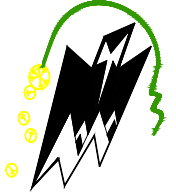




République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur  
Et de la Recherche scientifique



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERRI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL  
OPTION : Constructions civiles et industrielles

# Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master en Génie Civil  
Option : CCI

## THEME

Etude d'un Bâtiment (R+5+S-Sol+Attique) à  
usage d'habitation et commercial avec  
contreventement mixte (application ETABS)

Dirigé par :  
M<sup>me</sup> MOBAREK-H

Réalisé par :  
M<sup>elle</sup> HAMMANI FATMA ZOHRA

Promotion 2020/2021

# REMERCIEMENT

Nous tenons en premier lieu de remercier dieu tout puissant, de nous avoir aidés et donnés courage pour arriver au terme de ce travail, Et notamment nos familles qui nous ont soutenus avec tous les moyens pour notre réussite.

Nos remerciements les plus sincères vont à notre promotrice M<sup>me</sup> Mobarek, ainsi que tous nos enseignants au long de notre cursus, comme nous tenons également à remercier le personnel de la bibliothèque et nos amis et camarades de la promotion, ainsi que tous ce qui nous ont aidé de loin ou de près.

Finalement, nous remercions chaleureusement les membres du jury qui nous ferons l'honneur d'examiner notre travail.

# DEDICACES

Je dédie ce travail, particulièrement, A mes très **CHERS PARENTS** qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, **MA MERE** qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie.

A ma sœur **LILA**

A ma sœur **FARIDA**, son mari **NACER** et ses enfant : **MOURAD, MARAM** et **ARIAM**.

Ainsi qu'à toute ma famille en général.

Sans oublier tous mes amis(es) surtout Yamina, **SONIA** et **HOUDA CHAIB** avec qui j'ai passé des moments inoubliables durant tout mon cursus et à tous ceux qui nous ont aidés à réaliser ce travail.

**FATMA ZOHRA**

# SOMMAIRE

I. Présentation de l'ouvrage.....	1-12
II. Pré-dimensionnement des éléments.....	13-27
III. Calcul des éléments.....	28-94
III.1. Introduction	
III.2. Les planchers.....	28-56
III.3. Les balcons.....	57-60
III.4. Les escaliers.....	61-73
III.5. La poutre palière.....	74-78
III.6. la sale machine.....	79-87
III.7 L'acrotère.....	88-94
IV. Étude du contreventement.....	95-107
V. Modélisation-introduction des données.....	108-120
VI. Vérification des résultats donnée par le logiciel.....	121-134
VII. Ferrailage de la structure.....	135-179
VII.1. Ferrailage des poutres.....	135-154
VII.2. Ferrailage des poteaux.....	145-170
VII.2. Ferrailage des voiles.....	170-179
VIII. Étude de l'infrastructure.....	180-192
IX. Etude d'un mur plaque.....	193-200

# INTRODUCTION

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

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

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

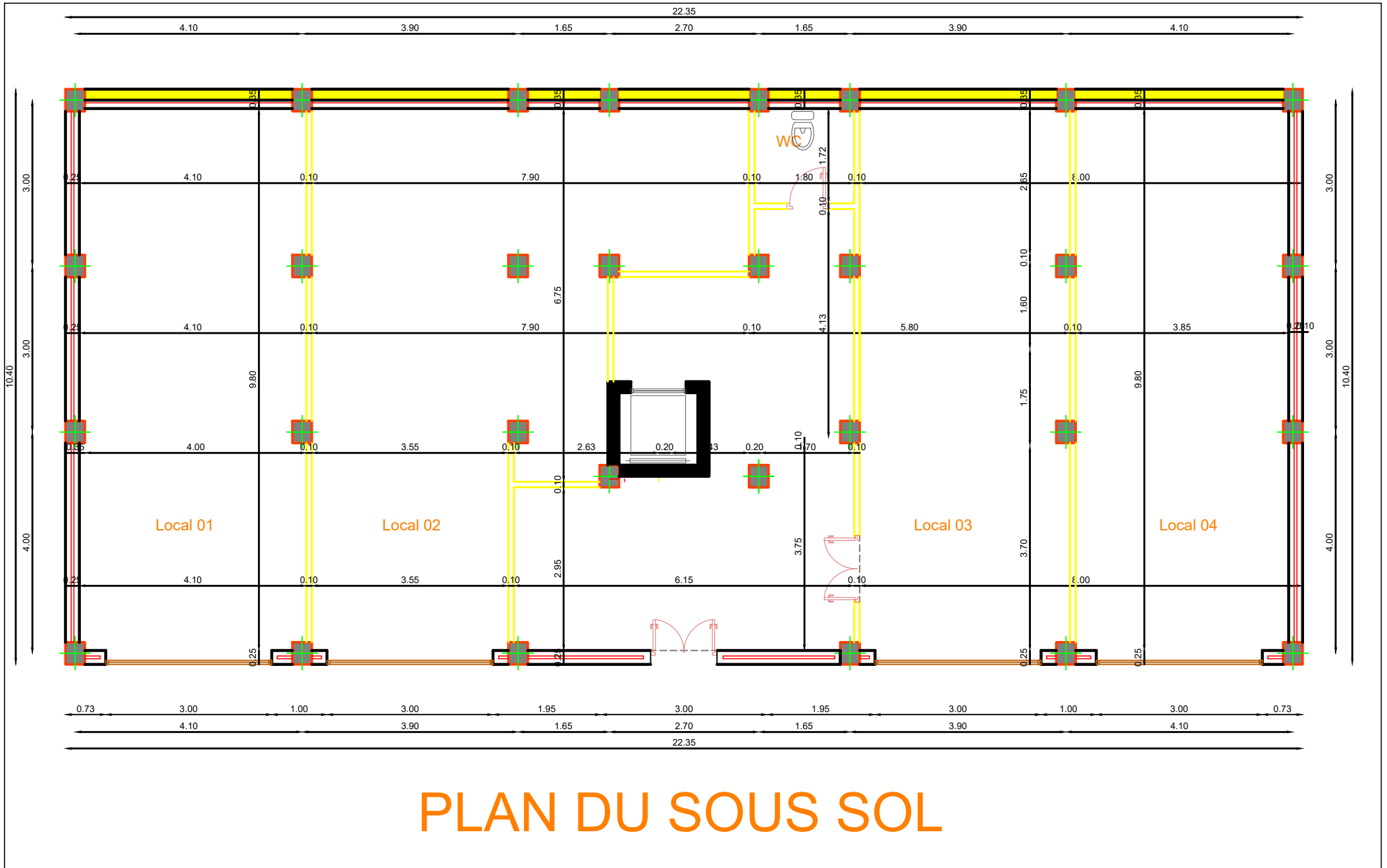
Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

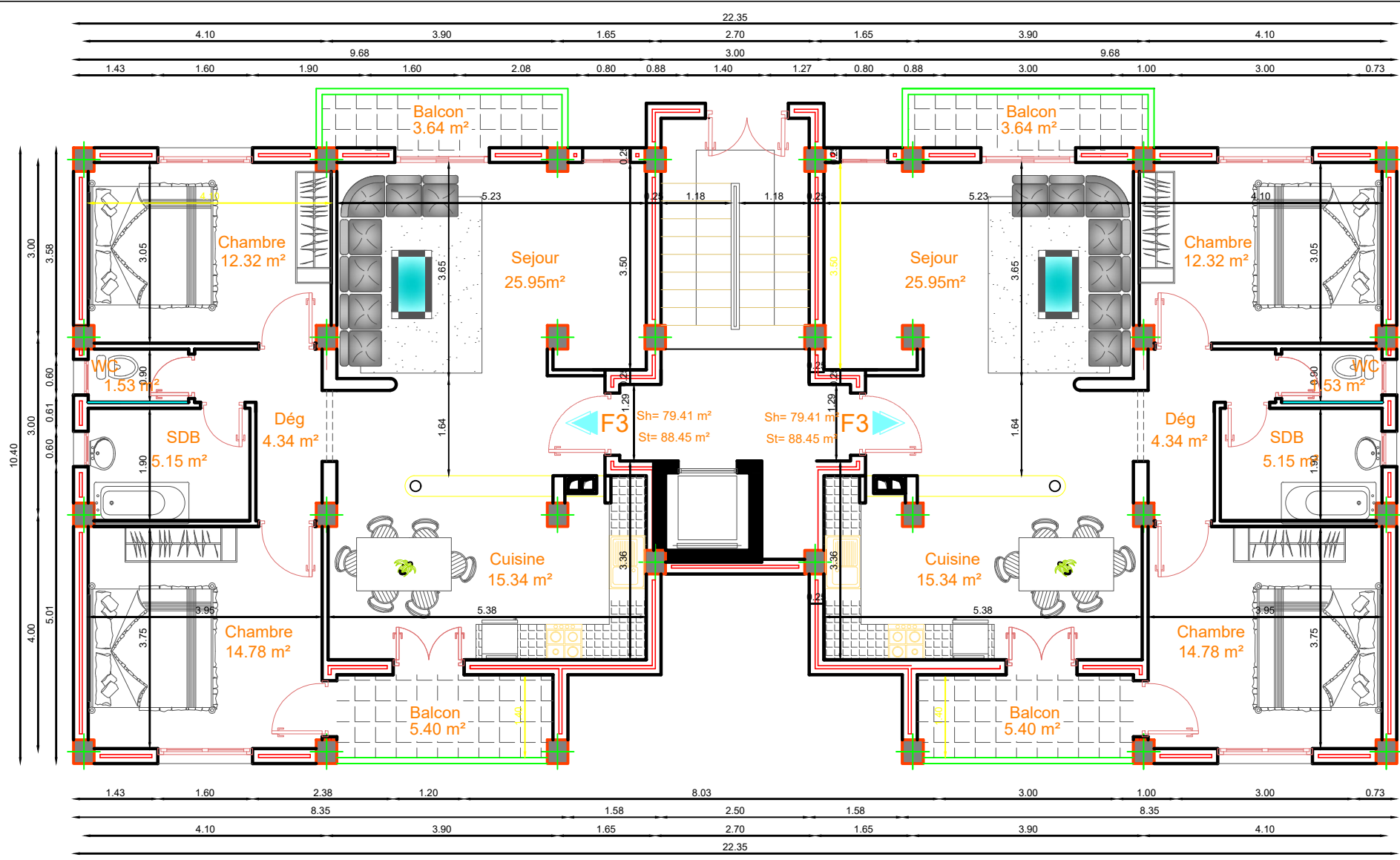
Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans notre projet d'étude d'une tour R+5+S-Sol+attique à contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

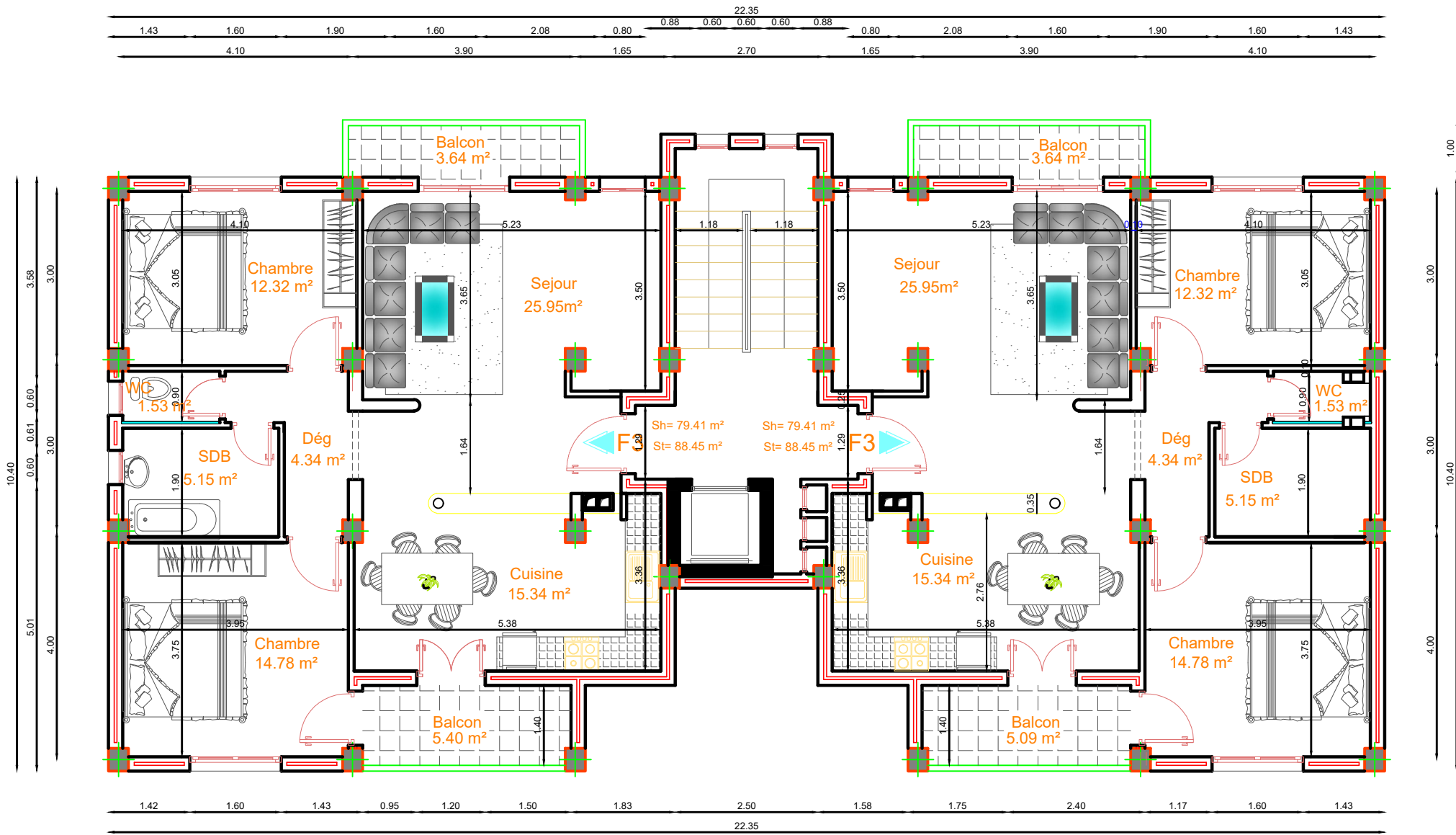
# *Plans d'architectures*



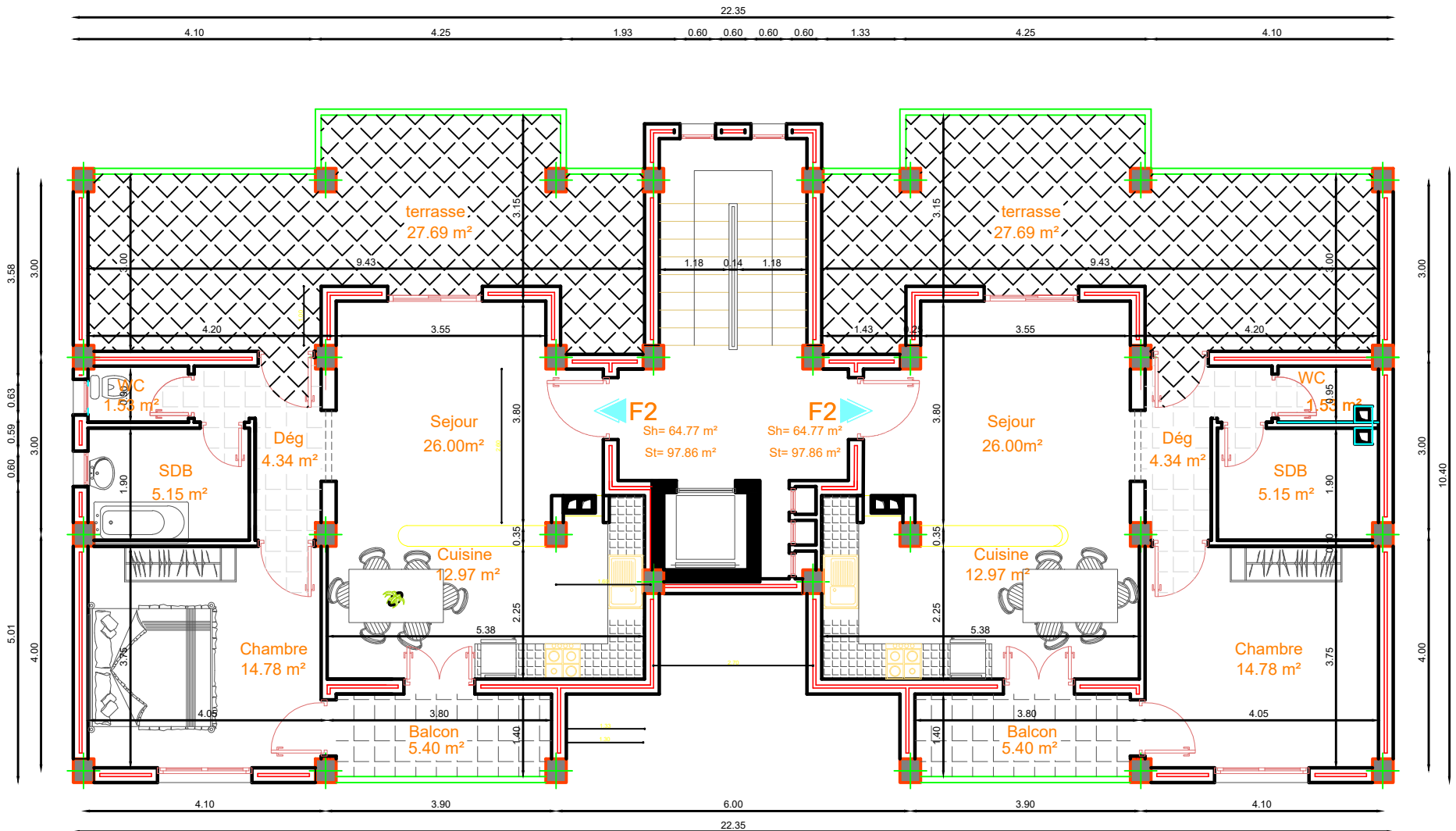
# PLAN DU SOUS SOL



# PLAN DU RDC

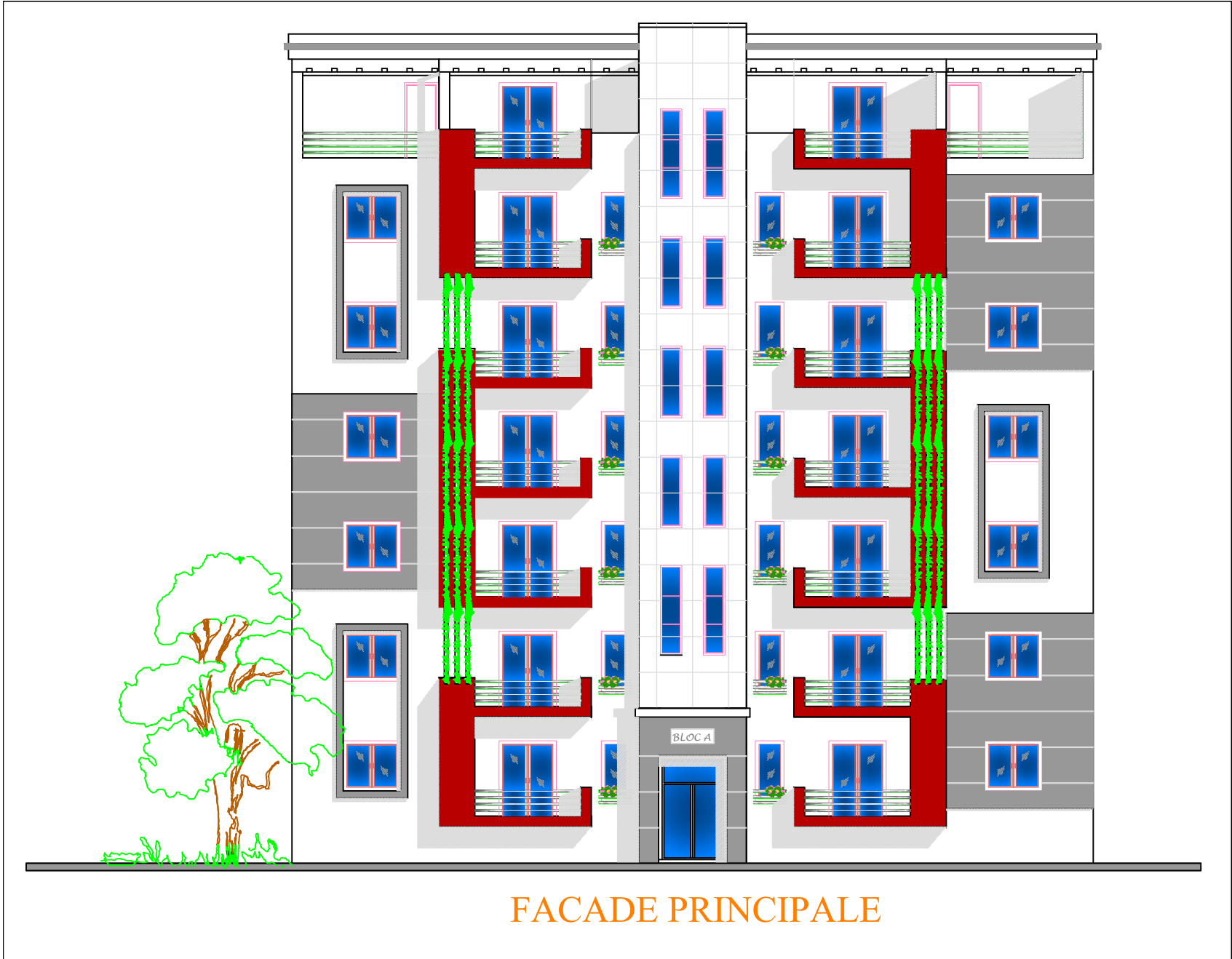


# PLAN D'ETAGE COURANT



# PLAN D'ETAGE ATTIQUE





FACADE PRINCIPALE

# **Chapitre I**

## **Présentation de l'ouvrage**

## I.1. INTRODUCTION :

Le projet étudié ci-après se présente sous la forme d'une construction en **RDC+5+SOUS SOL+étage en attique** à ossature en Béton Armé réalisés en portique auto-stable et voiles de contreventement.

Le projet est situé dans la commune de **TIZI-OUZOU**, daïra de TIZI-OUZOU, wilaya de TIZI-OUZOU en Zone sismique IIa et **groupe d'usage 2** d'après la classification établie par le RPA 99 (Version 2003). Le contreventement de l'ensemble du projet est assuré par des portiques auto-stables et voiles de contreventement.

### I.1.1. Caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont:

- Longueur totale du bâtiment : 22.35 m.
- Largeur totale du bâtiment : 10.40 m
- Hauteur totale du bâtiment : 28.56 m.
- Hauteur du Sous Sol : 4.08 m.
- Hauteur du RDC : 3.06m.
- Hauteur d'étage en attique: 3.06m.
- Hauteur d'étage courant : 3.06 m
- Hauteur de la chambre de moteur de la cage d'ascenseur : 3.06 m.

Le bâtiment est composé de :

- Un sous sol à usage commercial.
- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- Cinq étages courant à usage d'habitation.

### I.1.2. Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/Version 2003 comme zone de moyen sismicité (zone II. a).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme meuble: catégorie S3
- Contrainte admissible du sol  $\bar{\sigma} = 3$  bars.

### I.1.3. Hypothèse de calcul :

Dans notre étude, les hypothèses de calcul sont :

- La résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28} = 25$  Mpa.

- La résistance à la traction  $f_{t28} = 2.1$  Mpa.
- $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10818.865$  Mpa.
- $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164.195$  Mpa.
- $f_e = 400$  Mpa.

#### I.1.4. Règlements et Unités :

Les règlements utilisés sont

- D.T.R–B.C.2.2 : charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- D.T.R–B.C.2.41 : règles de conception et de calcul des structures en B.A (CBA 93)
- D.T.R–B.C.2.331 : règles de calcul des fondations superficielles.
- D.T.R–B.C.2.48 : règles parasismiques algériennes (RPA99 addenda 2003).
- Règles BAEL91 (modifié).

Les unités utilisées sont les suivantes :

- Mètre (m) pour les dimensions, des travées et des dimensions des éléments.
- Centimètre (cm) pour les dimensions des sections (h.b.d.c...)
- Tonne (KN) pour les charges appliquées (G. Q. S. ...)
- Tonne-mètre (KN.m) pour les moments fléchissant
- Centimètre carré (cm<sup>2</sup>) pour les sections d'acier

## I.2. LES ELEMENTS CONSTITUTIFS DE L'OUVRAGE

### ● La superstructure

#### I.2.1. L'Ossature :

Le bâtiment est à ossature mixte, composé de poteaux et de poutres formant un système de Portique transversaux et longitudinaux destiné à reprendre les charges verticales, et de voiles en Béton armé disposés dans les deux sens, constituant un système de contreventement rigide assurant la Stabilité de l'ouvrage

#### I.2.2. Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages.

Ils assurent deux fonctions principales :

- **Fonction de résistance mécanique :**

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

- **Fonction d'isolation :**

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre cas, on a des planchers à corps creux avec une dalle de compression, Le plancher terrasse est (inaccessible) et possède un complexe d'étanchéité avec une forme de pente (1%) en béton pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

### **I.2.3. Les Voiles**

Les voiles sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

### **I.2.4. Remplissage (Maçonnerie):**

On distingue deux types de murs :

- **Murs de façade :** réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm séparées pour une lame d'air de 5 cm.
- **Murs de séparation intérieurs:** réalisés en simple cloisons de briques de 10 cm.

### **I.2.5. Revêtement :**

il sera réalisé en :

- **Carrelage scellé :** pour les plancher et les escaliers.
- **Céramique :** pour les salles d'eau.
- **Mortier de ciment :** pour les murs de façade et les salles d'eau.
- **Plâtre :** pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

### **I.2.6. Les escaliers :**

Nous avons un seul type d'escalier (deux volées) .Ils permettent d'accéder aux différents étages, ils sont constitués de paliers et de paillasse en béton armé coulé sur place.

**I.2.7. Balcons :** ils sont réalisés en corps creux ou en dalle pleine. Dans notre ouvrage ils sont réalisés en dalle pleine.

**I.2.8. la salle machine :** L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges

Vers l'ensemble des étages de l'immeuble.

C'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

### **I.2.9. Système de coffrage :**

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

### **I.2.10. Élément composant -infrastructure :**

- **Fondation : Le choix du type** de fondations est fonction de l'importance de l'ouvrage et de la nature du sol (à savoir ses contraintes admissible).

## **I.3. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX :**

### **I.3.1. Introduction :**

Les granulats utilisés dans les travaux de bâtiment et de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et à des caractéristiques propres à chaque usage. Les matériaux de structure jouent un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes.

Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

### **I.3.2. Béton :**

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats et d'eau respectant des rapports bien définis.

Le béton de ciment présente une résistance à la compression assez élevée, de l'ordre de 25 à 40MPa, mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression.

#### **I.3.2.1. Les compositions du béton :**

##### **1. ciment:**

Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

##### **2. granulats:**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

- **Sables :**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches, la grosseur de ces grains est généralement inférieure à 5 mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

-

- **Pierraille :**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

**I.3.2.2. Dosage de béton :**

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m<sup>3</sup>. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

**I.3.2.3. Résistance mécanique du béton :**

**a. Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à  $j$  jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16 cm x 32 cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité :  $f_{c28}$ . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à  $j$  jours, définies à partir de  $f_{c28}$ , par:

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ \\ f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

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

$$f_{cj} = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right.$$

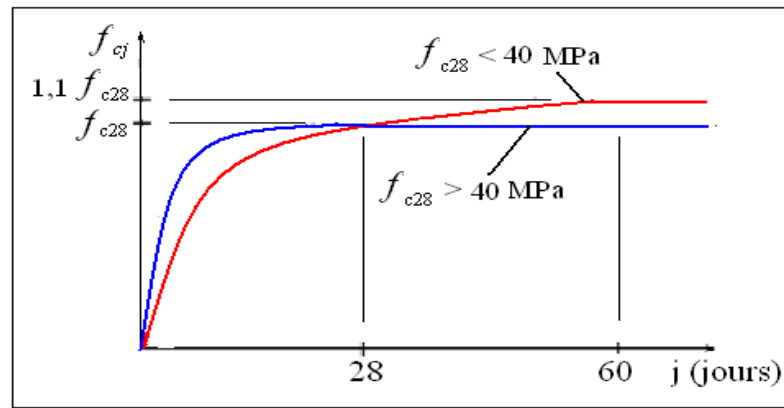


Fig. I.1 Evolution de la résistance  $f_{c_j}$  en fonction de l'âge du béton

**b. Résistance à la traction :**

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

$$\begin{cases} f_{t_j} = 0,6 + 0,06f_{c_j} & \text{si } f_{c_{28}} \leq 60\text{Mpa.} \\ f_{t_j} = 0,275(f_{c_j})^{2/3} & \text{si } f_{c_{28}} > 60\text{Mpa.} \end{cases}$$

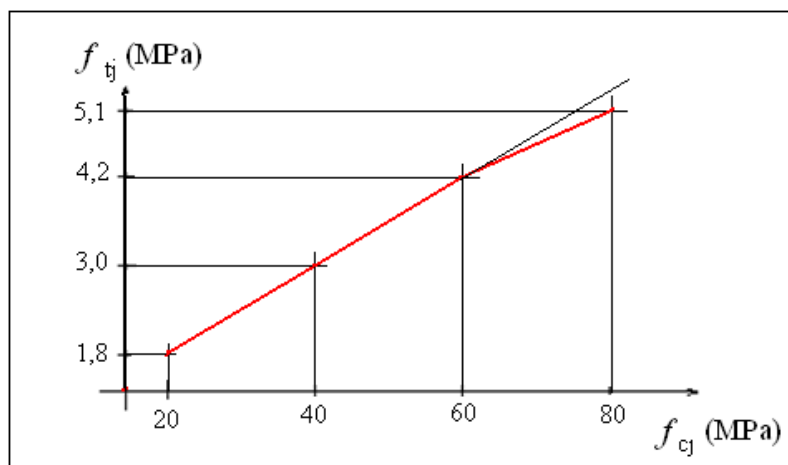


Fig. I.2 Evolution de la résistance à la traction  $f_{t_j}$  en fonction de celle à la compression  $f_{c_j}$

**c. Modules de déformation longitudinale :**

On distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des

chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

Celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module différé est pris égal à trois fois le module instantané:  $E_{ij} = 3E_{vj}$ .

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

$$E_{vj} = \begin{cases} 3\,700 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.} \\ 4\,400 \sqrt[3]{f_{cj}} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, sans fumée de silice} \\ 6\,100 (f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa, avec fumée de silice} \end{cases}$$

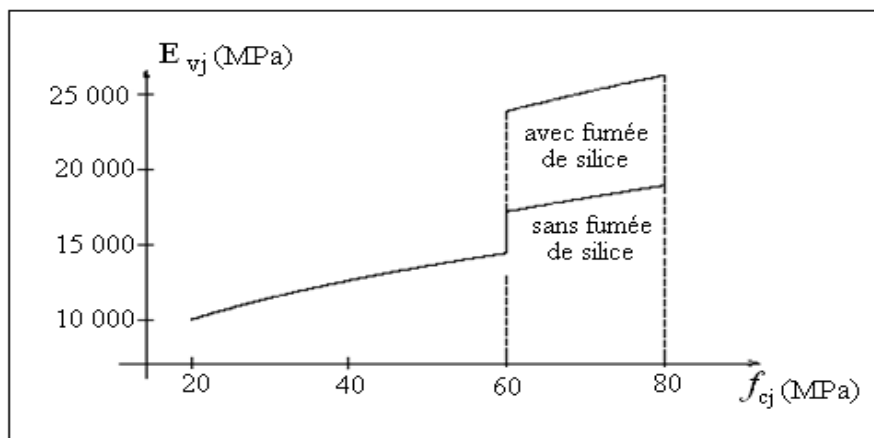


Fig. 1.3 Evolution du module de Young différée  $E_{vj}$  en fonction de la résistance

**Caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$ .**

**d. Coefficients de poisson :**

Le coefficient de poisson sera pris égal à  $\nu = 0$  pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à  $\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'ELS.

**e. Contrainte de calcul du béton comprimé :**

**- Etat Limite Ultime de Résistance (E.L.U.R) :**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes déformations donné sur la Figure ci-après, avec sur cette figure

-  $\epsilon_{bc1} = 2 \%$

$$- \varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40\text{Mpa.} \\ (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40\text{Mpa.} \end{cases}$$

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

**Ou :**

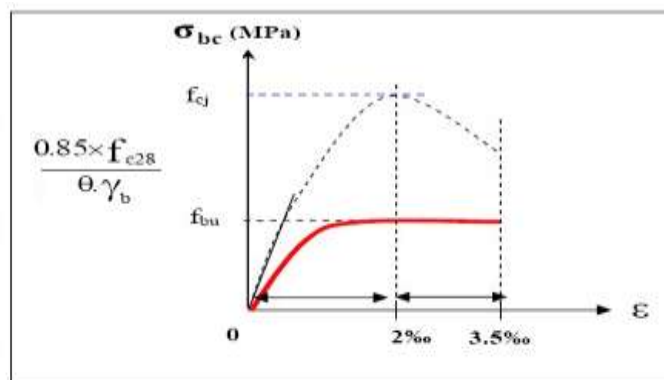
- le coefficient de sécurité partiel  $\gamma_b$  égale 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

$\theta$  est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\theta = 1$  si la durée est supérieure à 24h

$\theta = 0,9$  si la durée est comprise entre 1h et 24h et

$\theta = 0,85$  si la durée est inférieure à 1 h.



**Fig. I.4 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.**

**Etat Limite de Service :**

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée  $E_b = E_{vj}$  et  $\nu = 0,2$ . La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

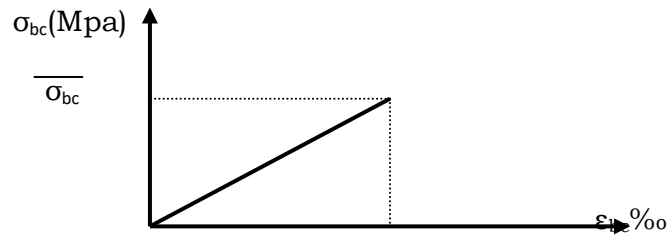


Fig. I.5 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'EL

S. La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}.$$

**I.3.3. L'Acier :**

**I.3.3.1. Définition :**

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de **500MPa**, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

**I.3.3.2. Caractéristiques mécaniques :**

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristique mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie  $f_e$ .

Type	Nuance	$f_e$ (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F <sub>e</sub> E22 F <sub>e</sub> E24	215 235	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F <sub>e</sub> E40 F <sub>e</sub> E50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA Type 3	F <sub>e</sub> TE40 F <sub>e</sub> TE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$ TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

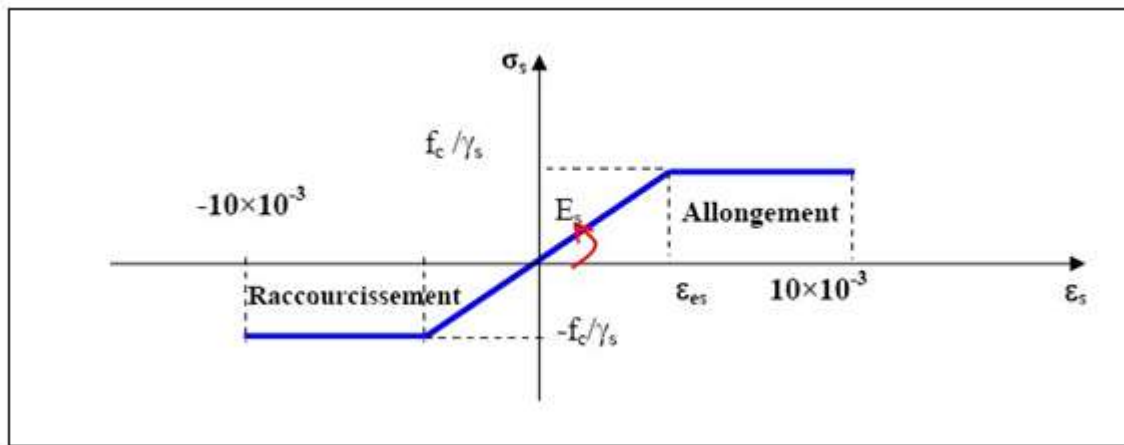
Tab. I.1 Valeurs de la limite d'élasticité garantie,  $f_e$ .

**I.3.3.3. Contrainte limite des Aciers :**

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre  $\sigma$  et la déformation relative  $\epsilon$ .

**a. Etat limite ultime :**

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.



**Fig. I.6 Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.**

Avec :

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

$$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad E_s = 200000 \text{ Mpa.}$$

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité ( $\gamma_s = 1$  cas situation accidentelles; 1.15 cas générale)

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

**b. Etat limite de service :**

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation de contraintes
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max (0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ij}})$ .
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max (0.4f_e ; 88\sqrt{\eta f_{ij}})$ .

$\eta$  : coefficient de fissuration ( $\eta = 1$  pour les RL,  $\eta = 1.6$  pour les HA).

