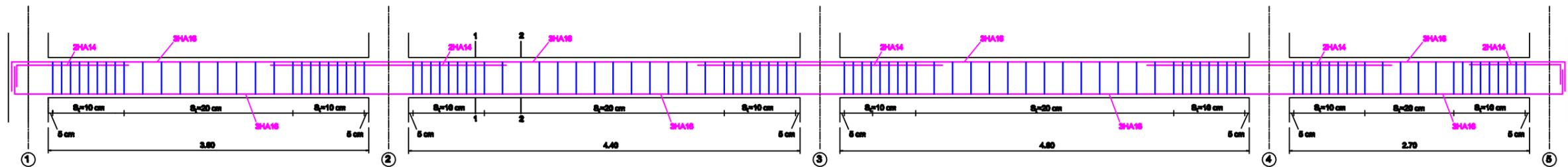
La flèche donnée par le logiciel *ETABS*, est : 0,012 cm

Sens transversal :

$$\bar{f} = \frac{L_{\max}}{500} = \frac{480}{500} = 0,96 \text{ cm}$$

La flèche donnée par le logiciel *ETABS*, est : 0,015 cm

Donc, la condition de l'état limite de déformation est vérifiée.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :  
 Mr BERDJAOUI Massinisa  
 Mr CHATERBACHE Aghiles

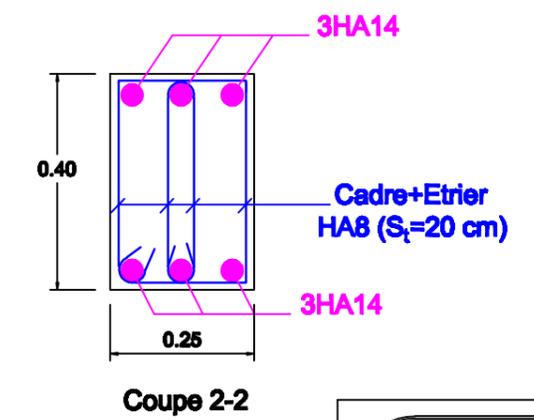
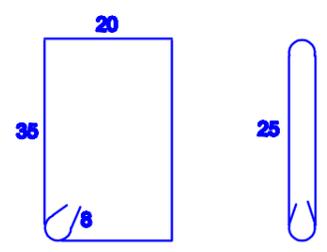
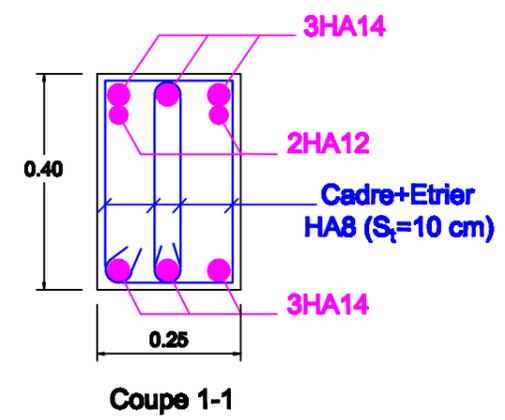
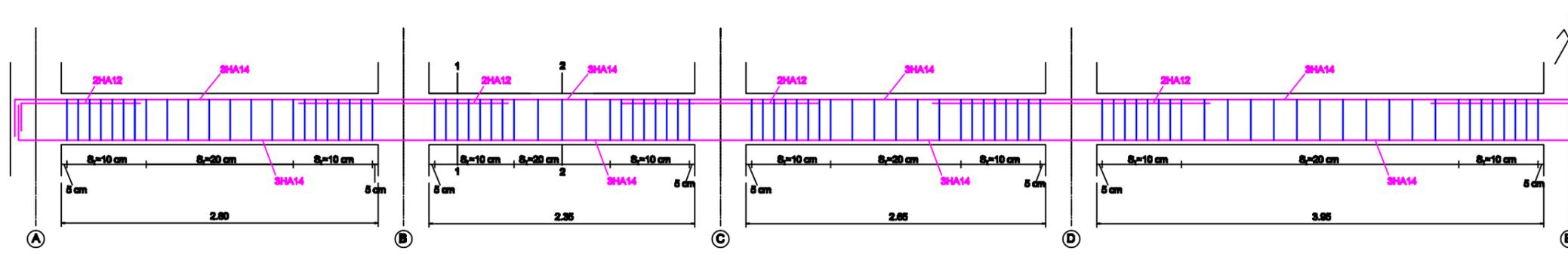
DIRIGE PAR :  
 Mr LOUZAI

TITRE:  
 Ferrailage des poutres principales

PROMOTION 2014-2015

PLANCHE N°

ECHELLE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL		
<b>ETUDIE PAR :</b> Mr BERDJAOUI Massinissa Mr CHATERBACHE Aghilas		<b>TITRE:</b>  Ferrailage des poutres secondaires
<b>DIRIGE PAR :</b> Mr LOUZAI		
PROMOTION 2014-2015	PLANCHE N°	ECHELLE

# **Chapitre VII**

## **Ferrailage des voiles**

## VII Ferrailage des voiles :

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges), et horizontales (séisme). Ils seront ferrailés en flexion composée de trois (03) types d'armatures :

- ✚ Armatures verticales ;
- ✚ Armatures horizontales ;
- ✚ Armatures transversales.

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose notre structure en trois (03) zones :

- Zone I : Du RDC au 3<sup>ème</sup> étage ;
- Zone II : Du 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage ;
- Zone III : Du 7<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage.

### VII-1 Armatures verticales :

- On détermine les diagrammes des contraintes à partir des sollicitations (Efforts internes) les plus défavorables :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} \end{array} \right.$$

Avec :

$M$  : Moment dans le voile ;

$N$  : Effort normal dans le voile.

$$V = V' = \frac{L}{2}$$

$V$  : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus tendue ;

$N$  : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

$$B = L.e \text{ (Section de béton)}$$

$L$  : Longueur du voile ;

$e$  : Epaisseur du voile ;

$I$  : Moment d'inertie du voile.

- Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d », tel que :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

$h_e$  : Hauteur entre nus des planchers du voile considéré ;

$L_c$  : Largeur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} \cdot L \quad \text{et} \quad L_t = L - L_c$$

- On détermine l'effort normal ultime agissant en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque section considérée, puis on détermine les armatures :

#### ❖ Section partiellement comprimée (S.P.C.) :

L'effort normal pour une bande « d » est donné par la formule suivante :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}}$$

Avec :

$A_{v1}, A_{v2}$  : Section d'armatures verticales ;

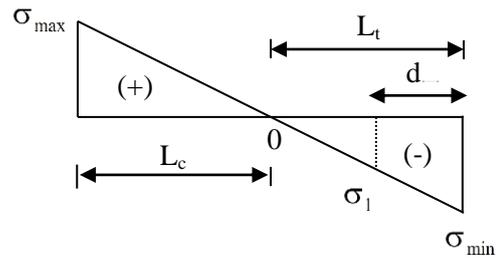
Situation accidentelle :  $\overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$

#### ❖ Section entièrement comprimée (S.E.C.) :

Les efforts normaux sont donnés comme suit :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



**Figure VII-1 :**  
Contraintes dans un voile.

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{v1} = \frac{N_1 - B \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

$$A_{v2} = \frac{N_2 - B \cdot f_{bc}}{\sigma_{st}}$$

Avec :

$A_{v1}$ ,  $A_{v2}$  : Section d'armatures verticales ;

Situation accidentelle :

$$\begin{cases} \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \\ f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma} = \frac{0,85 \cdot 25}{1} = 21,25 \text{ MPa} \end{cases}$$

#### ❖ Section entièrement tendue (S.E.T.) :

Les efforts normaux sont donnés comme suit :

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} \text{ et } A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}}$$

### VII-2 Section d'armatures minimales :

La section d'armatures verticales doit respecter les conditions suivantes :

#### - Compression simple :

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  ; Par mètre de longueur de parement mesuré perpendiculairement à la direction de ces armatures.

$0,2\% \leq A_{\min} \leq 5\% \cdot B$  ;  $B$  : Section du béton comprimé.

#### - Traction simple :

$A_{\min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$  ; Le pourcentage minimal des armatures verticales de la zone tendue doit

être au moins égale à 0,2% de la section horizontale de la section du béton tendu.

### VII-3 Armatures horizontales :

La section d'armatures horizontales est donnée par :

$$A_H \geq \frac{A_V}{4} \quad (B.A.E.L.)$$

$$A_H \geq 0,15\% \cdot B \quad (R.P.A.99 / Version 2003)$$

$$A_H \geq \max \left\{ \frac{A_V}{4}; 0,15\% \cdot B \right\}$$

$A_V$  : Section d'armatures verticales adoptée ;

$B$  : Section de béton.

Ces armatures horizontales doivent être munies de crochets à  $135^0$  ayant une longueur de  $10\phi$ , et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadre aux armatures verticales.

### VII-4 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont généralement des épingles, elles ont pour rôle de :

- Relier les deux nappes d'armatures verticales avec au moins 4 épingles par mètre carré ;
- Renforcer les parties extérieures du refend et d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'effet de la compression.

### VII-5 Les potelets :

A chaque extrémité du trumeau, les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du trumeau.

La section d'armatures des potelets doit être supérieure ou égale à 4HA10.

### VII-6 Dispositions constructives :

- ✓ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 
$$S_t \leq \min(1,5.e ; 30cm) \quad , e : \text{Epaisseur du voile.}$$
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres verticales doit être réduit à moitié sur une longueur égale à  $1/10$  de la longueur du voile et ne doit pas dépasser une longueur de 15cm.

- ✓ Le diamètre des armatures verticales et horizontales respectivement ne doit pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur ( $e$ ) du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$40\phi$ , pour les barres situées dans les zones comprimées ou le renversement du signe des efforts est possible ;

$20\phi$ , pour les barres situées dans les zones comprimées, sous toutes les combinaisons possibles de charges.

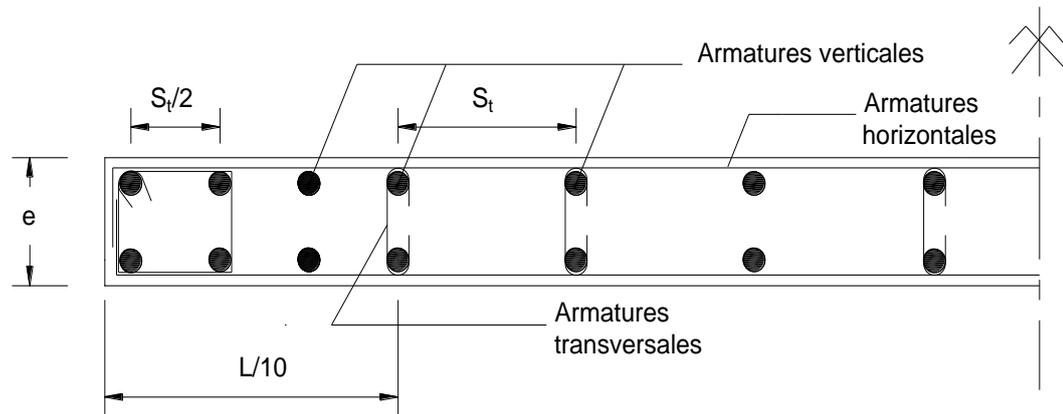


Figure VII-2 : Exemple de ferrailage d'un voile

Les efforts internes et les contraintes obtenues dans les voiles sont présentés dans les tableaux qui suivent :

VT 1	N (KN)	B (m <sup>2</sup> )	M (KN.m)	V (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )
Zone I	1223,49	0,29	152,223	0,725	0,0508	6391,40	2046,45
	740,17	0,29	7,283	0,725	0,0508	2656,25	2448,36
	762,36	0,29	186,519	0,725	0,0508	5290,76	-33,10
Zone II	751,82	0,29	27,356	0,725	0,0508	2982,89	2202,06
	434,45	0,29	23,391	0,725	0,0508	1831,93	1164,27
	456,64	0,29	91,664	0,725	0,0508	2882,81	266,42
Zone III	375,94	0,29	23,962	0,725	0,0508	1638,32	954,36
	222,5	0,29	23,678	0,725	0,0508	1105,16	429,31
	353,75	0,29	79,260	0,725	0,0508	2350,99	88,65

Tableau VII-1 : Efforts internes dans le voile transversal VT1.