#### I.4. PROTECTION D'ARMATURES : (ART A.7.2.4 /BAEL 91 MODIFIE 99)

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

- **C ≥ 5 cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi Pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 2 cm**: pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- **C ≥ 3 cm** : pour les éléments en contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- **C ≥ 1 cm** : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

#### I.5. SYSTEME DE CONTREVENTEMENT

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application des règles parasismiques algériennes RPA99/Version 2003. Ce dernier, classe les systèmes de contreventement en catégories, en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique. Cette classification se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (**tableau 4.3 du RPA99/Version 2003**)

Etant donné que notre ouvrage est en béton armé et que sa hauteur hors sol est de **30,20 m**, Quatre (04) systèmes de contreventement peuvent être retenus (**Article 3.4.A**), à savoir :

- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (**R=5**) ;
- Système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé (**R=4**) ;
- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (**R=3.5**) ;

Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par un noyau en béton armé (**R=3.5**).

#### I.6. CONCLUSION

Dans ce premier chapitre on a présenté la structure à étudier, et défini les différents éléments qui la compose ainsi que le choix des matériaux utilisés, ça dans le but d'approfondir cette étude pour faire un pré-dimensionnement précis dans le chapitre que

nous entamerons prochainement, afin d'assurer une bonne résistance des matériaux qui constituent notre construction.

Dans notre cas, on a :

Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ ) : 25 Mpa.

Contrainte limite à l'ELU : Situation durable : 14.2 Mpa.

Module de déformation longitudinale instantanée  $E_{ij}$  : 32164.19 Mpa.

Limite d'élasticité  $f_e$  : 400 Mpa.

Contrainte de calcul à l'ELU : situation accidentelle : 400 Mpa.

Situation courante : 348 Mpa.

R=5 : contreventement mixte (portique –voiles).

Groupe d'usage 2.

Zone II<sub>a</sub>.

**Chapitre II**  
**Pré-**  
**dimensionnements**  
**des éléments**

**II.1. INTRODUCTION :**

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux, le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments.

Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliqués aux Différents éléments de la structure.

**II.2. LES PLANCHERS :**

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

**II.2.1. Plancher à corps creux :**

Dans notre projet, on distingue un seul type de plancher. Ce dernier est composé de corps creux (hourdis) avec une dalle de compression ferraillée avec un treillis a soudé. Les corps creux reposent sur des poutrelles préfabriquées déposées suivant la petite portée.

Afin de limiter la flèche, la hauteur minimale du plancher doit satisfaire la condition suivante :

**(Article B.6.8, 4 2.4/BAEL 91) :**

$$h_t \geq \frac{L \max}{22,5}$$

Avec :

L max : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

ht : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

**Remarque :**

En premier temps. Nous prendrons une section minimale de (25x25) cm<sup>2</sup> exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas : L =410-25=385 cm+

Nous aurons donc :

$$ht \geq \frac{385}{22.5} = 17.11$$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur (16+4) qui sera valable pour tous les étages

Courants :

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

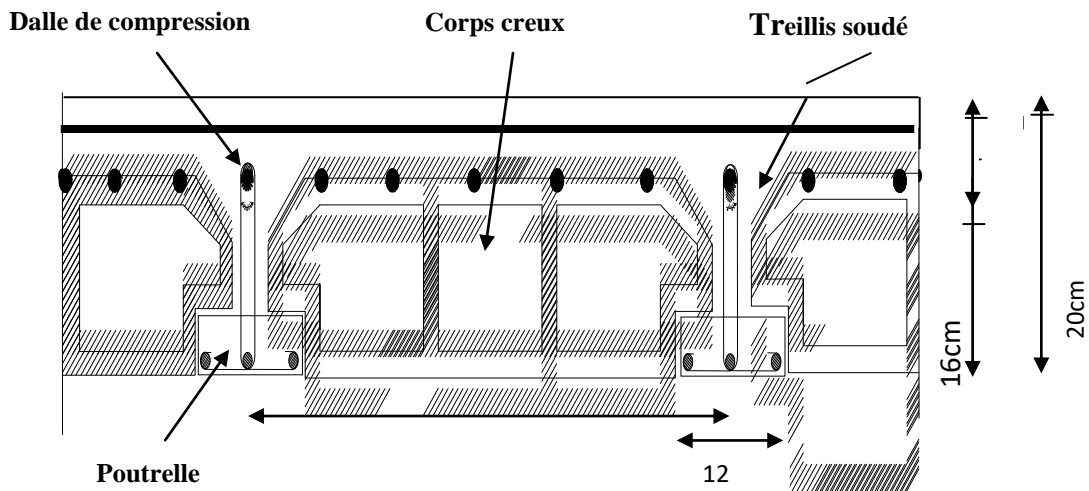


Fig. II.1: Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

### II.2.2. Plancher a dalle pleine:

C'est un élément réalisé en béton armé, Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions, leurs épaisseurs est déterminés selon leurs porté.

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée comme suit :

$$h_t \geq \frac{L \max}{22,5}$$

$$h_t \geq \frac{L \max}{22,5} = \frac{100}{22,5} =$$

On prend :  $ep = 15 \text{ cm}$

### II.3 : PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres sont des éléments en béton armé coulées sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Selon le (règlement B.A.E.L 91 modifié 99) les poutres seront pré dimensionnées par la condition de la flèche.

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes

**(Art A.4.14 BAEL 91)**

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$$

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$

Tout en respectant les conditions du **RPA99/2003 (article 7.5.1)** relatives au coffrage des poutres à savoir :

$$h \geq 30\text{cm.}$$

$$b \geq 20 \text{ cm.}$$

Le rapport

$$h / b \leq 4$$

Nous distinguons les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui leurs sont parallèle en assurant ainsi le chainage.

### **II.3.1 Poutres principales (PP)**

La hauteur et la largeur des poutres principales sont données par :

$$L/15 \leq ht \leq L/10$$

$$0.4 ht \leq b \leq 0.7 ht$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (L=400 cm).

$$L = 400 - 30 = 370$$

$$25.33 \leq h_t \leq 38 \Rightarrow \text{Nous prendrons : } h_t = 40$$

$$16 \leq b \leq 28 \Rightarrow \text{Nous prendrons } b = 30 \text{ cm.}$$

### **II.3.2 Poutres secondaires(PS)**

$$L/15 \leq h_t \leq L/10$$

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

$$L = 410 - 30 = 380 \text{ cm}$$

$$25.33 \leq h_t \leq 38 \Rightarrow \text{Nous prendrons : } h_t = 35 \text{ cm.}$$

$$14 \leq b \leq 24.5 \Rightarrow \text{Nous prendrons pour plus de sécurité } b = 30 \text{ cm.}$$

- **Vérification des conditions RPA :**

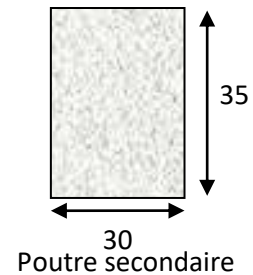
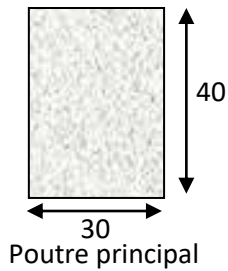
Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	vérifiée

$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30 cm	vérifiée
$h / b \leq 4$	1.33	1.16	vérifiée

**Conclusion:**

Les poutres principale :(30x40) cm<sup>2</sup>

Les poutres secondaires : (30x35) cm<sup>2</sup>



#### II.4. PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

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

D'après le RPA99 (art 7.7.1) l'épaisseur minimale d'un voile est de ( $L_{\min} \geq 4a$ ).

De plus elle est en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités.

Avec :  $L_{\min}$  : longueur minimale des voiles

$a$  : épaisseur des voiles

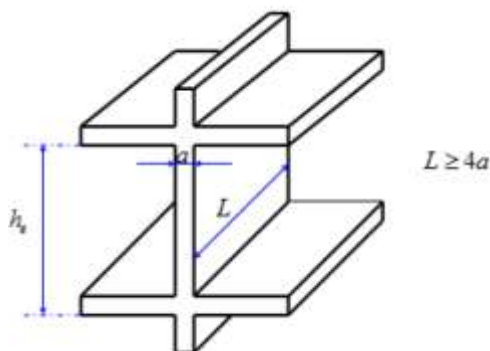


Figure II.2: Coupe d'un voile en élévation

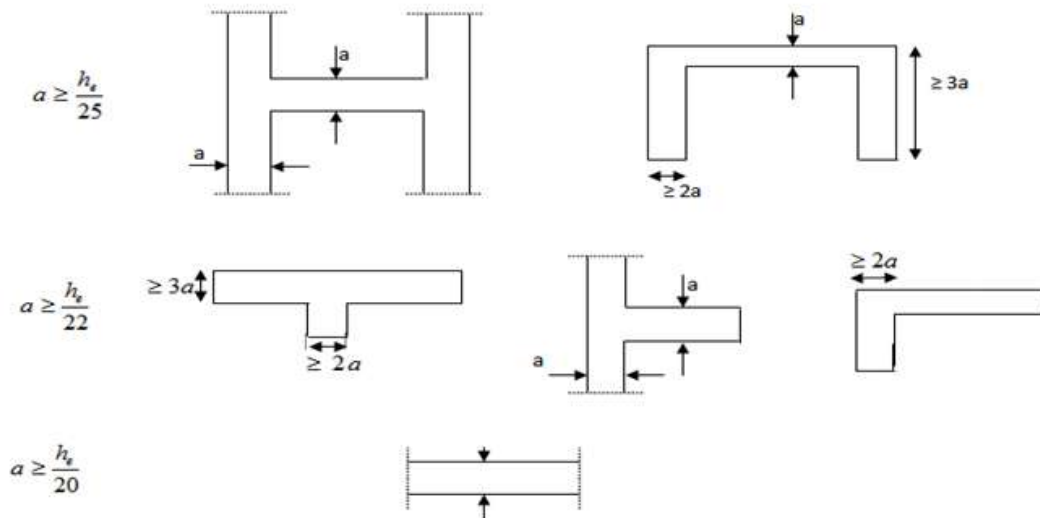


Figure II.3: Coupe de voile en plan

- Pour le Sous-sol (h=4.08 cm)

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

L'épaisseur minimale d'un voile : a min = 15 cm

He = h - e dalle

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

$$H_e = 408 - 20 = 388$$

$$a = \frac{h_e}{20} = \frac{388}{20} = 19.4$$

On prend l'épaisseur du voile a = 20 cm.

- Pour le RDC (h=3.06 cm)

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

L'épaisseur minimale d'un voile : a min = 15 cm

He = h - e dalle

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

$$H_e = 306 - 20 = 286$$

$$a = \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$$

On prend l'épaisseur du voile a = 20 cm.

- Pour l'étage courant et l'étage attique (07 niveaux de h =306 cm)

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

$$H_e = 306 - 20 = 286$$

$$a = \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14.3$$

On prend l'épaisseur du voile a = 20 cm.

- **Vérification des exigences du RPA :**

Sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante:

$L_{min} \geq 4a$  où  $L_{min}$  : portée minimale des voiles.

$L_{min} = 1,00m \geq 4 \times 0,20 = 0,8$  ..... (Vérifiée).

L'ouvrage sera implanté à TIZI-OUZOU, zone de moyenne sismicité (IIa).

L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

## II.5. EVALUATION DES CHARGES ET DES SURCHARGES

### II.5.1. Evaluation des charges permanent G :

- ❖ **Plancher à corps creux (Sous-sol, RDC, Etage en attique et étage courant):**

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Cloison	/	/	1.10
02	Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
03	Mortier de pose	0.02	20	0.40
04	Lit de sable	0.03	18	0.54
05	Dalle de compression (16 + 4)	0.2	/	2.85
06	Enduit au plâtre	0.02	11	0.22
<b>Charge permanent G</b>				<b>5.51</b>

Tableau II.1. Evaluation des charges de plancher à corps creux (étage courant)

- ❖ **Plancher terrasse inaccessible:**

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Étanchéité	0.02	23.50	0.47
02	Forme de pente	0.10	15	1.50
03	Mortier de pose	0.02	20	0.40
04	Sable	0.2	18	0.36

05	Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
06	Dalle de compression (16 + 4)	/	/	3.00
07	Enduit plâtre	0.02	13.50	0.27
<b>Charge permanent G</b>				<b>6.40</b>

**Tableau II.2. Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible**

❖ **Mur extérieur:**

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Briques creuses	0.10x2	18	1.8
02	Mortier de ciment	0.02	18	0.35
03	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
04	Lame d'air	0.05	0	0
<b>Charge permanent G</b>				<b>2.35</b>

**Tableau II.3. Evaluation des charges de mur extérieur**

❖ **Mur intérieur:**

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
02	Briques creuses	0.1	9	0.9
03	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
<b>Charge permanent G</b>				<b>1.3</b>

**Tableau II.4. Evaluation des charges de mur intérieur**

❖ **Dalle pleine(Balcon):**

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	22	0.44
03	Couche de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle pleine en béton armé	0.15	/	3.75
05	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanent G</b>				<b>5.19</b>

**Tableau II.5. Evaluation des charges de Dalle pleine(Balcon)**

**II.5.2. Evaluation des charges d’exploitations (Q)**

Les surcharges d’exploitations sont données par le DTR comme suit :

Eléments	Surcharges Q (kN/m <sup>2</sup> )
Plancher étage courant et RDC (habitation)	1.5
Plancher terrasse inaccessible	1
Dalle pleine(Balcon)	3.5
Escaliers	2.5
Sous-sol (bureaux)	2.5
Porte à faux	2.5
acrotère	1

**Tableau II.6. Evaluation des charges d’exploitations (Q)**

**II.6. PRE DIMENSIONNEMENT POTEAUX :**

**II.6.1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire leurs dimensionnement se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

Le RPA nous impose qu’en zone (II<sub>a</sub>) la section minimale est de (25x25) cm.

Le poteau est dimensionne a l’ELS et en compression simple, en considérant que seul le béton reprend l’effort normal  $N_s = G + Q$

B : est la section du poteau.

$N_s$  : effort normal maximal appliquée à la base du poteau, déterminé par la descente de charge.

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$ , contrainte admissible du béton à la compression.

En tenant compte de la surface d’influence de chaque poteau,

**II.6.2. Descente de charge :**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) depuis leurs point d’application jusqu’à la fondation.

En constate que les poteaux les plus sollicité sont (F3 et C6) qui ont une grande surface afférente.

II.6.2.1. La loi de dégression des charges : (DTRB.C.2.2)

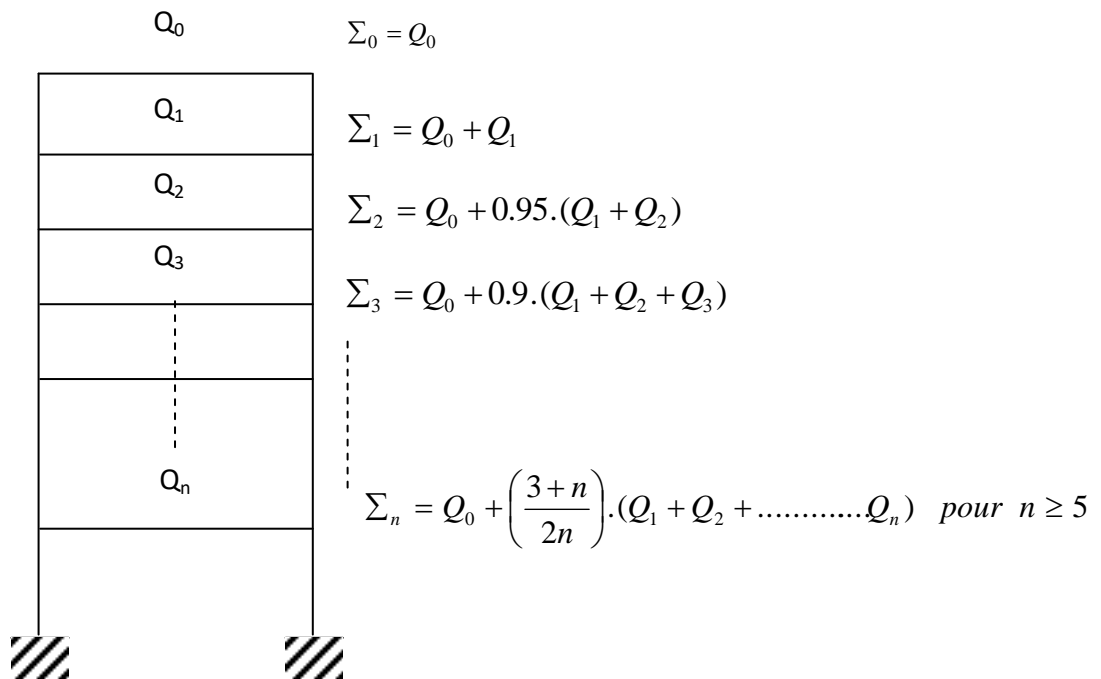


Figure II.4 : Loi de dégression des surcharges d'exploitation

Avec :

$Q_0$  : surcharge d'exploitation à la terrasse,

$Q_i$  : surcharge d'exploitation de l'étage (i), de RDC, et de sous-sol.

$N$  : numéro de l'étage du haut vers le bas,

$Q_n$ : surcharge d'exploitation à l'étage  $n$  en tenant compte de la dégression des surcharges.

On adoptera pour le calcul des points d'appuis des charges d'exploitation suivantes :

**Etage attique (Terrasse inaccessible) :  $Q_0$**

**5<sup>ème</sup> étage :  $Q_0+Q_1$ .**

**4<sup>ème</sup> étage :  $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$ .**

**3<sup>ème</sup> étage :  $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$ .**

**2<sup>ème</sup> étage :  $Q_0+0.85*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ .**

**1<sup>ère</sup> étage:  $Q_0+0.8*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$ .**

**Pour  $n$  étage ( $n \geq 5$ ) :  $\Sigma_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right).(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$**

$n$  : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

II.6.2.2. Evaluation de la descente de charge pour le poteau axes (B-3) :

❖ Charges revenants au poteau axes (B-3) :

a) Surface d'influence :

$$S_1 = 1.35 \times 1.90 = 2.565 \text{ m}^2.$$

$$S_2 = 1.80 \times 1.35 = 2.43 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 1.85 \times 1.9 = 3.315 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 1.80 \times 1.85 = 3.33 \text{ m}^2.$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 11.64 \text{ m}^2.$$

$$S' = (0.25 \times 4.0) + (0.25 \times 4.10) = 2.025 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{tot}} = S + S' = 11.64 + 2.025 = 13.665 \text{ m}^2$$

d'influence.

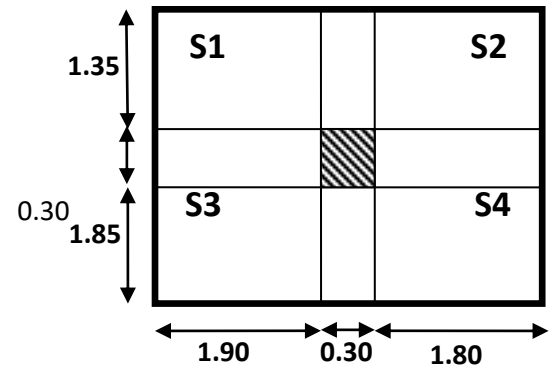


Fig II.5. Surface

b) Surcharges d'exploitations :

La surface d'influence :  $S_{\text{total}} = 13.665 \text{ m}^2$ .

Plancher terrasse inaccessible :  $Q_0 = 1.0 \times 13.665 = 13.665 \text{ KN}$ .

Plancher à usage d'habitation :

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = 1.5 \times 13.665 = 20.5 \text{ KN}.$$

Plancher à étage attique :  $Q_5 = 1.5 \times 13.665 = 20.5 \text{ KN}$ .

Plancher RDC :  $Q_6 = 1.5 \times 13.665 = 20.5 \text{ KN}$ .

Plancher sous-sol :  $Q_7 = 2.5 \times 13.665 = 34.16 \text{ KN}$ .

c) Calcul des poids propres :

1) Poids des planchers :

- Poids propre du plancher terrasse :

$$G_{pt} = G_t \times S = 6.40 \times 11.64 = 74.5 \text{ KN}.$$

- Poids propre du plancher étage attique, étage courant, RDC et S/S :

$$G_{pec} = G_{ec} \times S = 5.51 \times 11.64 = 64. \text{ KN}.$$

2) Poids propre des poutres :

$$P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L$$

Avec :

L : longueur de la poutre

$\rho$  : poids volumique du béton (25kN / m<sup>3</sup>)

- **Poutres principales :**

$$G_{pp} = 0.30 \times 0.4 \times 4.0 \times 25 = 14.00 \text{ KN.}$$

- **Poutres secondaires :**

$$G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 4.1 \times 25 = 10.76 \text{ KN.}$$

**Donc le poids propre total des poutres est :**

$$G_{Ptot} = G_{pp} + G_{ps}$$

$$G_{Ptot} = 14.00 + 10.76 = \mathbf{24.76 \text{ KN.}}$$

- 3) Le poids propre des poteaux :**

$$G_{pot} = \rho_{\text{béton}} \times S \times h'$$

Avec :

S : section des poteaux en zone IIa  $\geq 25 \text{ cm}$  (RPA99/ 2003)

$$h'_{SS} = 4.08 - 0.4 = 3.68 \text{ m.}$$

$$h'_{RDC, e \text{ Attique, étage } 1, 2, 3, 4, 5} = 3.06 - 0.4 = 2.66.$$

$$G_{SS} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.68 = 5.75 \text{ KN.}$$

$$G_{RDC, e \text{ Attique, étage } 1, 2, 3, 4, 5} = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 2.66 = 4.16 \text{ KN.}$$

Niveau	Te (0)	4	3	2	1	attique	RDC	SS
coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714

- d) Calculs des surcharges d'exploitations selon de loi dégression :**

$$0 = Q_0 = \mathbf{13.665 \text{ KN.}}$$

$$1 = Q_0 + Q_1 = 13.665 + 20.5 = \mathbf{34.16 \text{ KN.}}$$

$$2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = \mathbf{52.61 \text{ KN.}}$$

$$3 = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = \mathbf{69.015 \text{ KN.}}$$

$$4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = \mathbf{83.36 \text{ KN.}}$$

$$5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = \mathbf{95.66 \text{ KN.}}$$

$$6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = \mathbf{116.16 \text{ KN.}}$$

$$7 = Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = \mathbf{135.63 \text{ KN.}}$$

Les sections adoptées sont comme suit :

NIV	Charges permanentes G [KN]					Charge d'exploitation KN		Efforts Normaux Ns [KN]	Section [cm <sup>2</sup> ]	
	Poids des planchers	Poids des poteaux	Poids des poutres	G <sub>TOTAL</sub>	G <sub>Cumulée</sub>	Q [KN]	Q Cumulée [KN]		$S \geq \frac{N_s}{\sigma_b}$	Section adoptée (b x h)
E attique	74.5	4.16	24.76	103.42	103.42	13.665	13.665	117.085	78.056	35x35
5	64.14	4.16	24.76	93.06	196.48	34.16	47.825	244.305	162.87	35x35
4	64.14	4.16	24.76	93.06	289.54	52.61	100.435	389.975	260.00	35x35
3	64.14	4.16	24.76	93.06	382.6	69.015	169.45	552.05	368.04	40x40
2	64.14	4.16	24.76	93.06	475.66	83.36	252.81	728.47	485.65	40x40
1	64.14	4.16	24.76	93.06	568.72	95.66	348.47	917.19	611.46	40x40
RDC	64.14	4.16	24.76	93.06	661.78	116.16	464.63	1126.41	750.94	45x45
SS	64.14	5.75	24.76	94.65	756.43	135.63	600.26	1356.69	904.46	45x45

Tableau II.7. Récapitulatif de la décente de charges

II.7.VERIFICATION :

II.7.1. Vérification des sections selon RPA 99 version 2003 (art 7.4.1) :

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

Min (b1, h1) ≥ 25 cm.....en zone I et II

$$1/4 \leq b1/h1 \leq 4$$

$$\text{Min} (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$$

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et vérification	Observation
35x35	min (b, h) ≥ 25 cm	min (b, h) ≥ 35 cm ≥ 25 cm	Condition vérifiée
	$\text{Min} (b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 < 35 \text{ cm}$	
	$1/4 \leq b1/h1 \leq 4$	$1/4 \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4$	
40x40	min (b, h) ≥ 25 cm	min (b, h) ≥ 40 cm ≥ 25 cm	Condition vérifiée

	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 < 40 \text{ cm}$	
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$1/4 \leq \frac{40}{40} = 1 \leq 4$	
45x45	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) \geq 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 < 45 \text{ cm}$	
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$1/4 \leq \frac{45}{45} = 1 \leq 4$	
	$\text{min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$	$\text{min}(b, h) \geq 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$	
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	$\frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20.4 < 45 \text{ cm}$	
	$1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$	$1/4 \leq \frac{45}{45} = 1 \leq 4$	

Tableau II.8. Vérification aux RPA.

### II.7.2. Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est une déformation latérale, importante et brusque d'un élément élancé sous l'effet d'une compression. Ce phénomène fait partie des instabilités de forme.

Pour qu'il n'y est pas de risque de flambement des poteaux, la condition suivante doit être satisfaite :

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

Avec :

- .  $\lambda$  : Élancement du poteau.
- .  $l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0,7 l_0$ , donnée par l'article **B.8.3,3 du BAEL 91**).
- .  $l_0$  : Longueur libre du poteau.
- .  $i$  : Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ ).

. I : Moment d'inertie du poteau ( $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$  ; pour une section carrée :  $I = \frac{b^4}{12}$ ).

. S : Section transversale du poteau ( $S = b \cdot h$  ; pour une section carrée :  $S = b^2$ ).

**D'où :**

$$\lambda = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{12}{b^2}}} \Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \cdot 0,7 \cdot \frac{l_0}{b} = 2,425 \cdot \frac{l_0}{b}$$

ETAGE	Poteaux (cm)	L <sub>0</sub> (m)	L <sub>f</sub> =0.7 L <sub>0</sub> (m)	λ ≤ 50	Observation
<b>Etage Attique</b>	35x35	3.06	2.142	21.20	Condition vérifiée
<b>5</b>	35x35	3.06	2.142	21.20	Condition vérifiée
<b>4</b>	35x35	3.06	2.142	21.20	Condition vérifiée
<b>3</b>	40x40	3.06	2.142	18.55	Condition vérifiée
<b>2</b>	40x40	3.06	2.142	18.55	Condition vérifiée
<b>1</b>	40x40	3.06	2.142	18.55	Condition vérifiée
<b>RDC</b>	45x45	3.06	2.142	18.55	Condition vérifiée
<b>Sous sol</b>	45x45	4.08	2.856	23.052	Condition vérifiée

**Tableau II.9. Vérification au flambement.**

**II.8.CONCLUSION :**

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, donc on peut opter les dimensions qu'on a proposées, à savoir :

- ✓ Poutres principales : (30×40) cm<sup>2</sup>
- ✓ Poutres secondaires :(30×35) cm<sup>2</sup>
- ✓ plancher à corps creux (16+4) cm
- ✓ dalle pleine e = 15 cm
- ✓ épaisseur des voiles : e = 20 cm
- ✓ Les sections des poteaux adoptées sont:

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )
Etage 4-5- Etage attique	<b>35x35</b>
Etage 1-2-3	<b>40x40</b>
RDC-SS	<b>45x45</b>

# **Chapitre III**

## **Calcul des éléments**

### III.1. INTRODUCTION :

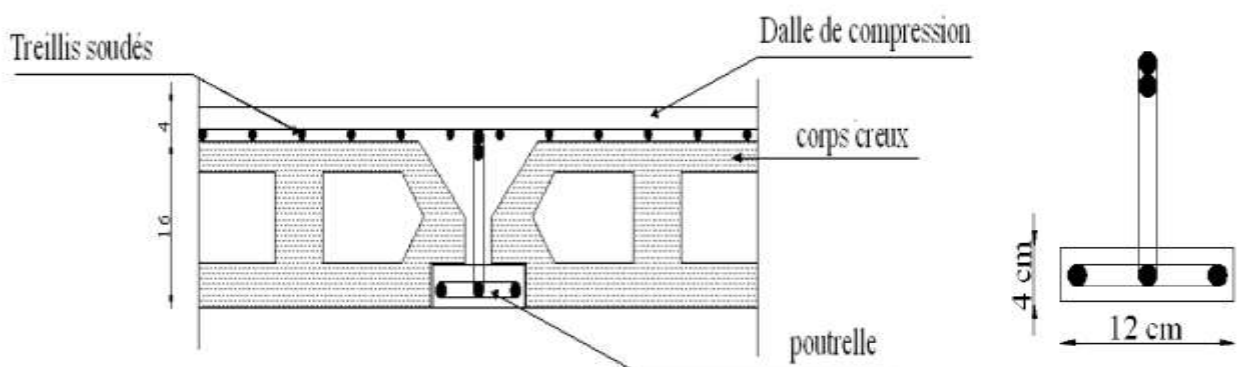
Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui, contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément au règlement BAEL 91 modifié 99.

### III.2. LES PLANCHERS :

Les planchers de notre bâtiment sont à corps creux d'épaisseur 16 cm, avec une dalle de compression de 4 cm, sauf les balcons et le plancher de l'ascenseur qui sont en dalle plein.

Les planchers à corps creux sont constitués de :

- ✓ Nervure appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de la portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm.
- ✓ Corps creux qui est utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique.
- ✓ Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but :
  - Limiter les risques de fissuration par retrait.
  - Résister aux efforts de charge appliquée sur des surfaces réduites.
  - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.



**Fig. III.1: coupe verticale sur un plancher en corps.**

**III.2.1. Calcul de la dalle de compression (BAEL 99 art 8.6, 423) :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance TLE520, les dimensions des mailles seront au plus égales :

- 20 cm : pour les barres ( $A_{\perp}$ ) perpendiculaires aux poutrelles (nervure).
- 33 cm : pour les barres ( $A_{//}$ ) parallèles aux poutrelles (nervures).

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après :

- Armature perpendiculaire aux poutrelles :

$$\checkmark A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{Pour } l \leq 50 \text{ cm.}$$

$$\checkmark A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} \quad \text{Pour : } 50 \text{ cm} \leq l \leq 80 \text{ cm.}$$

- Armature parallèle aux poutrelles :

$$\checkmark A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

**Avec :**

$l$  : entre axe des poutrelles.

$A_{\perp}$  et  $A_{//}$  : armature en  $cm^2/ml$ .

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier (MPa).

**Ferraillage de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de 4 cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520).

**1. Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e}$$

Avec  $l$  : La distance entre axes des poutrelles ; ( $50 \leq l \leq 80$  cm)

On prend :  $l=65$  cm.

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/ml.$$

Soit :  $A_{\perp} = 6\emptyset 6 = 1.7 \text{ cm}^2/ml$

Avec un espacement :  $e=15$  cm < 33 cm.....Condition vérifiée

## 2. Les armatures parallèles aux poutrelles :

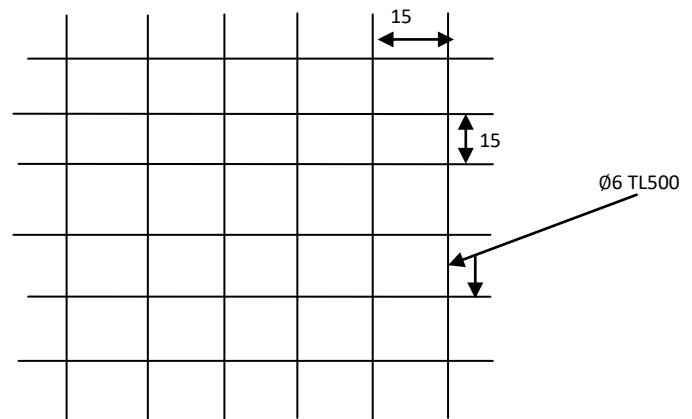
$$A // \geq \frac{A \perp}{2}$$

$$A // \geq \frac{0.5}{2} + 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Soit : } A // = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement :  $e=15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

⇒ Condition vérifiée



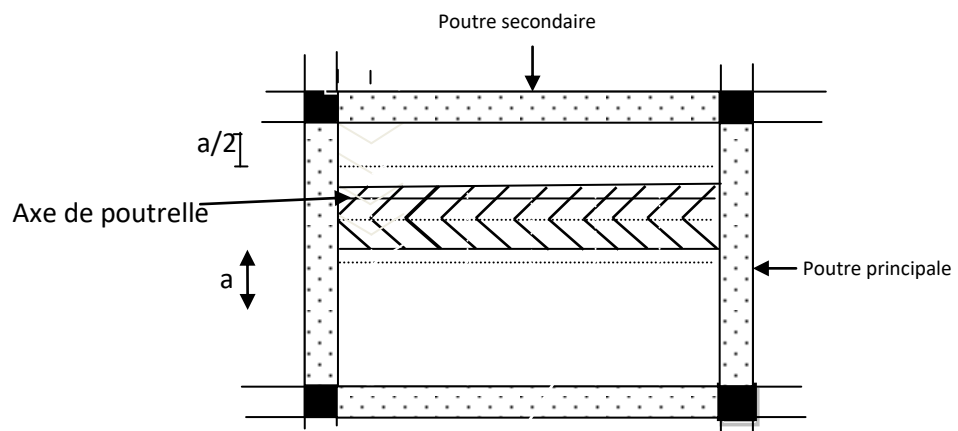
**Fig. III.2: Treillis soudés (200×200).**

$$A \perp = A // = 6\phi 6 = 1.7 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec } e = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}$$

### III.2.2. calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axes de deux poutrelles consécutives, le calcul des poutrelles se fait généralement en deux étapes :

- Calcul avant coulage de la dalle de compression
- Calcul après coulage de la dalle de compression.



**Fig. III.3. Disposition des poutrelles.**

Avec :  $a$  : est la largeur du plancher reprise par la poutrelle.

**III.2.2. 1. Calcul avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12 x 4) cm<sup>2</sup> reposant sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier estimé à 100Kg.

• **Estimation de Charges et surcharges :**

- ✓ Poids de la poutrelle : 0.12 x 0.04 x 25 .....0.12 KN/ml.
- ✓ Poids du corps creux : 0.65 x 0.95 .....0.62KN/ml.
- ✓ Surcharge due à l'ouvrier : .....1.00KN/ml.

D'où on aura :

- ✓ Charge permanente : G = 0.12 + 0.62 = 0.74 KN/ml.
- ✓ Charge d'exploitation : Q = 1.00 KN/ml.

• **Combinaison d'action à l'ELU :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 1 + 1.5 = 2.5 \text{ kn/ml.}$$

**1. Moment maximal en travée:**

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4.00^2}{8} = 5.25 \text{ kn/ml}$$

**2. Effort tranchant maximal :**

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2.5 \times 4.0}{2} = 5.12 \text{ kn.}$$

• **Calcul des armatures :**

- ✓ **Dimensions de la section droite de la poutrelle :**

$$b=12 \text{ cm; } h=4 \text{ cm; } d = h-c = 4-2 = 2 \text{ cm}$$

Hauteur utile : d = 2 cm.

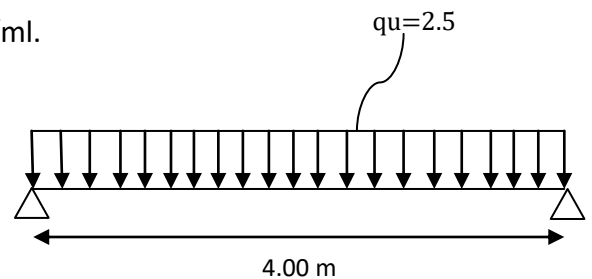
$$\mu_u = \frac{M_0}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPA.}$$

$$\mu_u = \frac{5.25 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 7.70 \gg \gg \gg \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{section doublement armée.}$$

❖ **Conclusion :**

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un entaillage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.



**III.2.3. Calcul après coulage de la dalle de compression :**

Dans notre cas, on a deux type de poutrelle à étudié

**III.2.3.1. Premier type de poutrelle :**

Dans ce cas, la poutrelle est considérée comme étant une poutre en Te reposant sur plusieurs appuis intermédiaires encastrée à ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, Le poids du corps creux et de la dalle de compression ainsi que les surcharges revenant au plancher.

● **Charges et surcharges :**

- ✓ **Poids du plancher :**  $G = 5.51 \times 0.65 = 3.586 \text{ KN/ml}$
- ✓ **Surcharge d'exploitation :**  $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m ;}$
- ✓ **La charge de calcul sera donc :**

**l'ELU**  $\rightarrow q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow \rightarrow q_u = 6.31 \text{ KN/m}$

**l'ELS**  $\rightarrow q_s = G + Q \rightarrow \rightarrow q_s = 4.56 \text{ KN/m}$

● **Détermination de la largeur de la table de compression (BAEL91/Art. A.4.1,3) :**

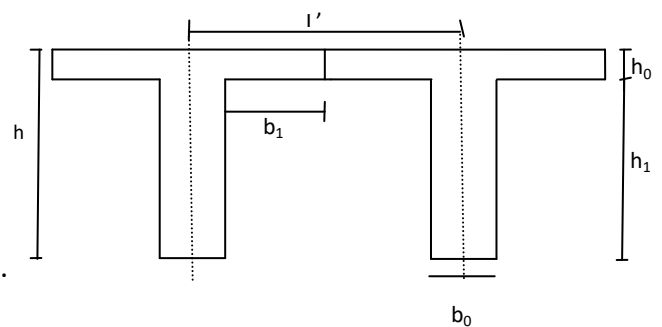
La largeur de hourdis à prendre en compte de chaque cote d'une nervure a partir de son parement est limite par la plus restrictive des conditions ci-après :

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

$b_1 = \min \left( \frac{410}{10} ; \frac{65 - 12}{2} \right) = 26.5 \text{ cm.}$

**Avec :**

- l : Longueur libre entre nus d'appuis (410 cm).
- l' : Longueur libre entre axes des poutrelles (65 cm).
- b<sub>0</sub> : Largeur de la poutrelle (12 cm).
- h<sub>0</sub> : Epaisseur de la dalle de compression. (4 cm).
- h<sub>1</sub> : Epaisseur du corps creux (16 cm).
- b<sub>1</sub> : Largeur de l'hourdis (26.5 cm).