VT 2	N (KN)	B (m <sup>2</sup> )	M (KN.m)	V (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )
Zone I	3742,05	1,00	5435,717	2,500	2,083	10265,95	-2781,85
	19,44	1,00	4236,909	2,500	2,083	5104,54	-5065,66
	119,43	1,00	5690,53	2,500	2,083	6949,15	-6710,29
Zone II	1870,27	0,99	1870,596	2,475	2,021	4179,97	-401,64
	378,27	0,99	1092,494	2,475	2,021	1720,00	-955,82
	471,76	0,99	2077,145	2,475	2,021	3020,28	-2067,23
Zone III	782,05	0,98	482,551	2,450	1,961	1400,89	195,12
	319,06	0,98	394,863	2,450	1,961	818,89	-167,75
	406,8	0,98	676,923	2,450	1,961	1260,82	-430,62

Tableau VII-2 : Efforts internes dans le voile transversal VT2.

VT 3	N (KN)	B (m <sup>2</sup> )	M (KN.m)	V (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )
Zone I	2359,71	0,90	4482,747	2,250	1,519	9261,91	-4018,11
	1157,98	0,90	3530,617	2,250	1,519	6516,32	-3943,03
	1251,08	0,90	4710,316	2,250	1,519	8367,18	-5587,00
Zone II	1452,37	0,89	1376,641	2,225	1,469	3716,98	-453,23
	651,48	0,89	892,655	2,225	1,469	2084,04	-620,04
	738,08	0,89	1487,974	2,225	1,469	3083,04	-1424,43
Zone III	703,66	0,88	352,032	2,200	1,420	1345,01	254,21
	306,17	0,88	400,705	2,200	1,420	968,73	-272,89
	387,03	0,88	456,485	2,200	1,420	1147,03	-267,42

Tableau VII-3 : Efforts internes dans le voile transversal VT3.

VT 4	N (KN)	B (m <sup>2</sup> )	M (KN.m)	V (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )
Zone I	866,67	0,16	64,561	0,4	0,008	8644,73	2188,63
	567,98	0,16	36,022	0,4	0,008	5350,97	1748,77
	866,67	0,16	64,561	0,4	0,008	8644,73	2188,63
Zone II	525,27	0,16	48,697	0,4	0,008	5717,78	848,08
	330,96	0,16	41,383	0,4	0,008	4137,65	-0,65
	525,27	0,16	48,697	0,4	0,008	5717,78	848,08
Zone III	261,39	0,16	53,654	0,4	0,008	4316,38	-1049,01
	168,97	0,16	58,427	0,4	0,008	3977,41	-1865,28
	168,97	0,16	58,427	0,4	0,008	3977,41	-1865,28

Tableau VII-4 : Efforts internes dans le voile transversal VT4.

VT 5	N (KN)	B (m <sup>2</sup> )	M (KN.m)	V (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )
Zone I	2108,91	0,39	360,972	0,975	0,124	8245,74	2569,17
	103,05	0,39	111,645	0,975	0,124	1142,08	-613,62
	132,89	0,39	364,066	0,975	0,124	3203,35	-2521,87
Zone II	1046,63	0,39	209,438	0,975	0,124	4330,45	1036,87
	435,82	0,39	149,534	0,975	0,124	2293,25	-58,28
	1046,63	0,39	209,438	0,975	0,124	4330,45	1036,87
Zone III	561,1	0,39	144,111	0,975	0,124	2571,84	305,58
	331,99	0,39	146,567	0,975	0,124	2003,69	-301,18
	331,99	0,39	146,567	0,975	0,124	2003,69	-301,18

Tableau VII-5 : Efforts internes dans le voile transversal VT5.

VT 6	N (KN)	B (m <sup>2</sup> )	M (KN.m)	V (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )
Zone I	5233,04	0,880	2895,144	2,200	1,419	10435,23	1458,04
	688,43	0,880	1733,916	2,200	1,419	3470,54	-1905,93
	771,09	0,880	3068,861	2,200	1,419	5634,16	-3881,68
Zone II	2774,18	0,875	1257,005	2,1875	1,395	5141,60	1199,38
	970,82	0,875	419,613	2,1875	1,395	1767,50	451,51
	1050,23	0,875	1457,6	2,1875	1,395	3485,92	-1085,40
Zone III	1304,98	0,870	378,173	2,175	1,371	2099,92	900,03
	737,26	0,870	285,324	2,175	1,371	1300,07	394,77
	813,79	0,870	615,183	2,175	1,371	1911,33	-40,55

Tableau VII-6 : Efforts internes dans le voile transversal VT6.

VL 1	N (KN)	B (m <sup>2</sup> )	M (KN.m)	V (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )
Zone I	2311,56	0,430	912,508	1,075	0,165	11320,84	-569,40
	532,71	0,430	892,636	1,075	0,165	7054,51	-4576,79
	2311,56	0,430	912,508	1,075	0,165	11320,84	-569,40
Zone II	976,64	0,425	344,058	1,0625	0,160	4582,73	13,21
	26,81	0,425	181,762	1,0625	0,160	1270,09	-1143,93
	976,64	0,425	344,058	1,0625	0,160	4582,73	13,21
Zone III	377,48	0,420	166,725	1,050	0,154	2035,52	-237,99
	79,34	0,420	145,986	1,050	0,154	1184,26	-806,45
	377,48	0,420	166,725	1,050	0,154	2035,52	-237,99

**Tableau VII-7 :** Efforts internes dans le voile longitudinal VL1.

VL 2	N (KN)	B (m <sup>2</sup> )	M (KN.m)	V (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )
Zone I	4200,46	1,20	10388,958	3,00	3,600	12157,84	-5157,08
	2953,72	1,20	8288,836	3,00	3,600	9368,79	-4445,93
	4200,46	1,20	10388,958	3,00	3,600	12157,84	-5157,08
Zone II	2569,54	1,19	3543,185	2,975	3,512	5160,69	-842,13
	1712,12	1,19	2264,528	2,975	3,512	3357,02	-479,51
	1820,59	1,19	3647,76	2,975	3,512	4619,90	-1560,09
Zone III	1280,3	1,18	1074,44	2,95	3,423	2010,97	159,02
	835,36	1,18	745,968	2,95	3,423	1350,82	65,04
	938,1	1,18	1143,002	2,95	3,423	1780,05	-190,05

**Tableau VII-8 :** Efforts internes dans le voile longitudinal VL2.

VL 3	N (KN)	B (m <sup>2</sup> )	M (KN.m)	V (m)	I (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )
Zone I	1243,99	0,37	453,615	0,925	0,105	7358,26	-633,99
	811,33	0,37	82,787	0,925	0,105	2922,09	1463,46
	839,64	0,37	454,398	0,925	0,105	6272,32	-1733,73
Zone II	768,76	0,37	170,394	0,925	0,105	3578,81	576,63
	609,42	0,37	79,822	0,925	0,105	2350,27	943,88
	638,12	0,37	171,876	0,925	0,105	3238,79	210,50
Zone III	448,4	0,37	93,106	0,925	0,105	2032,11	391,67
	369,14	0,37	90,144	0,925	0,105	1791,80	203,54
	397,45	0,37	94,666	0,925	0,105	1908,15	240,22

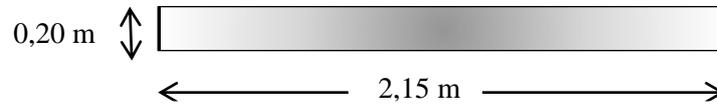
**Tableau VII-9 :** Efforts internes dans le voile longitudinal VL3.

**VII-7 Exemple de calcul :****a/ Caractéristiques géométriques :**

$$L = 2,15 \text{ m}$$

$$I = 1,075 \text{ m}^4$$

$$B = 0,43 \text{ m}^2$$



**Figure VII-3 :** Caractéristiques géométriques du voile VL1.

**b/ Sollicitations de calcul :**

$$N = 532,71 \text{ KN}$$

$$M_{corr} = 892,636 \text{ KN.m}$$

$$V = V' = L_{voile} / 2 = 1,075 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{532,71}{0,43} + \frac{892,636 \cdot 1,075}{0,165} = 7054,51 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} = \frac{532,71}{0,43} - \frac{892,636 \cdot 1,075}{0,165} = -4576,79 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

**c/ Longueur de la zone comprimée :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}} \cdot L = \frac{7054,51}{7054,51 + 4576,79} \cdot 2,15 = 1,30 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 2,15 - 1,30 = 0,85 \text{ m}$$

**d/ Calcul de la longueur de la bande (d) :**

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right) = 0,86 \text{ m}$$

On prend :  $d = 0,85 \text{ m}$

**e/ Détermination de  $N$  :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 398,03 \text{ KN}$$

**f/ Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = 9,73 \text{ cm}^2$$

**g/ Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,002 \cdot B\right) = 8,93 \text{ cm}^2$$

**h/ Ferrailage :**

$$A_v = A_{v1} = 9,73 \text{ cm}^2 / \text{bande} = 12,30 \text{ cm}^2 / \text{nappe}$$

On opte pour 14HA14 = 21,56 cm<sup>2</sup> ; avec  $S_t = 15 \text{ cm}$

**i/ Armatures horizontales :**

$$A_H \geq \max\left\{\frac{A_v}{4}; 0,15\% \cdot B\right\} = 5,39 \text{ cm}^2$$

On opte pour 15HA12 = 16,95 cm<sup>2</sup> ; avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

**j/ Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par mètre carré ;

On opte pour 4 épingles HA8 par mètre carré.

**k/ Les potelets :**

Vu que la section d'armatures calculée pour le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferrailage que celui du poteau.

**l/ Vérification des espacements :**

L'espacement des barres verticales et horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min(1,5 \cdot e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**m/ Vérification des contraintes de cisaillement :**

- B.A.E.L. :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{213,63 \cdot 10^3}{200 \cdot 0,9 \cdot 2150} = 0,552 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa} ; \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\tau_u = 0,552 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- R.P.A.99/ver.2003 :

$$\tau_b = \frac{1,4.V_u}{b.d} = \frac{1,4.213,63.10^3}{200.0,9.2150} = 0,773 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_b = 0,2.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,773 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**n/ Vérification à l'E.L.S. :**

Il faut vérifier que :  $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{15.A_v + B} = \frac{889,43.10^3}{15.21,56.10^2 + 200.2150} = 1,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,92 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux qui suivent :

	Zone considérée	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	Nom du voile	VL 1		
	L (m)	2,15	2,125	2,10
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,43	0,425	0,42
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	7054,51	1270,09	1184,26
	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-4576,79	-1143,93	-806,45
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (KN)	213,63	145,36	93,95
	L <sub>t</sub> (m)	0,85	1,01	0,85
	L <sub>c</sub> (m)	1,30	1,12	1,25
	d (m)	0,85	0,503	0,85
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	0	-571,965	0
	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	/	0	/
	N <sub>1</sub> (KN)	398,03	86,390	68,550
	N <sub>2</sub> (KN)	/	28,798	/
Ferrailage	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	9,73	2,16	1,71
	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	0	0,72	0
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	8,93	5,29	8,93
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe/bande	4,46	2,64	4,46
	A <sub>v totale</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	12,30	11,15	11,02
	Choix des barres/nappe	15HA14	15HA12	15HA12
	A <sub>v choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	23,10	16,95	16,95
	Espacement (cm)	15	15	15
	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	5,39	3,96	3,96
	Choix des barres/nappe	16HA12	16HA12	16HA10
	A <sub>h choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	18,08	18,08	12,48
	Espacement (cm)	20	20	20
	Armatures transversales	4 épingles HA8/m <sup>2</sup>		
Vérifications des contraintes	$\tau_u$ (MPa)	0,552	0,380	0,249
	$\tau_b$ (MPa)	0,773	0,532	0,348
	N <sub>s</sub> (KN)	889,43	523,98	249,24
	$\sigma_b$ (MPa)	1,92	1,17	0,59

Tableau VII-10 : Ferrailage du voile longitudinal VL1.