● **Estimation de Charges et surcharges :**

\* Plancher terrasse :

Poids propre du planches..... $G = 6.40 \times 0.65 = 4.16 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation (usage d'habitation)..... $Q = 1 \times 0.65 = 0,65 \text{ KN/ml}$

$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.16 + 1.5 \times 0.65 = 6.59 \text{ KN/ml}$

**$q_u=6.59 \text{ KN/ml}$**

\* Plancher d'étage courant :

Poids propre du plancher..... $G=5.51 \times 0.65=3.58 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation (usage d'habitation)... $Q=1.5 \times 0.65=0.975 \text{ KN/ml}$

$q_u = 1.35 \times 3.58 + 1.5 \times 0.975 = 6.30 \text{ KN/ml}$

**$q_u=6.30 \text{ KN/ml}$**

**Remarque :**

Pour la suite de calcul, nous considérons le plancher le plus sollicité, le plancher d'étage courant:

**$q_u=6.30 \text{ KN/ml}$ .**

● **Calcul des moments :**

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

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

● **Méthode forfaitaire : (BAEL91/annexe E.1)**

Le principe consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixe forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant suppose isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

○ **Conditions d'application de la méthode :**

● **Hypothèses :**

- ⊗ La valeur de la surcharge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$

$$Q \leq \max (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$$

○ **Etage courant :**

$$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 5.51 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_{u \text{ ec}} = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = 6.30 \text{ KN/ml}$$

Soit :

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$2G = 2 \times 5.51 = 11.02 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q \leq \max (11.02, 5 \text{ KN}) \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

○ **Terrasse :**

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 6.40 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_{u \text{ tr}} = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = 6.59 \text{ KN/ml}$$

Soit :

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$2G = 2 \times 6.40 = 11.02 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q \leq \max(12.8, 5 \text{ KN}) \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

○ **RDC :**

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

$$G = 5.51 \text{ KN/m}^2 \rightarrow q_{u \text{ RDC}} = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = 7.27 \text{ KN/ml}$$

Soit :

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

$$2G = 2 \times 5.51 = 11.02 \text{ KN/m}^2 \rightarrow Q \leq \max(11.02, 5 \text{ KN}) \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Ⓜ La fissuration est considérée comme étant peu nuisible → **Condition vérifiée.**

Ⓜ Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{4.00}{3.90} = 1.02 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

Considérées.

$$l_i = l_{i+1} = \dots = l_{i+6} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Les Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

● **Application de la méthode forfaitaire :**

Soit  $a$  le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées :

$M_0$  : moment Max dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise au même charges ( $M_0 = \frac{q l^2}{8}$ )

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

$a$  : le rapport des charges d'exploitation et la somme des charges permanentes et d'exploitation non pondérées  $a = \frac{Q}{Q+G}$  avec :  $0 \leq a \leq \frac{2}{3}$

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

1)  $M_{ti} \geq \frac{1+0.3a}{2} M_{0i}$  dans le cas d'une travée intermédiaire.

2)  $M_{ti} \geq \frac{1.2+0.3a}{2} M_{0i}$  dans le cas d'une travée de rive.

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

0.6  $M_0$  pour une poutre à deux travées

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

0.4  $M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

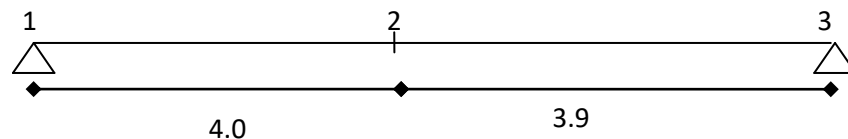
● **Calcul des coefficients :**

$$a = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.51} = 0.214$$

<b>A</b>	<b>1 + 0.3a</b>	<b><math>\frac{1.2 + 0.3a}{2}</math></b>	<b><math>\frac{1 + 0.3a}{2}</math></b>
0.214	1.064	0.63	0.53

● **Rapport de charges**

1. Etude de la poutrelle :



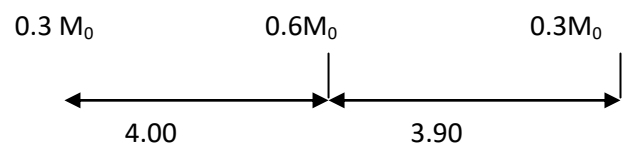
● **Calcul des moments fléchissant :**

a) **calcul des moments isostatiques  $M_{0i}$  à l'ELU :**

$q_u = 6.30 \text{ kn/ml}$

$$M_{01} = \frac{q_u L^2_{A-B}}{8} = 13.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u L^2_{B-C}}{8} = 11.98 \text{ KN.m}$$



b) **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_1 = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 13.24 = \mathbf{3.97 \text{ KN.m}}$$

$$M_2 = 0.6 \max (M_{01}, M_{02}) = 0.6 \times 13.24 = \mathbf{7.95 \text{ KN.m}}$$

$$M_3 = 0.3 M_{02} = 0.3 \times 11.98 = \mathbf{3.6 \text{ KN.m}}$$

c) **Calcul des moments en travée:**

Les valeurs  $M^1, M^2, M^3, M^4$ , doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \{1.05 ; (1+ 0.3a) M_{01}\} - \frac{M^1+M^2}{2} \text{ avec : } (1+ 0.3a)=1.064 \\ M_{ti} \geq \frac{1+0.3a}{2} M_{0i} \quad \text{avec : } \frac{1+0.3a}{2}=0.53 \quad \text{(dans une travée intermédiaire)} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3a}{2} M_{0i} \quad \text{avec : } \frac{1.2+0.3a}{2} = 0.63 \quad (\text{dans une travée de rive})$$

➤ Pour les travées de rive (A- B):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \{1.05; (1+ 0.3 a) M_{01}\} - \frac{M^1+M^2}{2} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3a}{2} M_{01} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \{1, 05; 1.064 \times 13.24\} - \frac{3.97+7.95}{2} = 8.13 \text{ kn.m.}$$

$$M_t \geq 0.53 \times 13.24 = 7.02 \text{ kn.m.}$$

Soit :  $M_t = 8.13 \text{ KN.m.}$

➤ Pour les travées intérieures (B-C):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max \{1.05; (1+ 0.3 a) M_{01}\} - \frac{M^2+M^3}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0.3a}{2} M_{02} \end{array} \right.$$

$$M_t \geq \max \{1.05; 1.064 \times 13.24\} - \frac{7.95+3.6}{2} = 8.31 \text{ kn.m.}$$

$$M_t \geq 0.53 \times 11.98 = 6.35 \text{ kn.m.}$$

Soit :  $M_t = 8.31 \text{ KN.m.}$

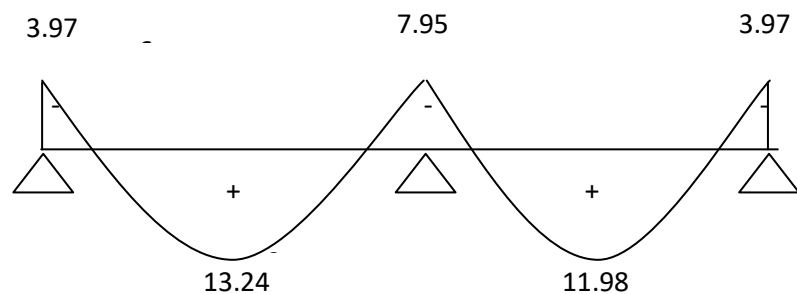


Fig. III.4. Diagramme des moments fléchissant à L'ULU en KN.m

Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$V(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} \quad ; \quad \theta(x) = \frac{q_u \cdot L}{2}$$

➤ Travée A-B :

$$T_1 = \frac{6.30 \times 4.10}{2} + \frac{7.95 - 3.97}{4.10} = 13.88 \text{ KN}$$

$$T_2 = -\frac{6.30 \times 4.10}{2} + \frac{7.95 - 3.97}{4.10} = -11.94 \text{ KN}$$

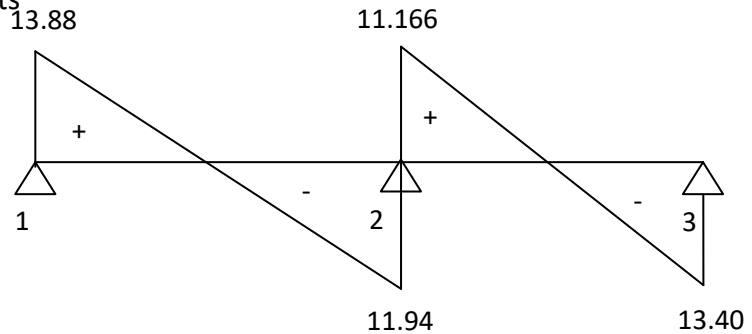
➤ **Travée B-C :**

$$T_2 = \frac{6.30 \times 3.90}{2} + \frac{3.6-7.95}{3.90} = 11.16 \text{ KN.}$$

$$T_3 = -\frac{6.30 \times 3.90}{2} + \frac{3.6-7.95}{3.90} = -13.40 \text{ KN}$$

Le diagramme des efforts tranchants

Sera représenté comme suite:



**Fig. III.5. Diagramme des efforts tranchants à L'ULU en KN.m.**

➤ **Ferraillage des poutrelles :**

Le calcul ce fait avec les moments max en travées et sur appuis.

**a) Armatures longitudinales :**

Le ferraillage va se faire avec les moments max à l'ELU.

$b = 65 \text{ cm.}$

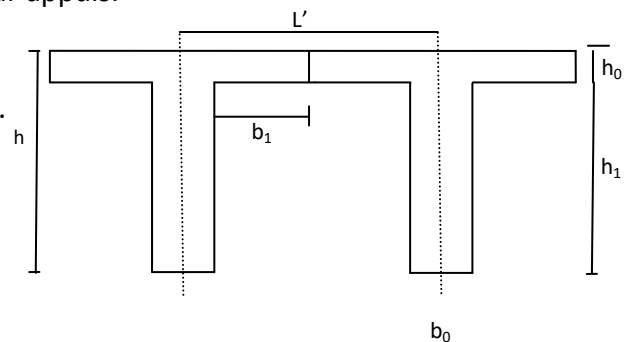
$d = 18 \text{ cm.}$

$b_0$  : Largeur de la poutrelle (12 cm).

$h_0$  : Epaisseur de la dalle de compression. (4 cm).

$h_1$  : Epaisseur du corps creux (16 cm).

$b_1$  : Largeur de l'hourdis (26.5 cm).



Ⓜ **En travées :**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{1-2}^t = b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{1-2}^t = 59.072 \text{ KN.m}$$

Le moment maximal en travée :  $M_{\max}^t = 8.31 \text{ KN.m.}$

$M_{\max}^t \leq M_{1-2}^t \Rightarrow$  L'axe neutre est dans la table de compression

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h) :

$$\mu_b = \frac{M_{\max}^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{8.31 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.028 \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$\mu_b = 0.028 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{Donc La section est simplement armée.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{\max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.31 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 348} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.34 \text{ cm}^2.$$

**On opte pour :  $A_{st} = 2 \text{ HA10} + 1 \text{ HA12} = 2.70 \text{ cm}^2$ .**

Ⓡ **Aux appuis**

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire.

Le moment max aux appuis :  $M_a^{\max} = 7.95 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2f_{bu}} = \frac{7.95 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.026$$

$$\mu_b = 0.026 < \mu_e = 0.392 \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_b = 0.026 \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.95 \times 10^3}{0.987 \times 18 \times 348} = 1.28 \text{ cm}^2$$

**On opte pour :  $A_{st} = 2 \text{ HA10} + 1 \text{ HA12} = 2.70 \text{ cm}^2$ .**

**b) Armatures Transversales :**

Ⓡ **Section minimale d'armatures d'âme :(Art A.5.1.22 /BAEL91 modifié 99)**

Si on désigne par  $A_t$  la section d'un cours d'armatures transversales de limite d'élasticité  $f_e$

On doit avoir :

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad A_t \geq \frac{0.4 b_0 S_t}{f_e}$$

L'espacement ( $S_t$ ) des cours successifs de ces armatures doit être au plus égal à la plus petite des valeurs :  $0.9d$  et  $40 \text{ cm}$ .

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{16.2; 40\} = 16.2 \text{ cm}$$

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

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 12 \times 15}{400} = 0.18 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} = 0.18 \text{ cm}^2$$

❖ **Conclusion :**

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de T6 avec  $A_t = 2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2$ .

Les armatures transversales seront réalisées par des étriers **T6**, avec un espacement constant  $S_t = 15 \text{ cm}$  sur la totalité des poutrelles.

Ⓜ **Possibilité de bétonnage correct : (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)**

Le diamètre d'armature d'âme d'une poutre est au plus à  $h/35$  ( $h$  étant la hauteur de la poutre), ainsi qu'au diamètre des barres longitudinales et au dixième de la longueur d'âme.

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right\} \quad \Phi_L: \text{ Diamètre maximal des armatures}$$

longitudinales.

$$\Phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1.2 \right\} = 0.57 \text{ cm} = 57 \text{ mm}$$

$$A_t = 0.57 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 0.18 \text{ cm}^2$$

**III.2.3 : Calcul de l'ancrage :**

Ⓜ **Ancrages rectilignes : (Art A.5.1, 22 /BAEL91 modifié 99)**

Les barres rectilignes de diamètre  $\Phi$  et de limite d'élasticité  $f_e$  sont ancrées sur une longueur  $L_s$  dite longueur de scellement droit donnée par l'expression :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \quad \text{Soit : } L_s = 45 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesure hors croche est de :

$$L_a = 0.4 L_s = 18 \text{ cm}.$$

**III.2.3.1.3 vérification à L'ELU :**

● **Condition de non fragilité (BAEL 91, A.4.2.1) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2.$$

▪ **En travée :**  $A_{\text{adoptée}} = 2.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

▪ **En appuis :**  $A_{\text{adoptée}} = 2.70 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

● **Influence de l'effort tranchant sur le béton :**

L'effort tranchant maximal doit satisfaire la condition suivante :

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times \left(\frac{f_c}{\gamma_s}\right) \times 0.9 \times d \times b_0.$$

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 180 \times 120 = 129600\text{N} = 129.6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 13.23 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

● **vérification de l'effort tranchant:**

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

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{d b_0} = \frac{13.88 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.64 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_c}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.333, 5 \text{ MPa}) = 3.333 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.64 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

● **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :**

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 d \sum U_i}$$

Avec :  $\sum U_i$  : somme des périmètres des armatures longitudinales

$$\sum U_i = n \pi \Phi = 2 \times 3.14 \times 12 + 1 \times 3.14 \times 10 = 106.76 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 d \sum U_i} = \frac{13.88 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 106.76} = 0.80 \text{ MPa}$$

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

Donc :  $\tau_{se} 0.80 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

● **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

On doit vérifier que :  $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9 d} \right)$

**En appuis :**

$$A = 2.70 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 13.88 + \frac{7.95}{0.9 \times 0.18} \right) = 1.81 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travée :**

$$A = 2.70 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 13.88 + \frac{13.24}{0.9 \times 0.18} \right) = 2.70 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Donc :** les armatures calculées sont suffisants.

### III.3.1.4. vérification à L'ELS :

● **Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul à l'ELS on peut utiliser la méthode forfaitaire pour les différents types de poutrelles comme précédemment, ou une méthode simplifiée pour la détermination des

sollicitations : cette dernière consiste à tirer un coefficient de minoration du rapport  $I = \frac{q_{ser}}{q_u}$  et on multipliant les moments et les efforts tranchants obtenus à l'ELU par ce coefficient nous donne les valeurs des sollicitations à l'ELS qui sont résumées dans le tableau ci-après :

$$I = \frac{q_{ser}}{q_u} = \frac{4.56}{6.31} = 0.72.$$

● **Calcul des moments fléchissant:**

Ⓡ **Calcul des moments en travée:**

✓ **Pour les travées de rive (A - B):**

$$M_{1-2} = M_{01} \times I = 13.24 \times 0.72 = 9.53 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit : } M_{1-2} = 9.53 \text{ KN.m.}$$

✓ **Pour les travées intérieures (B-C):**

$$M_{1-2} = M_{02} \times I = 11.98 \times 0.72 = 8.62 \text{ KN.m}$$

$$\text{Soit : } M_{1-2} = 8.62 \text{ KN.m.}$$

● **Calcul des moments aux appuis:**

$$M'_1 = M_1 \times I = 3.97 \times 0.72 = 2.86 \text{ kn.m}$$

$$M'_2 = M_1 \times I = 7.95 \times 0.72 = 5.72 \text{ kn.m}$$

$$M'_3 = M_1 \times I = 3.6 \times 0.72 = 2.59 \text{ kn.m}$$

● **Contraintes dans les aciers :**

✓ **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est :  $A_{st} = 2.70 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{d \times b_0} = \frac{100 \times 2.70}{12 \times 18} = 1.25 \rightarrow \beta_1 = 0.849, K_1 = 18.11.$$

La contrainte dans les aciers est :  $\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{d \times \beta_1 \times A_{st}} = \frac{9.53 \times 10^3}{18 \times 0.849 \times 2.70} = 230.96 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 230.96 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$  La condition est vérifiée

✓ **En appuis :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en appuis est :  $A_{st} = 2.70 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{d \times b_0} = \frac{100 \times 2.70}{12 \times 18} = 1.25 \rightarrow \beta_1 = 0.849, K_1 = 18.11.$$

La contrainte dans les aciers est :  $\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{d \times \beta_1 \times A_{st}} = \frac{5.72 \times 10^3}{18 \times 0.849 \times 2.70} = 138.63 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 138.63 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow$  la condition est vérifiée

● **Contraintes dans le béton :**

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

✓ **en travée :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{18.11} \times 230.96 = 12.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

✓ **En appuis :**

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{18.11} \times 138.63 = 7.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

● **Vérification à l'état limite d'ouverture de fissures :**

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

● **Vérification à l'état limite de déformations :**

❖ **Etat limite de déformation (Art A.5.1.22/ BAEL91 modifié 99):**

On peut se dispenser du calcul des déformations, si la poutre est associée à un hourdis, et si les conditions suivantes sont réunies :

- 1)  $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16}$
- 2)  $\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$
- 3)  $\frac{A_s}{d \times b_0} \leq \frac{4.2}{f_e}, b_0$

Avec :  $h_t$  : hauteur totale de la section droite

L : portée de la travée entre nus d'appuis

$M_t$  : moment fléchissant maximal de service en travée

$M_0$  : moment isostatique de service

$A_s$  : section d'armatures tendues en travée

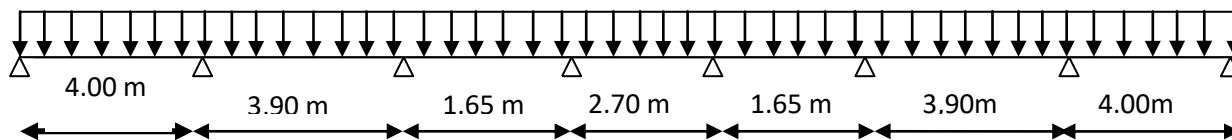
- 1)  $\frac{h_t}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- 2)  $\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{20}{400} \geq \frac{7.95}{15 \times 13.24} \Rightarrow 0.05 > 0.04 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- 3)  $\frac{A_s}{d \times b_0} \leq \frac{3.6}{f_e}, b_0 \Rightarrow \frac{2.70}{12 \times 18} \leq \frac{3.6}{4.00} \Rightarrow 0.0125 < 0.9. \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

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

**2.3.2. Deuxième type de poutrelle :**

✓ **Poutre continue à sept travées :**

Dans notre cas nous avons une poutre sur 08 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :



**Tableau III.6. Efforts internes du plancher à usage de service**

**III.3.2.1. Calcul de la poutrelle à l'ELU:**

**1) Avant le coulage :**

Avant le coulage de la dalle de compression les poutrelles sont considérées comme étant simplement appuyées à ces deux extrémités, et soumises aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle :  $25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- poids propre du corps creux :  $0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

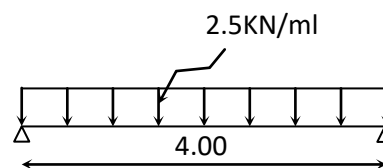
● **combinaison d'actions :**

A l'ELU :  $Q_u = 1,35 G + 1.5 Q = 1.35 (0.12+0.62) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$

● **calcul du moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4^2}{8} = 5.00 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.5 \times 4}{2} = 5.00 \text{ KN}$$

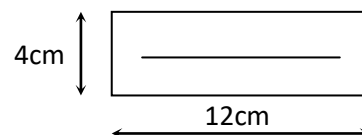


**ferraillage de la poutrelle :**

$$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{5.00 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 7.335 > 0.392$$

$$\mu_b > \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$



donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

## 2) Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

- poids du plancher :  $G = 5.1 \times 0.65 = 3.31 \text{ KN/ml}$

Nous considérons pour nos calculs le plancher le plus défavorable qui est celui de RDC et 1er étage (à usage commerciale).

- surcharge d'exploitation :  $Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/ml}$

### ● Combinaison d'actions :

À l'ELU :  $Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 9.34 \text{ KN/ml}$

À l'ELS :  $Q_s = G + Q = 6.56 \text{ KN/ml}$

### ● Choix de la méthode :

$$1. \begin{cases} Q=5 \text{ KN/ml} < 2G=6.62 \text{ KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité  $\Rightarrow$  condition vérifiée

**Conclusion :** les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable.

### III.2.3.2. Principe de la méthode:

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

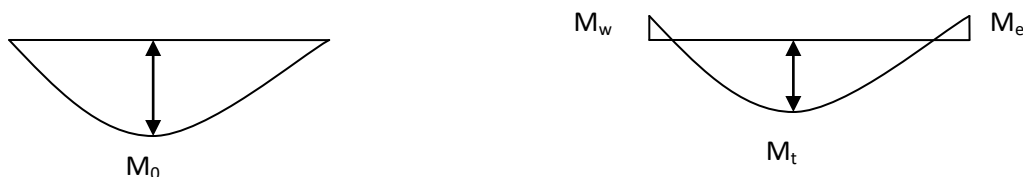


Figure III.7. Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire)

● **Exposé de la méthode :**

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation en valeurs non pondérées  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ , varie de 0 à 2/3 pour un plancher à surcharge d'exploitation modérée.

En effet pour  $Q=0 \mapsto \alpha =0$  et pour  $Q=2G \mapsto \alpha =2/3$

- $M_0$  : valeur maximale du moment fléchissant dans la travée entre nus d'appuis

$$M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$$

Avec  $L$  : longueur de la travée entre nus d'appuis

$q$  : charge uniformément répartie

- $M_w$  et  $M_e$  sont des valeurs des moments sur l'appui de gauche et de droite respectivement
- $M_t$  : moment maximum en travée, pris en compte dans les calculs de la travée considérée

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

$$M_t \geq -\frac{M_e + M_w}{2} + \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0)$$

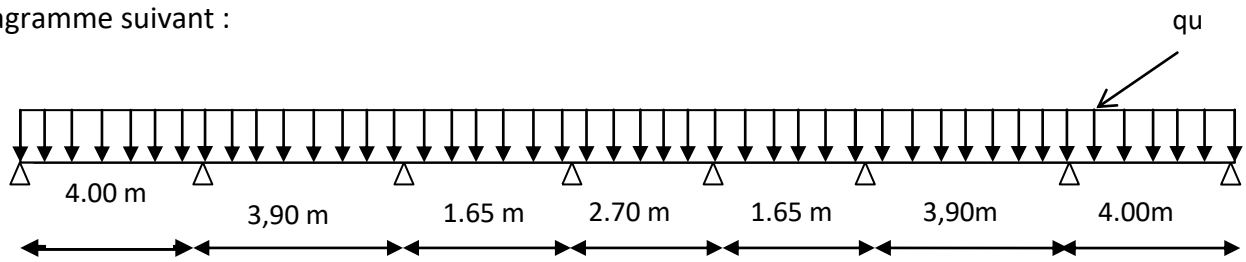
$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{dans le cas d'une travée de rive}$$

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

- $0.6M_0$  dans le cas d'une poutre à deux travées
- $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4M_0$  pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées
- $0.3M_0$  pour les appuis de rive semi encastés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 08 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :



● **Calcul des coefficients :**

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

$$a = \frac{Q}{Q+G} = \frac{3.25}{3.25+3.31} = 0.495 \quad \left( 0 < a < \frac{2}{3} \right)$$

On aura après calcul : a = 0.495

$$1 + 0.3 a = 1.148$$

$$\frac{1 + 0.3a}{2} = 0.574$$

$$\frac{1.2 + 0.3a}{2} = 0.674$$

● **Calcul des moments en travée :**

- **travée de rive :**

$$- M_t \geq \left( \frac{1.2 + 0.3a}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.674 M_0$$

$$- M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.148M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.748M_0$$

On prend  $M_t = 0.75 M_0$

- **Travée intermédiaire :**

$$- M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.148M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.698M_0$$

$$- M_t \geq \left( \frac{1 + 0.3a}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.574M_0$$

On prend  $M_t = 0.70 M_0$

● **Calcul des Moments isostatiques:**

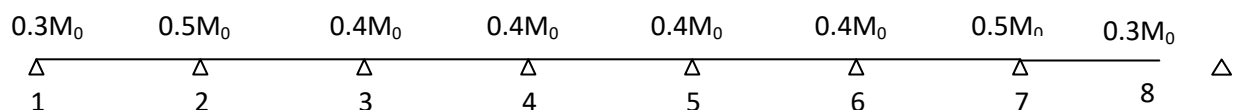


Figure III.8. Moments sur appuis

$$M_{012} = M_{078} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 9.34 \times (4)^2 / 8 = 18.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{067} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 9.34 \times (3.9)^2 / 8 = 17.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = M_{056} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 9.34 \times (1.65)^2 / 8 = 3.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{045} = Q_u \cdot L^2 / 8 = 9.34 \times (2.70)^2 / 8 = 8.51 \text{ KN.m}$$

### III.2.8. Calcul de Moments sur appuis:

$$M_1 = M_8 = 0.3 M_{012} = 5.604 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 9.34 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 7.1 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0.4 \max (M_{034}, M_{045}) = 3.404 \text{ KN.m}$$

### III.2.9. calcul des efforts tranchants :

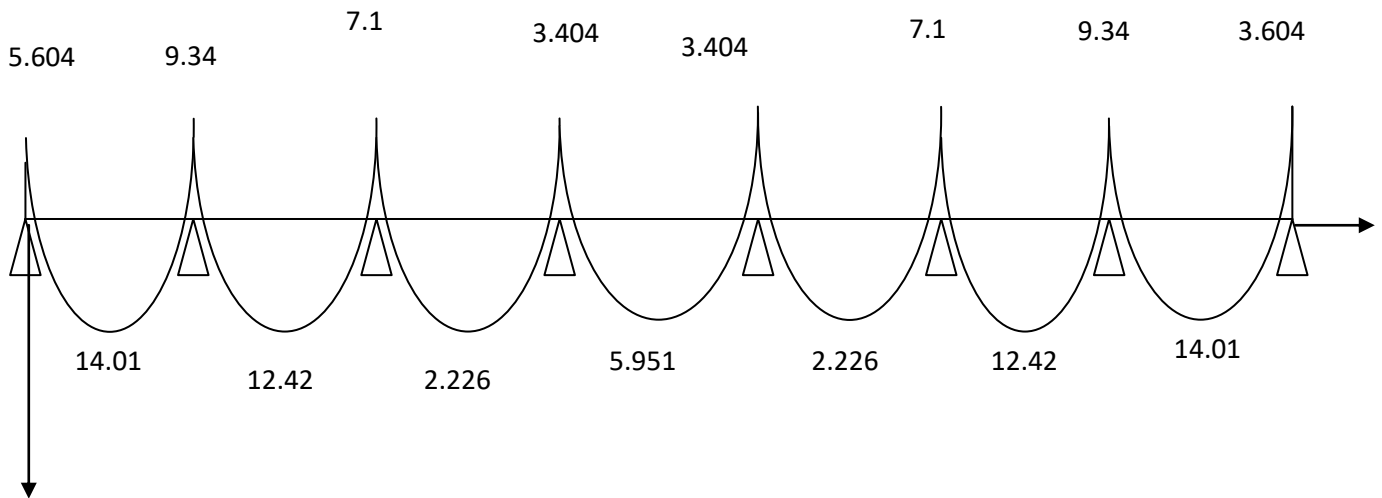
$$T_t = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_w = T_e + q_u L$$

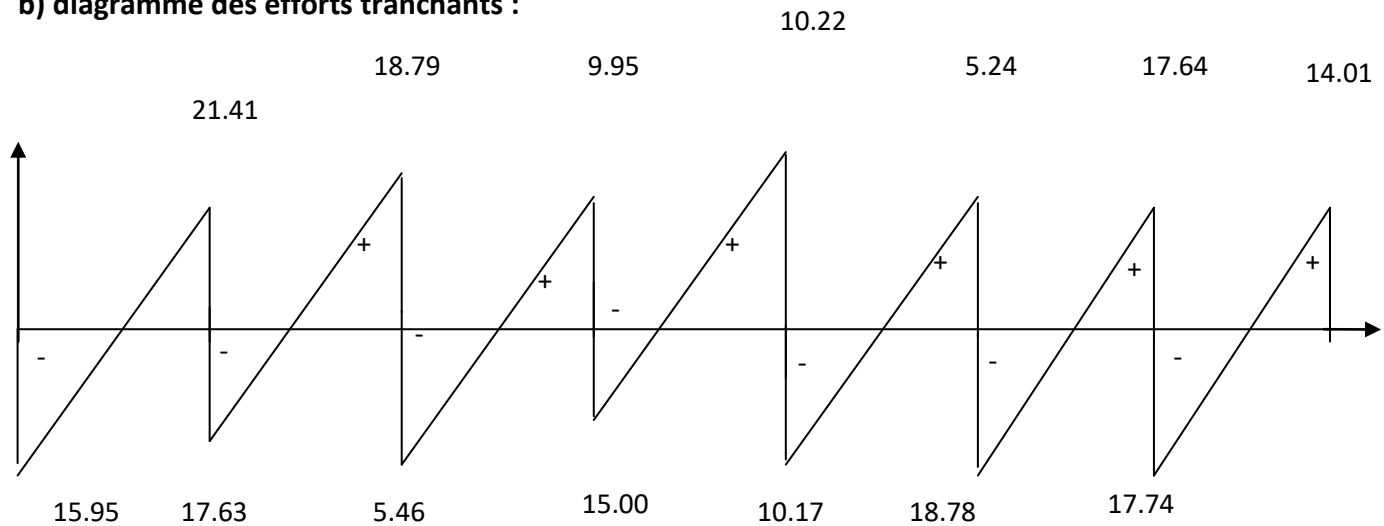
Avec  $T_t, T_w$  respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$M_w$ (KN.m)	5.604	9.34	7.1	3.404	3.404	7.1	9.34
$M_e$ (KN.m)	9.34	7.1	3.404	7.1	7.472	9.34	5.604
$T_w$ (KN)	-15.95	-17.63	-5.46	-15.00	-10.17	-18.78	-17.74
$T_e$ (KN)	21.41	18.79	9.95	10.22	5.24	17.64	19.62
$M_t$ (KN.m)	14.01	12.42	2.226	5.951	2.226	12.42	14.01

**a) diagramme des moments**



**b) diagramme des efforts tranchants :**



**III.9. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :**

**III.2.2.2. Ferrailage à l'ELU**

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont :

$$M_t^{\max} = 14.01 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 9.34 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 21.41 + 18.78 = 40.19 \text{ KN}$$

**a) Armature en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression

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

$$M_t = 0.040 \times 0.65 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 14.01 \text{ KN.m} \rightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{14.01 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.046 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.046 \rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{14.01 \times 10^3}{0.976 \times 18 \times 348} = 2.29 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 2.29 \text{ cm}^2$  on adopte : 3HA12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

#### b) Armatures aux appuis :

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

$$M_a^{\max} = 9.34 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{9.34 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14.2} = 0.17 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.17 \rightarrow \beta = 0.906$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{9.34 \times 10^3}{0.906 \times 18 \times 348} = 1.645 \text{ cm}^2$$

$A_a = 1.645 \text{ cm}^2$  on adopte : 2 HA12 = 2.26 cm<sup>2</sup>

#### c) Calcul des armatures transversales :

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

$$\min \left( \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12 \right) = 5.71 \text{ mm} = 0.571 \text{ cm}$$

$\phi \leq 0.571 \text{ cm}$  On prend  $\phi = 6 \text{ mm}$

On adopte : 2  $\phi$  6  $\rightarrow A_t = 0.56 \text{ cm}^2$

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

#### Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(16.2, 40) = 16.2 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 15 \text{ cm}$

**III.3.2.3. Vérification à l'ELU :****● Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.25\text{MPa}, 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{40.19 \times 10^3}{120 \times 180} = 1.86\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.646\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa} \quad \text{.....Condition vérifiée.}$$

**● Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26\text{cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 3.39\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \quad \text{.....Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_a = 2.26\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{cm}^2 \quad \text{.....Condition vérifiée}$$

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

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{40.19 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 3 \times 3.14 \times 12} = 2.19\text{MPa}$$

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

$$\tau_{se} = 2.19\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \quad \text{.....Condition vérifiée}$$

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

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0.4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  avec  $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 10^3 \times 25 = 129.6\text{KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129.6\text{KN}$$

Appuis de rive :

$$V_{u\max} = 18.79 \text{ KN} < 129.6\text{KN} \quad \text{.....condition vérifiée.}$$

Appuis intermédiaires :

$V_{u\max} = 21.41 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN}$  .....condition vérifiée.

● **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_c} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d})$

**Appuis de rive :**

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (18.79 - \frac{9.34}{0.9 \times 0.18}) = \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (18.79 - 57.65)$$

$A_a = 2.26 \geq -1.117$  .....Condition vérifiée.

**Appuis intermédiaires :**

$$A_a = 2.26 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (21.41 - \frac{14.01}{0.9 \times 0.18}) = -0.635 \text{ cm}^2$$

$A_a = 2.26 \geq -1.87 \text{ cm}^2$  .....Condition vérifiée.