	Zone considérée	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	Nom du voile	VL 2		
	L (m)	6,00	5,95	5,90
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	1,20	1,19	1,18
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	12157,84	4619,90	1780,05
	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-5157,08	-1560,09	-190,05
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (KN)	698,84	530,16	301,32
	L <sub>t</sub> (m)	1,79	1,50	0,57
	L <sub>c</sub> (m)	4,21	4,45	5,33
	d (m)	0,894	0,751	0,57
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	-2578,540	-780,045	0
	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	0	0	/
	N <sub>1</sub> (KN)	691,200	175,750	10,830
	N <sub>2</sub> (KN)	230,398	58,583	/
Ferrailage	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	17,28	4,39	0,27
	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	5,76	1,46	/
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	9,38	7,89	5,99
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe/bande	4,69	3,94	2,99
	A <sub>v totale</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	57,98	31,22	30,95
	Choix des barres/nappe	40HA14	40HA12	40HA12
	A <sub>v choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	61,60	45,20	45,20
	Espacement (cm)	15	15	15
	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	15,02	11,02	11,02
	Choix des barres/nappe	16HA12	16HA12	16HA10
	A <sub>h choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	18,08	18,08	12,48
	Espacement (cm)	20	20	20
Armatures transversales	4 épingles HA8/m <sup>2</sup>			
Vérifications des contraintes	$\tau_u$ (MPa)	0,647	0,495	0,284
	$\tau_b$ (MPa)	0,906	0,693	0,397
	N <sub>s</sub> (KN)	3634,58	2195,07	1109,20
	$\sigma_b$ (MPa)	2,82	1,75	0,94

Tableau VII-11 : Ferrailage du voile longitudinal VL2.

	Zone considérée	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	Nom du voile	VL 3		
	L (m)	1,85	1,85	1,85
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,37	0,37	0,37
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	6272,32	3578,81	2032,11
	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-1733,73	576,63	391,67
	Nature de la section	SPC	SEC	SEC
	V <sub>u</sub> (KN)	167,27	78,91	301,32
	L <sub>t</sub> (m)	0,40	0,00	0,00
	L <sub>c</sub> (m)	1,45	1,85	1,85
	d (m)	0,40	0,925	0,925
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	0	2077,72	1211,92
	N <sub>1</sub> (KN)	69,35	384,37	224,19
Ferrailage	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	1,73	/	/
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	4,20	19,43	19,43
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe/bande	2,10	9,71	9,71
	A <sub>v totale</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	9,71	9,71	9,71
	Choix des barres/nappe	13HA14	13HA12	13HA12
	A <sub>v choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	20,02	14,69	14,69
	Espacement (cm)	15	15	15
	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	4,62	3,39	3,39
	Choix des barres/nappe	16HA12	16HA12	16HA10
	A <sub>h choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	18,08	18,08	12,48
	Espacement (cm)	20	20	20
	Armatures transversales	4 épingles HA8/m <sup>2</sup>		
Vérifications des contraintes	$\tau_u$ (MPa)	0,502	0,237	0,905
	$\tau_b$ (MPa)	0,703	0,332	1,267
	N <sub>s</sub> (KN)	1041,82	703,44	422,92
	$\sigma_b$ (MPa)	2,62	1,80	1,14

Tableau VII-12 : Ferrailage du voile longitudinal VL3.

	Zone considérée	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	Nom du voile	VT 1		
	L (m)	1,45	1,45	1,45
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,29	0,29	0,29
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	5290,76	2982,89	2350,99
	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-33,10	2202,06	88,65
	Nature de la section	SPC	SEC	SEC
	V <sub>u</sub> (KN)	63,50	45,92	51,13
	L <sub>t</sub> (m)	0,01	0	0
	L <sub>c</sub> (m)	1,44	1,45	1,45
	d (m)	0,01	0,725	0,725
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	0	2592,47	1219,82
	N <sub>1</sub> (KN)	0,03	404,21	258,88
Ferrailage	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	0,00	/	/
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	0,11	15,23	15,23
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe/bande	0,05	7,61	7,61
	A <sub>v totale</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	7,25	7,61	7,61
	Choix des barres/nappe	10HA14	10HA12	10HA12
	A <sub>v choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	15,40	11,30	11,30
	Espacement (cm)	15	15	15
	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	3,47	2,54	2,54
	Choix des barres/nappe	16HA12	16HA12	16HA10
	A <sub>h choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	18,08	18,08	12,48
	Espacement (cm)	20	20	20
	Armatures transversales	4 épingles HA8/m <sup>2</sup>		
Vérifications des contraintes	$\tau_u$ (MPa)	0,243	0,176	0,196
	$\tau_b$ (MPa)	0,341	0,246	0,274
	N <sub>s</sub> (KN)	992,93	604,23	310,31
	$\sigma_b$ (MPa)	3,19	1,98	1,07

Tableau VII-13 : Ferrailage du voile transversal VT1.

	Zone considérée	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	Nom du voile	VT 2		
	L (m)	5,00	4,95	4,90
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	1,00	0,99	0,98
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	6949,15	3020,28	1260,82
	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-6710,29	-2067,23	-430,62
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (KN)	505,78	369,61	193,97
	L <sub>t</sub> (m)	2,46	2,01	1,25
	L <sub>c</sub> (m)	2,54	2,94	3,65
	d (m)	1,228	1,006	0,57
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	-3355,145	-1033,615	-196,759
	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	0	0	0
	N <sub>1</sub> (KN)	1236,180	311,840	24,550
	N <sub>2</sub> (KN)	412,059	103,948	11,215
Ferrailage	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	30,90	7,80	0,61
	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	10,30	2,60	0,28
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	12,90	10,56	5,99
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe/bande	6,45	5,28	2,99
	A <sub>v totale</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	62,91	25,98	25,70
	Choix des barres/nappe	34HA16	34HA14	34HA12
	A <sub>v choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	68,34	52,36	38,42
	Espacement (cm)	15	15	15
	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	16,58	12,71	9,32
	Choix des barres/nappe	16HA14	16HA12	16HA10
	A <sub>h choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	24,64	18,08	12,48
	Espacement (cm)	20	20	20
	Armatures transversales	4 épingles HA8/m <sup>2</sup>		
Vérifications des contraintes	$\tau_u$ (MPa)	0,562	0,415	0,220
	$\tau_b$ (MPa)	0,787	0,581	0,308
	N <sub>s</sub> (KN)	1930,74	1171,01	594,42
	$\sigma_b$ (MPa)	1,76	1,10	0,61

Tableau VII-14 : Ferrailage du voile transversal VT2.

	Zone considérée	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	Nom du voile	VT 3		
	L (m)	4,50	4,45	4,40
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,90	0,89	0,88
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	8367,18	3083,04	968,73
	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-5587,00	-1424,23	-272,82
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (KN)	402,18	252,95	157,26
	L <sub>t</sub> (m)	1,80	1,41	0,97
	L <sub>c</sub> (m)	2,70	3,04	3,43
	d (m)	0,901	0,703	0,970
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	-2793,500	-712,115	0
	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	0	0	/
	N <sub>1</sub> (KN)	754,960	150,200	26,46
	N <sub>2</sub> (KN)	251,655	50,066	/
Ferrailage	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	18,87	3,75	0,66
	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	6,29	1,25	/
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	9,46	7,38	10,19
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe/bande	4,73	3,69	5,09
	A <sub>v totale</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	47,12	23,36	23,09
	Choix des barres/nappe	31HA16	31HA14	31HA12
	A <sub>v choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	62,31	47,74	35,03
	Espacement (cm)	15	15	15
	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	15,08	11,55	8,48
	Choix des barres/nappe	16HA14	16HA12	16HA10
	A <sub>h choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	24,64	18,08	12,48
	Espacement (cm)	20	20	20
	Armatures transversales	4 épingles HA8/m <sup>2</sup>		
Vérifications des contraintes	$\tau_u$ (MPa)	0,497	0,316	0,199
	$\tau_b$ (MPa)	0,695	0,442	0,278
	N <sub>s</sub> (KN)	1805,39	1095,22	545,35
	$\sigma_b$ (MPa)	1,82	1,14	0,62

Tableau VII-15 : Ferrailage du voile transversal VT3.

	Zone considérée	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	Nom du voile	VT 4		
	L (m)	0,80	0,80	0,80
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,16	0,16	0,16
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	8644,73	5717,78	3977,41
	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	2188,63	848,08	-1865,28
	Nature de la section	SEC	SEC	SPC
	V <sub>u</sub> (KN)	32,76	29,39	36,60
	L <sub>t</sub> (m)	0,00	0,00	0,26
	L <sub>c</sub> (m)	0,80	0,80	0,54
	d (m)	0,40	0,40	0,26
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	5416,68	3282,93	0
	N <sub>1</sub> (KN)	562,45	360,02	48,50
Ferrailage	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	/	/	1,21
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	8,40	8,40	2,73
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe/bande	4,20	4,20	1,37
	A <sub>v totale</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	4,20	4,20	4,20
	Choix des barres/nappe	8HA14	8HA12	8HA12
	A <sub>v choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	12,32	9,01	9,04
	Espacement (cm)	10	10	10
	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	2,70	1,98	1,98
	Choix des barres/nappe	16HA12	16HA12	16HA10
	A <sub>h choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	18,08	18,08	12,48
	Espacement (cm)	20	20	20
	Armatures transversales	4 épingles HA8/m <sup>2</sup>		
Vérifications des contraintes	$\tau_u$ (MPa)	0,228	0,204	0,254
	$\tau_b$ (MPa)	0,319	0,286	0,356
	N <sub>s</sub> (KN)	723,44	434,23	221,30
	$\sigma_b$ (MPa)	4,11	2,53	1,38

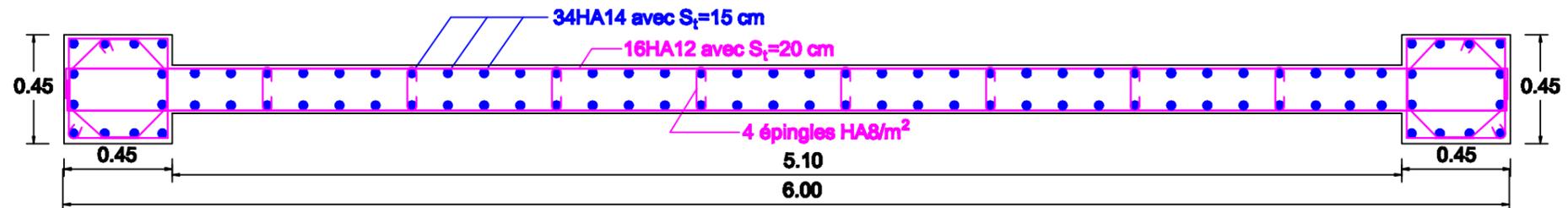
Tableau VII-16 : Ferrailage du voile transversal VT4.

	Zone considérée	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	Nom du voile	VT 5		
	L (m)	1,95	1,95	1,95
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,39	0,39	0,39
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	3203,25	2293,25	2003,69
	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-2521,87	-58,28	-301,18
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (KN)	138,64	115,15	94,30
	L <sub>t</sub> (m)	0,86	0,05	0,25
	L <sub>c</sub> (m)	1,09	1,90	1,70
	d (m)	0,86	0,05	0,25
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	0	0	0
	N <sub>1</sub> (KN)	216,88	0,29	7,53
Ferrailage	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	5,42	0,01	0,19
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	9,03	0,53	2,63
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe/bande	4,52	0,26	1,31
	A <sub>v totale</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	10,24	10,24	10,24
	Choix des barres/nappe	14HA14	14HA12	14HA12
	A <sub>v choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	21,56	15,82	15,82
	Espacement (cm)	15	15	15
	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	5,01	3,67	3,67
	Choix des barres/nappe	16HA12	16HA12	16HA10
	A <sub>h choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	18,08	18,08	12,48
	Espacement (cm)	20	20	20
	Armatures transversales	4 épingles HA8/m <sup>2</sup>		
Vérifications des contraintes	$\tau_u$ (MPa)	0,395	0,328	0,269
	$\tau_b$ (MPa)	0,553	0,459	0,376
	N <sub>s</sub> (KN)	1120,90	756,14	461,47
	$\sigma_b$ (MPa)	2,67	1,84	1,18

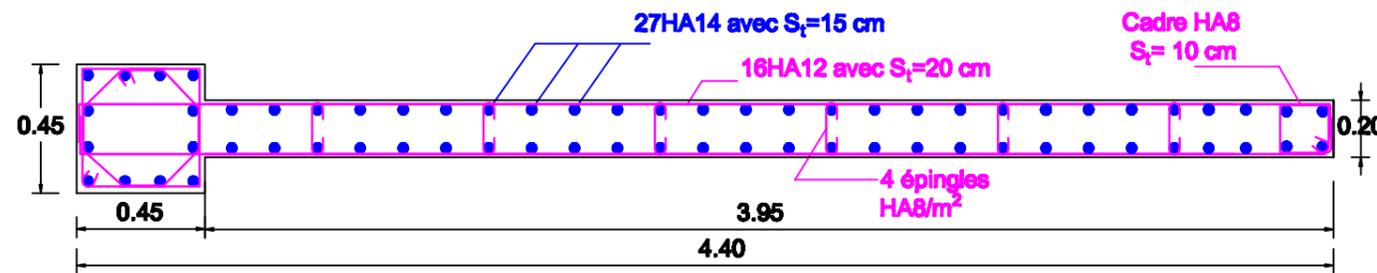
Tableau VII-17 : Ferrailage du voile transversal VT5.