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

$$l_s = \frac{\phi f_c}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

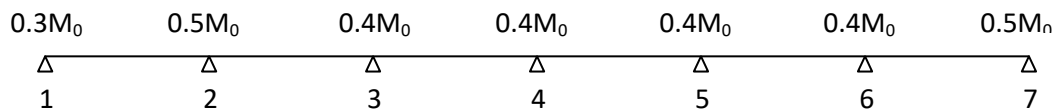
$$\text{D'où } l_s = \frac{400}{4 \times 2.835} \phi = 35.27 \phi$$

Soit un crochet de  $0.4l_s = 14.108$

**III.2.3.4. Calcul de la poutrelle à l'ELS:**

● **Calcul des moments isostatiques :**

$q_s = 6.56 \text{ KN/ml}$



**Figure III.10. Moments sur appuis.**

$$M_{012} = M_{078} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 6.56 \times (4)^2 / 8 = 13.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{023} = M_{067} = Q_s \cdot L^2 / 8 = 6.56 \times (3.9)^2 / 8 = 12.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{034} = M_{056} = Q_S \cdot L^2 / 8 = 6.56 \times (1.65)^2 / 8 = 2.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{045} = Q_S \cdot L^2 / 8 = 6.56 \times (3.1)^2 / 8 = 5.98 \text{ KN.m}$$

● **Calcul de Moments sur appuis:**

$$M_1 = M_8 = 0.3 M_{012} = 3.93 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_7 = 0.5 \max (M_{012}, M_{023}) = 6.56 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_6 = 0.4 \max (M_{023}, M_{034}) = 4.99 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = M_5 = 0.4 \max (M_{034}, M_{045}) = 2.39 \text{ KN.m}$$

● **calcul des efforts tranchants :**

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

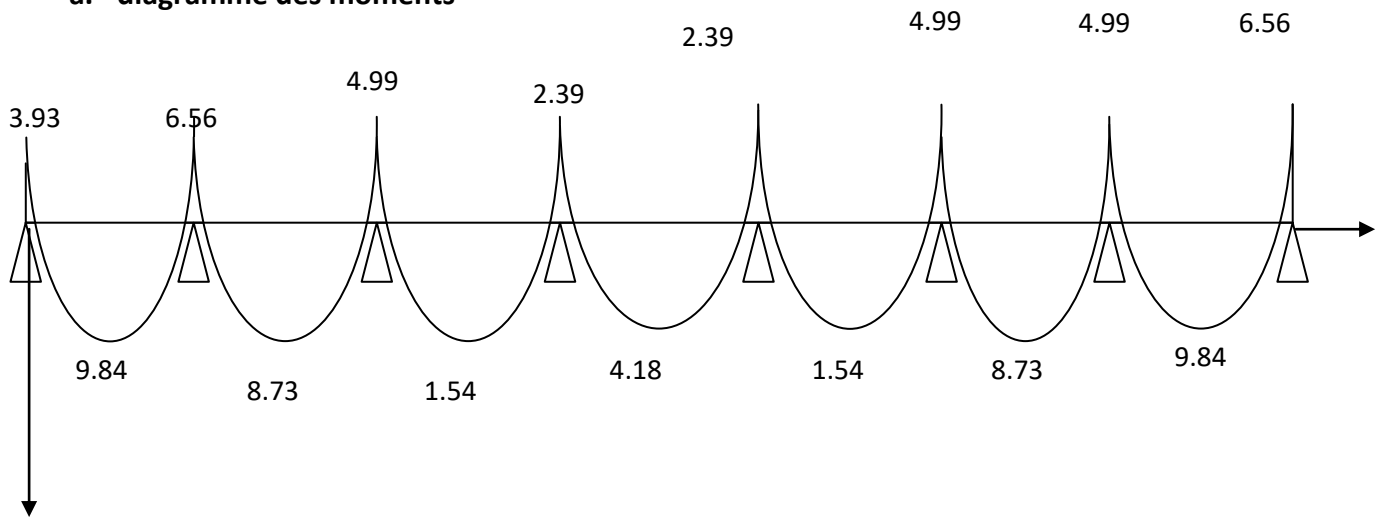
$$T_e = T_w + q_s L$$

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

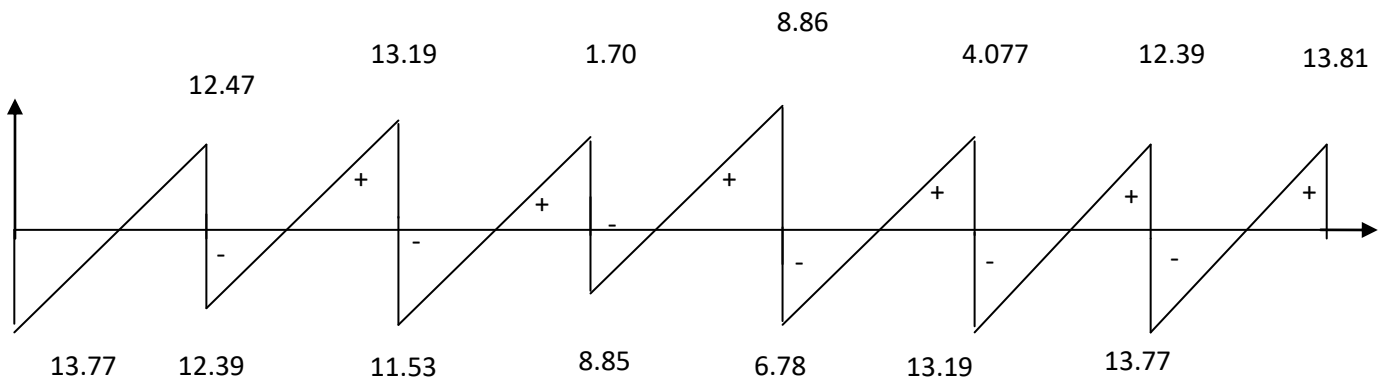
Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$M_w$ (KN.m)	3.93	6.56	4.99	2.39	2.39	4.99	6.56
$M_e$ (KN.m)	6.56	4.99	2.39	2.39	4.99	6.56	3.93
$T_w$ (KN)	-13.77	-12.39	-11.53	-8.85	-6.78	-13.19	-12.46
$T_e$ (KN)	12.47	13.19	1.70	8.86	4.077	12.39	13.81
$M_t$ (KN.m)	9.84	8.73	1.54	4.18	1.54	8.73	9.84

III.2.10. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

a. diagramme des moments



b) diagramme des efforts tranchants :



III.3.2.5. Vérifications à L'ELS :

● Etat limite de la compression du béton :

➤ en travée :

$$M_t^{\max} = 9.84 \text{ KN.m}$$

Contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 3.39}{18 \times 12} = 1.56$$

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

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{9.84 \times 10^3}{0.837 \times 18 \times 3.39} = 192.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa}$$

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

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

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

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.064 \times 192.66 = 12.33\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

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

➤ **aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 6.56\text{KN.m}$$

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

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

**Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{6.56 \times 10^3}{0.858 \times 18 \times 2.26} = 187.947\text{MPa} < 348\text{MPa}$$

**Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = k\sigma_s = 0.049 \times 187.947 = 9.21\text{MPa} < 15\text{MPa}$$

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

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

● **Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

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

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

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

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

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

$$3- \frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{3.6}{F_c}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section.

L : portée libre maximale.

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

$b_0$  : largeur de nervure

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

$$2- \frac{h}{L} = 0.05 > \frac{9.84}{15 \times 13.12} = 0.0042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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

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

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

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

Aire de la section homogénéisée :

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

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

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

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

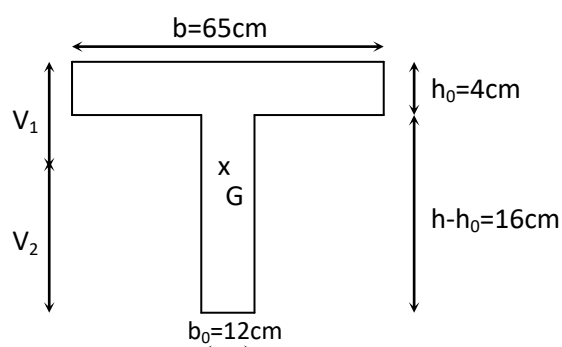
$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.43 \text{ cm}$$

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

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.43^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7.43 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 3.39 (12.56 - 2)^2 \quad I_0 = 20537.5 \text{ cm}^4$$

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



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

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

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

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

❖ **Conclusion :**

Après toutes les vérifications on a opté pour le ferrailage suivant :

○ **Armatures longitudinales**

Ⓜ **Aux appuis**

$$A_a = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 2.70 \text{ cm}^2$$

Ⓜ **Aux travées**

$$A_a = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 2.70 \text{ cm}^2$$

○ **Armatures transversales**

2HA6 = 0.57 cm<sup>2</sup> avec un espacement de 15 cm (1 étrier en T6 tous les 15 cm).

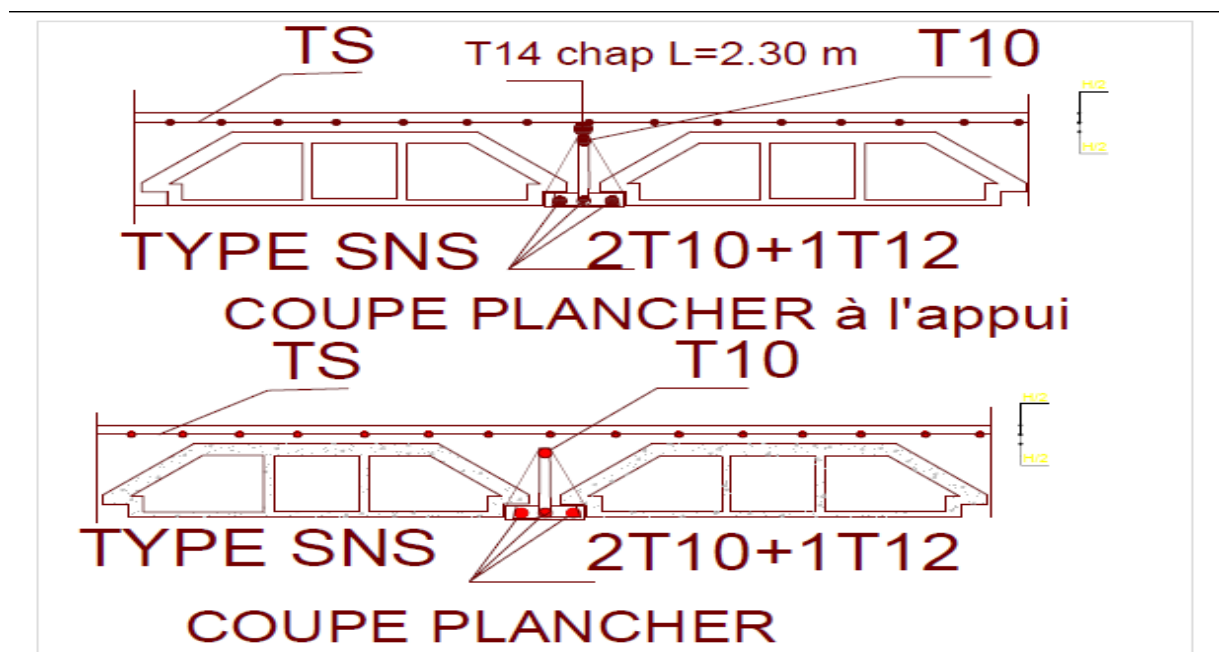
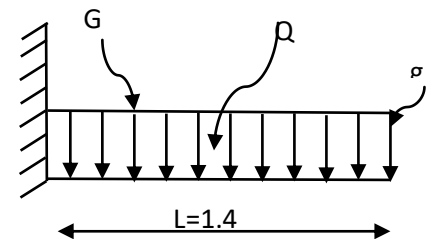
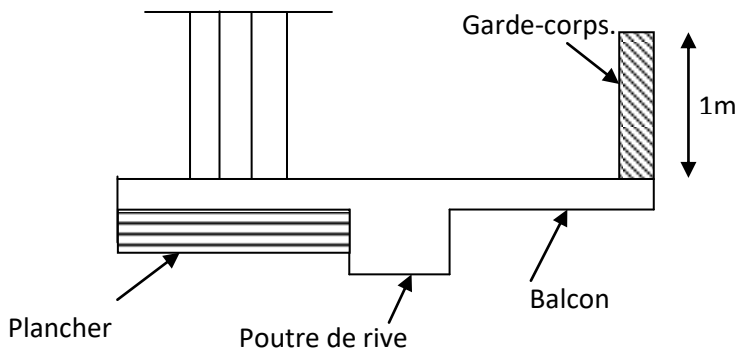


Fig. III.11. Schéma de ferrailage du plancher.

**III.3. ETUDE DU BALCON :**

Les balcons sont des consoles encastées au niveau de la poutre de rive. Ils sont soumis à des conditions d’environnement qui conduisent à des distributions constructives spéciales. Ils sont constitués d’une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.



**Fig. III.12. Coupe verticale d'un balcon**

**Fig. III.13. Schéma statique du balcon**

**Avec :**

- ⊗ **G** : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.
- ⊗ **Q** : surcharge d’exploitation verticale revenant au balcon.
- ⊗ **g** : charge verticale concentrée due à l’effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d’épaisseur.

**III.3.1. Dimensionnement du balcon :**

L’épaisseur de la dalle pleine est :  $e_p = 15$  cm. (Déterminer dans le chapitre II)

**III.3.2. Détermination des charges et surcharges du balcon :**

- **Charge permanente :**

$$G = 5.19 \text{ KN / m}^2$$

- **Charge concentrée :**

N°	Désignation	Épaisseur (m)	poids volumique (KN/m³)	G (KN/m²)
1	Brique	0.1	9	0.9
2	Enduit de ciment	0.02×2	18	0.72
<b>G total</b>				<b>1.62</b>

**Tableau III.1 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde corps.**

**Surcharge d'exploitation**

Charge due à la main courante ..... $Q_1 = 1 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation du balcon..... $Q=3.5 \text{ kN/m}^2$  (donnée par le DTR)

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

$G = 5.19 \text{ kN/ml}$

$G_1 = 1.62 \text{ kN/ml}$

$Q_1 = 1 \text{ kN/ml}$

$Q = 3.5 \text{ kN/ml}$

**III.3.3. Combinaisons de charges :**

- **A l'ELU :**

- ✓ **Dalle:**  $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.19 + 1.5 \times 3.5) \times 1\text{m} = 12.26 \text{ KN/ml}$

- ✓ **Garde corps:**  $g_u = (1.35 g) \times 1\text{m} = (1.35 \times 1.62) \times 1\text{m} = 2.19 \text{ KN/ml}$

- **A l'ELS :**

- ✓ **Dalle :**  $(G + Q) \times 1\text{m} = (5.19 + 3.5) \times 1\text{m} = 8.69 \text{ KN/ml}$

- ✓ **Garde corps :**  $g_s = g \times 1\text{m} = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ KN/ml}$

**III-3-4 Ferrailage à l'ELU :**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 mètre de largeur.

La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.

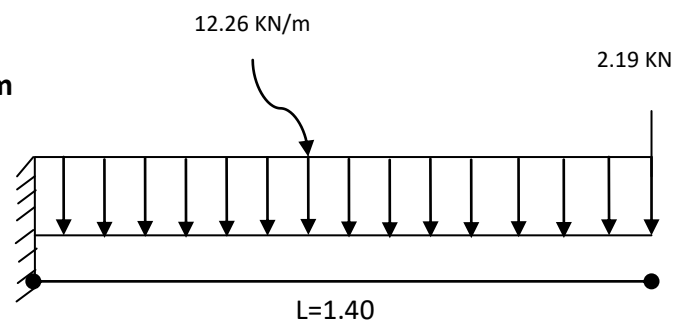
**III.3.4.1. Calcul des efforts internes:****1) Calcul du moment sollicitant**

$$M_U = \frac{q_u l^2}{2} + g_u \cdot l \Rightarrow \frac{12.26 \times 1.4^2}{2} + 2.19 \times 1.4 = 15.08 \text{ KN.m}$$

**2) L'effort tranchant :**

$$V_u = q_u \times L + g_u$$

$$V_u = 12.26 \times 1.40 + 2.19 = 19.35 \text{ KN}$$

**III.3.4.2. Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{15.08 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.073 < 0,392 \rightarrow \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0.073 \Rightarrow \beta = 0.9635$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15.08 \times 10^5}{0.9635 \times 12 \times 348 \times 10^2} = 3.75 \text{ cm}^2.$$

**Nous adopterons 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup> Avec St = 25 cm**

**III.3.4.3. Armatures de répartition :**

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

Nous adopterons 4HA8 = 2, 01 cm<sup>2</sup> Avec St =25 cm.

#### III.3.4.4. Vérifications à l'ELU :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

a- **Condition de non fragilité** : [Art A.4.2, 1/ BAEL 91 modifié 99].

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

- Armatures principales :  $A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.45 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.
- Armatures de répartition :  $A_r = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.45 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée

b- **Vérification de l'espacement des barres** [Art A.8.2,42/BAEL91 modifié 99]

Armatures principales :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min \{2h=30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

Armatures de répartition :  $St = 25 \text{ cm} \leq \min \{2h=30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm} \rightarrow$  Condition vérifiée.

Avec h : épaisseur de la dalle.

c- **Calcul de la longueur d'ancrage:**

La longueur de scellement droit est :  $l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}}$

Avec :  $\tau_{se} = 0.6\Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}.$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}.$$

L'article [Art.6.1.253 BAEL 91/modifiée 99] admet que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la partie ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4×Ls pour les aciers H.A.

$Lc = 0,4 \times Ls = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm} \Rightarrow$  On prend  $Lc = 20 \text{ cm}.$

d- **Vérification de la contrainte de cisaillement** : [Art A.5.1/BAEL91 modifié 99]

Il faut que :

$$\tau_{u \leq \bar{\tau}} = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{1.5}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}. \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{19.35 \times 10^3}{100 \times 120} = 1.61 \text{ Mpa} < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e- **Vérification de l'adhérence des barres** : [Art A.6.1, 3/ BAEL 91 modifié 99]

$\bar{\tau} = \psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$  (Aciers haute adhérence  $\Rightarrow \psi = 1.5$ )

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i}$$

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,072 \text{ cm}.$$

$$D'où ; \tau_{se} = \frac{19.35 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 15.072 \times 10} = 1.19 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III.3.4.5. Vérification à l'ELS :

- Calcul du moment :

$$M_s = M_{qs} + M_{gs} = \frac{q_{s1}l^2}{2} + g_u \cdot l \Rightarrow \frac{8.69 \times 1.4^2}{2} + 1.62 \times 1.4 = 10.78 \text{ KN.m.}$$

- Vérification des contraintes :

Etat limite de compression dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$

Etat limite de compression dans l'acier :  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa.}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.377 \Rightarrow \beta_1 = 0.905 \Rightarrow k_1 = 37.63.$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{10.78 \times 10^3}{0.905 \times 12 \times 4.52} = 219.61 < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{219.61}{37.63} = 5.84 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition étant vérifiée il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé, le ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS.

#### ❖ Conclusion :

Après toutes les vérifications on a opté pour le ferrailage suivant :

- Armatures principales :  $A_a = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$
- Armatures de répartition :  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec un espacement de 25 cm.

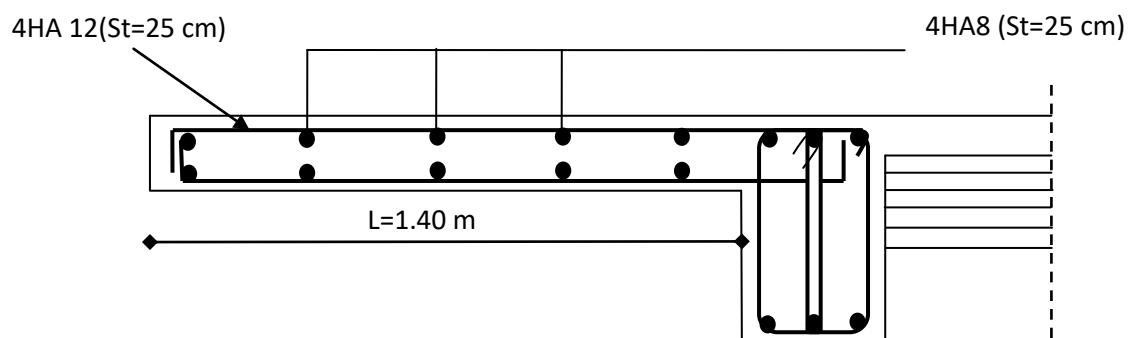


Fig. III.14. Schéma ferrailage du balcon

### III.4. ETUDE DES ESCALIERS :

#### III.4.1. Définition :

Un escalier est un organe de construction qui permet la circulation verticale d'un niveau inférieur à un niveau supérieur ou vice-versa. Il se présente comme une succession de plans horizontaux et verticaux.

**Marche** : Surface horizontale sur laquelle repose le pied. Elle peut être droite dans la volée droite, rayonnante dans la partie tournante et biaisée ou balancée dans un escalier balancé. Les marches d'une même volée ont toujours la même dénivellation.

Le nombre de marche est pris comme suit :  $m = n - 1$ .

**Contremarche** : C'est la partie verticale limitant le fond de marche devant la marche supérieure.

**n** : nombre de contre marches donné par :  $n = H/h$

**H** : hauteur entre deux niveaux consécutifs.

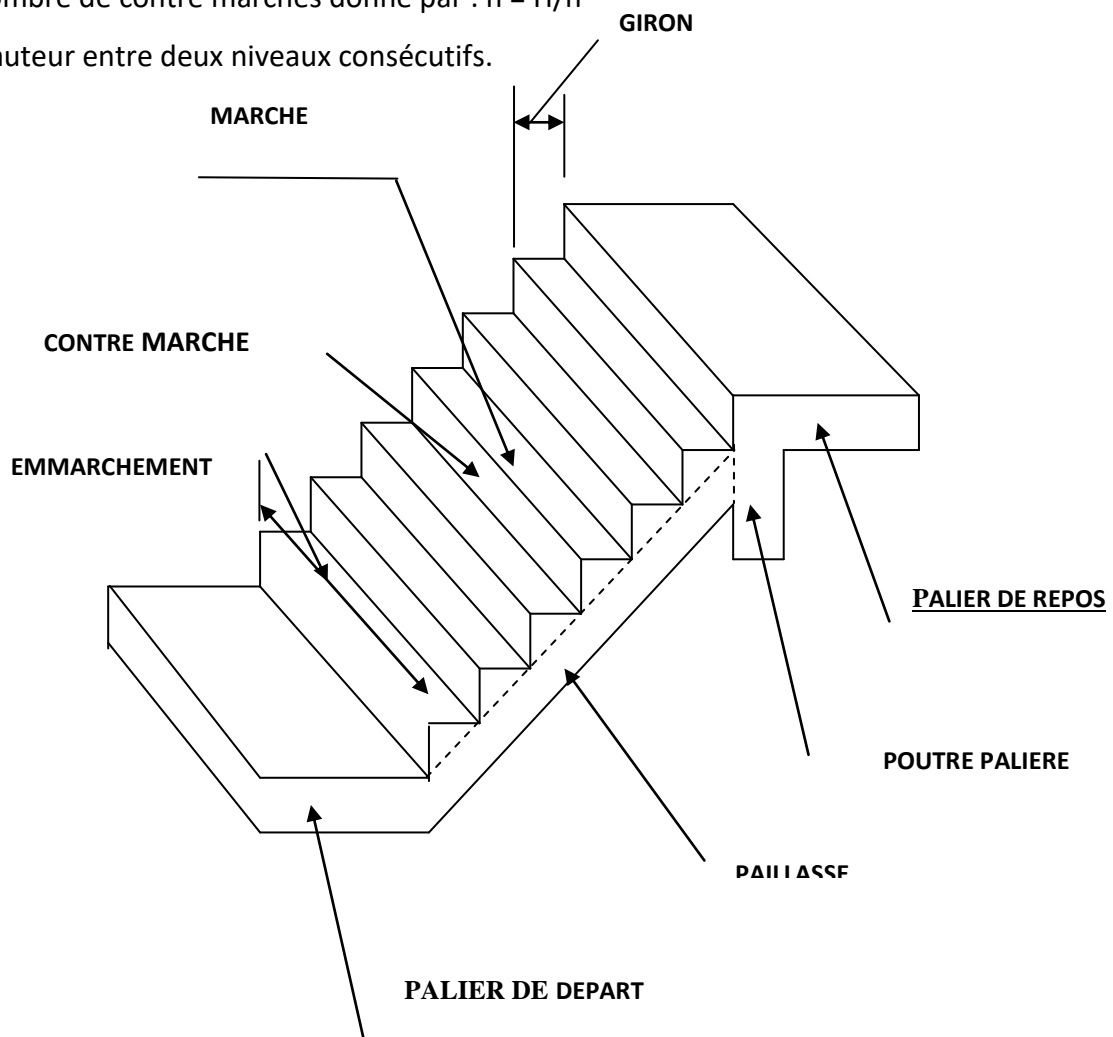


Fig. III.15. Schéma statique d'un escalier

**III.4.2. Différent type d'escalier :**

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

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

Les escaliers droits à deux volées avec un palier intermédiaire ( $H = 3.06 \text{ m}$ )

**III.4.3. Pré-dimensionnement :****III.4.3. 1. Dimensionnement du giron et contre marche :**

Le dimensionnement des marches et des contre marches ainsi que le nombre des marches se fera par la loi de BLONDEL.

- **Formule de BLONDEL:  $59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$**

Avec :

g: le giron

h: la hauteur de la contre marche

Pour qu'un escalier soit confortable il faut que :  $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$

On prend :  $h = 17 \text{ cm}$

- **Vérification de la loi de BLONDEL:**

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

Nous avons :

$$g = 30 \text{ cm.}$$

$$h = 17 \text{ cm.}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

Soit n le nombre de contre marches et m le nombre de marches.

$$H_{\text{TOT}} = 3,06 \text{ m} \qquad h = 17 \text{ cm}$$

Donc :  $n = 18$  contre marches  $m = n-1 = 17$  marches

Les deux volées sont identiques alors les marches seront réparties de la manière suivante :

Pour chaque volée on aura :  $n = 9$  contre marches et  $m = 8$  marches.

**Epaisseur de la paillasse et du palier :**

Prenant compte des recommandations BAEL 91 la paillasse prendre une épaisseur comprise dans l'intervalle :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20} \quad \text{Avec : } L_0 = L_1 + L_2 = 240 + 123 = 363 \text{ cm.}$$

$$L = \frac{L_1}{\cos \alpha} \quad \text{avec ; } L : \text{ la portée libre de la paillasse.}$$

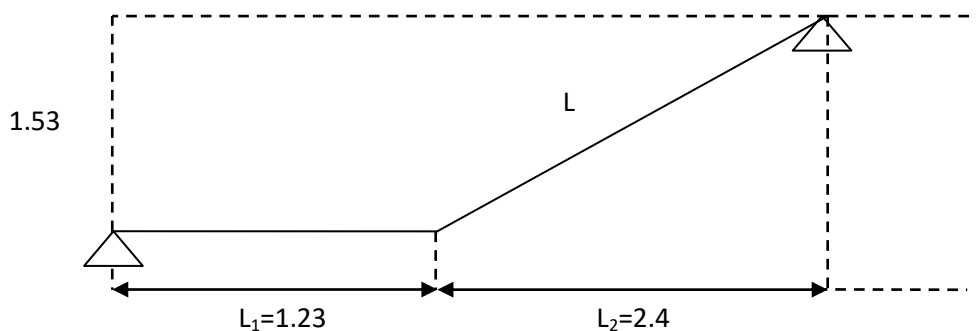
$$\text{On à } \operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{123}{240} = 0,5125 \Rightarrow \alpha = 27.13^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,889 ;$$

$$\text{Donc la portée } L = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,889} = 269.68 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où } \frac{(269.68+123)}{30} \leq e_p \leq \frac{(286.68+123)}{20}$$

$$13.089 \text{ cm} \leq e_p \leq 20.48 \text{ cm}$$

Soit  $e_p = 15 \text{ cm}$ , et en prend le même pour le palier ;  $e_{\text{paillasse}} = e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm}$ .



**Fig. III.16. Schéma statique d'un escalier étage courant**

**1- Détermination des charges et surcharges :**

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément repartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1m de projection horizontale et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

**a) Charges permanentes :**

➤ **La paillasse**

Poids des marches.....  $25 \times \frac{0.17}{2} \times 1 = 2.125 \text{ KN/ml}$

Poids de la volée.....  $25 \times \frac{0.15}{\cos 27.13} \times 1 = 4.21 \text{ KN/ml}$

Poids des revêtements (carrelage+mortier+lit de sable) :

.....  $(22 \times 0.02 + 22 \times 0.02 + 18 \times 0.02) = 1.24 \text{ KN/ml}$

Enduit de plâtre.....  $10 \times 0.02 \times 1 = 0.20 \text{ KN/m}$

Poids des gardes corps..... = 0.20KN/ml

$$\underline{G = 7.98 \text{ KN/ml}}$$

➤ **Le palier**

Poids de la dalle.....25x0.15x1 = 3.75KN/ml

Enduit de plâtre.....10x0.02x1 = 0.20KN/ml

Poids des revêtements..... = 1.24KN/ml

$$\underline{G = 5.19\text{KN/ml}}$$

**a) Surcharges d’exploitations :**

La surcharge d’exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

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

**2- Calcul à l’ELU :**

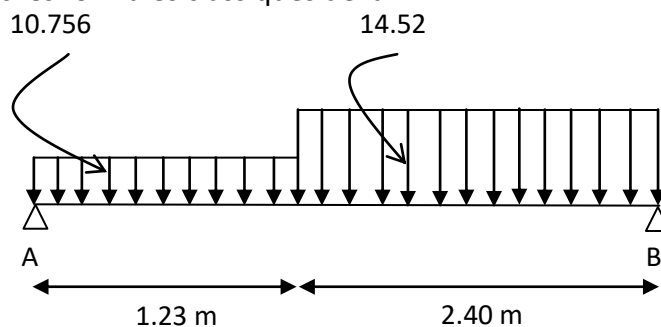
➤ Combinaison des charges :

**Palier :**  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.19 + 1.5 \times 2.5 = 10.756 \text{ KN/ml}$ .

**Paillassé :**  $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 7.98 + 1.5 \times 2.5 = 14.52 \text{ KN/ml}$ .

❖ **Calcul des efforts internes :**

Les calculs sont faits avec les formules classiques de la RDM.



❖ **Réactions d’appuis :**

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 10.756 \times 1.23 + 14.52 \times 2.40 = 48.08 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times (1.23 + 2.40) - 10.756 \times 1.23 \times \frac{1.23}{2} - 14.52 \times 2.40 \times \left( \frac{2.40}{2} + 1.23 \right) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 25.57$$

$$R_A = 22.51\text{KN}$$

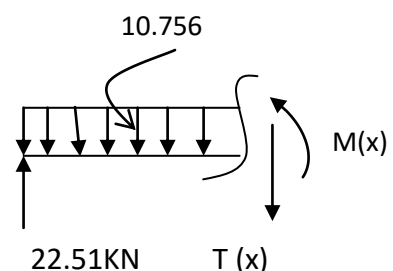
❖ **Efforts tranchants et moments fléchissant :**

➤ **Efforts tranchants :**

$$0 \leq x \leq 1,23\text{m}$$

$$T(x) - 22.51 + 10,756 x = 0$$

$$T(x) = -10.756 x + 22.51$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \longrightarrow T(x) = 22.51 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1.23 \longrightarrow T(x) = 9.28 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**1.23 m ≤ x ≤ 3.63 m**

$$T(x) - 22.51 + 10,756 (1,23) + 14.52 (x - 1,23) = 0$$

$$T(x) = -10.756 (1.23) - 14.52 (x - 1.23) + 22.51$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 1.23 \longrightarrow T(x) = 9,28 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3.63 \longrightarrow T(x) = -25.57 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**a) Le moment fléchissant :**

**0 ≤ x ≤ 1.23m**

$$Mz(x) + 10.756 (x^2/2) - 22.51 (x) = 0$$

Pour x = 0 → M(0) = 0

Pour x = 1.23 → M(1.23) = 19.55 KN.m

**0 ≤ x ≤ 2.40m**

$$Mz(x) + 14.52 (x^2/2) - 25.57 (x) = 0$$

Pour x = 0 → M(0) = 0

Pour x = 2.40 → M(2,40) = 19.55 KN.m

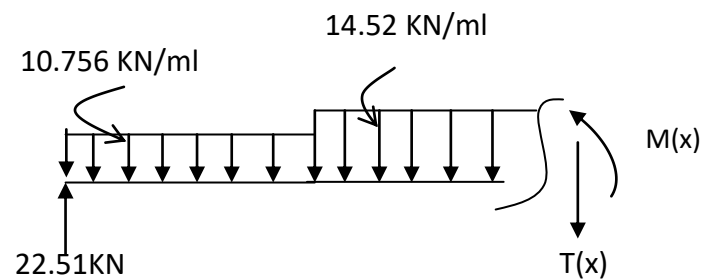
**b) Calcul du moment maximal « M max » :**

$$\frac{d(M_z)x}{d_x} = -T_y \text{ Donc } : T_y = 0 \rightarrow Mz = M \text{ max}$$

$$T_y = 0 \rightarrow T_y = 14.52x - 25.57 = 0 \rightarrow x = 1.76 \text{ m}$$

$$Mz(1.76) = 22.51 \text{ KN.m et } T_y(1.76) = 0$$

$$x = 1.90 \text{ m} \longrightarrow M(1.76) = 22.51 \text{ KN.m}$$



En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0.85 \times 22.51 = 19.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = -0.3 \times 19.55 = -5.86 \text{ KN.m}$$

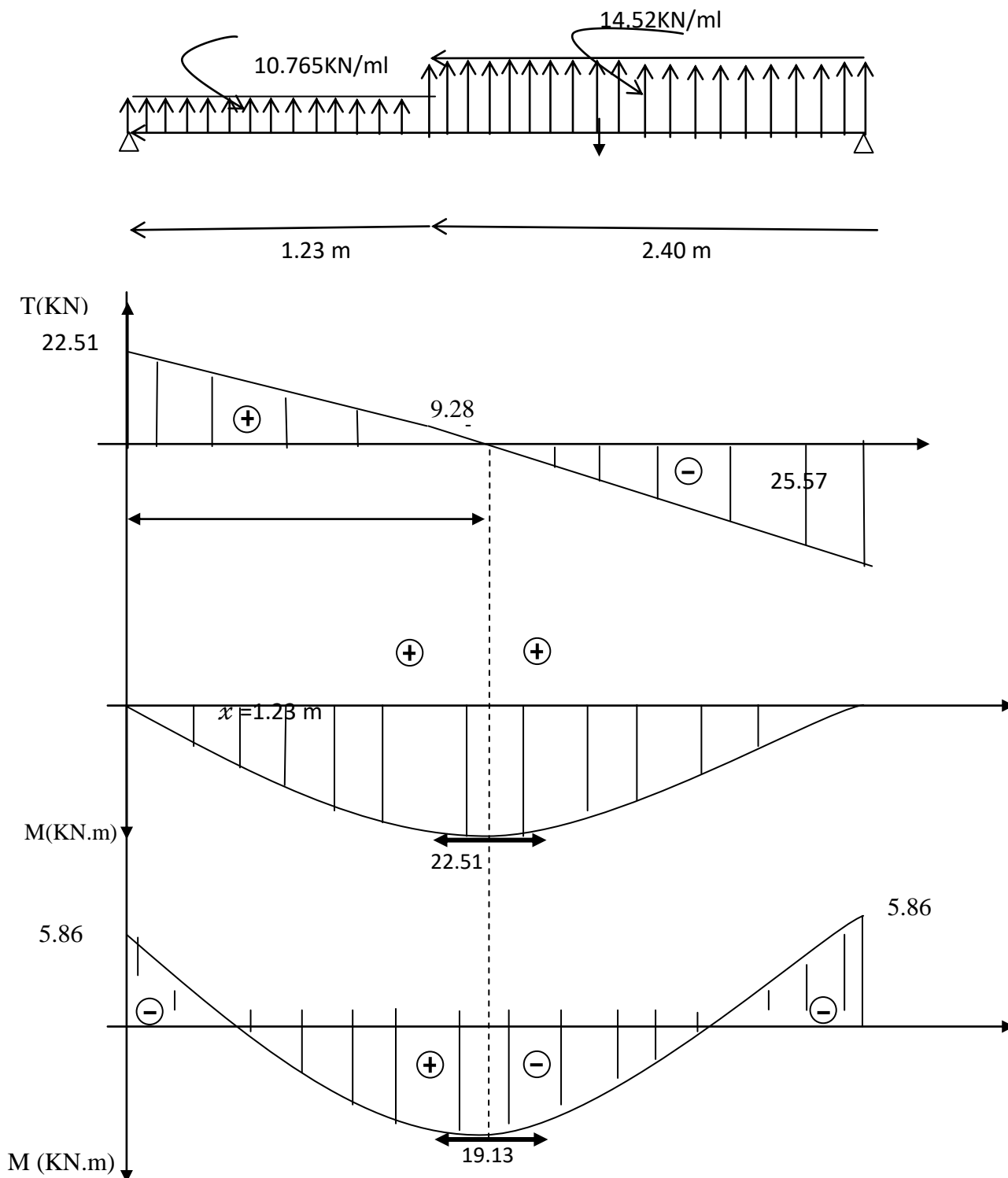


Fig. III.17. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

3- Calcul des armatures :

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}$  ;  $c = 2 \text{ cm}$  ;  $d = 13 \text{ cm}$ .

**a) En travée :**

$$M_u^t = 19.13 \text{ KN m}$$

**1. Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{19.13 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0927 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.0927 \Rightarrow \beta = 0.9515$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_s} = \frac{22.25 \times 10^3}{0.9515 \times 13 \times 348} = 5.169 \text{ cm}^2$$

Soit 5 HA 12 = 5.65 cm<sup>2</sup> avec un espacement S<sub>t</sub> = 20 cm

**1. Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA8/ml = 2.51 cm<sup>2</sup> avec un espacement S<sub>t</sub> = 20 cm.

**b) En appui :**

$$M_u^a = 7.305 \text{ KN m}$$

**b1- Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.305 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0304 \leq 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0.0304 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_s} = \frac{7.305 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = 1.64 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA14 = 7.70 cm<sup>2</sup> avec un espacement S<sub>t</sub> = 20 cm<sup>2</sup>

**b2- Armatures de repartions :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 1.925 \text{ m}^2$$

Soit 5 HA 10/ml = 3.92 cm<sup>2</sup> , avec un espacement S<sub>t</sub> = 20 cm<sup>2</sup>

**III.4.4. Les vérifications à l'ELU :**

**III.4.4.1. Vérification de la non fragilité du béton : [Art A 4.2 ,1/BAEL 91]**

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

- **En travée** A<sub>t</sub> = 5.65 cm<sup>2</sup> > A<sub>min</sub> ..... condition vérifiée.

- **Aux appuis :**  $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min}$  ..... condition vérifiée.

**III.4.4.2. Vérification de contrainte tangentielle :** [Art A 5.1,2/BAEL 91 ]

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec  $V_u$ : effort tranchant maximal

$$V_u = 25.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{25.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.197 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.197 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.197 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifiée.

**III.4.4.3. Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) :**

[Art A.5.1.313/BAEL 91]

On doit vérifier que :  $T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab$  Avec  $a \leq 0.9 d$

$$T_{\max} = 25.57 \text{ KN} < 0.4 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.13 \times 1 = 780 \text{ KN} \text{ ..... condition}$$

vérifiée.