	Zone considérée	Zone I	Zone II	Zone III
Caractéristiques géométriques	Nom du voile	VT 6		
	L (m)	4,40	4,375	4,35
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,88	0,875	0,87
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ (KN/m <sup>2</sup> )	5634,16	3485,92	1911,33
	$\sigma_{\min}$ (KN/m <sup>2</sup> )	-3881,68	-1085,40	-40,55
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC
	V <sub>u</sub> (KN)	454,73	392,09	245,81
	L <sub>t</sub> (m)	1,79	1,04	0,09
	L <sub>c</sub> (m)	2,61	3,34	4,26
	d (m)	0,897	0,519	0,09
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	-1940,840	-542,700	0
	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	0	0	/
	N <sub>1</sub> (KN)	522,520	84,560	0,36
	N <sub>2</sub> (KN)	174,175	28,187	/
Ferrailage	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	13,06	2,11	0,01
	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	4,35	0,70	/
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/bande	9,42	5,45	0,95
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe/bande	4,71	2,73	0,47
	A <sub>v totale</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	32,03	23,01	22,72
	Choix des barres/nappe	30HA14	30HA12	30HA12
	A <sub>v choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	46,20	33,90	33,90
	Espacement (cm)	15	15	15
	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	11,17	8,19	8,19
	Choix des barres/nappe	16HA12	16HA12	16HA10
	A <sub>h choisie</sub> (cm <sup>2</sup> )/nappe	18,08	18,08	12,48
	Espacement (cm)	20	20	20
	Armatures transversales	4 épingles HA8/m <sup>2</sup>		
Vérifications des contraintes	$\tau_u$ (MPa)	0,574	0,498	0,314
	$\tau_b$ (MPa)	0,804	0,697	0,440
	N <sub>s</sub> (KN)	3002,06	1912,20	1059,39
	$\sigma_b$ (MPa)	3,17	2,07	1,22

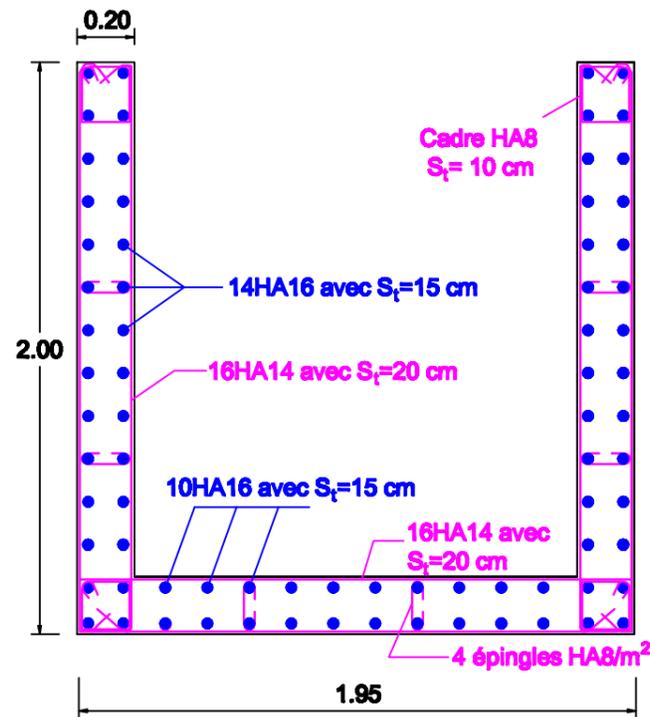
Tableau VII-18 : Ferrailage du voile transversal VT6.



Ferrailage des voiles VL2 et VL2'



Ferrailage du voile VT6



Ferrailage de la salle machine

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
 FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr BERDJAOUI Massinissa  
 Mr CHATERBACHE Aghiles

TITRE:

Ferrailage des voiles

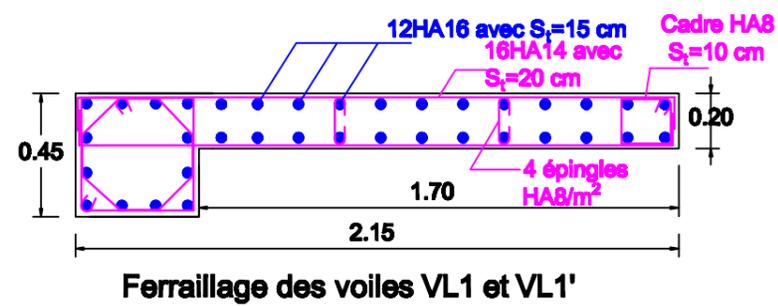
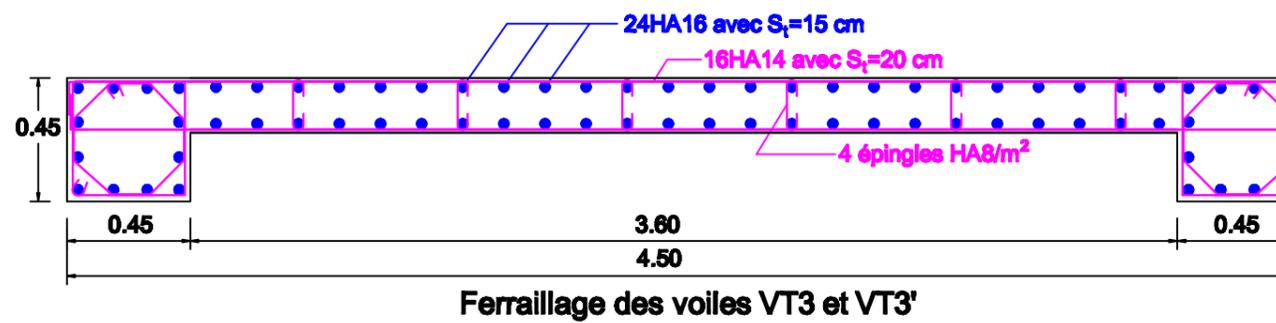
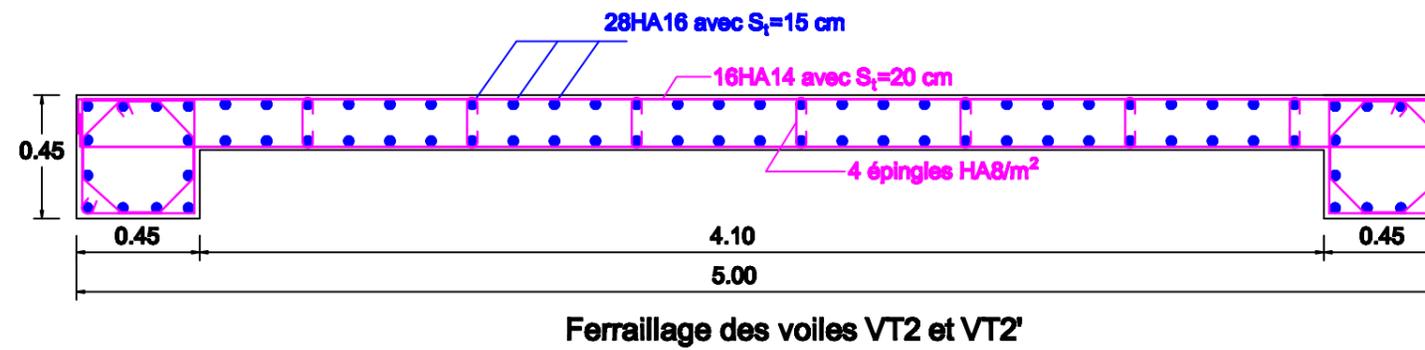
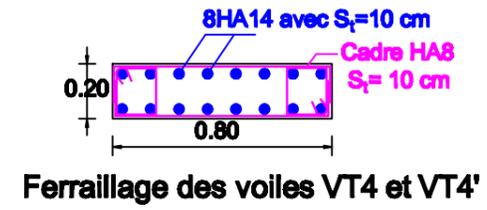
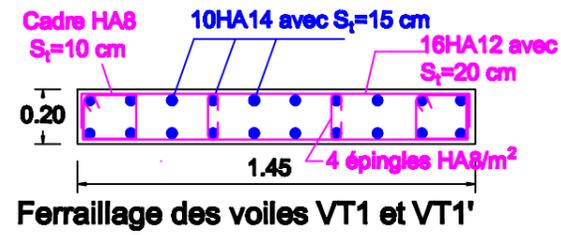
DIRIGE PAR :

Mr LOUZAI

PROMOTION 2014-2015

PLANCHE N°

ECHELLE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

ETUDIE PAR :

Mr BERDJAOUI Massinissa  
Mr CHATERBACHE Aghiles

TITRE:

Ferrailage des voiles

DIRIGE PAR :

Mr LOUZAI

PROMOTION 2014-2015

PLANCHE N°

ECHELLE

# **Chapitre VIII**

## **Etude de l'infrastructure**

### VIII-1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée ;
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique ;
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

- Fondations superficielles : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- Fondations profondes : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

### VIII-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. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2\text{bars}$ .
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### VIII-3-Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage ;
- La facilité de l'exécution ;
- La capacité portante du sol ;
- L'importance de la superstructure ; L'économie.

#### VIII-3-1 Semelles isolées sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_s^{\max}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Homothétie des dimensions : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{45}{45} = 1 \Rightarrow A = B$$

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

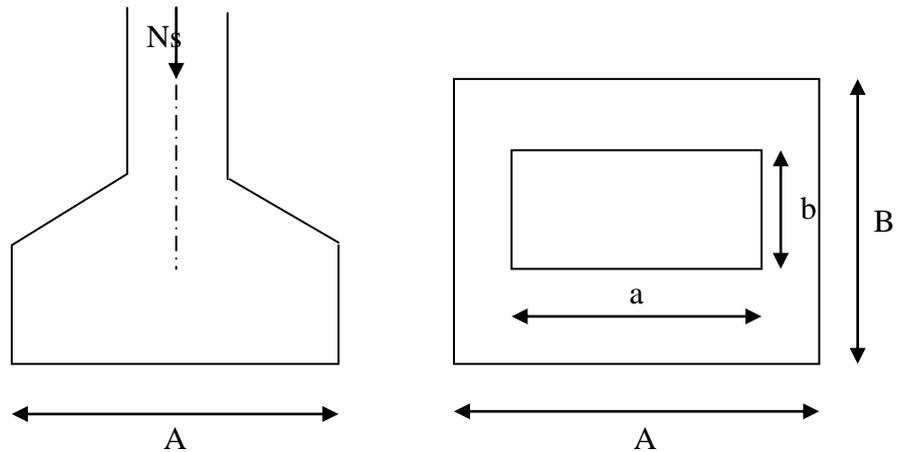
**Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 1085,12 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1085,12}{200}} = 2,32\text{m}$$

$$\Rightarrow A = B = 2,40\text{m}$$



**Conclusion :**

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

**VIII-3-2 Semelles filantes :**

**1) Semelles filantes sous voiles :**

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G, Q : Charge et surcharge revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Choissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 3 poteaux.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VIII-1 : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).**

Voiles	G+Q	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VL1	889,43	2,15	2,0684419	4,44715
VL2	3634,58	6	3,0288167	18,1729
VL3	1041,82	1,85	2,8157297	5,2091
$\sum S$				27,82915

**Tableau VIII-2** : Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal).

Voiles	G+Q (t)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VT1	992,93	1,45	3,4238966	4,96465
VT2	1930,74	5	1,93074	9,6537
VT3	1805,39	4,5	2,0059889	9,02695
VT4	723,44	0,8	4,5215	3,6172
VT5	1120,9	1,95	2,8741026	5,6045
VT6	3002,06	4,4	3,4114318	15,0103
			$\sum S$	47,8773

$$S_v = \sum S_i = 75,71 \text{m}^2 \quad \text{Avec : } S_v : \text{Surface totale des semelles filantes sous voiles.}$$

## 2) Semelles filantes sous poteaux :

### a) Hypothèses de calcul :

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane tel que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

### b) Etape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$ .
- Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

$$\text{et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$

c) Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux : fil de poteaux le plus sollicité.

Donc on fera le calcul sur le portique longitudinal. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux.**

Poteaux	$N_s$	$M_s$	$e_i$	$N_s x e_i$
1	648,15	-1,259	8	5185,2
2	987,84	-1,475	5,94	5867,7696
3	1076	2,176	1,89	2033,64
4	1076,05	-3,182	-0,71	-763,9955
5	848,62	4,242	-3,94	-3343,5628
6	775,58	2,837	-6,45	-5002,491
7	592,37	2,388	-8	-4738,96
Totale	6004,61	5,727	/	-762,3997

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = -0,727m$$

Distribution des sollicitations par mètre linéaire des semelles :

$$e = -0,14m < \frac{L}{6} = \frac{16}{6} = 2,66m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6004,61}{16} \times \left(1 - \frac{6 \times (-0,727)}{16}\right) = 477,6KN/m.$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{6004,61}{16} \times \left(1 + \frac{6 \times (-0,727)}{16}\right) = 272,97KN/m.$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{6004,61}{16} \times \left(1 + \frac{3 \times (-0,727)}{16}\right) = 324,13KN/m.$$

d) Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{324,13}{200} = 1,62m$$

On prend  $B = 1,8m$ .

On aura donc,  $S = 1,8 \times 126,58 = 227,84m^2$ .

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :

$$S_t = 227,84 + 75,71 = 303,55m^2.$$

Avec  $n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

**Remarque :**

Etant donné que la surface des semelles filantes dans le sens longitudinal occupent plus de 50 % de l'assise donc en ajoutant l'autre sens la surface totale va dépasser les 50% de la surface du bâtiment.

- La surface totale du bâtiment :  $S_{\text{bat}} = 401,102 \text{ m}^2$ .

- La surface totale des semelles filantes dans le sens longitudinal :  $S_t = 303,55 \text{ m}^2$  (75,68%).

$\Rightarrow S_t > 50 \% S_{\text{bat}}$  , on opte pour un radier général.

**VIII-4 Etude du radier général :**

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

**VIII-4-1 Pré dimensionnement du radier :****1) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\text{min}} \geq 25 \text{ cm}$ )

**2) Selon la condition forfaitaire :**

- Sous voiles :

$$\frac{L_{\text{max}}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\text{max}}}{5} \quad , \quad h : \text{épaisseur du radier.}$$

$L_{\text{max}}$  : distance entre deux voiles successifs.

$$L_{\text{max}} = 6\text{m} \Rightarrow 75 \text{ cm} \leq h \leq 120 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } h = 100 \text{ cm.}$$

- Sous poteaux :

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} \text{ , avec un minimum de } 25\text{cm.}$$

$$h_d \geq \frac{3,95}{20} = 19,75\text{cm} \quad \text{Soit } h_d = 40\text{cm.}$$

Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} = \frac{395}{10} = 39,5\text{cm} \quad \text{Soit } h_n = 100\text{cm.}$$

La nervure du radier doit avoir une largeur :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n = 40 \leq b_n \leq 70 \quad \text{Soit } b_n = 45 \text{ cm.}$$

Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq ht \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{395}{50} \leq ht \leq \frac{395}{40} \Rightarrow 7,9 \leq ht \leq 9,875 \Rightarrow \text{soit } h_t = 10 \text{ cm.}$$

### 3) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Largeur du radier présentant une bande de 1m;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K=40\text{MPa}$  pour un sol moyen.

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 10818,86 \text{ MPa}$ .

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 3,95}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,66 \text{ m.}$$

D'après ces conditions de la vérification de la longueur élastique ; On opte pour  $h=80\text{cm}$ .

### Remarque :

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

- La dalle :  $h_d = 40 \text{ cm}$ .

- La nervure :  $\begin{cases} h_n = 100 \text{ cm.} \\ b_n = 45 \text{ cm.} \end{cases}$

- La dalle flottante :  $h_t = 10 \text{ cm}$ .

**VIII-4-2 détermination des sollicitations :**

Charge du bâtiment  $G_{\text{bat}} = 44412,30 \text{ KN}$ .

Charge d'exploitation  $Q = 7463,59 \text{ KN}$ .

Combinaison d'actions :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 71152 \text{ KN}.$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 51875,89 \text{ KN}.$$

**VIII-4-3 Détermination de la surface du radier :**

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{71152}{1,33 \times 200} = 267,48 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{51875,89}{200} = 259,38 \text{ m}^2$$

D'où :  $S_{\text{bat}} > \max(S_1, S_2)$

$$S_{\text{bat}} = 401,102 \text{ m}^2 > S_{\text{rad}} = 267,48 \text{ m}^2$$

**Remarque :**

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier, donc on n'aura pas de débord. Les règles du BAEL, nous imposent un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On prend:  $L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}}$$

$$S_{\text{rad}} = 401,102 + 57,34 = 458,44 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = 458,44 \text{ m}^2$ .

**VIII-4-4 Détermination des efforts à la base du radier :****1) Poids du radier :**

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$

$$\text{Poids de la dalle} = 25 \times 0,4 \times 458,44 = 4584,4 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des nervures} = [295,48 \times 0,45 \times 0,6] \times 25 = 1994,49 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du remblai} = [(458,44 \times (1 - 0,4 - 0,1)) - (295,48 \times 0,45 \times (1 - 0,4 - 0,1))] \times 17 = 2766,53 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la dalle flottante} = [(458,44 \times 0,10) - (295,48 \times 0,45 \times 0,1)] \times 25 = 813,685 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 10159,1 \text{ KN}.$$

**2) Poids total de l'ouvrage :**

Poids du bâtiment :  $G_{\text{bat}} = 44412,30 \text{ KN}$ .

- Charge permanente apportée sur le radier  $G_{\text{tot}}$ .

$G_{\text{tot}} = G (\text{superstructure}) + G (\text{infrastructure}) = 54571,4 \text{ KN}$ .

- Charges d'exploitation totale  $Q_{\text{tot}}$ .

$Q_{\text{tot}} = Q (\text{Superstructure}) + Q (\text{infrastructure}) = 7463,59 + (1,5 \times 458,44) = 8151,25 \text{ KN}$

**3) Combinaison d'actions :**

- A l'état limite ultime :  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 85898,26 \text{ KN}$ .

- A l'état ultime de service :  $N_s = G + Q = 62722,6 \text{ KN}$ .

- A l'état sismique :  $N_a = G + 0,2 \cdot Q = 56201,65 \text{ KN}$ .

**VIII-4-5 Vérification :****1) Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} ;$$

$$T_u^{\max} = \frac{85898,26 \times 1}{458,44} \times \frac{3,95}{2} = 370,05 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{370,05}{1 \times 0,37} = 1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Condition vérifiée

**2) Vérification de la stabilité du radier :****a) Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13,546 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 8,934 \text{ m} .$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**b) Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \sum [I_x + S_i (X_i - X_G)^2] = 15568,27 m^4.$$

$$I_{yy} = \sum [I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 18708,95 m^4.$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :  $M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment

$I_{xi}, I_{yi}$  : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré ;

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

- Sens longitudinal :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 85898,26 \text{ KN}.$$

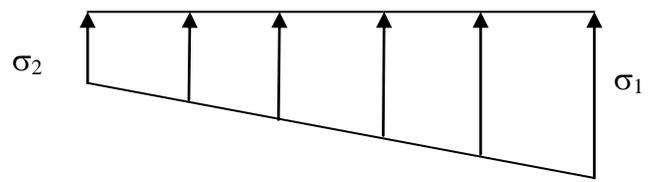
$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{85898,26}{458,44} = 187,37 \text{ KN} / m^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{85898,26}{458,44} = 187,37 \text{ KN} / m^2.$$

D'où

$$\sigma_m = 187,37 \text{ KN} / m^2 ; 1,33 \sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN} / m^2.$$

$$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



**Figure VIII.1 :** Diagramme des contraintes.

A l'ELS :  $N_s = G + Q = 62722,6 \text{ KN}$  .

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{62722,6}{458,44} = 136,81 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{62722,26}{458,44} = 136,81 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

D'où

$$\sigma_m = 136,81 \text{ KN} / \text{m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

A l'état sismique :  $N_a = G + 0,2 \cdot Q = 56201,65 \text{ KN}$  .

$$M_{OX} = 54969,769 \text{ KN.m} ; T_{OX} = 2198,97 \text{ KN} .$$

$$M_x = M_{ox} + T_{ox} \cdot h = 54969,96 + 2198,97 \times 0,8 = 56729,136 \text{ KN.m} .$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56201,65}{458,44} + \frac{56729,136}{18708,95} \times 13,546 = 163,66 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56201,65}{458,44} - \frac{56729,136}{18708,95} \times 13,546 = 81,52 \text{ KN} / \text{m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 163,66 + 81,52}{4} = 143,12 \text{ KN} / \text{m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

- Sens transversal :

A l'ELU:  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 85898,26 \text{ KN}$  .

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{85898,26}{458,44} = 187,37 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{85898,26}{458,44} = 187,37 \text{ KN} / \text{m}^2 .$$

D'où

$$\sigma_m = 187,37 \text{ KN} / \text{m}^2 ; 1,33 \sigma_{SOL} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN} / \text{m}^2 ..$$

$\sigma_m < 1,33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

A l'ELS :  $N_s = G + Q = 62722,6 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{62722,6}{458,44} = 136,81 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{62722,6}{458,44} = 136,81 \text{ KN/m}^2 .$$

D'où

$$\sigma_m = 136,81 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée

L'état sismique :  $N_a = G + 0,2 \cdot Q = 56201,65 \text{ KN}$

$M_{oy} = 46248,659 \text{ KN.m} ; T_{oy} = 2556,73 \text{ KN}$

$M_y = M_{oy} + h \times T_{oy} = 48294,04 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56201,65}{458,44} + \frac{48294,04}{15568,27} \times 8,934 = 150,3 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{56201,65}{458,44} - \frac{48294,04}{15568,27} \times 8,934 = 94,88 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 150,3 + 94,88}{4} = 136,44 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

### 3) Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non- soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$P \geq F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S$$

Avec :

- P : Poids total à la base du radier,  $P = 44412,3 \text{ KN}$  ;
- $F_s$  : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement,  $F_s = 1,5$  ;
- $\gamma$  : poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/m}$ ) ;
- Z : profondeur de l'infrastructure ( $h = 1 \text{ m}$ ) ;
- S : surface du radier, ( $S = 458,44 \text{ m}^2$ ).

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 1 \times 458,44 = 6876,6 \text{ KN.}$$

Donc :  $P = 44412,3 \text{ KN} > 6876,6 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

$\Rightarrow$  Pas de risque de soulèvement.