**III.4.4.4. Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donné par :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec :  $\psi = 1.5$  pour les aciers HA

$\sum u$  : Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9.d.\sum u} = \frac{25.57 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 12 \times 3.14 \times 4} = 1.45 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

**III.4.4.4.1. Ancrage des armatures :**

$$\bar{\tau}_{sc} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

**III.4.4.4.2. Longueur de scellement :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_{se}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91 modifié 99] admettent que l’ancrage d’une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale 0,4 L<sub>s</sub> pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 19,93 \text{ cm.}$$

**III.4.4.4.3. Espacement des barres :**

- Armatures principales : S<sub>t max</sub> = 20 cm ≤ min {3h ; 33 cm} = 33 cm.
- Armatures de répartition : S<sub>t max</sub> = 25 cm ≤ min {4h ; 45 cm} = 45 cm

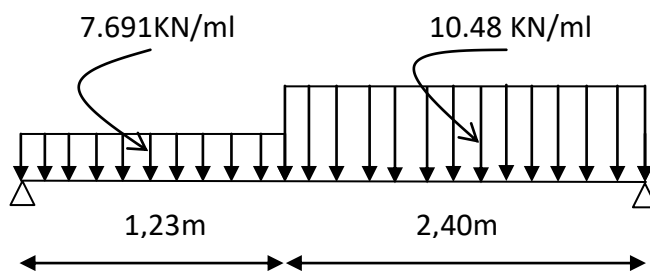
**III.4.5. Calcul à l’ELS:**

**III.4.5.1. Combinaison de charge :**

**Palier :** q<sub>s</sub> = G + Q = 5.19 + 2.5 = 7.691KN/ml.

**Paillasse :** q<sub>s</sub> = G + Q = 7.98 + 2.5 = 10.48KN/ml

**III.4.5.2. Calcul des efforts internes :**



**III.4.5.2.1. Réactions d’appuis:**

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 7.691 \times 1.23 + 10.48 \times 2.40 = 34.61 \text{KN.}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B \times (1.23 + 2.40) - 7.691 \times 1.23 \times \frac{1.23}{2} - 10.48 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.23\right) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 18.44 \text{KN}$$

$$R_A = 16.17 \text{KN}$$

## III.4.5.2. Efforts tranchants et moments fléchissant:

- Efforts tranchants :

- $0 \leq x \leq 1.23 \text{ m}$

$$T(x) - 16.25 + 7.691x = 0$$

$$T(x) = -7.691x + 16.25$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 0 \longrightarrow T(x) = + 16.25 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 1.23 \longrightarrow T(x) = + 6.79 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- $1.23 \text{ m} \leq x \leq 3.63 \text{ m}$

$$T(x) - 16.25 + 7.691(1.23) + 10.48(x - 1.23) = 0$$

$$T(x) = -7.691(1.23) - 10.48(x - 1.23) + 16.25$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x = 1.23 \longrightarrow T(x) = + 6.79 \text{ KN} \\ \text{Pour } x = 3.63 \longrightarrow T(x) = - 18.36 \text{ KN} \end{array} \right.$$

## Le moment fléchissant :

- $0 \leq x \leq 1.23 \text{ m}$

$$M(x) + 7.691(x^2/2) - 16.25(x) = 0$$

$$\text{Pour } x = 0 \longrightarrow M(0) = 0$$

$$\text{Pour } x = 1.23 \longrightarrow M(1.23) = 14.17 \text{ KN.m}$$

- $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

$$M(x) + 10.48(x^2/2) - 18.36(x) = 0$$

$$\text{Pour } x = 0 \longrightarrow M(0) = 0$$

$$\text{Pour } x = 2.40 \longrightarrow M(2.40) = 13.88 \text{ KN.m}$$

- Le moment max :

$$X = 1.90 \text{ m} \longrightarrow M(1.90) = 15.96 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement.

$$M_{\text{travée}} = 0.85 \times 15.96 = 13.566 \text{ KN.m}$$

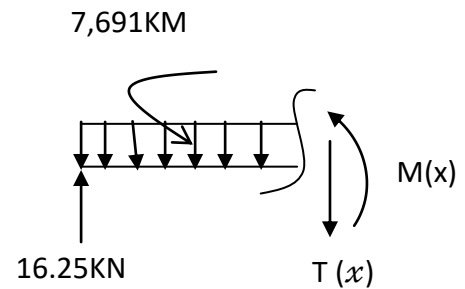
$$M_{\text{appui}} = -0,3 \times 15.96 = -4.788 \text{ KN.m}$$

## III.4.6. Vérification à l'ELS :

- Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art.A.4.5, 2/BAEL 91)

La contrainte de compression est limitée à :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$



La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

**En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,43 \Rightarrow K_1 = 34,75 \text{ et } \beta_1 = 0,8995$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A_t} = \frac{5,169 \times 10^3}{0,8995 \times 13 \times 5,65} = 205,33 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{205,33}{34,75} = 5,91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

.....vérifiée.

**En appui :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,23 \Rightarrow K_1 = 49,93 \text{ et } \beta_1 = 0,923$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4,788 \times 10^3}{0,923 \times 13 \times 3,14} = 127,08 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\text{La contrainte dans le béton est : } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{127,08}{49,93} = 2,545 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

.....vérifiée.

### III.4.7. Vérification de la flèche :

Les règles (Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

$$\frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{363} = 0,041 \leq \frac{1}{16} = 0,0625$$

La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

$$f \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = 1.22 \text{ cm}$$

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

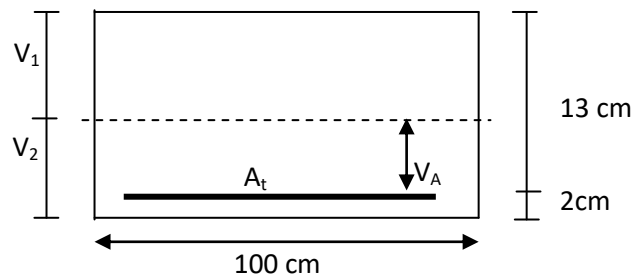
$\bar{f}$  : La flèche admissible ;

$E_v$  : module de déformation différée ;

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{\frac{f}{c28}} = 3700 \sqrt[3]{\frac{1.22}{25}} = 10818.865 \text{ MPa} ;$$

$I$  : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section ;

$V_1$  : position de l'axe neutre  $V_1 = \frac{S_{xx}}{B_o}$  ;



$B_o$  : aire de la section homogène.

$S_{xx}$  : moment statique par rapport à l'axe XX passant par la fibre extrême supérieur.

$A_t$  : section d'armatures tendues

$$B_o = b \cdot h + 15 A_t = 100 \times 15 + 15 \times 5.65 = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t \cdot x \cdot d$$

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

$$V_1 = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.79 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.79 = 7.21 \text{ cm}$$

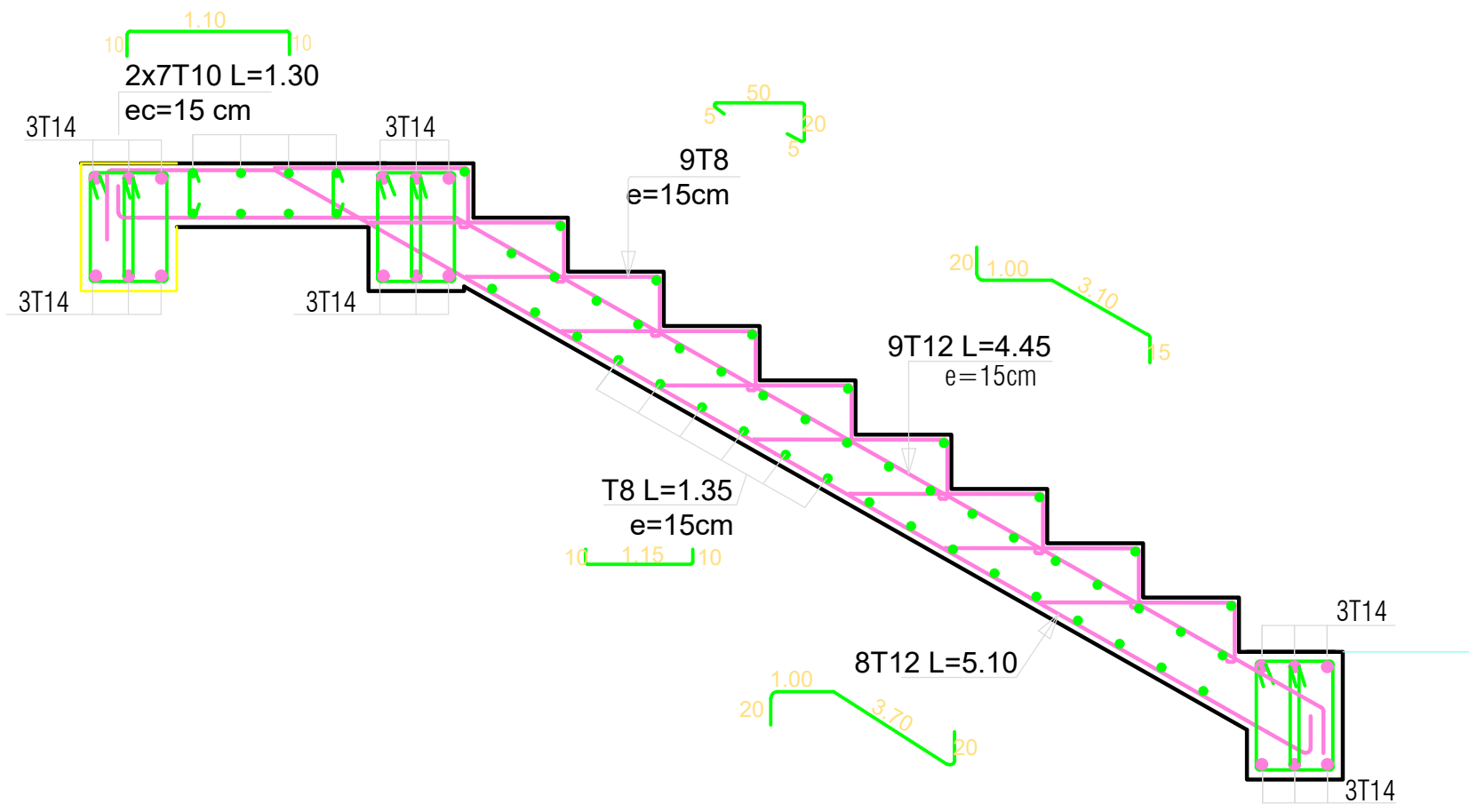
$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_A)^2 = \frac{100}{3} (7.79^3 + 7.21^3) + 15 \times 5.65 (7.21 - 2)^2 = 30551.61 \text{ cm}^4$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée calculé par rapport au centre de gravité

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s^{\max} L^4}{E_v I} = \frac{5}{384} \times \frac{10.48 \times (3.63)^4 \times 10^3}{10818.866 \times 30551.61 \times 10^{-2}} = 0.00716$$

$f = 0,00716 < \bar{f} = 1,22$  ..... condition vérifiée.

# FERRAILLAGE ESCALIER



**III.5. ETUDE DE LA POUTRE PALIERE :****III.5.1. Introduction :**

Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 2.70 m.

La charge permanente due au mur de façade est :

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
01	Briques creuses	0.10x2	18	1.8
02	Mortier de ciment	0.02	18	0.35
03	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
04	Lame d'air	0.05	0	0
<b>Charge permanent G</b>				<b>2.35</b>

Tableau III.18. Evaluation des charges de mur extérieur

**III.5.2. Pré dimensionnement :**

- **Hauteur de la poutre :**

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h_t \leq \frac{270}{10} \Rightarrow 18 \leq h_t \leq 27$$

**On opte pour  $h_t = 35$  cm**

- **La largeur de la poutre :**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.50$$

Selon le RPA 2003  $\Rightarrow b \geq 25$  cm et  $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow$  On opte pour un  **$b = 30$  cm.**

**Donc la poutre aura pour dimension:  $b \times h = 30 \times 35$  cm<sup>2</sup>.**

**III.5.3. Charges revenant à la poutre :**

Poids propre de la poutre :  $G_1 = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625$  KN/ml

La poutre palière supporte la moitié du mur :

Poids du mur façade :  $G_{\text{mur}} = \rho_{\text{mur}} \times \frac{h_0}{2}$

Tel que  $h_0$  : hauteur libre d'étage.

$$G_2 = 2.35 \times \frac{3.06}{2} = 3.6$$
 KN/ml

**Soit : la charge revenant à la poutre  $G = G_1 + G_2 = 2.625 + 3.6 = 6.225$  KN/ml**

Réaction de l'escalier sur la poutre : **ELU : Ru=25.57 KN**

**ELS : Rs=18.44 KN**

**a. Combinaisons de charge et surcharges :**

- à l'ELU :  $q_u = 1.35 G + 2 R_u / L = 1,35 \times 6.225 + (2 \times 25.57 / 2.7) = 27.34 \text{ KN/ml}$
- à l'ELS :  $q_s = G + 2 R_s / L = 6.225 + (2 \times 18.44 / 2.7) = 19.55 \text{ KN/ml}$

**b. Calcul des efforts internes à l'ELU :**

✓ **Effort tranchant :**

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{27.34 \times 2.7}{2} = 36.91 \text{ KN.}$$

✓ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{27.34 \times 2.7^2}{8} = 24.91 \text{ KN.m.}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement aux appuis,

On affectera le moment  $M_0$  par des coefficients correcteurs :

✓ **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 0.85 \times 24.71 = 21.18 \text{ KN.m}$$

✓ **Moment aux appuis :**

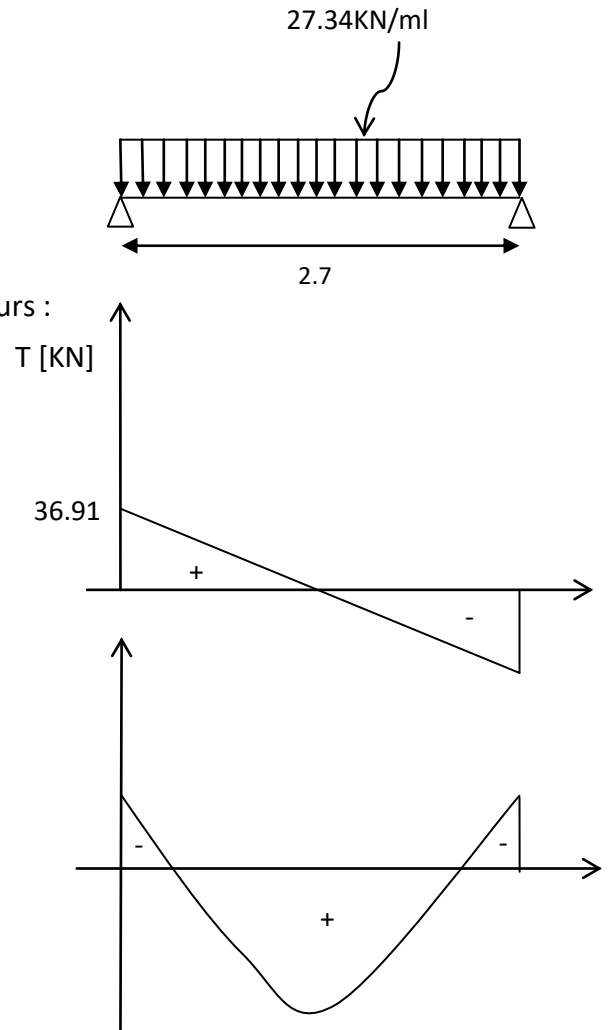
$$M_a = -0.30 \times M_0 = -0.30 \times 24.91 = -7.473 \text{ KN.m}$$

**III.4.4. Calcul de la section d'armatures à l'ELU:**

✓ **Armature principale :**

• **En travée :**

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{21.18 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.046$$



**Fig.III.19. Diagrammes des efforts interne à l'ELU**

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  la section est simplement armée.

$\mu_b = 0,046 \rightarrow \beta = 0,9$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta \cdot b \cdot \sigma_{st}} = \frac{21.18 \times 10^3}{0,976 \times 33 \times 348} = 1.89.$$

On opte pour :  $3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$ .

- Aux appuis :

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.473 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.016$$

$\mu_b < \mu_l = 0,392 \rightarrow$  la section est simplement armée.

$$\mu_b = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992 \rightarrow A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot b \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.473 \times 10^3}{0,992 \times 33 \times 348} = 0.656$$

On opte pour :  $3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$

### III.5.5. Vérifications à l'ELU :

- a) Condition de non fragilité [Art A.4.2,1/BAEL 91 modifié 99]

$$A_{min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 1.195 \text{ cm}^2$$

- En travées :  $A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.16 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.
- Aux appuis :  $A_{app} = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.16 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

- b) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{u\bar{\epsilon}} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = \min(3,3; 5) = 3,33 \text{ Mpa} \text{ (Fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{36.91 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.37 \text{ Mpa} < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- c) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis: [Art A.5.1,313/BAEL91] :

$$\bar{V}_U = 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b = 0.4 \frac{2.5}{1.5} \times 0.9 \times 33 \times 30 = 594 \text{ KN. (Avec : } a = 0,9d\text{).}$$

$$V_{max} = 36.91 \text{ KN} \leq \bar{V}_U = 794 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- d) influence de l'effort tranchant sur les armatures aux appuis: [Art A.5.1,321/BAEL 91]

$$\text{On doit vérifier } A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left( V_u + \frac{M_u^a}{0.9 \cdot d} \right).$$

$$\frac{1.15}{400} \times \left( 36.91 \times 10^3 - \frac{7.473 \times 10^3}{0.9 \times 0.33} \right) = 105.4 \times 10^{-2} = 1.054 \text{ cm}^2 < A_a = 1,51 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On constate que l'effort tranchant ( $V_u$ ) na pas d'influence sur les armatures.

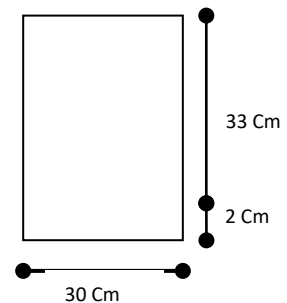
- e) Vérification de l'adhérence des barres au niveau des appuis : [Art A.6.1, 3/BAEL91] :

$$\bar{\tau} = \psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa} \text{ (Aciers haute adhérence } \Rightarrow \psi = 1.5\text{)}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \Sigma U_i}$$

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,072 \text{ cm.}$$

$$\text{D'où ; } \tau_{se} = \frac{36.91 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 3 \times 3.14 \times 1.4 \times 10} = 0.94 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres. (Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement).

❖ Remarque :

Même s'il n'y a pas de risque de cisaillement, la présence des armatures transversales reste indispensable dans la poutre palière.

• **Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par : (article A.7.2, 2 du BAEL91)

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{350}{35}; \phi_l; \frac{300}{10} \right\} \rightarrow \phi_t \leq \min [10; 14; 30] = 14 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par étriers de section :  $A_t = 2HA8 = 1,57 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement des armatures transversales :**

D'après le RPA, les premières armatures transversales doivent être disposées 6 cm du nœud de l'appui ou de l'encastrement.

Ⓜ **Aux appuis:**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} = \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.4 = 16.8 \text{ cm} \right\}$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

Ⓜ **En travée:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Soit  $S_t = 15 \text{ cm}$

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par la relation suivante :

$$A_s = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2.$$

$A_t = 1,57 \text{ cm}^2 > 1,35 \text{ cm}^2$ .  $\rightarrow$  Condition vérifiée.

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

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \cdot \tau_{se}}; \text{ Avec : } \tau_{se} = 0.6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}.$$

L'article [Art.6.1.253 BAEL 91/modifiée 99] admet que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la partie ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0,4 \times L_s$  pour les aciers H.A.

$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 49.38 = 19.75 \text{ cm} \Rightarrow$  On prend  $L_c = 20 \text{ cm}$ .

**g) Condition sur les armatures transversales :**

La section d'armature transversale doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} = \frac{1.57 \times 400}{30 \times 15} \geq \max \left\{ \frac{\tau}{2}; 4 \text{ Mpa} \right\} = \max \left\{ \frac{2.835}{2}; 4 \text{ Mpa} \right\} = 1.14 \text{ Mpa}$$

1,39 MPa > 1,14 MPa → condition vérifiée.

### III.5.6. Calcul et vérifications à l'ELS:

Calcul des efforts internes:  $q_s = 14,97 \text{ KN/m}$ .

▪ **Moment isostatique :**

$$M_{OS} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{19.55 \times 2.70^2}{8} = 17.81 \text{ KN/m}$$

▪ **Effort tranchant :**

$$T_S = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{19.55 \times 2.70}{2} = 26.39 \text{ KN.}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel on aura :

✓ **Aux appuis :**  $M_{Sa} = -0,3 M_{so} = -0,3 \times 17.81 = -5.343 \text{ KN.m}$

✓ **En travée :**  $M_{St} = 0,85 M_{so} = 0,85 \times 17.81 = 15.14 \text{ KN.m}$

a- **Vérification des contraintes :**

✓ **Etat limite de compression dans le béton :**  $\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$

✓ **Etat limite de compression dans l'acier :**  $\sigma_{st} = \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ Mpa.}$

• **Aux appuis :**  $A_a = 1.51 \text{ cm.}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1.51}{30 \times 33} = 0.15 \Rightarrow \beta_1 = 0.9925 \Rightarrow \alpha_1 = 0.0188.$$

$$\sigma_s = \frac{M_S}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{5.343 \times 10^3}{0.9925 \times 33 \times 1.51} = 108.03 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = \frac{108.03 \times 0.0188}{15 \times (1 - 0.0188)} = 0.14 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **En travée :**  $A_t = 3.39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{30 \times 33} = 0.342 \Rightarrow \beta_1 = 0.781 \Rightarrow \alpha_1 = 0.5474$$

$$\sigma_s = \frac{M_S}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{15.14 \times 10^3}{0.781 \times 33 \times 3.39} = 173.28 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{15} \times \frac{\alpha_1}{1 - \alpha_1} = \frac{173.28 \times 0.5474}{15 \times (1 - 0.5474)} = 13.97 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b- **Etat limite d'ouverture des fissures : [BAEL91.Art.B.6.3].**

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier car l'élément est soumis à une fissuration peu nuisible.

c- **Etat limite de déformation :**

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie:

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{270} = 0.129 > \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.129 \geq \frac{M_{tr}}{10.M_0} = \frac{21.18}{10 \times 24.91} 0.085 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3.39}{30 \times 33} = 0.00234 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La condition étant vérifiée on se dispense du calcul de la flèche.

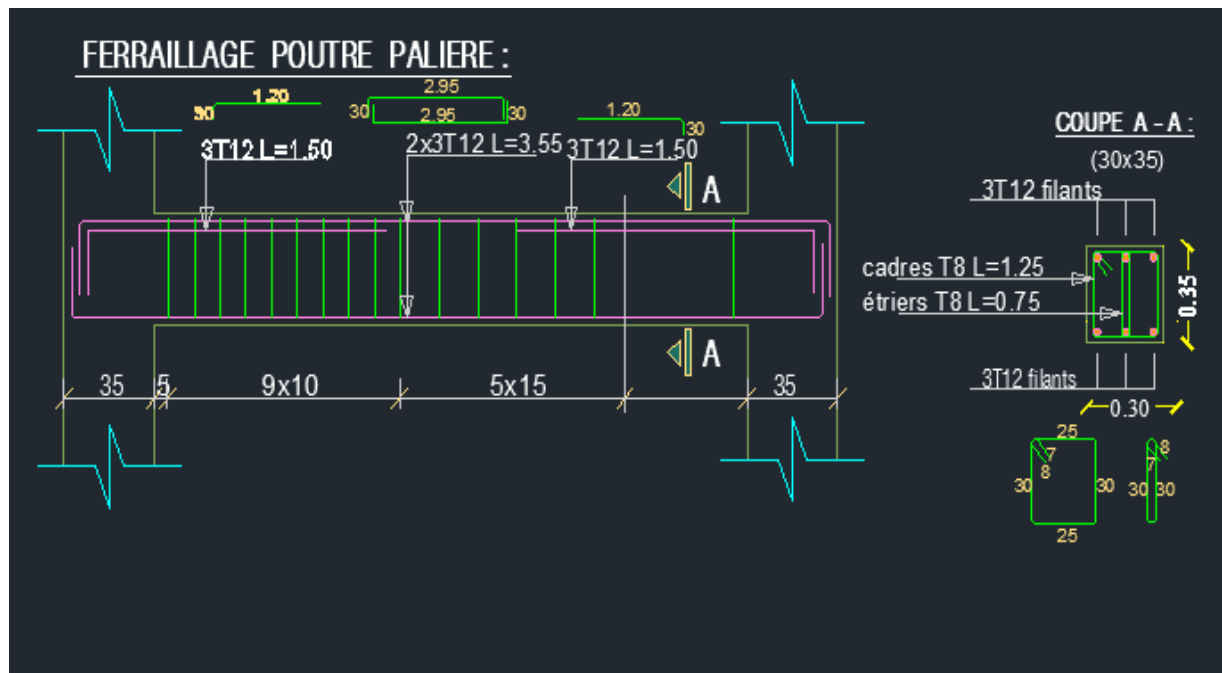


Figure III.20. Schéma de ferrailage de la poutre palier.

### III.6. ETUDE DE LA SALE MACHINE :

#### III.6.1. Introduction :

La cage d'ascenseur est un élément de la structure qui permet le déplacement rapide entre les niveaux d'un immeuble, elle est caractérisée par :

Une vitesse d'entraînement :  $V=1\text{m/s}$

La surface de la cabine est :

$$S = (1.71 \times 1.83) = 3.13\text{m}^2$$

III.6.2. Dimensionnement :

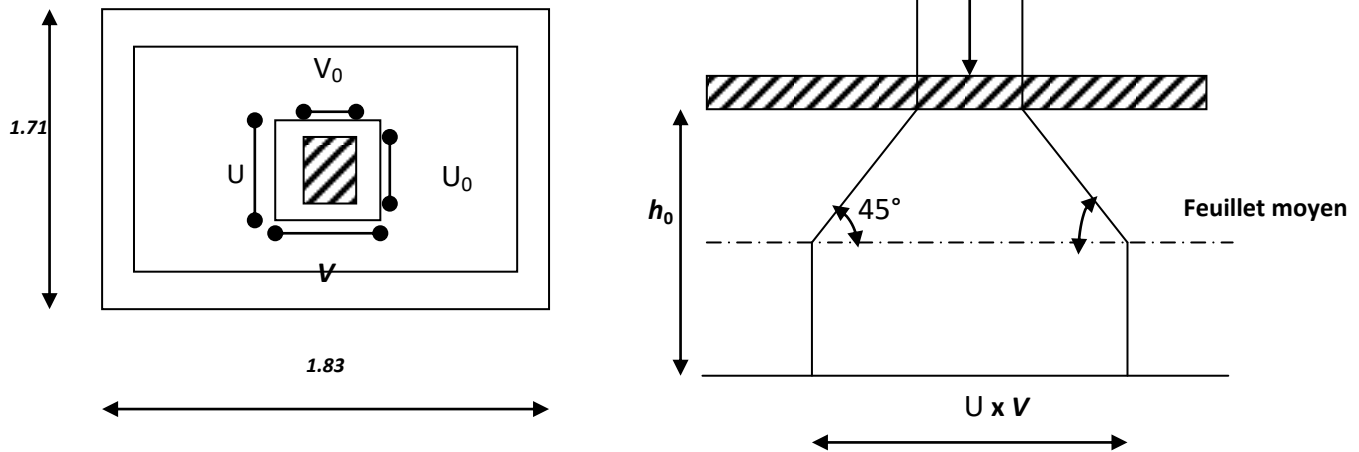


Figure III.21. Schéma statique de la salle machine

La charge totale transmet par le système de levage avec la cabine chargée est de 8 tonnes ( $p = 80\text{KN}$ ).

$P$  : La charge totale centrée.

$U, V$  : cotés du rectangle sur lequel s'applique la charge « $P$ » compte tenu de la diffusion à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au feuillet moyen de la dalle.

$U_0, V_0$  : Dimensions de rectangle dans lequel la charge est centrée ( $U_0 = V_0 = 65\text{ cm}$ ).

III.6.2.1. Hauteur de la dalle :

$$H_0 \geq \frac{ly}{30} = 6.1$$

Le RPA exige une hauteur  $h_{0\text{ min}} = 12\text{ cm}$

On adopte une hauteur de :  $h_0 = 15\text{ cm}$

III.6.2.2. Calcul de  $U$  et  $V$  :

$U$  et  $V$  sont les côtés du rectangle sur lequel agit la charge  $P$ . Ils sont calculés compte tenue de la division à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au niveau du Feuillet moyen de la dalle. Pour un revêtement en béton nous avons :

$$U = U_0 + 2e + h_0 = 65 + 2 \times 5 + 15 = 90\text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 65 + 2 \times 5 + 15 = 90\text{ cm}$$

$U_0 = V_0 = 65\text{ cm}$  ( $U_0 \times V_0$  : Surface sur laquelle agit la charge  $P$ ).

$e = 5\text{ cm}$  (Epaisseur du revêtement).

**III.6.3. détermination des sollicitations :**• **A l'ELU :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$P_u = 1.35 P$$

Avec :

$$G = 25 \times 0.15 = 3.755 \text{ KN/m}^2 \text{ (poids propre de la dalle)}$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \text{ (surcharge d'exploitation)}$$

$q_u = 1.35 \times 3.755 + 1.5 \times 1 = 6.563 \text{ KN/ml}$  (charge uniformément répartie sur une bande de 1m)

$$P_u = 1.35 \times 80 = 108.5 \text{ KN (charge concentrée dus au système de levage).}$$

• **A l'ELS :**

$$q_s = G + Q = 3.755 + 1 = 4.755 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 80 \text{ KN}$$

**III.6.4. Evaluation des moments :**

Les moments au milieu de la dalle pour une bande de 1 m de largeur dans les deux sens sont :

$$M_x = P (M_1 + \nu M_2) \text{ Avec: } -\nu : \text{ Coefficient de poisson ELU : } =0$$

$$M_y = P (M_2 + \nu M_1) \text{ ELS: } =0.2$$

$$L_y = 1.83 \text{ m}$$

$$L_x = 1.71 \text{ m}$$

$M_x, M_y$  : Moments au milieu du panneau dans les sens x-x et y-y, due à la charge P.

$M_1$  et  $M_2$  : Sont donnés par des abaques de PIGEAUD en fonction des rapports  $U/L_x$  et  $V/L_y$ .

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.71}{1.83} = 0.93 \Rightarrow 0,4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.93$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{90}{171} = 0.53$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{90}{183} = 0.49$$

Les valeurs de  $M_1$  et  $M_2$  sont données dans les tableaux de PIGEAUD par interpolation entre le tableau donnant  $\rho=0,9$  et celui donnant  $\rho=1$

Les résultats sont :  $M_1 = 0,0975$  et  $M_2 = 0,0765$ .

**III.6.5. Calcul des moments:****a. moment dû au système de levage**

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_{x1} = p_u \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{x2} = p_u \times (M_2 + \nu M_1)$$

$$M_1 = 0.0975$$

$$M_2 = 0.0765$$

- **A L'ELU :  $\nu=0$**

$$M_{x1} = p_u \times (M_1 + \nu M_2) \Rightarrow M_{x1} = 108 \times (0.0975 + 0) = 10.53 \text{ Kn.m}$$

$$M_{y1} = p_u \times (M_2 + \nu M_1) \Rightarrow M_{x2} = 108 \times (0.0765 + 0) = 8.26 \text{ Kn.m}$$

**b. moment du poids propre de la dalle pleine :**

$$M_{x2} = \mu_x \cdot l_x^2 \cdot q_u$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

- A L'ELU :  $\begin{cases} \nu = 0 \\ \rho = 0,93 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0428 \\ \mu_y = 0.841 \end{cases}$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot l_x^2 \cdot q_u \Rightarrow M_{x2} = 0.0428 \times 1.71^2 \times 6.563 = 0.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.841 \times 0.82 = 0.69 \text{ KN.m}$$

**c. superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.53 + 0.82 = 11.35 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.26 + 0.69 = 8.95 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

**Correction des moments :**

- **en travées :**

Les moments en travée :

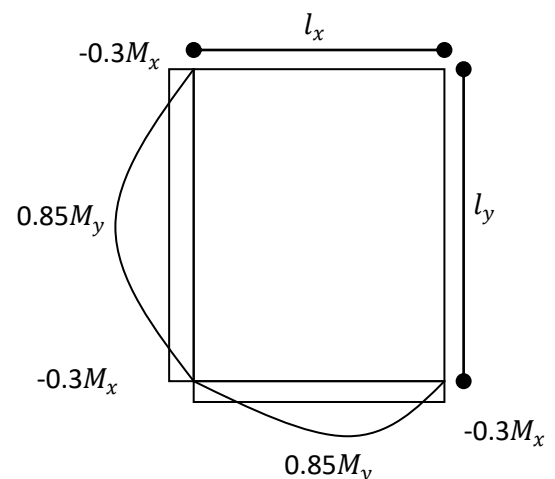
$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 11.35 = 9.65 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 8.95 = 7.61 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis :


$$M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 11.35 = -3.40 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 M_y = -0.3 \times 8.95 = -2.68 \text{ KN.m}$$



**III.6.6. Ferrailage:**

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur.

 **Aux appuis :**

• **Sens x-x :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.40 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.014 \Rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_{x-x}^a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{3.40 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.757 \text{ cm}^2.$$

On opte pour :  $A_{x-x}^a = 5 \text{ HA8/ml} = 2.51 \text{ cm}^2$  avec  $St = 20 \text{ cm}$

• **Sens y-y :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.68 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.011 \Rightarrow \beta = 0.9945$$

$$A_{y-y}^a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2.68 \times 10^3}{0.9945 \times 13 \times 348} = 0.6 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_{y-y}^a = 5 \text{ HA8/ml} = 2.51 \text{ cm}^2$  avec  $St = 20 \text{ cm}$

 **En travée :**

• **Sens x-x :**

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.65 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.040 \Rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9.65 \times 10^3}{0.980 \times 13 \times 348} = 2.18 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_{x-x}^t = 5 \text{ HA12/ml} = 5.65 \text{ cm}^2$  avec  $St = 20 \text{ cm}$

• **Sens y-y :**

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.61 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.032 \Rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.61 \times 10^3}{0.984 \times 13 \times 348} = 1.71 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_{y-y}^t = 5 \text{ HA8/ml} = 2.51 \text{ cm}^2$  avec  $St = 20 \text{ cm}$

**III.6.7. Vérification à L'ELU :****❖ Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :**

Les armatures tendues d'une section transversale soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspond au taux d'armature suivant:

**• Sens x-x :**

On a :  $\omega_0 = 0.8 \times 10^3$  pour les aciers de nuance  $f_e$  E400 ;

On a :  $\omega$  : le pourcentage d'acier en travée dans le sens x-x

$$A_{x\min} \geq \left(\frac{3-\rho_x}{2}\right) b \times h \times \omega_0$$

$$A_x^{\min} \geq \left(\frac{3-0.93}{2}\right) 100 \times 15 \times 0.8 \times 10^{-3} = 1.242 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.242 \text{ cm}^2 \\ A_x^a = 2.51 \text{ cm}^2 \\ A_x^t = 5.65 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_x > A_x^{\min} \Rightarrow \text{Condition verifier.}$$

**• Sens y-y :**

On a :  $\omega_0 = 0.8 \times 10^3$  pour les aciers de nuance  $f_e$  E400 ;

On a :  $\omega$  : le pourcentage d'acier en travée dans le sens x-x

$$A_{x\min} \geq \left(\frac{3-\rho_x}{2}\right) b \times h \times \omega_0$$

$$A_x^{\min} \geq \left(\frac{3-0.93}{2}\right) 100 \times 15 \times 0.8 \times 10^{-3} = 1.242 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_y^{\min} = 1.242 \text{ cm}^2 \\ A_y^a = 2.51 \text{ cm}^2 \\ A_y^t = 2.51 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_y^t > A_x^{\min} \Rightarrow \text{Condition verifier.}$$

Les conditions de non fragilité sont vérifiées dans les deux sens.

**❖ Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :**

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition verifier.}$$

**❖ Ecartement des barres :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\text{Armatures // à } l_x : A_x // l_x : S_t = 20 \text{ cm} < (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

$$\text{Armatures // à } l_y : A_y // l_y : S_t = 20 \text{ cm} < (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifié.}$$

❖ **Condition de non poinçonnement :**

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$P_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.2.42}).$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée.

Avec  $\mu_c$  : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(0,90 + 0,90) = 3,6 \text{ m.}$$

$$P_u = 108 \text{ KN} \leq 0,045 \times 3,6 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 405 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire

❖ **Contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U} \geq T_{max} = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{108}{(2 \times 0,9) + 0,9} = 40 \text{ kn.}$$

$$\text{Au milieu de V} \geq T_{max} = \frac{P_u}{2U+V} = \frac{108}{(2 \times 0,9) + 0,9} = 40 \text{ kn.}$$

$$T_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{40}{1 \times 0,12} = 333,33 \text{ kn/m}^2 = 0,34 \text{ Mpa} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

**III.6.8. Vérification à L'ELS :****1- calcul des moments :****a) moment dû au système de levage :**

Les abaques nous donnent les moments au centre du panneau.

$$M_{x1} = p_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{x2} = p_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$$M_1 = 0,0975$$

$$M_2 = 0,0765$$

▪ **A L'ELS :  $\nu=0,2$** 

$$M_{x1} = p_s \times (M_1 + \nu M_2) \Rightarrow M_{x1} = 80 \times (0,0975 + 0,2 \times 0,0765) = 9,024 \text{ Kn.m}$$

$$M_{y1} = p_s \times (M_2 + \nu M_1) \Rightarrow M_{x2} = 80 \times (0,0765 + 0,2 \times 0,0975) = 7,68 \text{ Kn.m}$$

**b) moment du poids propre de la dalle pleine :**

$$M_{x2} = \mu_x \cdot l_x^2 \cdot q_u$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$\blacksquare \text{ A L'ELS : } \begin{cases} \nu = 0.2 \\ \rho = 0,93 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.05 \\ \mu_y = 0.891 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot l_x^2 \cdot q_s \Rightarrow M_{x2} = 0.05 \times 1.71^2 \times 4.755 = 0.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.891 \times 0.69 = 0.62 \text{ KN.m}$$

c) **superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.024 + 0,69 = 9.72 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.68 + 0,62 = 8.30 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau Des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant Le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

d) **Correction des moments :**

 **Les moments en travée :**

$$M_x^t = 0.85 M_x = 0.85 \times 9.72 = 8.262 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_y = 0.85 \times 8.30 = 7.055 \text{ KN.m}$$

 **Les moments aux appuis :**

$$M_x^a = -0.3 M_x = -0.3 \times 9.72 = -2.316 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 M_y = -0.3 \times 8.30 = -2.49 \text{ KN.m}$$

e) **calcul des moments :**

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

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

La section est rectangulaire ;

la nuance des aciers est de fe E400 ;

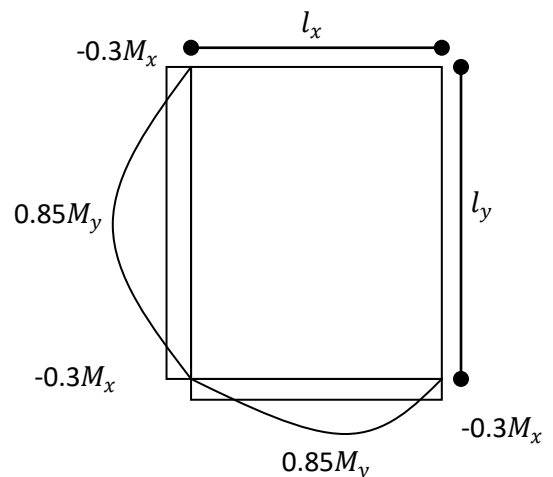
$$\alpha \leq \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad y = \frac{M_u}{M_s}$$

 **Aux appuis :**

✓ **Sens x-x :**

$$\mu_b = \frac{M_s^{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.316 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0096 \Rightarrow \alpha = 0.0113$$

$$Y = \frac{M_u^{ax}}{M_s^{ax}} = \frac{3.40}{2.316} = 1.47 \text{ cm}^2$$



$$\alpha = 0.0113 \leq \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.485 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens y-y :**

$$\mu_b = \frac{M_S^{ay}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.49 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.010 \Rightarrow \alpha = 0.0126$$

$$Y = \frac{M_u^{ax}}{M_S^{ax}} = \frac{2.68}{2.49} = 1.076 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.0126 \leq \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.288 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✚ **En travée :**

✓ **Sens x-x :**

$$\mu_b = \frac{M_S^{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.262 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.034 \Rightarrow \alpha = 0.0432$$

$$Y = \frac{M_u^{ax}}{M_S^{ax}} = \frac{9.65}{8.262} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.0432 \leq \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.333 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens y-y :**

$$\mu_b = \frac{M_S^{ay}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.055 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0294 \Rightarrow \alpha = 0.0368$$

$$Y = \frac{M_u^{ax}}{M_S^{ax}} = \frac{7.61}{7.055} = 1.078 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0.0368 \leq \frac{Y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.289 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la vérification de la contrainte de compression du béton n'est pas nécessaire.