#### 4) 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).

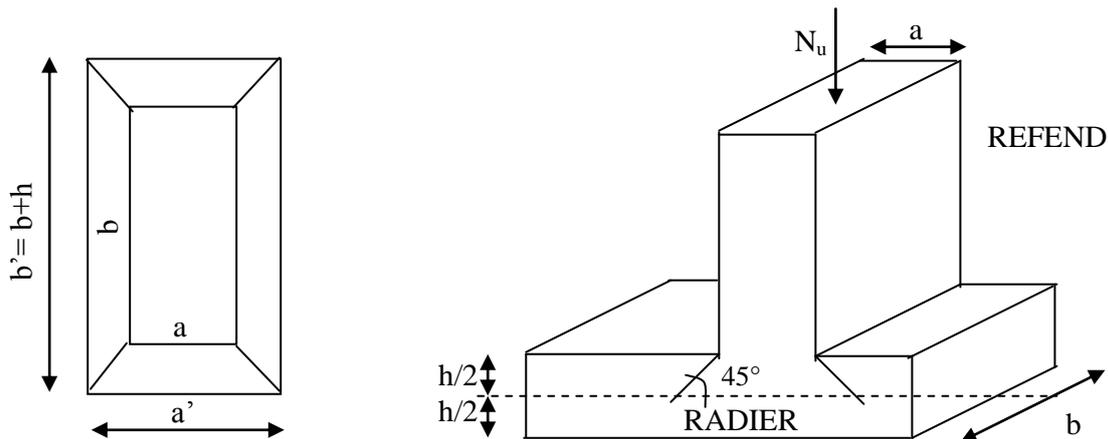


Figure VIII-2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

#### Calcul du périmètre utile $\mu_c$ :

##### - Poteaux :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 1) = 5,8 \text{ m}.$$

$$N_u = 1490,08 \text{ KN}.$$

$$N_u < 0,045 \times 5,8 \times 1 \times 16666 = 4350 \text{ KN}.$$

##### - Voile (pour une bonde de 1m)

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 1) = 6,4 \text{ m}.$$

$$N_u = 2516,9 \text{ KN}.$$

$$N_u < 0,045 \times 0,8 \times 6,4 \times 16666 = 4799,8 \text{ KN}.$$

##### - Voile de la cage d'ascenseur :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1,85 + 2 \times 0,4) = 5,7 \text{ m}$$

$$N_u = 1551,05 \text{ KN}.$$

$$N_u < 0,045 \times 0,4 \times 5,7 \times 16666 = 1709,93 \text{ KN}.$$

### VIII-4-5 Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué de panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL91 pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérées comme encastres sur leurs bords, le calcul s'effectue par la méthode suivante :

#### 1) Panneaux encastres sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

1<sup>er</sup> Cas : Si  $\alpha < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0.$$

2<sup>ème</sup> Cas : Si  $\alpha \leq 0,4 \leq 1$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{Dans le sens de la petite portée } L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2.$$

$$\text{Dans le sens de la grande portée } L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}.$$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} (L_x < L_y).$$

#### Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

#### 2) Identification du panneau le plus sollicité

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,1}{5,05} = 0,61 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} \mu_x = 0,0798 \\ \mu_y = 0,317 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- A l'ELU

$$q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 187,37 - \frac{10159,1}{458,44} = 165,21 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

- A l'ELS

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 136,81 - \frac{10159,1}{458,44} = 114,65 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

**VIII-4-6 Calcul à l'ELU :****1) Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$  :**

On obtient  $M_x = 0,0798 \times 165,58 \times 3,1^2 = 126,75 \text{ KN.m}$ .

$M_y = 0,317 \times 131,33 = 40,17 \text{ KN.m}$ .

**Remarque :**

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

-Moment en travée :  $0,75M_{ox}$  ou  $0,75M_{oy}$ .

-Moment sur appuis :  $0,5M_{ox}$  ou  $0,5M_{oy}$ .

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel :

-Moment en travée :  $0,85M_{ox}$  ou  $0,85M_{oy}$ .

-Moment sur appui de rive :  $0,3M_{ox}$  ou  $0,3M_{oy}$ .

-Moment sur appui intermédiaire :  $0,5M_{ox}$  ou  $0,5M_{oy}$ .

**2) Ferrailage dans le sens (x-x), (y-y) :**

- Aux appuis :

$$M_a^x = 0,5 M_x = 63,37 \text{ KN.m.}$$

$$M_a^y = 0,5 M_y = 20,08 \text{ KN.m.}$$

- En travées :

$$M_t^x = 0,85 M_x = 107,73 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 0,85 M_y = 34,14 \text{ KN.m.}$$

**3) Ferrailage longitudinal :**

- Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{63,37 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,033 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,033 \rightarrow \beta_u = 0,984$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{63,37 \times 10^3}{0,984 \times 37 \times 348} = 5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 8HA12/ml = 9,05 cm<sup>2</sup>/ml , avec un espacement de 12 cm.

- En travée

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{107,73 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0,055 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,055 \rightarrow \beta_u = 0,971$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{107,73 \times 10^3}{0,971 \times 37 \times 348} = 8,61 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 8HA12/ml = 9,05 cm<sup>2</sup>/ml , avec un espacement de 12 cm.

#### 4) Ferrailage transversal :

- Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20,08 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0,010 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,010 \rightarrow \beta_u = 0,995$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20,08 \times 10^3}{0,995 \times 37 \times 348} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 8HA10/ml = 6,28 cm<sup>2</sup>/ml , avec un espacement de 12 cm.

- En travée

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{34,14 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0,018 < 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,018 \rightarrow \beta_u = 0,991$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{34,14 \times 10^3}{0,991 \times 37 \times 348} = 2,67 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Soit : 8HA10/ml = 6,28 cm<sup>2</sup>/ml , avec un espacement de 12 cm.

#### 5) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \rho}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400.}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3 - 0,61}{2} = 3,824 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$\text{Aux appuis : } \begin{cases} A_{ua}^x = 9,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,83 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \\ A_{ua}^y = 6,28 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,83 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \end{cases}$$

$$\text{En travée : } \begin{cases} A_{ut}^x = 9,05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,83 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \\ A_{ut}^y = 6,28 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,83 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \end{cases}$$

**6) Espacement : [Art A8.2 242 BAEL91]**

- Direction la plus sollicitée (sens xx) :  $S_t = 12 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .  
 $S_t = 12 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ .
- Direction la moins sollicitée (sens yy) :  $S_t = 12 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .  
 $S_t = 12 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ .

**VIII-4-7 Calcul à l'ELS :****1) Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$  :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,1}{5,05} = 0,61 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0849 \\ \mu_y = 0,487 \end{cases}$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x.$$

$$\text{On obtient : } \begin{cases} M_x = 0,0849 \times 114,7 \times 3,1^2 = 93,58 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,487 \times 116,71 = 45,57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**2) Ferrailage dans le sens (x-x), (y-y) :**

- Aux appuis :  $\begin{cases} M_a^x = 0,5 M_x = 46,8 \text{ KN.m} \\ M_a^y = 0,5 M_y = 22,78 \text{ KN.m} \end{cases}$
- En travées :  $\begin{cases} M_t^x = 0,85 M_x = 79,54 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 M_y = 38,74 \text{ KN.m} \end{cases}$

**3) Vérification des contraintes dans le béton**

- Sens longitudinal :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{B_1 \cdot d \cdot A_s} \quad \sigma_b = K \sigma_s \leq 15 \text{ MPA.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{\text{ut}}}{b \times d} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 37} = 0,244 \Rightarrow \begin{cases} B_1 = 0,921 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,021 \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{46,8 \times 10^3}{0,921 \times 37 \times 9,05} = 151,75 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_b = 0,021 \times 151,75 = 3,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travées :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{79,54 \times 10^3}{0,921 \times 37 \times 9,05} = 257,9 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_b = 0,021 \times 257,9 = 5,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens transversal :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{B_1 \cdot d \cdot A_s} \quad \sigma_b = K \sigma_s \leq 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{\text{ut}}}{b \times d} = \frac{100 \times 6,28}{100 \times 37} = 0,169 \Rightarrow \begin{cases} B_1 = 0,933 \\ K = \frac{1}{K_1} = 0,016 \end{cases}$$

Aux appuis :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{22,78 \times 10^3}{0,933 \times 37 \times 6,28} = 105,07 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_b = 0,016 \times 105,07 = 1,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

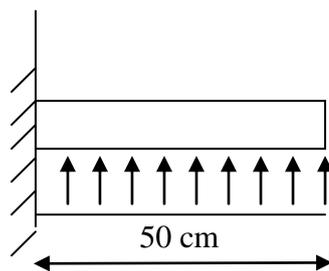
En travées :

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{38,74 \times 10^3}{0,933 \times 37 \times 6,28} = 178,7 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_b = 0,016 \times 178,7 = 2,86 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### VIII-5 Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie Figure VIII.3. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.



**Figure VIII-3 :** Schéma statique du débord.

**1) Sollicitation de calcul :**

- A l'ELU  $q_u = 165,21 \text{ KN/ml}$ .

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-165,28 \times 0,5^2}{2} = -20,66 \text{ KN.m.}$$

- A l'ELS  $q_s = 114,65 \text{ KN/ml}$ .

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-114,7 \times 0,5^2}{2} = -14,33 \text{ KN.m.}$$

**2) Calcul des armatures :**

$b = 1 \text{ m}$  ;  $d = 37 \text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ .

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20,66 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,010 < \mu_e = 0,392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

$$\mu_u = 0,010 \rightarrow \beta_u = 0,995.$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{20,66 \times 10^3}{0,995 \times 37 \times 348} = 1,61 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Soit : 4HA12/ml = 4,52 cm<sup>2</sup>/ml , avec un espacement de 25 cm.

**3) Vérification à l'ELU**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2.$$

$$A_u = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**4) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend 2HA12} = 2,26 \text{ cm}^2, \text{ avec un espacement de 20 cm.}$$

**5) Vérification à l'ELS :**

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 37} = 0,122 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,174 \\ \beta_1 = 0,942 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_a} = \frac{14,33 \times 10^3}{0,942 \times 37 \times 4,52} = 90,96 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 90,96 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,014 \cdot \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 0,014 \times 90,96 = 1,27 \text{ MPa} < \sigma_{badm} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.

Le ferrailage du débord sera continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

**VIII-6-Calcul des nervures :**

- La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis.
- Le rapport  $0,4 < \rho < 1$  pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.
- Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens. Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituantes des charges uniformément réparties.
- Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment ( $Lm$ ) et le même effort tranchant ( $Lt$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

- Pour les charges trapézoïdales :

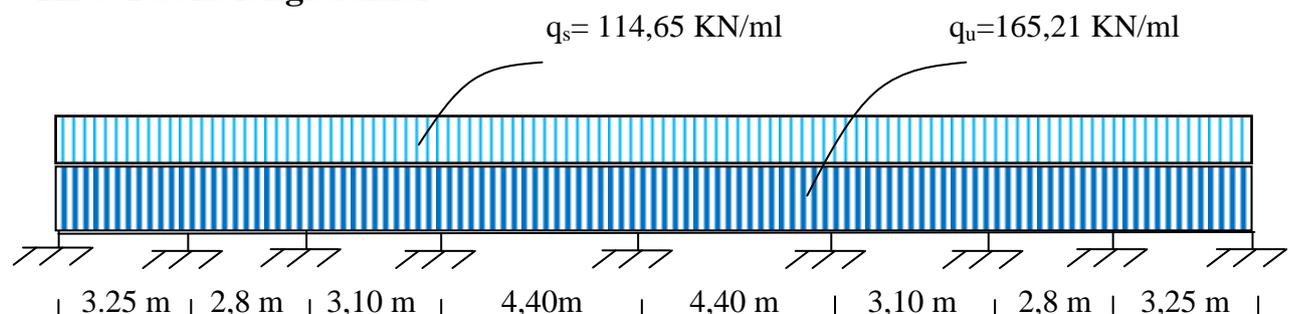
Moment fléchissant:  $l_m = l_x (0,5 - \rho x^2 / 6)$ .

Effort tranchant:  $l_t = l_x (0,5 - \rho x / 4)$ .

- Pour les charges triangulaires :

Moment fléchissant:  $l_m = 0,333 \times l_x$ .

Effort tranchant:  $l_t = 0,25 \times l_x$  .