## 2- Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire

## 3- Vérification au poinçonnement :

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$q_u \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art 5.2.42}).$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée.

Avec  $\mu_c$  : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 (U + V) = 2 (0,90 + 0,90) = 3,6 \text{ m.}$$

$$q_u = 6.563 \text{ KN} \leq 0,045 \times 3,6 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 405 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

### III.7. ETUDE DE L'ACROTÈRE :

#### III.7.1. Introduction :

L'acrotère est un élément destiné à assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse, dont il forme un écran pour toute chute, il participe dans la mise hors eau de la structure.

Il est assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse, il est soumise à un effort «G» du à son poids propre et un effort horizontal «Q = 1KN» du à la main courante qui engendre un moment «M» dans la section d'encastrement (section dangereuse). Le ferrailage sera calculé en flexion composée avec une compression pour une bonde de 1 mètre de largeur.

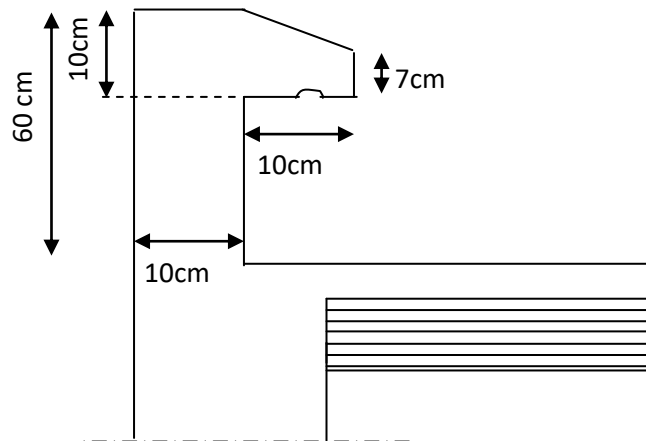


Figure III.23. Coupe verticale de l'acrotère

#### III.7.2. Détermination des sollicitations :

##### III.7.2.1. Effort normale du au poids propre :

$$G = S \times \rho$$

Avec : S : la section transversale

$\rho$  : la masse volumique du béton

$$G = \left[ (0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,1) + \left( \frac{0,03 \times 0,1}{2} \right) \right] \times 25$$

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

D'où  $N = G \times 1\text{ml} = 1.7125\text{KN}$

### III.7.2.2. Effort horizontal :

$Q = 1 \text{ KN/ml}$

### III.7.2.3. Moment de renversement « M » du à l'effort horizontal :

$M = Q \times H$  avec :  $H = 0.6\text{m}$

$M = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

### III.7.2.4. Effort tranchant :

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

### III.7.3. Diagramme des efforts :

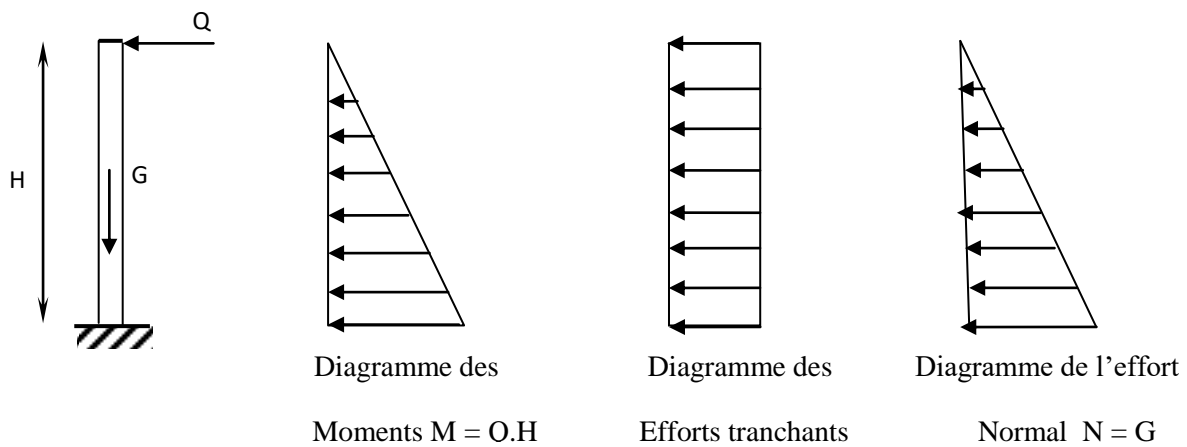


Figure III.24. Schéma statique de calcul et diagrammes des efforts

### III.7.4. Combinaison des charges :

#### ➤ A L'ELU :

#### 1. Effort normal de compression :

$N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.7125 = 2.312\text{KN}$ .

#### 2. Moment de flexion :

$M_u = 1.5M = 1.5 \times 0.6 = 0,9\text{KN.m}$ .

#### ➤ A L'ELS :

#### 1. Effort normal de compression :

$N_s = G = 1.7125\text{KN}$ .

#### 2. Moment de flexion :

$M_s = M = 0.6\text{KN.m}$ .

### III.7.5. Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10 \text{ cm}$ » et de largeur « $b = 100 \text{ cm}$ », soumise à un effort normal « $N$ » et un moment de renversement « $M$ ».

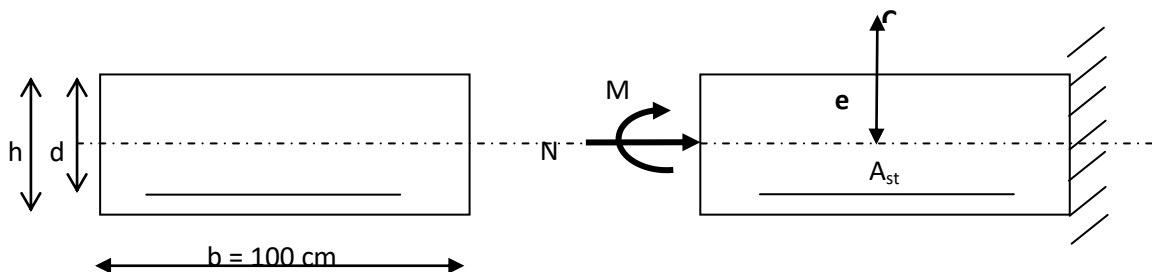


Figure III.25. Schéma de calcul de l'acrotère

### III.7.5.1. Calcul des armatures à l'ELU :

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.312} = 0.38 \text{ m} = 39 \text{ cm.}$$

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

Avec:  $a$ : distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

$e_u > \frac{h}{2} - c \Rightarrow$  le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone délimitée par les armatures. L'effort normal  $N$  est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  puis elle se ramène à la flexion composée.

➤ **Calcul en flexion simple :** (section fictive)

- Moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 0.9 + 2.312 \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 0.94624 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.94624 \times 1000}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0135 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.0135 \Rightarrow \beta = 0.9935$$

$$\text{Les armatures fictives: } A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.9462 \times 1000}{0.9935 \times 7 \times 348} = 0.390 \text{ m}^2$$

$$A_f = 0.390 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul en flexion composée :** (armatures réelles)

La section d'acier réelle est déterminée par la relation suivante :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.390 - \frac{2.312}{348 \times 10^{-1}} = 0.323 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

**III.7.5.2. Condition de non fragilité du béton (de la section minimale) (BAEL91/ Art 4.2.1) :**

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_s - (0.455 \times d)}{e_s - (0.185 \times d)} \right]$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.7125} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

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

$$\text{D'où : } A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \left[ \frac{35 - (0.455 \times 7)}{35 - (0.185 \times 7)} \right] = 0.798 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2 > A = 0.323 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée.}$$

**Conclusion :** La condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, c'est la section imposée par cette dernière condition qui sera prise en considération.

Donc, on adopte une section :  $A = A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2$

Soit : 4HA8  $\Rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec un espacées de 15 cm

**III.7.6. Vérification**

**III.7.6.1. Vérification au cisaillement :** [Art A.5.1 ; 1..BAEL91]

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

$$\tau_u = \frac{1.5}{100 \times 7} = 0.002 \text{ KN/cm}^2$$

$V_u$ : la valeur de l'effort tranchant vis-à-vis de l'ELU ;

$b$  : largeur de la bonde considérée = 100 cm ;

$d$  : hauteur utile de la section,  $d = h - c$ .

Comme la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, il est nécessaire de vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

### III.7.6.2. Vérification de l'adhérence des barres : [Art A 6.1, 3..BAEL]

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

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

Avec  $\sum U_i$  : Somme des périmètres ultimes des barres

$$\sum U_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$n$ : Nombre de barres

$$\text{D'où : } \tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 10.048} = 0.23 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$  La section est vérifiée.

### III.7.6.3. Vérification Vérification Espacement des barres :

Armatures principales :  $S_t < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Armatures de répartitions :  $S_t = \min(4h, 45\text{cm}) = 40\text{cm}$

$$S_t = 15\text{cm} \leq 40\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

#### III.7.6.4. Ancrage des barres : [Art A.6.1, 23..BAEL 91]

La longueur de scellement «L<sub>s</sub>» est donnée par :

$$L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32\text{cm}$$

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de 0.6 L<sub>s</sub> = 20 cm et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

#### III.7.7. Calcul à L'ELS :

Le calcul consiste à vérifier les contraintes limites est les aciers.

##### III.7.7.1. Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

$$\rho_1 = \frac{A_s \times 100}{b \times d} = \frac{2.01 \times 100}{100 \times 7} \times = 0.287 \Rightarrow \beta_1 = 0.916 \dots \text{et } K_1 = 44.52$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0.6 \times 1000}{0.916 \times 7 \times 2.01} = 46.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{44.52} \times 46.55 = 1.04 \text{ MPa}$$

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

##### III.7.7.2. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier : [Art. A.4.5.23]

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

avec :  $\eta = 1.6$  : coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \left\{ 266.6, 201.63 \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = 46.55 \text{MPa}$$

$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$  La condition est vérifiée

D'où le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS.

- Armatures principales.....4 HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ml avec S<sub>t</sub> = 25 cm.
- Armatures de répartitions.....4 HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec S<sub>t</sub> =15 cm.

**III.7.8. vérification de l'acrotère au séisme :**

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

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

Avec : A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, zone II<sub>a</sub> et groupe 2  $\Rightarrow A = 0.15$

C<sub>p</sub> : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8  $\Rightarrow$  soit C<sub>p</sub> = 0.8

W<sub>p</sub> : Poids propre de l'acrotère

$$W_p = 1.7125 \text{ KN/mL}$$

$$D'où : F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0.822 \text{ KN/mL}$$

$$F_p = 0.822 \text{ KN/mL} \leq Q = 1 \text{ KN/ml}$$

**Conclusion :** le ferrailage adopté précédemment est justifié, car l'acrotère à été calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique «F<sub>p</sub>»

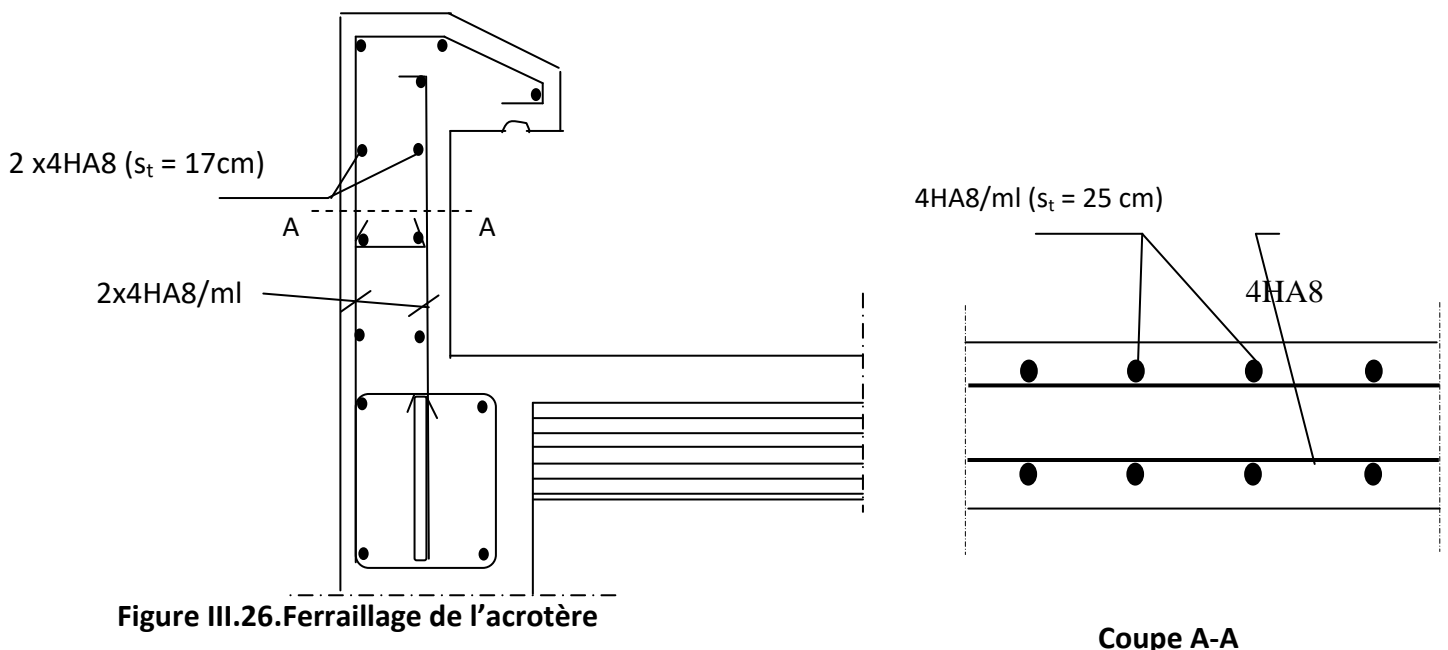


Figure III.26.Ferrailage de l'acrotère

Coupe A-A

**Chapitre IV**  
**Etude de**  
**Contreventement**

## IV. ETUDE DE CONTREVENTEMENT

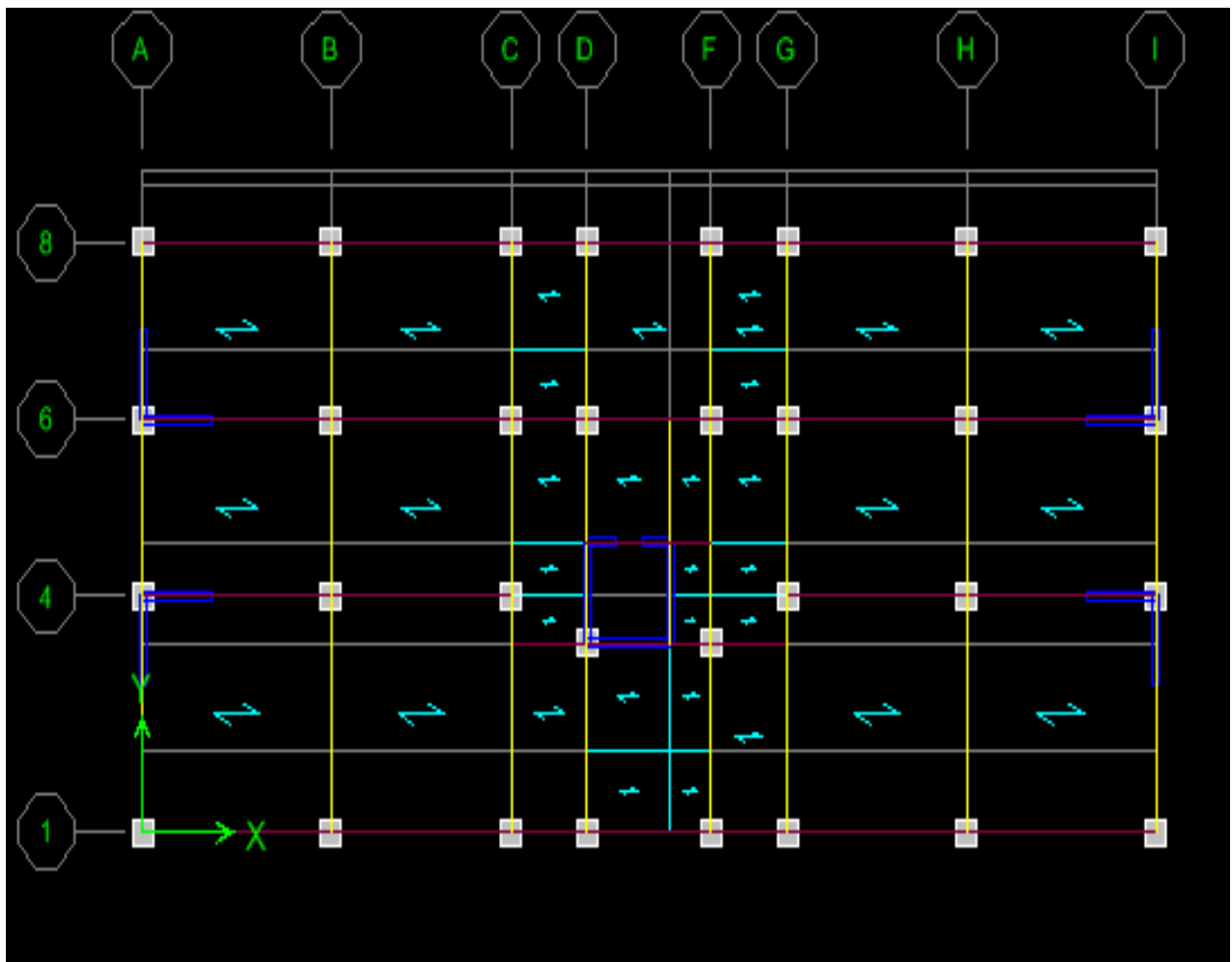
### IV.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous étudierons le système structural d'éléments permettant d'assurer la stabilité de la tour vis-à-vis des efforts horizontaux.

Dans notre cas l'ossature de la tour est composée à la fois de portiques et refends, disposés dans les deux sens ; ce chapitre a un but de déterminer l'effort horizontal dans les refends et dans les portiques .pour cela nous allons comparer l'inertie des voiles à celle des portiques.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

### IV.2. Disposition des voiles



**IV.3. Calcul des inerties des voiles :**

Les inerties de tous les voiles avec ou sans ouvertures, sont résumée dans les tableaux suivants :

sens Transversal			
voiles	L(m)	e(m)	$I_x(m^4)$
VT1	2.4	0,2	0,23
VT2	2.4	0,2	0,23
VT3	2.4	0,2	0,23
VT4	2.4	0,2	0,23
			$\sum I_x=0.92m^4$

sens Longitudinal			
voiles	L(m)	e(m)	$I_y(m^4)$
VL1	1.80	0,2	0,097
VL2	1.80	0,2	0,097
VL3	1.80	0,2	0,097
VL4	1.80	0,2	0,097
			$\sum I_y=0.4 m^4$

**IV.4. Calcul de l’inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :**

Notre but c’est de comparer l’inertie des voiles à celle des portiques, donc on utilise la méthode des approximations successives.

Cette méthode nous ramène à calculer le déplacement des portiques au droit de chaque niveau pour déterminer leurs inerties fictives sous l’effet d’une force horizontale égale à (1 tonne), en suite comparer le déplacement aux flèches que prendrait un refend sous l’effet d’un même système de forces horizontales et pour une inertie ( $I=1m^4$ ).

L’inertie fictive des voiles :

$$I_{ei} = \frac{f_i}{\Delta_i}$$

**a) Calcul des flèches dans les refends par la méthode de moments des aires :**

La flèches que prendrait un refend au niveau ‘i’ suite à une déformation due à une série de forces latérales

Est donnée par :

$$f_i = \frac{\sum S_i \times x_i}{EI}$$

Avec  $S_i$  : élément de surface du niveau «i», donnée par le diagramme des moments

$f_i$  : Flèche du refend choisi au niveau «i».

$x_i$  : Distance entre le CDG d'un trapèze 'si' et le niveau considéré, sachant que la section du

Trapèze égale :

$$S_i = \frac{(b_{(i+1)} + b_i)h_i}{2}$$

$$d_i = \frac{h_i(2b_{(i+1)} + b_i)}{3(b_i + b_{(i+1)})}$$

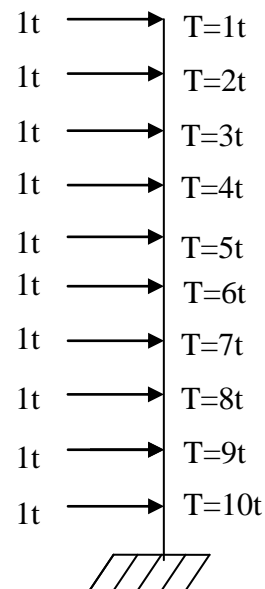
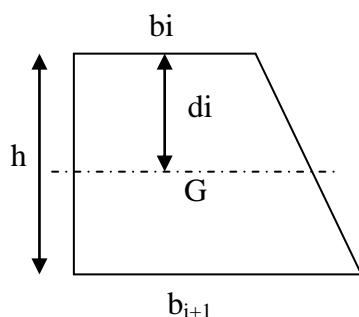


Fig IV.1. Système de forces horizontales et efforts tranchant résultants

**Détermination de la flèche par niveau :**

Le tableau suivant donne les aires  $S_i$  et la position de centre de gravité  $d_i$

éléments	$b_i$	$b_{i+1}$	$h(m)$	$S_i$	$X_i$	$S_i d_i$
Attique	3,06	0	3,06	4,68	1,02	4,78
5	6,12	3,06	3,06	14,05	1,36	19,10
4	9,18	6,12	3,06	23,41	1,43	33,43
3	12,24	9,18	3,06	32,77	1,46	47,75
2	15,3	12,24	3,06	42,14	1,47	62,08
1	18,36	15,3	3,06	51,50	1,48	76,41
RDC	21,42	18,36	3,06	60,86	1,49	90,73
SS	25,5	22,44	4,08	97,80	2,00	195,26
SOMMES				327,21	11,71	529,54

$$f_i = \frac{\sum s_i \times x_i}{EI}$$

$$f_{01} = \frac{97.80 \times 2.00}{EI} = \frac{195.6}{EI} \Rightarrow f_{01} EI = 195.6$$

$$f_{02} = \frac{97.80 \times 2.00 + 60.86 \times 1.49}{EI} = 286.28 \Rightarrow f_{02} EI = 286.28$$

$$f_{03} = \frac{97.80 \times 2.00 + 60.86 \times 1.49 + 51.50 \times 1.48}{EI} = 362.50 \Rightarrow f_{03} EI = 362.50$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau, on obtient les résultats suivants :

$$f_{01} = 195.6 / EI;$$

$$f_{02} = 286.28 / EI$$

$$f_{03} = 362.50 / EI$$

$$f_{04} = 424.44 / EI$$

$$f_{05} = 472.29 / EI$$

$$f_{06} = 505.76 / EI$$

$$f_{07} = 524.87 / EI$$

$$f_{08} = 529.64 / EI$$

**b) Calcul des déplacements des portiques :**

- Le déplacement de chaque niveau :

$$\Delta_n = \Psi_n \times h$$

$$\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum k_{pn}} + \frac{E_{\theta n} + E_{\theta n+1}}{2}$$

c) Calcul de déplacement du portique au niveau 'i' :

$$D_n = \sum_{i=1}^n \Delta_n$$

- La rotation d'un Poteau encasté à la base au 1<sup>er</sup> niveau:

$$E_{\theta 1} = \frac{M1 + M2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum P_{p1}}$$

- La rotation d'un Poteau articulé au 1<sup>er</sup> niveau :

$$E_{\theta 1} = \frac{M1 + M2}{24 \sum K_{t1}}$$

- La rotation d'un Poteau des étages courants :

$$E_{\theta n} = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn} + 2 \sum K_{pn}}$$

Avec :  $M_n = T_n \times h$

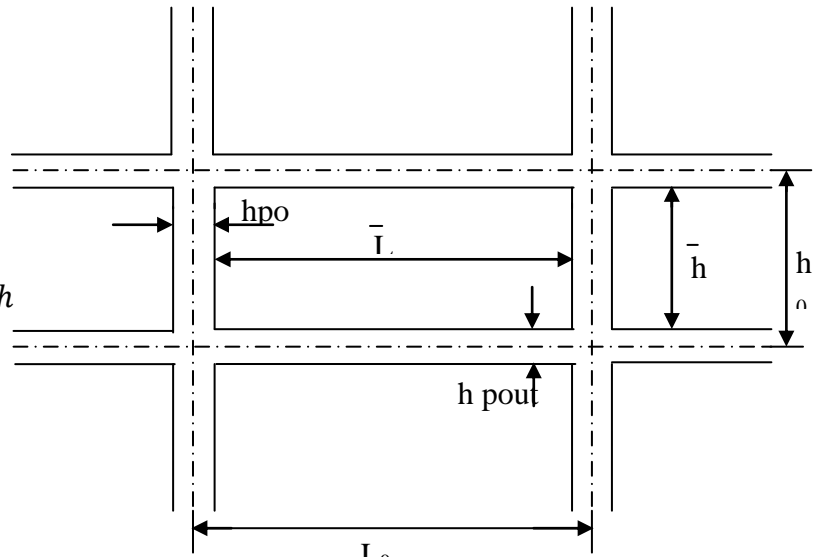
$T_n$  : est donné par la Fig IV-4

$K_{tn}$  : Raideur des poutres  $K = I_{tn}/L$

$K_{pn}$  : Raideur des poteaux  $K = I_{pn}/h$

h : hauteur d'étage.

L : portée libre de la poutre.



Rigidités des poutres secondaires					
Niveaux	Travées	$I_{poutre} (cm^4)$	$L_c (cm)$	$K_{poutre} (m^3)$	Somme $K_{poutre}$
ETAGE EN ATTIQUE	A1-C1	2822604,2	810	3.48	24,35
	F1-H1	2822604,2	810	3.48	
	D2-E2	964687,5	290	3.32	
	3A-C3	2822604,2	810	3.48	
	3F-H3	2822604,2	810	3.48	
	4A-H4	7788958,3	2200	3.54	
	5A-H5	7788958,3	2200	3.54	
5	A1-C1	2822604,2	810	3.48	24,35
	F1-H1	2822604,2	810	3.48	
	D2-E2	964687,5	290	3.32	
	3A-C3	2822604,2	810	3.48	
	3F-H3	2822604,2	810	3.48	
	4A-H4	7788958,3	2200	3.54	
	5A-H5	7788958,3	2200	3.54	

4	A1-C1	2822604,2	810	3.48	24,35
	F1-H1	2822604,2	810	3.48	
	D2-E2	964687,5	290	3.32	
	3A-C3	2822604,2	810	3.48	
	3F-H3	2822604,2	810	3.48	
	4A-H4	7788958,3	2200	3.54	
	5A-H5	7788958,3	2200	3.54	
3	A1-C1	2822604,2	810	3.48	24,35
	F1-H1	2822604,2	810	3.48	
	D2-E2	964687,5	290	3.32	
	3A-C3	2822604,2	810	3.48	
	3F-H3	2822604,2	810	3.48	
	4A-H4	7788958,3	2200	3.54	
	5A-H5	7788958,3	2200	3.54	
2	A1-C1	2822604,2	810	3.48	24,35
	F1-H1	2822604,2	810	3.48	
	D2-E2	964687,5	290	3.32	
	3A-C3	2822604,2	810	3.48	
	3F-H3	2822604,2	810	3.48	
	4A-H4	7788958,3	2200	3.54	
	5A-H5	7788958,3	2200	3.54	
1	A1-C1	2822604,2	810	3.48	24,35
	F1-H1	2822604,2	810	3.48	
	D2-E2	964687,5	290	3.32	
	3A-C3	2822604,2	810	3.48	
	3F-H3	2822604,2	810	3.48	
	4A-H4	7788958,3	2200	3.54	

	5A-H5	7788958,3	2200	3.54	
RDC	A1-C1	2822604,2	810	3.48	24,35
	F1-H1	2822604,2	810	3.48	
	D2-E2	964687,5	290	3.32	
	3A-C3	2822604,2	810	3.48	
	3F-H3	2822604,2	810	3.48	
	4A-H4	7788958,3	2200	3.54	
	5A-H5	7788958,3	2200	3.54	
SS	1A-4A	7788958,3	2200	3.54	28,32
	1B-4B	7788958,3	2200	3.54	
	1C-4C	7788958,3	2200	3.54	
	2D-4D	7788958,3	2200	3.54	
	2E-4E	7788958,3	2200	3.54	
	1F-4F	7788958,3	2200	3.54	
	1G-4G	7788958,3	2200	3.54	
	1H-4H	7788958,3	2200	3.54	
Sommes		257142812.70	/	19.87	198.75

Tableaux V.4. Rigidité des poutres principales

<u>Rigidités des poutres principales</u>					
Niveaux	Travées	$I_{poutre}$ ( $cm^4$ )	$L_c$ (cm)	$K_{poutre}$ ( $cm^3$ )	Somme $K_{poutre}$
ETAGE EN ATTIQUE	1A-5A	5333333,3	10020	53.32	
	1B-5B	5333333,3	10020	53.32	
	1C-5C	5333333,3	10020	53.32	
	2D-5D	3200000	740	4.32	
	2E-5E	3200000	740	4.32	11,84
	1F-5F	5333333,3	10020	53.32	
	1G-5G	5333333,3	10020	53.32	
	1H-5H	5333333,3	10020	53.32	
5	1A-5A	5333333,3	10020	53.32	
	1B-5B	5333333,3	10020	53.32	
	1C-5C	5333333,3	10020	53.32	
	2D-5D	3200000	740	4.32	11,84
	2E-5E	3200000	740	4.32	
	1F-5F	5333333,3	10020	53.32	
	1G-5G	5333333,3	10020	53.32	
	1H-5H	5333333,3	10020	53.32	
4	1A-5A	5333333,3	10020	53.32	
	1B-5B	5333333,3	10020	53.32	
	1C-5C	5333333,3	10020	53.32	11,84
	2D-5D	3200000	740	4.32	
	2E-5E	3200000	740	4.32	
	1F-5F	5333333,3	10020	53.32	
	1G-5G	5333333,3	10020	53.32	
	1H-5H	5333333,3	10020	53.32	

3	1A-5A	5333333,3	10020	53.32	
	1B-5B	5333333,3	10020	53.32	
	1C-5C	5333333,3	10020	53.32	
	2D-5D	3200000	740	4.32	11,84
	2E-5E	3200000	740	4.32	
	1F-5F	5333333,3	10020	53.32	
	1G-5G	5333333,3	10020	53.32	
	1H-5H	5333333,3	10020	53.32	
2	1A-5A	5333333,3	10020	53.32	
	1B-5B	5333333,3	10020	53.32	
	1C-5C	5333333,3	10020	53.32	
	2D-5D	3200000	740	4.32	
	2E-5E	3200000	740	4.32	11,84
	1F-5F	5333333,3	10020	53.32	
	1G-5G	5333333,3	10020	53.32	
	1H-5H	5333333,3	10020	53.32	
1	1A-5A	5333333,3	10020	53.32	
	1B-5B	5333333,3	10020	53.32	
	1C-5C	5333333,3	10020	53.32	11,84
	2D-5D	3200000	740	4.32	
	2E-5E	3200000	740	4.32	
	1F-5F	5333333,3	10020	53.32	
	1G-5G	5333333,3	10020	53.32	
	1H-5H	5333333,3	10020	53.32	
RDC	1A-5A	5333333,3	10020	53.32	
	1B-5B	5333333,3	10020	53.32	
	1C-5C	5333333,3	10020	53.32	11,84
	2D-5D	3200000	740	4.32	

	2E-5E	3200000	740	4.32	
	1F-5F	5333333,3	10020	53.32	
	1G-5G	5333333,3	10020	53.32	
	1H-5H	5333333,3	10020	53.32	
SS	1A-5A	5333333,3	10020	53.32	
	1B-5B	5333333,3	10020	53.32	
	1C-5C	5333333,3	10020	53.32	4,26
	2D-5D	5333333,3	10020	53.32	
	2E-5E	5333333,3	10020	53.32	
	1F-5F	5333333,3	10020	53.32	
	1G-5G	5333333,3	10020	53.32	
	1H-5H	5333333,3	10020	53.32	
Sommes		311466667	/	871.54	87.14

Tableaux V.4. Rigidité des poutres principales

Rigidité des poteaux

Niveaux	nombre de poteau	$I_{pot} (cm^4)$	$h_c (cm)$	$K_{pot} (cm^3)$	Somme Kpot (cm <sup>3</sup> )
ATTIQUE	6	125052,08	306	2452,00	12.26
	2	125052,08	306	817,33	
	6	125052,08	306	2452,00	
	8	125052,08	306	3269,34	
	8	125052,08	306	3269,34	
5	6	125052,08	306	2452,00	12.26
	2	125052,08	306	817,33	
	6	125052,08	306	2452,00	
	8	125052,08	306	3269,34	
	8	125052,08	306	3269,34	
4	6	125052,08	306	2452,00	12.26
	2	125052,08	306	817,33	
	6	125052,08	306	2452,00	
	8	125052,08	306	3269,34	
	8	125052,08	306	3269,34	
3	6	213333,33	306	4183,01	20.92
	2	213333,33	306	1394,34	
	6	213333,33	306	4183,01	
	8	213333,33	306	5577,34	
	8	213333,33	306	5577,34	
2	6	213333,33	306	4183,01	20.92
	2	213333,33	306	1394,34	
	6	213333,33	306	4183,01	
	8	213333,33	306	5577,34	
	8	213333,33	306	5577,34	

1	6	213333,33	306	4183,01	20.92
	2	213333,33	306	1394,34	
	6	213333,33	306	4183,01	
	8	213333,33	306	5577,34	
	8	213333,33	306	5577,34	
RDC	6	341718,75	306	6700,37	33.50
	2	341718,75	306	2233,46	
	6	341718,75	306	6700,37	
	8	341718,75	306	8933,82	
	8	341718,75	306	8933,82	
SS	8	341718,75	408	6700,37	33.50
	2	341718,75	408	6700,37	
	8	341718,75	408	6700,37	
	8	341718,75	408	6700,37	
	8	341718,75	408	6700,37	
<b>Sommes</b>		8492968,65	/	166528,80	<b>166.53</b>

Tableaux V.4. Rigidité des poutres principales

**Comparaison des inerties des voiles et des portiques :**

**Sens transversal (Y-Y):**

Inertie totale (voile + portique).....3.574 m<sup>4</sup>.....100%.

Inertie moyenne des portiques.....2.654 m<sup>4</sup>.....74.26 %.

Inertie des voiles.....0.92 m<sup>4</sup> .....25.74 %.

**Sens longitudinal(X-X) :**

Inertie totale (voile +portique).....2.594 m<sup>4</sup>.....100%.

Inertie moyenne des portiques.....2.194 m<sup>4</sup>.....84.58 %.

Inertie des voiles.....0.4 m<sup>4</sup>.....15.42 %.

**Conclusion :**

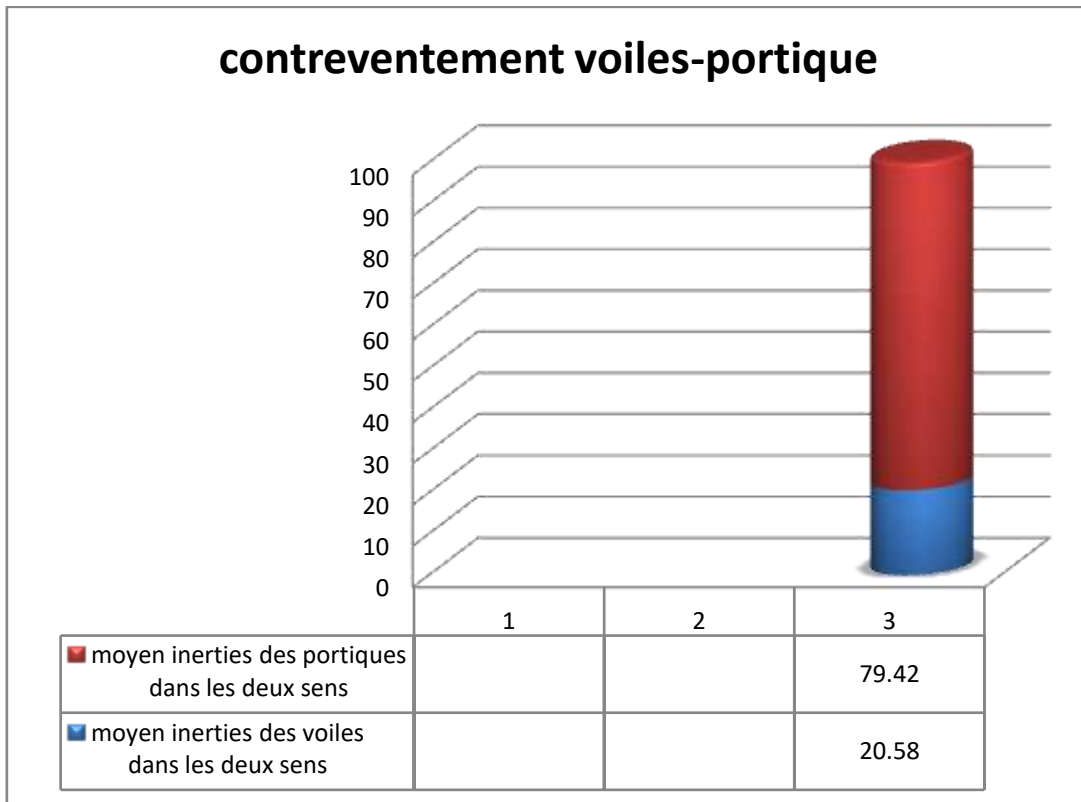
Inertie des voiles dans les deux sens est de 20.58 %.

Inertie moyenne des portiques dans les deux sens est 79.42%.

En comparant les résultats, on voit bien que dans le sens longitudinal, l'inertie des portiques est plus grande que celle des voiles.

Le contreventement doit être assuré par les voiles et les portiques (contreventement mixte).

Les résultats sont résumés dans cette histogramme



**Chapitre V**

**Modélisation-  
introduction des  
données**

## V.1. INTRODUCTION :

Al 'heur actuel, on dispose de nombreux programme basé sur la méthode des éléments fini M.E.F permettant le calcul automatique de structure devers.

L'ingénieur permet donc ignorer les principes de la M.E.F, il lui suffirait de savoir utiliser les programmes de calcul et de connaitre les programmes en vigueur. Seulement, cet utilisateur serait incapable de se rendre compte de la correction des résultats donnée par l'ordinateur.

Il est dons indispensable que tout ingénieur connaisse la base de M.E.F, et comprenne également le processus de la phase de résolution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique de concept de la M.E.F et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ses utiles de calcul.

## V.2. DESCRIPTION DE L'ETABS :

### V.2.1. Introduction :

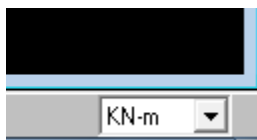
ETABS est un logiciel basé sur la méthode des éléments finis permettant le calcul et la conception des structures d'ingénieries, particulièrement adaptés aux bâtiments et ouvrages de génie civil, il permet de les Modéliser facilement et rapidement grâce à une interface graphique qui offre notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration ...etc. Il utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau..).

### V.2.2. Modélisation :

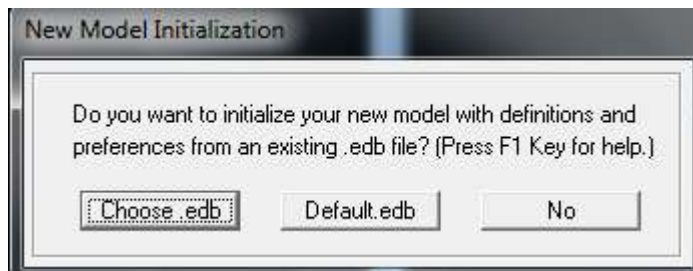
#### V.2.2.1. Etapes de modélisation :

##### 1. Choix de l'unité (kn.m).

Après avoir lancé l'application ETABS non linéaire version 9.7.0 on commence par choisir les unités avec lesquels on veut travailler, on sélectionne **KN** et **m** sur l'angle droit bas de la fenêtre.



##### 1. Pour générer un nouveau model ; **File** on sélectionne **New model**



## 2. Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage),

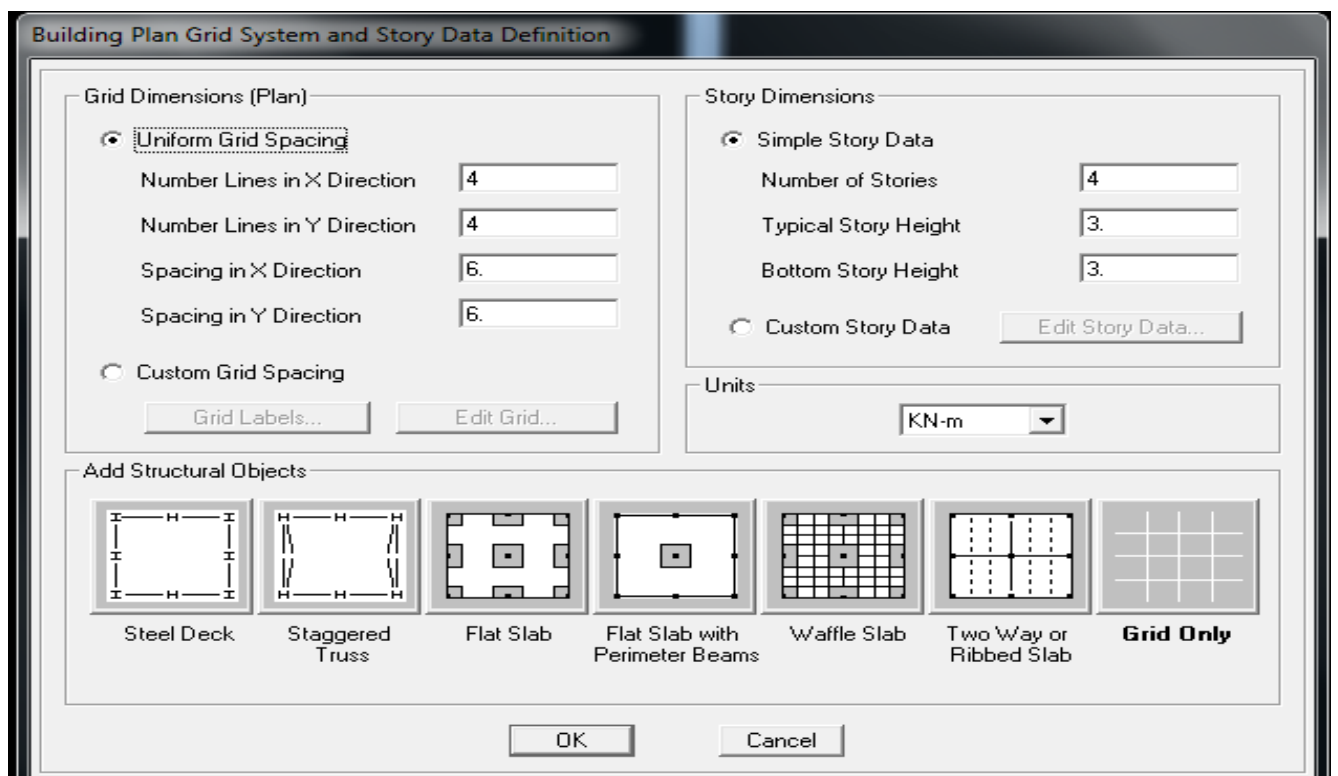


Fig. IV.1. Le système grille plan et définition des niveaux.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier le nombre de lignes de grilles (**number of grid spaces**).

Sachant que les distances entre lignes de grilles sont différentes, elles seront modifiées ultérieurement, il n'est donc pas nécessaire de modifier les valeurs données par défaut dans la partie **Custom Grid Spacing**.

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

On clique sur le bouton droit de la souris **Edit Grid Data Modify/Show system**.

On introduit les distances cumulées pour tous les niveaux

### 3. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,

On clique sur **Define / Material properties** on sélectionne **Concrete (béton)** puis on clique sur **Modify/Show System**.

Dans la fenêtre apparente on introduit les valeurs suivantes :

- **Le béton :**

**Masse per unit volume** (masse volumique béton): **2,5KN/m3**

**Weight per unit volume** (Poids volumique béton): **25 KN/m3**

**Modulus of Elasticity** (Module de Young): **32164200 KN/m2**

**Poisson's ratio** (Module de poisson): **0,2**

**Specified conc comp strength** (contrainte max du béton à la compression):**25000 KN/m2**

**Bending Reinf,Yield Stress** (contrainte max des aciers long.) : **400000 KN/m2**

**Shear Reinf,Tield Stress** (contrainte max des aciers trans.) : **400000 KN/m**

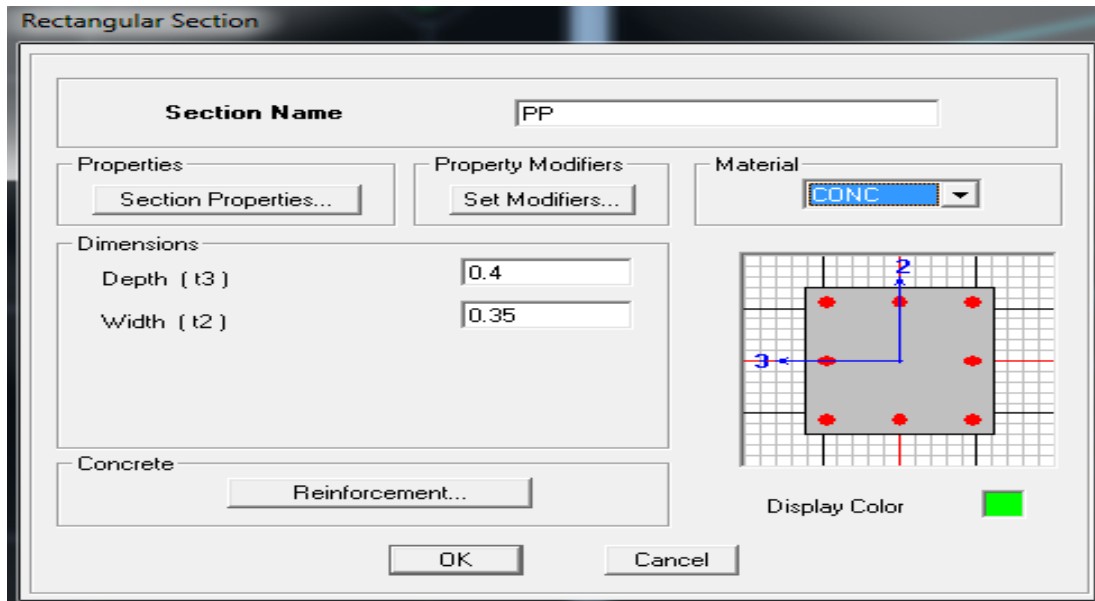
### 4. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),

Cette étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

On sélectionne **Define/ Frame Sections**.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne la forme de la section considéré, exemple **add rectangular** pour une section d'une poutre.

Dans la boîte de dialogue qui apparaît-on sélectionne : **Add Rectangular sections**



Nous procéderont de la même manière pour les autres éléments barres définir leurs caractéristiques géométriques.

Nous allons passer aux éléments **plaques** (dalles et voiles), on commence d'abord par **Define/ Wall, Slab, Deck sections...**

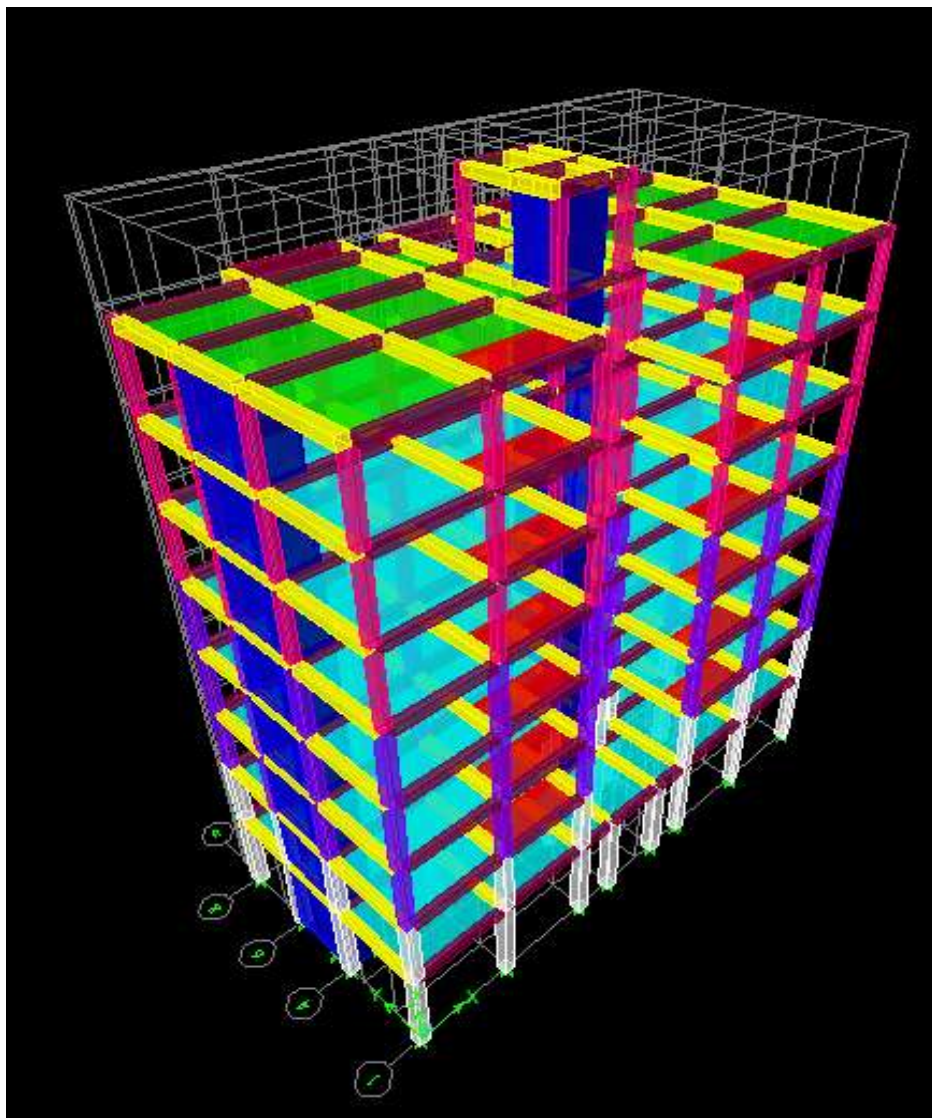
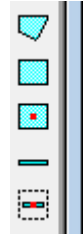
Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on définit leurs propriétés :



Fig. IV.2. Définition de l'épaisseur des éléments plaque.

- **Dessins des éléments définis:**

Après avoir préparé le système de grilles et défini les sections tous les éléments barres et plaques, poteaux, poutres, dalles et voiles, on entame maintenant le dessin en utilisant les barres flottantes suivantes :



### 5. Définition des charges :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

#### ● Charges statiques :

##### ➤ Définition des charges Get Q

La structure est soumise à des charges permanentes **G**, et à des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define/ Static Load Cases**.

On introduit:

**Load Name** (Nom de la charge): **G**

**Type** : **DEAD** (permanente)

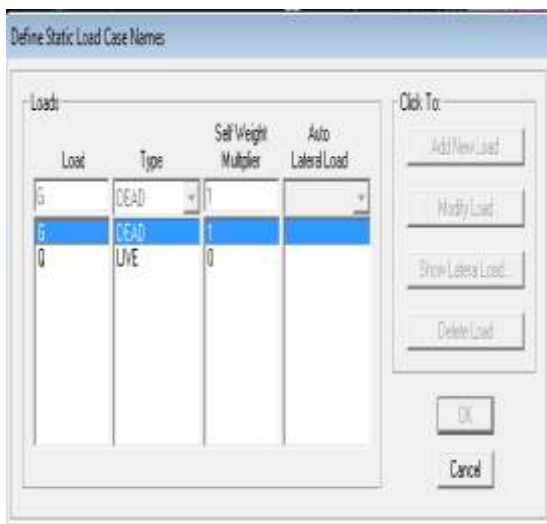
**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **1**

En introduisant la valeur **1** dans la case (**Self Weight Multiplier**), le logiciel tiendra compte du poids propre des éléments en le rajoutant automatiquement aux charges permanentes **G**.

**Load Name** (Nom de la charge): **Q**

**Type** : **LIVE** (exploitation)

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) : **0**



##### ➤ Introduction des combinaisons d'actions.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

– **Combinaisons aux états limites :**

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

– **Combinaisons accidentelles du RPA :**

**GQE** :  $G+Q_{\pm E}$ ,  $G+Q_{\pm 1,2EX}$

**08GE** :  $0,8G_{\pm E}$ ,  $G+Q_{\pm 1,2EY}$

**02GQ** :  $G+0.2Q$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur **Define static load combinaison Add New Combo**

● **Charge dynamique**

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**.

Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté, soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T** Données à introduire dans le logiciel

**Zone** : IIa (Zone de sismicité moyenne, du RPA 2003)

**Groupe d'usage** : 2 (bâtiments courants, voir chapitre III.3.2 du RPPA 2003)

**Coeff comportement**: portique contreventé par des voiles.

**Remplissage** : Dense (Cloisons en maçonnerie)

**Site** : S2


**Facteur de qualité (Q)**: Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

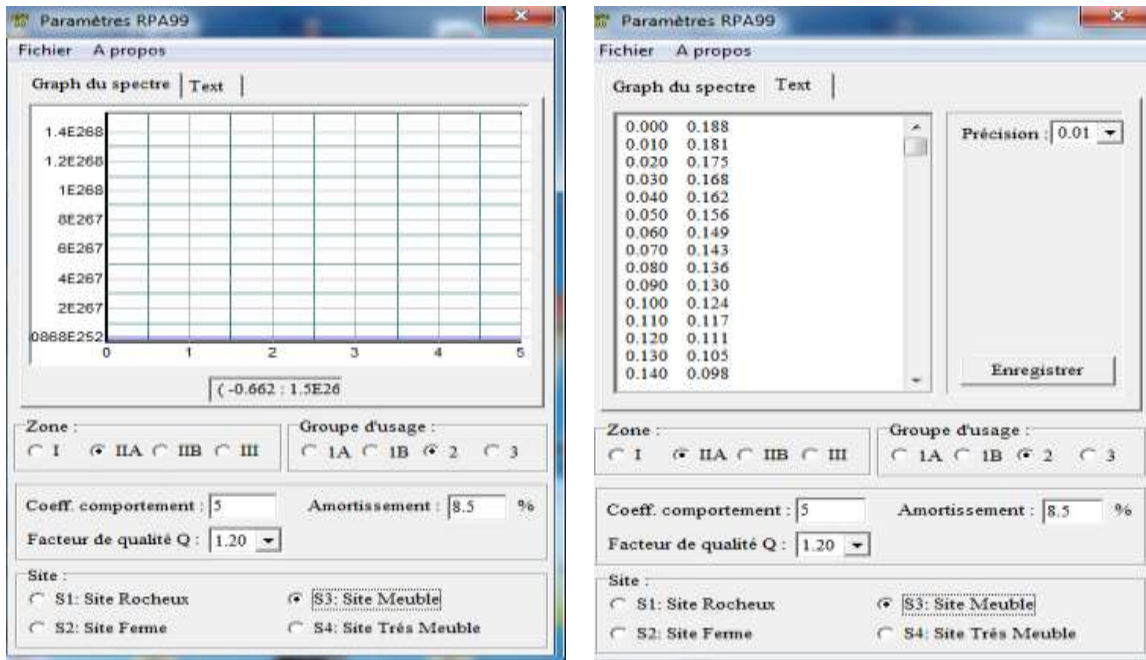
- ✓ Conditions minimales sur les files de contreventement,
- ✓ a redondance en plan.
- ✓ la régularité en plan.
- ✓ la régularité en élévation.
- ✓ Contrôle de la qualité des matériaux.
- ✓ Contrôle de la qualité de l'exécution.

La valeur Q est déterminée par la formule :  $Q=1+\sum Pq$

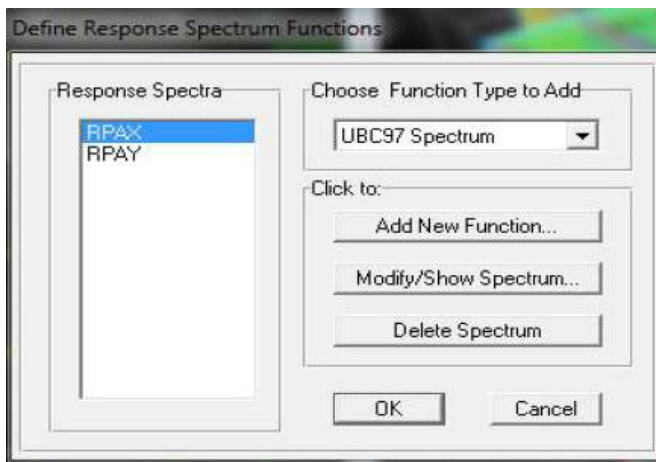
**Pq** : pénalité à retenir selon que les critères de qualité q "est satisfait ou non"

Après avoir vérifié les conditions ci-dessous on trouve le facteur de qualité **Q=1.10**

En introduit dans le logiciel  les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text** pour voir les valeurs



Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS**, on clique sur **Define Reponse spectrum fonctions...**

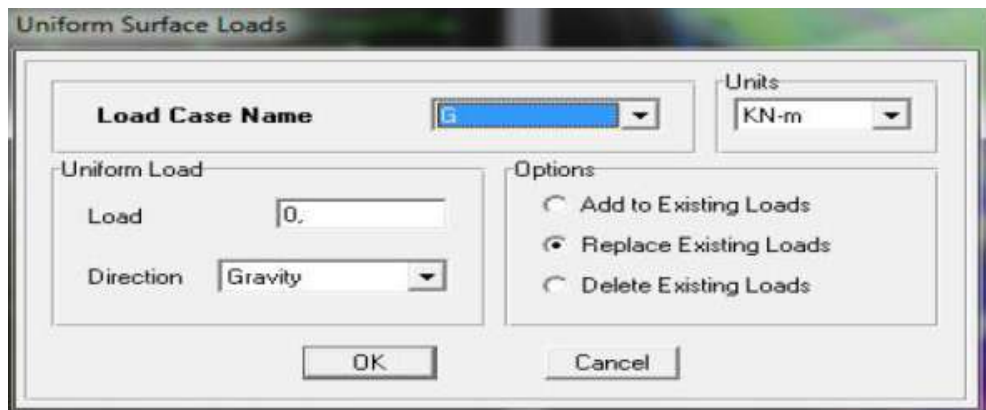


## 6. Introduction des charges:

**Pour les dalles pleines :**

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par  $m^2$  selon les axes Locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les Dalles pleines. Et pour les introduire

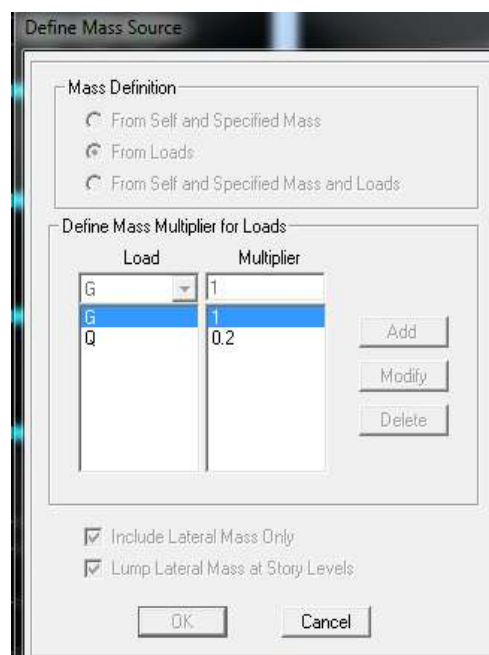
On sélection nous dalles→ Assing shell/area Loads Uniform.



Et on fait la même procédure pour le reste .

### 7. Introduction de la masse sismique

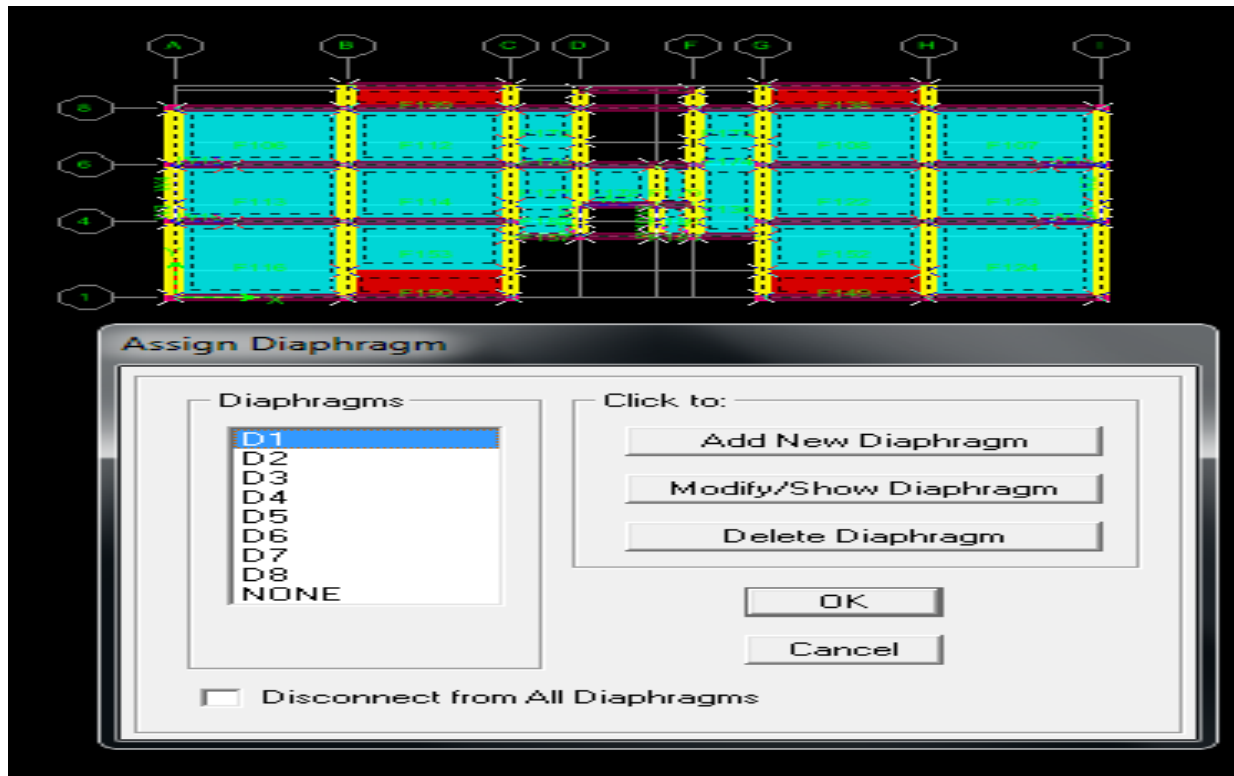
La masse peut être définie dans l'**ETABS** et ceci de la manière suivante : **Define → mass source**



### 8. Les diaphragmes :

Les plancher sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et se sont assignés au plancher en sélectionnant les plancher un à un ou en suivant les étapes suivantes :

**Assign → joint/ point → Diaphragme Add New Diaphragm**



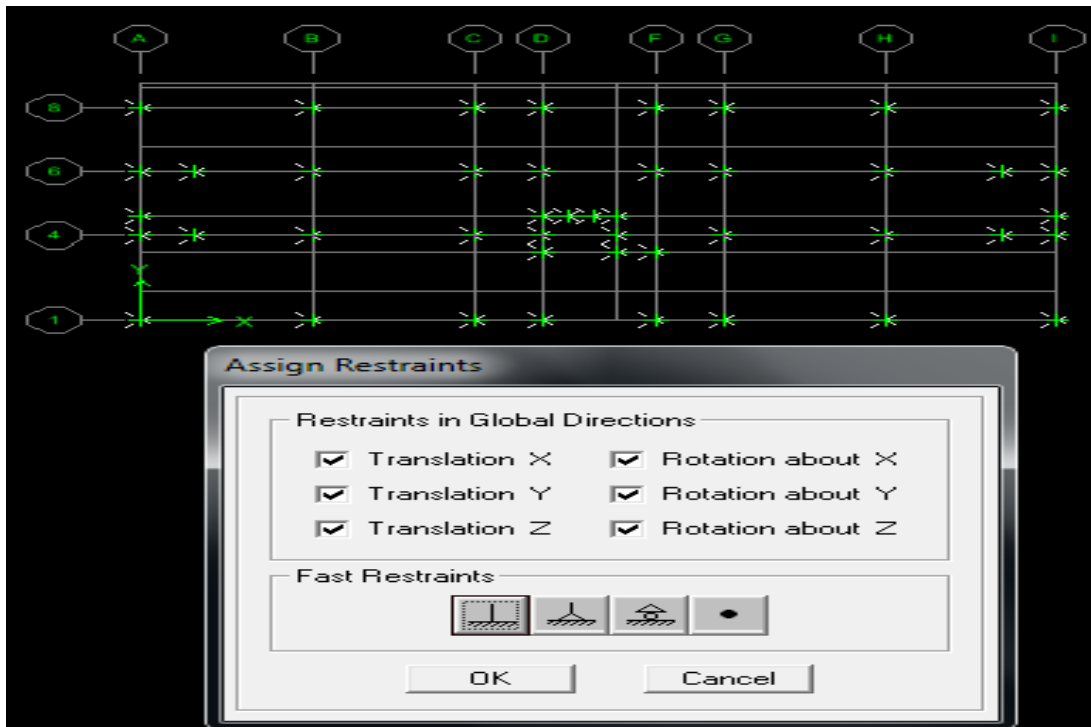
En refait la même opération pour chaque plancher.

### 9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

- **Les appuis :**

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuant un encastrement :

**Assign joint point restraints (support)** et tous les nœuds seront encastrés.



### 10. Analyse et visualisation des résultats:

#### Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**

### IV.3. INTRODUCTION DES DONNEES :

#### IV.3.1. présentation de l'ouvrage :

Le projet étudié ci-après se présente sous la forme d'une construction en RDC+5+SOUS-SOL+étage en attique à ossature en Béton Armé situé dans la wilaya de TIZI OUZOU.

- La zone sismicité : IIa
- Groupe d'usage : groupe 2.
- Système structurelle : voile +portique.
- Coefficient de zone : zone IIa  $\Rightarrow A = 0,15$
- Coefficient de comportement (portique contreventé par des voiles) :  $R = 4$
- Coefficient d'amortissement :  $\xi = 10\%$
- Facteur de qualité :  $Q = 1,20$  ;
- Couche d'assise : S2 (rapport géotechnique).  $\Rightarrow T1 = 0,15$  sec ;  $T2 = 0,4$  sec.
- L'étude géologique du site à donner une contrainte admissible de 3.00 bars.

### V.3.2. Récapitulatif des contraintes des matériaux :

<p><b>Béton :</b> <math>f_{c28} = 25 \text{ MPa}</math>  <math>f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}</math>  <b>ELS :</b> <math>f_{bc} = 15,0 \text{ MPa}</math>  <b>ELU :</b> <math>f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}</math>  <math>\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}</math> (FPN)</p>	<p><b>Acier :</b>  <b>ELU :</b> <math>\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}</math> (HA)  <math>\sigma_{st} = 204 \text{ MPa}</math> (RL)  <b>ELS :</b> <math>\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}</math> (FPN)  <math>\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa}</math> (FP)</p>
---	---

### IV.3.3. Les valeurs de l'enrobage des aciers ont été fixées comme indiqué sur le tableau ci-dessous:

Eléments	Enrobage supérieur	Enrobage inférieur
Poteaux	2.5 cm	2.5 cm
Poutres	2.5 cm	2.5 cm
Poutrelles	2.5 cm	2.5 cm
Dalles pleines	2.5 cm	2.5 cm
Dalles de compression	2.5 cm	/

### IV.3.4. Choix des sections

➤ **Les poutres :**

Les poutres principales :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

Les poutres secondaires :  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

➤ **Les poteaux :**

S/SOL –RDC →  $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

Etage attique, 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> ;niveaux →  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

Le 3<sup>eme</sup> ;4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> niveaux →  $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

➤ **Les voiles :**

Ils ont une épaisseur de 20 cm.

➤ **Les balcons :**

Ils ont une épaisseur de 15 cm.

## V.3.5. Charges permanentes et exploitations:

Élément	Charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )	Charge d'exploitation G (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher Terrasse	6.40	1.00
Plancher courant (habitation)	5.51	1.5
Planchers-sol (commercial)	5.51	2.50
balcon	5.19	3.50

Tableau V.1. Tableau des différentes charges introduit dans ETABS

## V.3.6. Combinaisons selon le BAEL91 :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

- Combinaison selon le RPA99 version 2003 :

$$0,8G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

**Avec :** G : charge permanente.  
 Q : charge d'exploitation.  
 E : effet du séisme.

**Chapitre VI**  
**Vérification des**  
**résultats donnée par**  
**le logiciel**

## VI. VERIFICATION DES RESULTATS DONNEE PAR LE LOGICIEL (vérification aux exigences de RPA)

### VI.1. Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable

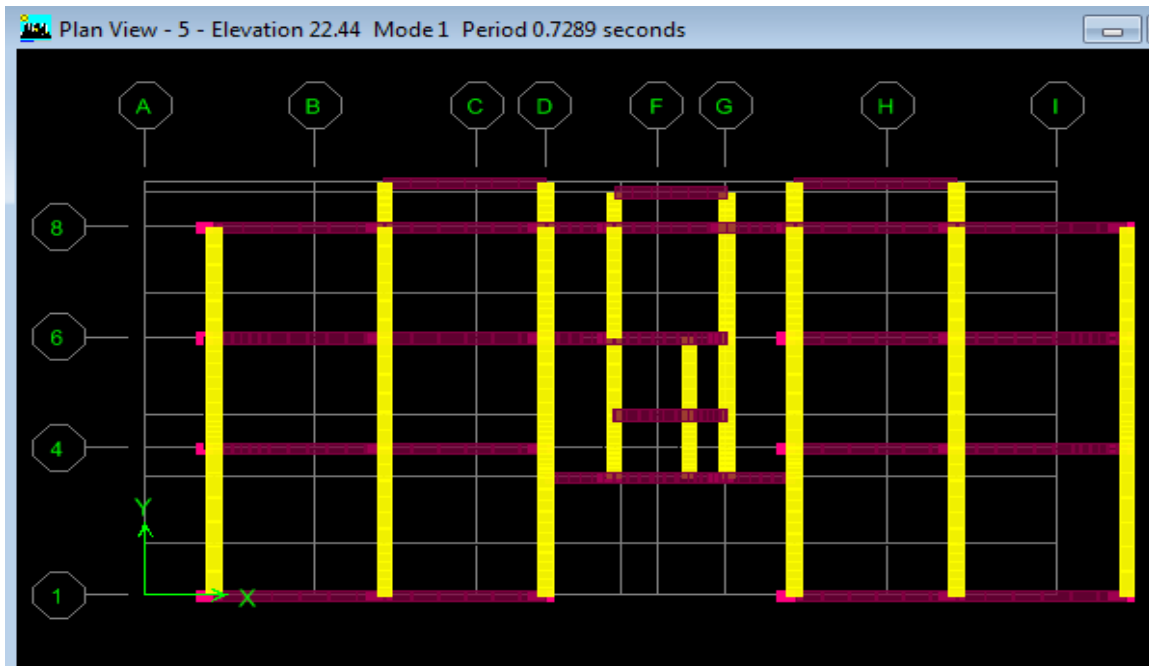
### VI.2. Vérification des modes de vibration :

Modal Participating Mass Ratios											
Edit View											
Modal Participating Mass Ratios											
	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ
	1	0.708870	72.9991	0.2324	0.0000	72.9991	0.2324	0.0000	0.3035	98.8628	0.0604
	2	0.634573	0.2177	73.6235	0.0000	73.2167	73.8559	0.0000	98.9101	0.3074	0.0926
	3	0.559197	0.0080	0.0924	0.0000	73.2248	73.9482	0.0000	0.1291	0.0313	75.4049
	4	0.206179	15.3178	0.1862	0.0000	88.5426	74.1344	0.0000	0.0023	0.4410	0.0111
	5	0.189188	0.2217	15.0187	0.0000	88.7643	89.1531	0.0000	0.3453	0.0098	0.0446
	6	0.170835	0.0595	0.0553	0.0000	88.8238	89.2085	0.0000	0.0014	0.0082	14.4047
	7	0.094742	5.2915	0.4172	0.0000	94.1154	89.6257	0.0000	0.0171	0.2337	0.0908
	8	0.090082	0.4930	5.2482	0.0000	94.6084	94.8739	0.0000	0.2209	0.0217	0.0000
	9	0.082173	0.1803	0.0102	0.0000	94.7886	94.8841	0.0000	0.0004	0.0079	5.0707
	10	0.056796	2.3843	0.2011	0.0000	97.1729	95.0851	0.0000	0.0026	0.0349	0.0094
▶	11	0.054167	0.2149	2.4181	0.0000	97.3878	97.5032	0.0000	0.0319	0.0033	0.0036
	12	0.049514	0.0188	0.0085	0.0000	97.4066	97.5118	0.0000	0.0001	0.0003	2.4256
	13	0.039623	0.8809	0.2105	0.0000	98.2875	97.7222	0.0000	0.0039	0.0166	0.0044
	14	0.037932	0.3191	0.8190	0.0000	98.6067	98.5412	0.0000	0.0151	0.0057	0.0014
	15	0.033810	0.1815	0.1934	0.0000	98.7881	98.7346	0.0000	0.0030	0.0027	0.3632
	16	0.032761	0.0634	0.1402	0.0000	98.8515	98.8748	0.0000	0.0021	0.0010	0.9032
	17	0.031658	0.2413	0.1794	0.0000	99.0928	99.0542	0.0000	0.0023	0.0032	0.0269
	18	0.028010	0.2822	0.1400	0.0000	99.4781	99.2022	0.0000	0.0012	0.0025	0.0081

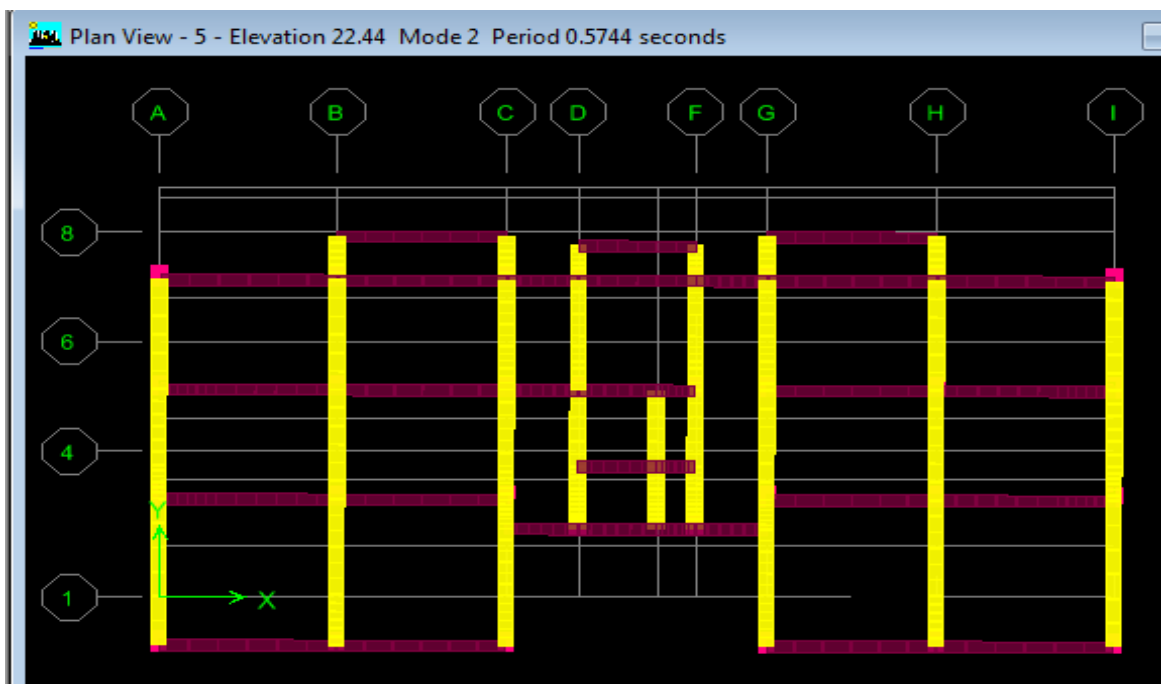
Tableau VI.1. Tableau Résultats d'analyse dynamique.