**VIII-6-1 Sens longitudinal :**

**Figure VIII-4 :** Schéma statique de la nervure(x-x).

## 1) Calcul a l'ELU :

**Tableau VIII-4 :** Valeurs de calcul des charges des panneaux de gauche.

Travée	Lx (m)	Ly (m)	$\rho_x$	$q_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	Lm g (m)	Lt g (m)	Pm g (KN/m)	Pt g (KN/m)
A-C	2,35	3,25	0,72	165,28	0,97	0,75	160,36	123,99
C-D	2,8	4,85	0,58	165,28	1,62	1,21	266,94	200,40
D-F	3,1	4,85	0,64	165,28	1,62	1,21	266,94	200,40
F-H	3,25	4,40	0,74	165,28	1,33	1,02	219,74	169,39
H-J	3,25	4,40	0,74	165,28	1,33	1,02	219,74	169,39
J-L	3,1	4,85	0,64	165,28	1,62	1,21	266,94	200,40
L-M	2,8	4,85	0,58	165,28	1,62	1,21	266,94	200,40
M-O	2,35	3,25	0,72	165,28	0,97	0,75	160,36	123,99

**Tableau VIII-5 :** Valeurs de calcul des charges des panneaux de droite.

Travée	Lx (m)	Ly (m)	$\rho_x$	$q_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	Lm d (m)	Lt d (m)	Pm d (KN/m)	Pt d (KN/m)
A-C	3,25	4,05	0,80	165,28	1,35	1,01	222,90	167,35
C-D	2,8	4,75	0,59	165,28	1,58	1,19	261,43	196,27
D-F	3,1	4,05	0,77	165,28	1,35	1,01	222,90	167,35
F-H	2,5	4,40	0,57	165,28	1,12	0,89	184,37	147,91
H-J	2,5	4,40	0,57	165,28	1,12	0,89	184,37	147,91
J-L	3,1	4,05	0,77	165,28	1,35	1,01	222,90	167,35
L-M	2,8	4,75	0,59	165,28	1,58	1,19	261,43	196,27
M-O	3,25	4,05	0,80	165,28	1,35	1,01	222,90	167,35

**Tableau VIII-6 :** Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure.

Travée	Pm g (KN/m)	Pm d (KN/m)	Pt g (KN/m)	Pt d (KN/m)	Pm (KN/m)	Pt (KN/m)
A-C	160,36	222,90	123,99	167,35	383,26	291,34
C-D	266,94	261,43	200,40	196,27	528,37	396,67
D-F	266,94	222,90	200,40	167,35	489,84	367,75
F-H	219,74	184,37	169,39	147,91	404,10	317,30
H-J	219,74	184,37	169,39	147,91	404,10	317,30
J-L	266,94	222,90	200,40	167,35	489,84	367,75
L-M	266,94	261,43	200,40	196,27	528,37	396,67
M-O	160,36	222,90	123,99	167,35	383,26	291,34

### 2) Détermination des sollicitations :

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel d'ETABS.

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

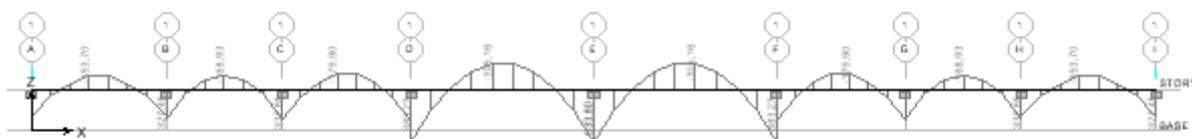


Figure VIII-5 : Diagramme des moments fléchissant a l'ELU.



Figure VIII-6 : Diagramme des efforts tranchant a l'ELU.

### 3) Le ferrailage :

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = -305,16 \text{KN.m} \quad ; \quad M_a^{\max} = 633,8 \text{KN.m} .$$

$$b = 45 \text{ cm}; \quad d = 97 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}.$$

Zone	$M_u$ (t m)	$\mu$	$\mu\epsilon$	$\beta$	Observation	A (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
Appuis	633,8	0,105	0.392	0,945	S.S.A	19,87	10HA16= 20,11
Travée	305,16	0,051	0.392	0,974	S.S.A	9,28	4HA16+2HA12=10,3

### 4) Vérifications à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 45 \times 97 \times \frac{2,1}{400} = 5,27 \text{cm}^2 .$$

$$A_a = 20,11 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_t = 10,3 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a) Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

- En zone nodale :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_L\right) = \left(\frac{100}{4}; 12 \times 1,2\right) = 14,4 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}.$
- En zone courante:  $S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}.$

b) Armatures transversales minimales :

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi\right) = (28,57 ; 45 ; 12) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}.$$

c) Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b \Rightarrow A_t = 0,003 \times 20 \times 45 = 2,7 \text{ cm}^2.$$

Soit  $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2.$

d) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\} = 2,5 \text{ MPa}.$$

Avec :  $T_{u \max} = 673,31 \text{ KN}.$

$$\tau_u = \frac{673,31 \times 10^3}{450 \times 970} = 1,54 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}.$$

**5) Vérification à l'ELS :**

Aux appuis :  $M_a = 434,29 \text{ KN.m}.$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 20,11}{45 \times 97} = 0,461 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,309 \\ \beta_1 = 0,897 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{434,29 \times 10^3}{0,897 \times 97 \times 20,11} = 248,2 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 248,2 < \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}.$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,03 \cdot \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 0,03 \times 248,2 = 7,4 \text{ MPa} < \sigma_{badm} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :  $M_t = 209,1 \text{ KN.m.}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 10,3}{45 \times 97} = 0,235 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,232 \\ \beta_1 = 0,923 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_a} = \frac{209,1 \times 10^3}{0,923 \times 97 \times 10,3} = 226,75 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 226,75 < \overline{\sigma_{adm}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

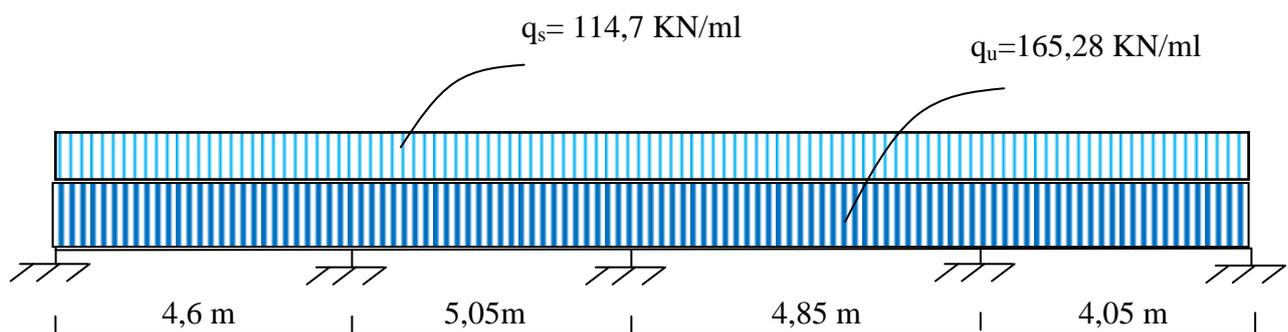
La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,02 \cdot \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 0,02 \times 226,75 = 4,56 \text{ MPa} < \sigma_{badm} = 15 \text{ MPa.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée.

### VIII-6-2 Sens transversal :



**Figure VIII-7 :** Schéma statique de la nervure (sens y-y).

## 1) Calcul a l'ELU :

**Tableau VIII-7 :** Valeurs de calcul des charges des panneaux de gauche.

Travée	Lx (m)	Ly (m)	$\rho_x$	$q_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	Lm g (m)	Lt g (m)	Pm g (KN/m)	Pt g (KN/m)
L-I	2,8	4,60	0,61	165,28	1,23	0,97	202,81	160,97
I-G	2,8	5,05	0,62	165,28	1,22	0,96	207,68	167,24
G-D	2,8	4,85	0,58	165,28	1,24	1,00	205,68	164,60
D-B	2,8	4,05	0,69	165,28	1,18	0,92	194,53	151,40

**Tableau VIII-8 :** Valeurs de calcul des charges des panneaux de droite.

Travée	Lx (m)	Ly (m)	$\rho_x$	$q_u$ (KN/m <sup>2</sup> )	Lm d (m)	Lt d (m)	Pm d (KN/m)	Pt d (KN/m)
L-I	2,05	3,10	0,66	165,28	1,03	0,78	170,62	128,09
I-G	3,1	5,05	0,67	165,28	1,32	1,15	224,01	208,67
G-D	3,1	4,85	0,69	165,28	1,30	1,13	221,30	200,40
D-B	3,1	4,05	0,77	165,28	1,25	0,96	206,15	158,14

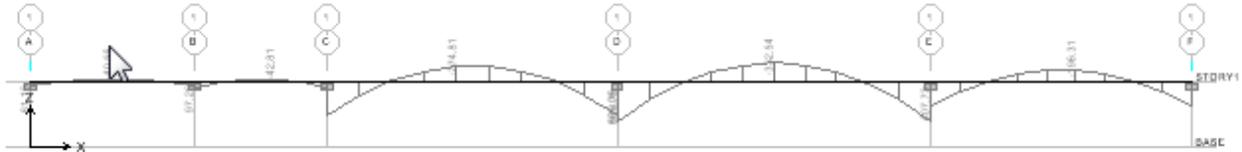
**Tableau VIII-9 :** Valeurs de calcul des charges totales agissant sur la nervure.

Travée	Pm g (KN/m)	Pm d (KN/m)	Pt g (KN/m)	Pt d (KN/m)	Pm (KN/m)	Pt (KN/m)
L-I	202,81	170,62	160,97	128,09	373,43	289,06
I-G	207,68	224,01	167,24	208,67	431,69	375,91
G-D	205,68	221,30	164,6	200,40	426,98	365,00
D-B	194,53	206,15	151,4	158,14	400,68	309,54

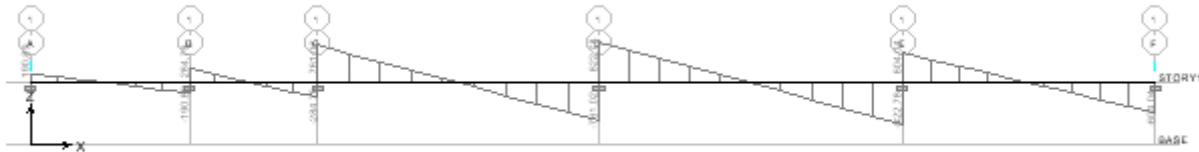
**2) Détermination des sollicitations :**

Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel d'ETABS.

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :



**Figure VIII-8 :** Diagramme des moments fléchissant a l'ELS.



**Figure VIII-9 :** Diagramme des efforts tranchant a l'ELS.

**3) Le ferrailage :**

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 435,68 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{\max} = 883,52 \text{ KN.m.}$$

$$b = 45 \text{ cm}; \quad d = 97 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

Zone	$M_s$ (KN. m)	$\mu$	$\mu\varepsilon$	$\beta$	Observation	A ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{adoptée}}$ ( $\text{cm}^2$ )
Appuis	883,52	0,147	0.392	0,921	S.S.A	28,42	4HA20+8HA16= 28,65
Travée	435,68	0,072	0.392	0,963	S.S.A	13,4	4HA20+2HA14 = 15,64

**4) Vérifications à l'ELU :**

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 45 \times 97 \times \frac{2,1}{400} = 5,27 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 28,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

$$A_t = 15,64 \text{ cm}^2 > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

b) Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA 99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

- En zone nodale :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_L\right) = \left(\frac{100}{4}; 12 \times 1,4\right) = 16,8 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}.$
- En zone courante:  $S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}.$

c) Armatures transversales minimales :

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi\right) = (28,57 ; 45 ; 14) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}.$$

d) Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b \Rightarrow A_t = 0,003 \times 20 \times 45 = 2,7 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{Soit } A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2.$$

e) Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right\} = 2,5 \text{ MPa} .$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 920,17 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{920,17 \times 10^3}{450 \times 970} = 2,11 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**5) Vérification à l'ELS :**

- Aux appuis :  $M_a = 609,71 \text{ KN.m}.$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 28,65}{45 \times 97} = 0,656 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,357 \\ \beta_1 = 0,881 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{609,71 \times 10^3}{0,881 \times 97 \times 28,65} = 249,03 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 249,03 \text{ MPa} < \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,037 \cdot \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 0,037 \times 249,03 = 9,21 \text{ MPa} < \sigma_{badm} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée :  $M_t = 297,34 \text{ KN.m.}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 15,64}{45 \times 97} = 0,358 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_1 = 0,279 \\ \beta_1 = 0,907 \end{cases}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_a} = \frac{297,34 \times 10^3}{0,907 \times 97 \times 15,64} = 216,09 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 216,09 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{aadm}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton :

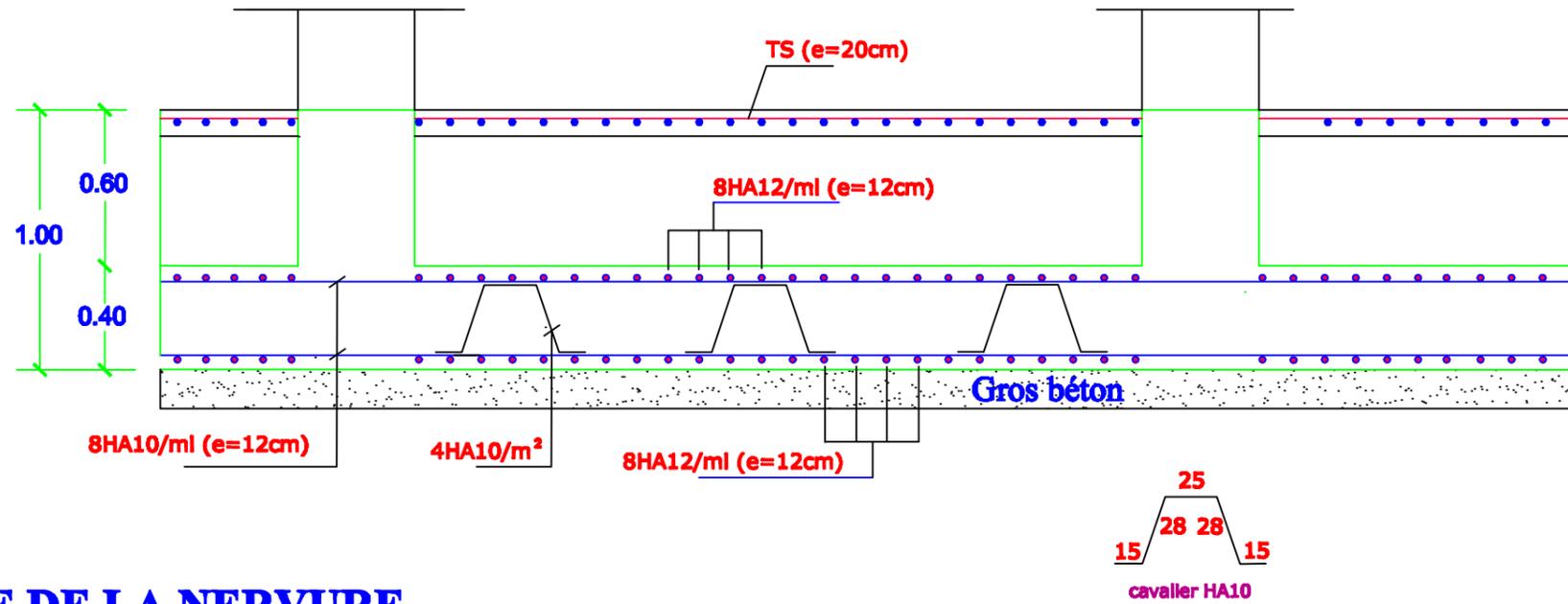
$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{15} \cdot \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = 0,025 \cdot \sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 0,025 \times 216,09 = 5,57 \text{ MPa} < \sigma_{badm} = 15 \text{ MPa.}$$

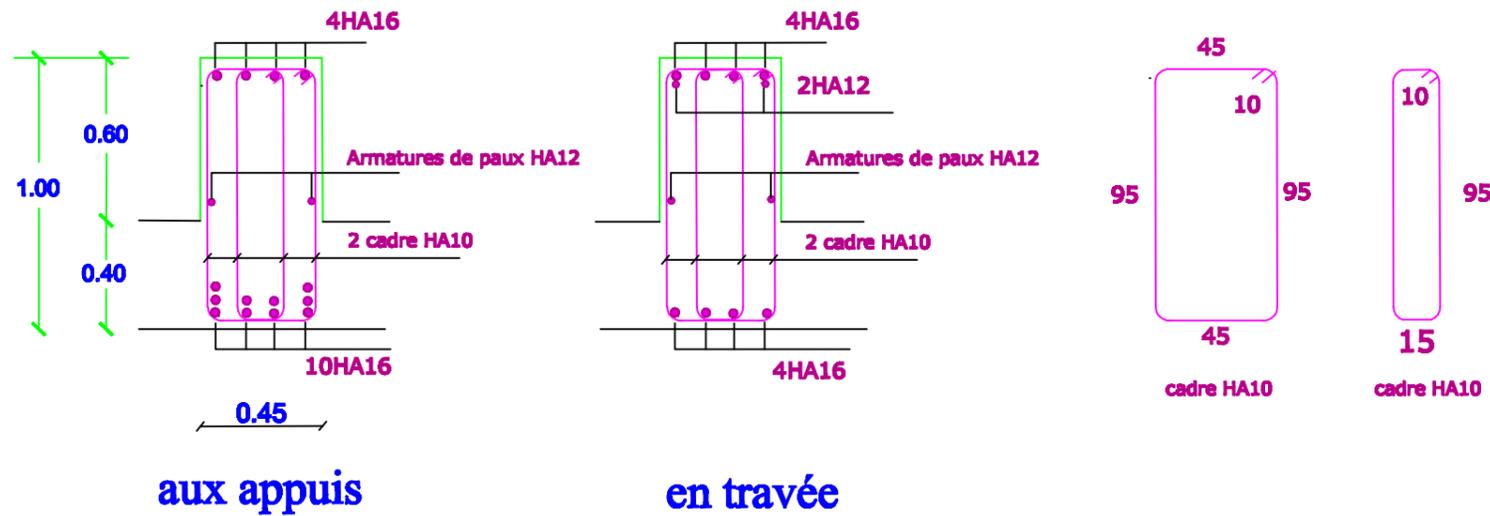
On trouve aussi que la condition est vérifiée.

# FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER ET DE LA DALLE FLOTTANTE

## Sens longitudinal



## FERRAILLAGE DE LA NERVURE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**ETUDIE PAR :**  
Mr BERDJAOUI Massinisa  
Mr CHATERBACHE Aghiles

**TITRE:**  
**Ferrailage du radier.**

**DIRIGE PAR :**  
Mr LOUZAI

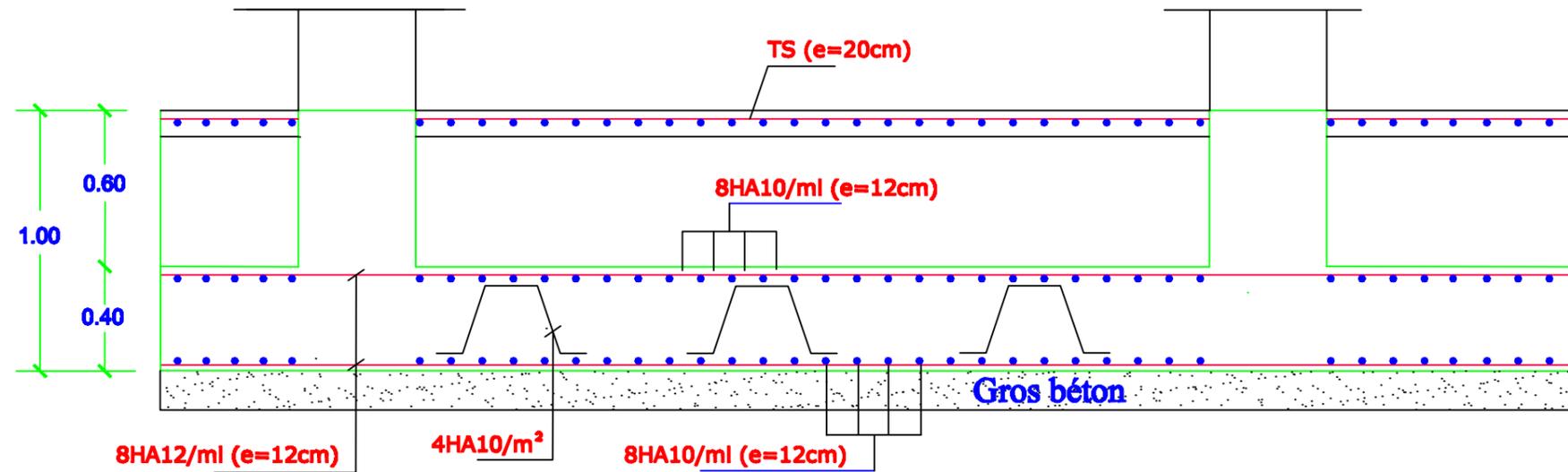
PROMOTION 2014-2015

PLANCHE N°

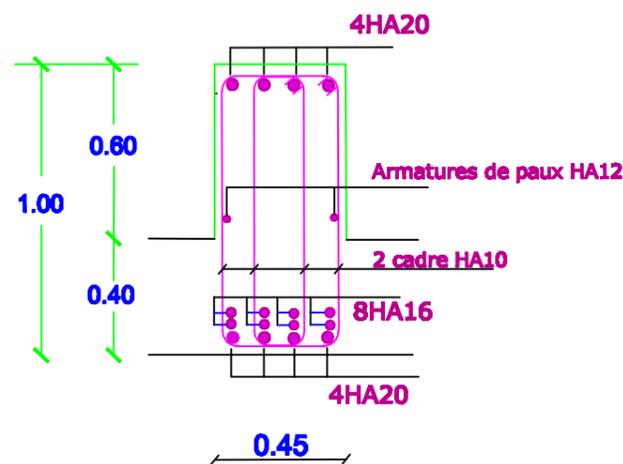
ECHELLE

# FERRAILLAGE DE LA DALLE DU RADIER ET DE LA DALLE FLOTTANTE

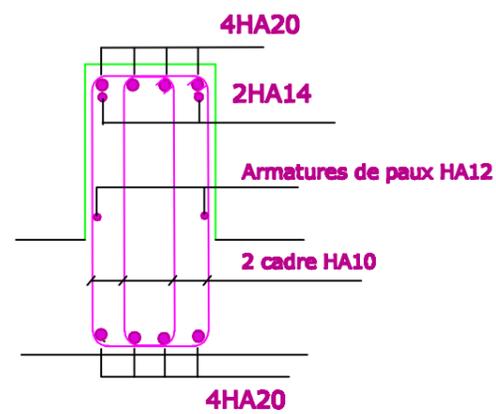
Sens transversal



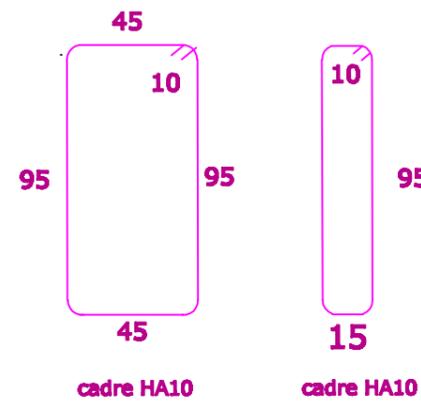
## FERRAILLAGE DE LA NERVURE



**aux appuis**



**en travée**



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

**ETUDIE PAR :**

Mr BERDJAOUI Massinissa  
Mr CHATERBACHE Aghilas

**TITRE:**

**Ferrailage du radier.**

**DIRIGE PAR :**

Mr LOUZAI

PROMOTION 2014-2015

PLANCHE N°

ECHELLE

## Conclusion générale

Quand ce projet nous a été confié, nous avons eu conscience de la grande tâche à laquelle nous avons affaire vu la géométrie complexe de la structure.

Nous avons fait notre possible pour bien mener ce travail. Après les différentes étapes de calcul :

- Nous avons dimensionné la structure en respectant les formules, en évitant le surdimensionnement des sections, ainsi l'aspect économique est pris en compte ;
- Vu la forme de la structure, nous avons pu éviter la torsion dans le mode fondamental ;
- La modélisation de la structure nous a permis de comprendre le comportement de celle-ci vis-à-vis de l'action sismique en évitant une période trop élevée et cela en rigidifiant les éléments de contreventement et en disposant les voiles de façon optimale.

Cette étude nous a permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et de bien comprendre certains phénomènes et comportements, d'arriver à une interprétation approchée pour les résultats de l'analyse dynamique et d'acquérir l'essentiel pour la vie active.

Enfin, nous souhaitons que ce modeste travail puisse servir.

## **Bibliographie**

- Règlement parasismique algérien (R.P.A.99/Version2003) ;
- Charges permanentes et surcharges d'exploitation (D.T.R/B.C-2.2) ;
- Règles du B.A.E.L.91(Révisé99) ;
- Cours de DDS, RDM, MDS, bâtiment et de béton des années précédentes ;
- Formulaire du béton armé de Victor DAVIDOVICI ;
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.