La période analytique est tirée du tableau donnée par le logiciel ETABS :

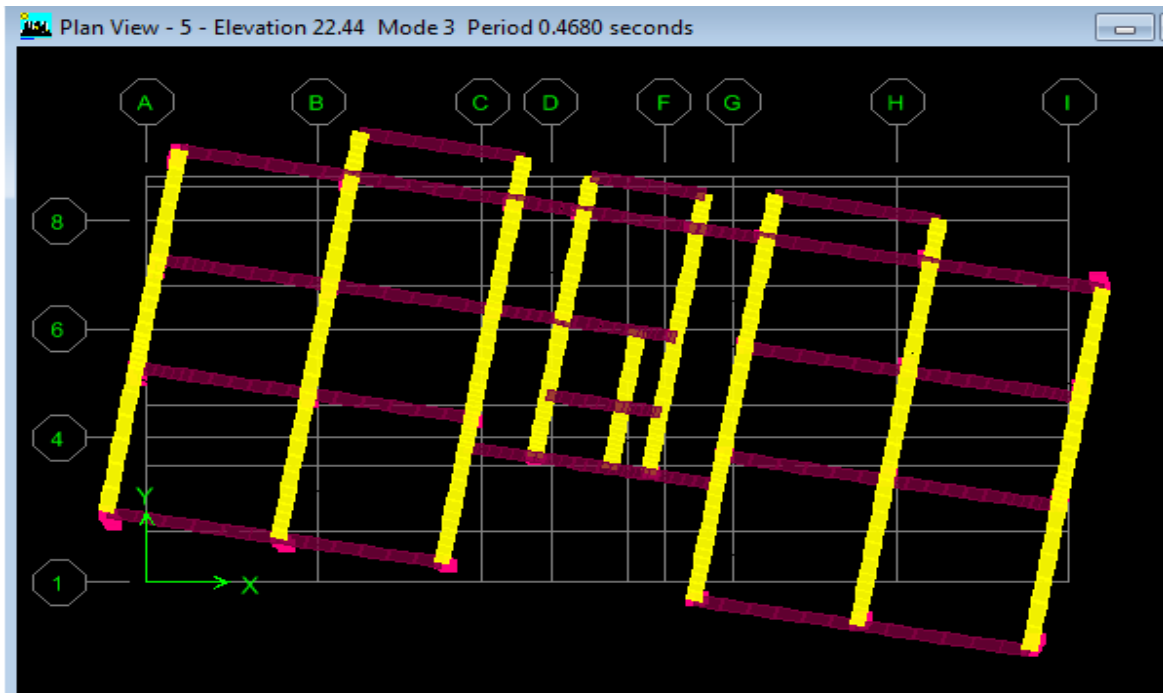
$T_1=0.70$  s (Mode 1) → translation dans le sens (xx) →  $U_x = 72.99\% > 50\%$  → Condition vérifié.



$T_2=0.63$  s (Mode 2) → translation dans le sens (yy) →  $U_y = 73.62\% > 50\%$  → Condition vérifié.



$T_3=0.59$  s (Mode 3) → rotation) →  $R_z = 75.45\% > 50\%$  → Condition vérifié.



### VI.3. vérification de la période :(Art 4.2.4. / RPA99 version 2003)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules

Empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formules empirique à utiliser selon les cas suivants (Art 4-6)

$$T_{\text{Empirique}} = C_T h_n^{0.75}$$

$h_n$  : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage (RPA2003).pour notre cas  $C_T=0.05$ .

La première formule empirique donne :

$$T_{\text{Empirique}} = 0.05 \times (28.56)^{0.75} = 0.62 \text{ s}$$

La période analytique est tirée du tableau donné par le logiciel ETABS :

$$T_{\text{analytique}} = 0.70 \text{ sec.}$$

La valeur de T doit être majorée de 30 % :

$$T = 1.3 \times 0.62 = 0.80 \text{ s}$$

On aura donc:  $T_1=0.70 \text{ s} < T=0.80 \text{ s}$ .

**VI.4. Pourcentage de la participation de la masse modale :**

Le **RPA 99/ version 2003** (ART 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de mode de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure, avec un minimum de mode à retenir égale à 03 pour chaque direction.
- Et que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

D'après les résultats obtenus la participation massique atteint 90% à partir du 7<sup>ème</sup> mode, pour le sens x= 94.11% et le 8 mode pour le sens y =94.97 % Donc la condition de RPA est vérifiée.

**VI.5. Vérification de l'effort normal réduit :****Sollicitations normales (RPA 7.4.3)**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal maximal ;

$B_c$  : Section du poteau ;

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Poteaux	$N_d$	$B_c$	$f_{c28}$	V	Observation
45× 45	<b>1080.06</b>	<b>2025</b>	<b>2.5</b>	<b>0.213</b>	V < 0.3 → Condition vérifié
40× 40	<b>746.99</b>	<b>1600</b>	<b>2.5</b>	<b>0.186</b>	V < 0.3 → Condition vérifié
35× 35	<b>359.34</b>	<b>1225</b>	<b>2.5</b>	<b>0.117</b>	V < 0.3 → Condition vérifié

**Tableau VI.2. L'effort normal réduit dans les poteaux**

### VI.6. Vérification de l'excentricité :(Art 4.2.7 / RPA 99 version 2003)

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

➤ **Excentricité théorique :**

$$e_x = |XCM - XCR|$$

$$e_y = |YCM - YCR|$$

➤ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par l'RPA (art 4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_x = 5\% \cdot L_{max} \geq e_x = XCCM - XCR$$

$$e_y = 5\% \cdot L_{max} \geq e_y = YCCM - YCR$$

➤ **Suivant le sens x-x :**

Story	Diaphragme	XCCM	XCR	5%. $L_{max}$	XCCM-XCR	Observation
Sous-sol	D1	10.974	10.862	1.1175	0.112	Condition vérifié
RDC	D2	11.002	10.878	1.1175	0.124	Condition vérifié
Etage 1	D3	11.015	10.891	1.1175	0.124	Condition vérifié
Etage 2	D4	11.015	10.901	1.1175	0.114	Condition vérifié
Etage 3	D5	11.017	10.912	1.1175	0.105	Condition vérifié
Etage 4	D6	11.017	10.913	1.1175	0.104	Condition vérifié
Etage 5	D7	11.014	10.912	1.1175	0.102	Condition vérifié
Etage attique	D8	10.979	10.917	1.1175	0.062	Condition vérifié
Chambre ascenseur	D9	10.93	10.742	1.1175	0.188	Condition vérifié

Tableau V.4. Vérification de l'excentricité suivant X-X

## ➤ Suivant le sens Y-Y :

Story	Diaphragme	YCCM	YCR	5%. $L_{max}$	YCCM-YCR	Observation
Sous-sol	D1	5.06	4.853	0.52	0.207	Condition vérifié
RDC	D2	5.476	4.999	0.52	0.477	Condition vérifié
Etage 1	D3	5.436	4.977	0.52	0.459	Condition vérifié
Etage 2	D4	5.436	5.057	0.52	0.379	Condition vérifié
Etage 3	D5	5.444	5.134	0.52	0.31	Condition vérifié
Etage 4	D6	5.453	5.271	0.52	0.182	Condition vérifié
Etage 5	D7	5.442	5.402	0.52	0.04	Condition vérifié
Etage Attique	D8	5.385	5.414	0.52	-0.029	Condition vérifié
Chambre ascenseur	D9	4.872	4.792	0.52	0.08	Condition vérifié

Tableau VI.5. Vérification de l'excentricité suivant Y-Y

**VI.4.6. Justification du système de contreventement**

De manière générale, le contreventement d'une structure peut être assuré soit par un système unique, comme par exemple : voile uniquement, portiques, etc ... soit par association de plusieurs systèmes de contreventement (mixte), tels que : Voile + portiques, noyau + portiques, etc.

On doit vérifier les relations suivantes :

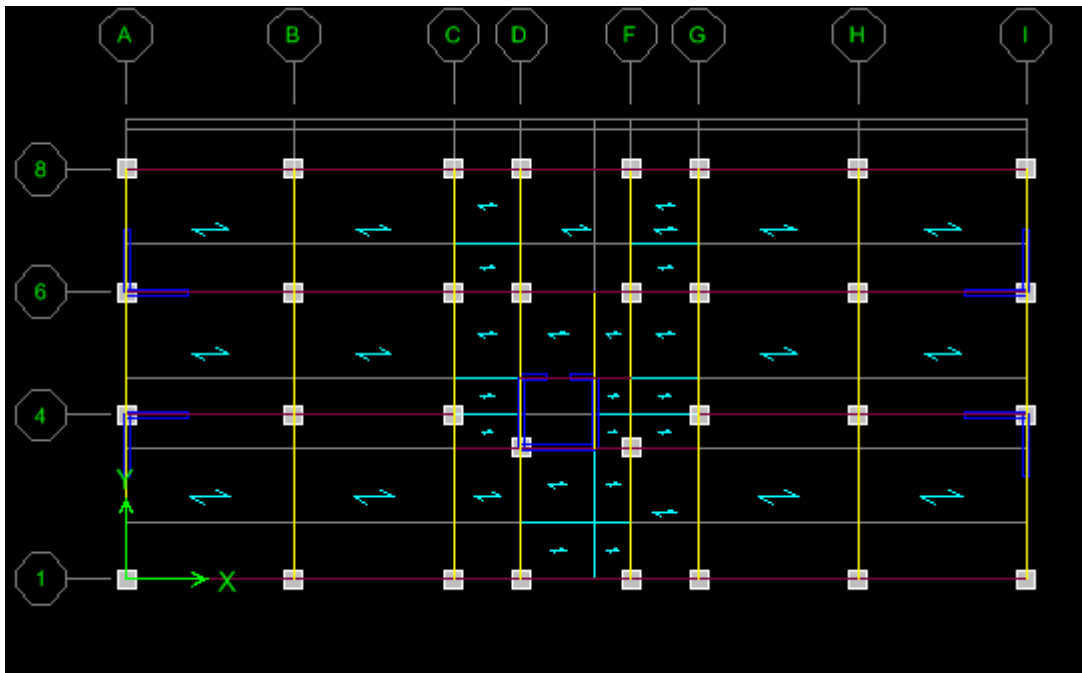
$$\frac{F_{Portiques}}{\Sigma(F_{Portiques} + F_{Voiles})} \geq 20\% \text{ des charges horizontales reprise par les portiques.}$$

$$\frac{F_{Voiles}}{\Sigma(F_{Portiques} + F_{Voiles})} \leq 80\% \text{ des charges horizontales reprise par les Voiles.}$$

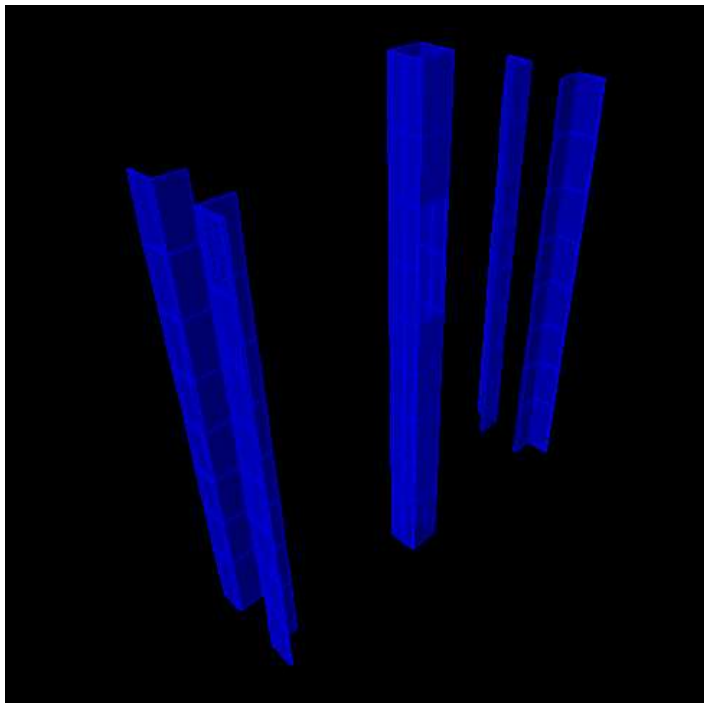
Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

● **La disposition des voiles**

Ⓜ **Vu en plan :**



Ⓜ **Vu en trois dimensions (3D) :**



**VI.4.7. Vérification de l'effort tranchant à la base :**

La force sismique totale  $V$  appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

D'après l'article 4.3.6 du R.P.A 99/2003, la résultante des forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit :  $V_t > 0,8 V$ , Avec :

$W$  : poids de la structure qui est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau ( $i$ )

$A$  : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles de R.P.A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage, Dans notre cas  $A=0.15$  (Zone IIa- groupe 2 → l'article 4.3.6 du R.P.A 99/2003).

$D$  : facteur d'amplification dynamique dépendant de la période  $T$  et du type de sol d'assise de fondation, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) donné par

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3S \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3} \right) \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :  $T_2$ , Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le R.P.A.

Dans notre cas ; Couche d'assise : S2 (rapport géotechnique).  $\Rightarrow T_1 = 0,15$  sec ;  $T_2 = 0,4$  sec.

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante,

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$\xi$ (%) coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constructif, du type de la structure et de l'importance de remplissage,

Nous avons un contreventement portique contreventé par des voiles (voiles-portiques) donc on prend  $\xi = 10\%$ .(Tableau 4.2 page 38.RPA. 99 modifie 2003).

D'où :  $\eta = 0.763 \geq 0.7$

La valeur de la période fondamentale (**T**) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = \min(h_n^{3/4}; \frac{0.09h_n}{\sqrt{l}})$$

➤ **Sens x-x :**

$$L_x = 22.35 \text{ m.}$$

$$T = 0.05 \times 28.56^{3/4} = 0.617 \text{ S}$$

$$T = \frac{0.09 \times 28.56}{\sqrt{22.35}} = 0.54 \text{ s}$$

$$T = \min(0.617; 0.54) = 0.54 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow D_x = 2.5 \times 0.763 \times \left(\frac{0.4}{0.70}\right)^{0.75} = 1.25$$

➤ **Sens Y-y :**

$$y = 10.40 \text{ m.}$$

$$T = 0.05 \times 28.56^{3/4} = 0.617 \text{ S}$$

$$T = \frac{0.09 \times 28.56}{\sqrt{10.40}} = 0.80 \text{ s}$$

$$T = \min(0.80; 0.617) = 0.617 \text{ s}$$

$$\text{On a : } T_2 \leq T \leq 3s \rightarrow D_Y = 2.5 \times 0.763 \times \left(\frac{0.4}{0.7}\right)^{0.75} = 1.25$$

**R** : facteur de comportement dépend de type de système de contreventement de la structure,

- Dans notre cas, on a une structure mixte (voiles – portiques) donc **R= 5**

**Q** : facteur de qualité dépend de la de la qualité du système structurel (régularité en plan ; régularité en élévation, contrôle de la qualité des matériaux .....). La valeur de **Q** est déterminée par la formule donnée par le R.P.A :  $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ .

Avec :

$P_q$  : Pénalité à retenir selon la satisfaction. Tableau 4.4 page 45(RPA .99.modifié 2003).

Dans notre cas,  $P_q = 0.05$ (régularité en plan).

Résumé des résultats obtenus :

Paramètre	Résultats
A	0.15
$D_x$	1.25
$D_y$	1.25
$Q_{longitudinal}$	1.05
$Q_{Transversal}$	1.05
R	5
T	0.72
n	0.763

**Tableau VI.9. Résumé des résultats**

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Calcul à la base de la structure.

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{1}^{9} W_i$$

Avec  $W_i = WGi + \beta WQi$ .

$WGi$  : poids dû aux charges permanentes

$WQi$  : la charge d'exploitation

$\beta$  : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation  $\Rightarrow \beta = 0.20$

Après l'introduction des valeurs des charges et la précision du pourcentage de la surcharge, la masse de la structure sera automatiquement calculée par le logiciel.

$WGi = 36322.79$  KN (d'après ETABS).

$WQi = 5677.86$  KN(d'après ETABS).

Poids total du bâtiment :  $W = WGi + 0.2 WQi = 18729.13$  KN

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EX	1	U1	1042.60	-58.94	0.00	1109.541	19985.074	-6288.6
	EX	2	U1	3.34	61.35	0.00	-1171.250	65.437	656.94
	EX	3	U1	0.15	-0.48	0.00	9.265	4.734	-6.02
	EX	4	U1	274.11	-30.60	0.00	55.984	766.811	-1832.8
	EX	5	U1	4.07	33.07	0.00	-82.665	14.027	342.48
	EX	6	U1	1.21	-1.08	0.00	2.833	7.173	-18.57
	EX	7	U1	123.72	-35.70	0.00	119.000	427.352	-1032.3
	EX	8	U1	12.24	38.88	0.00	-131.351	42.189	362.45
	EX	9	U1	5.21	-1.20	0.00	4.075	17.944	-39.84
	EX	10	U1	66.27	-19.12	0.00	36.032	131.970	-560.31
	EX	11	U1	6.00	20.47	0.00	-38.947	12.214	193.50
	EX	12	U1	0.72	-0.53	0.00	1.011	1.494	-9.731
	EX	13	U1	32.18	-10.92	0.00	24.411	71.696	-269.41
	EX	14	U1	5.32	13.01	0.00	-28.722	11.523	116.94
	EX	15	U1	0.79	-0.39	0.00	0.740	1.477	-8.44
	EX	16	U1	10.43	-6.15	0.00	12.391	20.201	-120.11
	EX	17	U1	3.41	6.25	0.00	-10.780	5.882	51.21
	EX	18	U1	11.85	5.20	0.00	8.244	18.225	111.07

◀ ▶ ⏪ ⏩ OK

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.25 \times 1.05 \times}{4} \times 18729.13 = 921.82 \text{ KN}$$

- Méthode statique équivalente :

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.38 \times 1.05 \times}{4} \times 18729.13 = 921.82 \text{ KN}$$

- Méthode spectrale modale :

$$V_{ETABS}^X = 1314.74 \text{ KN}$$

$$V_{ETABS}^Y = 1394.54 \text{ KN}$$

- Comparaison des résultats :

$$V_{ETABS}^X = 1314.74 \text{ KN} > 80 \% V_{MSM}^X = 737.46 \text{ KN}$$

$$V_{ETABS}^Y = 1394.54 \text{ KN} > 80 \% V_{MSM}^Y = 737.46 \text{ KN}$$

Donc ;  $V_{ETABS}^X > 80 \% V_{MSM}^X \Rightarrow$  condition vérifié

$V_{ETABS}^Y > 80 \% V_{MSM}^Y \Rightarrow$  condition vérifié

#### VI.4.8. Vérification des déplacements inter étages :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003/Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R * \delta_{ek} \dots\dots\dots (\text{Art .4.4.3 page 37 RPA})$$

Avec :  $\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de la torsion).

R : coefficient de comportement (R= 4).

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} ; \text{ avec : } \Delta_k < 1\% * h_e \dots\dots\dots \text{RPA99 (article 4.4.3) page 51.}$$

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01 h_e$  ; ( $h_e$  : hauteur d'étage).

$$\Delta_x^k = R * \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R * \Delta_{ey}^k$$

$$\text{Aussi : } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

$\Delta_{ex}^k$  : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens (x-x).

$\Delta_{ey}^k$  : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens (y-y).

$\delta_{ex}^k$  : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens (x-x).

$\delta_{ey}^k$  : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens (y-y).

Le calcul est résumé dans le tableau suivant :

Niveaux	$\Delta_{ex}^k$	$\Delta_{ey}^k$	R	$h_e$	$\bar{\Delta}(0,01 h_e)$	$\Delta_x^k$	$\Delta_y^k$	Observation
chbr			5	308	3.06			Condition vérifié
ascenseur	0.0015	0.0011				0.006	0.0044	
étage en attique	0.0014	0.0012	5	306	3.06	0.0056	0.0048	Condition vérifié
étage 05	0.0017	0.0014	5	306	3.06	0.0068	0.0056	Condition vérifié
étage 04	0.0018	0.0015	5	306	3.06	0.0072	0.006	Condition vérifié
étage 03	0.0019	0.0017	5	306	3.06	0.0076	0.0068	Condition vérifié
Étage 02	0.002	0.0017	5	306	3.06	0.008	0.0068	Condition vérifié
étage 01	0.0019	0.0016	5	306	3.06	0.0076	0.0064	Condition vérifié
RDC	0.0017	0.0015	5	306	3.06	0.0068	0.006	Condition vérifié
Sous - sol	0.0011	0.001	5	408	4.08	0.0044	0.004	Condition vérifié

**Tableau VI.9. Résumé du calcul des déplacements inter-étage.**

**VI.4.9. Vérification de l'effet P-Delta :**

Les effets du 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 associées au-dessus du niveau (k) ;

$\Delta_k$  : Déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau (k-1) ;

$h_k$  : Hauteur de l'étage (k) ;

$V_k$  : Effort tranchant de l'étage au niveau (k).

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau suivant :

Niveaux	$P_K$	$\Delta_x^k$	$\Delta_y^k$	$V_x^k$	$V_y^k$	$h_K$	$\theta_x$	$\theta_y$	OBS
chbr ascenseur	75.32	0.0705	0.071	4.18	4.16	306	0.0042	0.0042	C.V
étage en attique	3673.29	0.0655	0.0675	249.02	255.06	306	0.0032	0.0032	C.V
étage 05	7271.27	0.059	0.0605	501.8	509.15	306	0.0028	0.0028	C.V
étage 04	10869.24	0.052	0.052	742.8	747.96	306	0.0025	0.0025	C.V
étage 03	14553.27	0.0435	0.0435	976.46	977.62	306	0.0021	0.0021	C.V
Étage 02	18237.31	0.035	0.034	1204.49	1201.06	306	0.0017	0.0017	C.V
étage 01	21921.34	0.025	0.024	1424.56	1416.85	306	0.0013	0.0012	C.V
RDC	25443.15	0.0155	0.0145	1621.24	1608.1	306	0.0008	0.0007	C.V
Sous - sol	29537.85	0.0065	0.006	1826.49	1809.47	408	0.0003	0.0002	C.V

**Tableau VI.10. Résumé du calcul des P-DELTA**

**Conclusion :**

On a ( $\theta_x < 0.10$ ,  $\theta_y < 0.10$ ) pour chaque niveau K et dans les deux sens, de ce fait l'effet P-Delta peut être négligé dans le calcul des éléments structuraux.

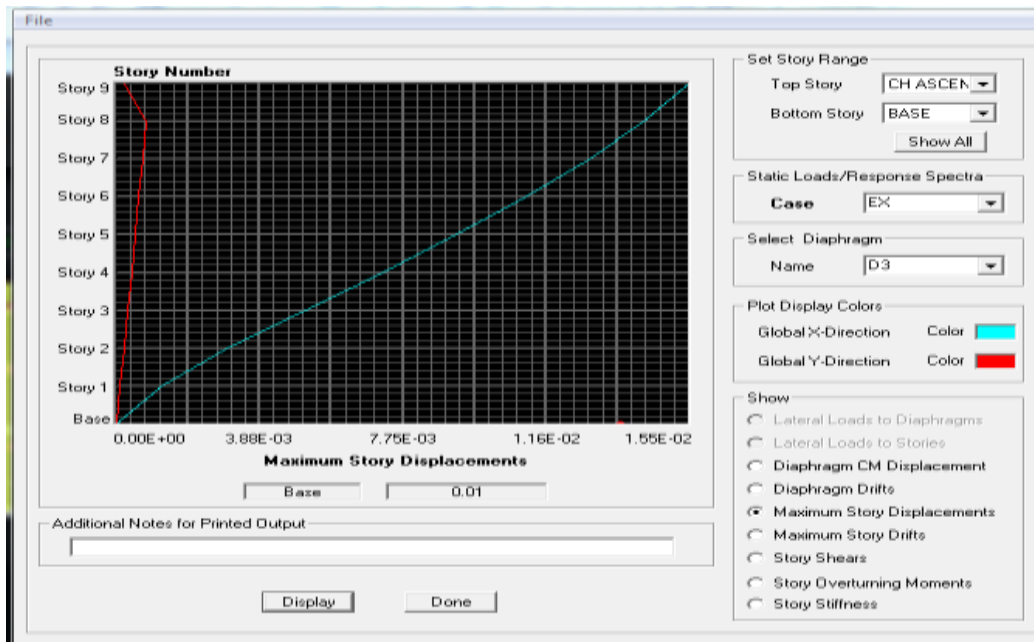
**VI.4.10. Déplacements maximum :**

Le déplacement maximal que subit la structure doit vérifier la formule suivante :

$$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

$f$ : La flèche admissible,

$H_t$  : La hauteur totale du bâtiment.



$$\delta_{max} = 0.01 \leq f = \frac{28.56}{500} = 0.057 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

### Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus on peut dire que :

- L'effort tranchant à la base est vérifié,
- La condition sur le pourcentage de la masse participante est vérifiée,
- Les déplacements relatifs et les déplacements maximaux sont vérifiés,
- Les effets P-Δ sont négligeables dans notre structure (vérifié).
- L'effort normal réduit est vérifié,

Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

**Chapitre VII**  
**Ferraillage des**  
**éléments de la**  
**structure**

**VII.1. INTRODUCTION :**

Dans ce chapitre nous allons procéder aux calculs du ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles), qui a pour objet de déterminer les sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de Sollicitations.

**VII.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :**

Les poutres sont calculées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales et l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/2003** suivantes.

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant comptes des combinaisons suivantes :

ELU .....**1.35G+1.5Q**

ELS.....**G+Q**

RPA2003.....**G+Q±E ; 0.8G±E**

**VII.2.1. Recommandation du RPA pour le ferrailage des poutres :**❖ **Les armatures longitudinales (art 7.5.2.1)**

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.

- Poutre principales de (30×40):  $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6.00 \text{cm}^2$ .

- Poutre secondaire de (30× 35):  $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{cm}^2$ .

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de **4%** de la section du béton en **zone courante** et de **6%** de la section du béton en **zone de recouvrement**

- **Poutres principales de (30X40):**

$$A_{max} = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{max} = 0,06 \times 35 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- **Poutres secondaires de (30×35):**

$$A_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \text{ (en zone courante).}$$

$$A_{\max} = 6 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (en zone de recouvrement).}$$

- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de **40 $\phi$  en zone IIa**.
- ✓ Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2U** superposés formant un carré ou un rectangle.
- ❖ **Les armatures transversales : RPA 99/2003 (article 7.5.2.2)**
- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S \times b$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

  - Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires ( $\frac{h}{4}$ ;  $12\phi$ ; 30 cm).
  - En dehors de la zone nodale :  $S \leq \frac{h}{2}$
  - La valeur du diamètre  $\phi_L$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
  - Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

## VII.2.2. Sollicitation et ferrailage des poutres :

## VII.2.2.1. Sollicitations de calcul :

## a) Poutre principale :

NIVEAUX	$M_u$ (KN.m)	ELU	G+Q±E	0.8±E	ELS
CH ASSC	$M_{min}$	5.044	16.13	19.19	3.703
	$M_{max}$	22.648	38.912	35.624	16.595
ETAGE ATTIQUE	$M_{min}$	52.777	58.508	42.039	38.591
	$M_{max}$	58.508	64.865	59.96	42.747
5	$M_{min}$	40.172	51.818	53.221	29.083
	$M_{max}$	40.401	70.871	65.85	29.342
4	$M_{min}$	41.791	80.23	62.525	30.24
	$M_{max}$	42.189	61.113	75.185	30.563
3	$M_{min}$	37.806	66.377	66.273	27.386
	$M_{max}$	38.371	82.016	77.414	27.773
2	$M_{min}$	35.355	82.946	81.557	25.613
	$M_{max}$	41.988	91.707	87.73	30.426
1	$M_{min}$	36.082	97.232	93.407	26.135
	$M_{max}$	40.043	89.752	97.683	29.002
RDC	$M_{min}$	34.131	103.761	110.811	24.747
	$M_{max}$	40.147	111.94	104.889	29.032
SOUS- SOL	$M_{min}$	44.138	101.935	101.268	31.344
	$M_{max}$	51.446	102.153	102.82	36.523

Tableau VII.1. Sollicitations dans les poutres principales.

## b) Poutre Secondaire :

NIVEAUX	$M_u$ (KN.m)	ELU	G+Q±E	0.8±E	ELS
CH ASSC	$M_{min}$	6.49	9.269	8.083	7.766
	$M_{max}$	16.301	21.846	18.607	11.957
ETAGE ATTIQUE	$M_{min}$	35.929	38.717	29.842	26.107
	$M_{max}$	55.784	67.305	54.031	40.606
5	$M_{min}$	41.944	52.839	42.461	30.398
	$M_{max}$	57.902	77.08	63.139	42.124
4	$M_{min}$	36.067	52.222	43.122	26.18
	$M_{max}$	51.391	78.797	66.282	37.367
3	$M_{min}$	31.814	56.388	48.253	23.077
	$M_{max}$	44.772	81.156	7.125	32.536
2	$M_{min}$	28.734	59.78	53.664	20.384
	$M_{max}$	39.888	82.422	72.549	28.981
1	$M_{min}$	22.462	64.676	67.262	16.271
	$M_{max}$	32.25	78.66	75.63	23.424
RDC	$M_{min}$	15.527	77.189	78.653	11.23
	$M_{max}$	23.182	83.041	81.578	16.828
SOUS-SOL	$M_{min}$	11.885	67.211	68.403	8.498
	$M_{max}$	19.006	72.662	71.47	13.63

Tableau VII.2. Sollicitations dans les poutres Secondaire.

## VII.2.2.2. Etapes de calcul des armatures longitudinales :

## ✚ Calcul du moment réduit ultime

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa} \quad , \quad \gamma_b = 1.5 \quad (\text{Situation durable})$$

Selon la valeur du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

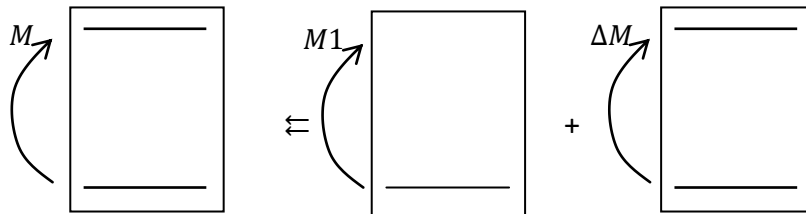
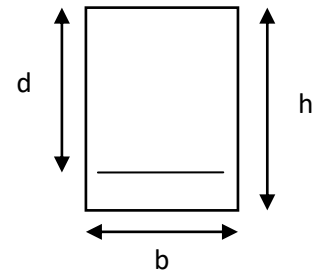
Si :  $\mu_b \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$  La section est simplement armée (SSA) et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section d'armatures tendues est :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

Si :  $\mu_b \geq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$  La section est doublement armée (SDA) et La section réelle est équivalente à la somme de deux sections fictives.



On doit calculer :  $M_{f1} = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_1$$

Avec :  $M_1$  : Moment ultime pour une section simplement armée.

$M$  : Moment maximum à L'ELU dans les poutres.

$$A_{st1} = \frac{M_{f1}}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c')}$$

$$A_{st2} = \frac{\Delta M}{(d - c') \cdot \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Finalement, les sections réelles sont :

Armatures tendues :  $A_{st} = A_{st1} + A_{st2}$

Armatures comprimées :  $A_{sc} = A_{st2}$

## VII.2.3. Ferrailage :

## ❖ POUTRE PRINCIPAL

## a- Ferrailage en travée des poutres principales à l'ELU

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Mu (kNm)	$\mu$	obs.	$\beta$	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	As adoptée
CH ASCENS	22,648	0,039	SSA	0,981	1,794	6.00	<b>(3T14) fil+ (3T14)</b>	9.24
ETAGE ATTIQUE	58,508	0,100	SSA	0,947	4,798	6.00	<b>(3T14) fil+ (3T14)</b>	9.24
5	40,401	0,069	SSA	0,965	3,253	6.00	<b>(3T14) fil+ (3T14)</b>	9.24
4	42,189	0,072	SSA	0,963	3,402	6.00	<b>(3T14) fil+ (3T14)</b>	9.24
3	38,371	0,066	SSA	0,966	3,085	6.00	<b>(3T14) fil+ (3T14)</b>	9.24
2	41,988	0,072	SSA	0,963	3,386	6.00	<b>(3T14) fil+ (3T14)</b>	9.24
1	40,043	0,069	SSA	0,965	3,224	6.00	<b>(3T14) fil+ (3T14)</b>	9.24
RDC	40,147	0,069	SSA	0,965	3,233	6.00	<b>(3T14) fil+ (3T14)</b>	9.24
SS	51,446	0,088	SSA	0,954	4,188	6.00	<b>(3T14) fil+ (3T14)</b>	9.24

Tableau VII.3. Ferrailage en travée des poutres principales à l'ELU

## b- Ferrailage aux appuis des poutres principales à l'ELU

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Mu (kNm)	$\mu$	obs	$\beta$	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	As adoptée
CH ASCENS	5,044	0,012	SSA	0,994	0,456	6,00	<b>(3 T14) fil + (3T14) chap.</b>	9.24
E <sub>ge</sub> ATTIQUE	52,777	0,121	SSA	0,935	5,071	6,00	<b>(3 T14) fil + (3T14) chap.</b>	9.24
5	40,172	0,092	SSA	0,952	3,789	6,00	<b>(3 T14) fil + (3T14) chap.</b>	9.24
4	41,791	0,096	SSA	0,949	3,954	6,00	<b>(3 T14) fil + (3T14) chap.</b>	9.24
3	37,806	0,087	SSA	0,955	3,557	6,00	<b>(3 T14) fil + (3T14) chap.</b>	9.24
2	35,355	0,081	SSA	0,958	3,316	6,00	<b>(3 T14) fil + (3T14) chap.</b>	9.24
1	36,082	0,083	SSA	0,957	3,387	6,00	<b>(3 T14) fil + (3T14) chap.</b>	9.24
RDC	34,131	0,078	SSA	0,959	3,196	6,00	<b>(3 T14) fil + (3T14) chap.</b>	9.24
SS	44,138	0,101	SSA	0,947	4,188	6,00	<b>(3 T14) fil + (3T14) chap.</b>	9.24

Tableau VII.4. Ferrailage aux appuis des poutres principales à l'ELU

Diagrammes Des Efforts Internes:

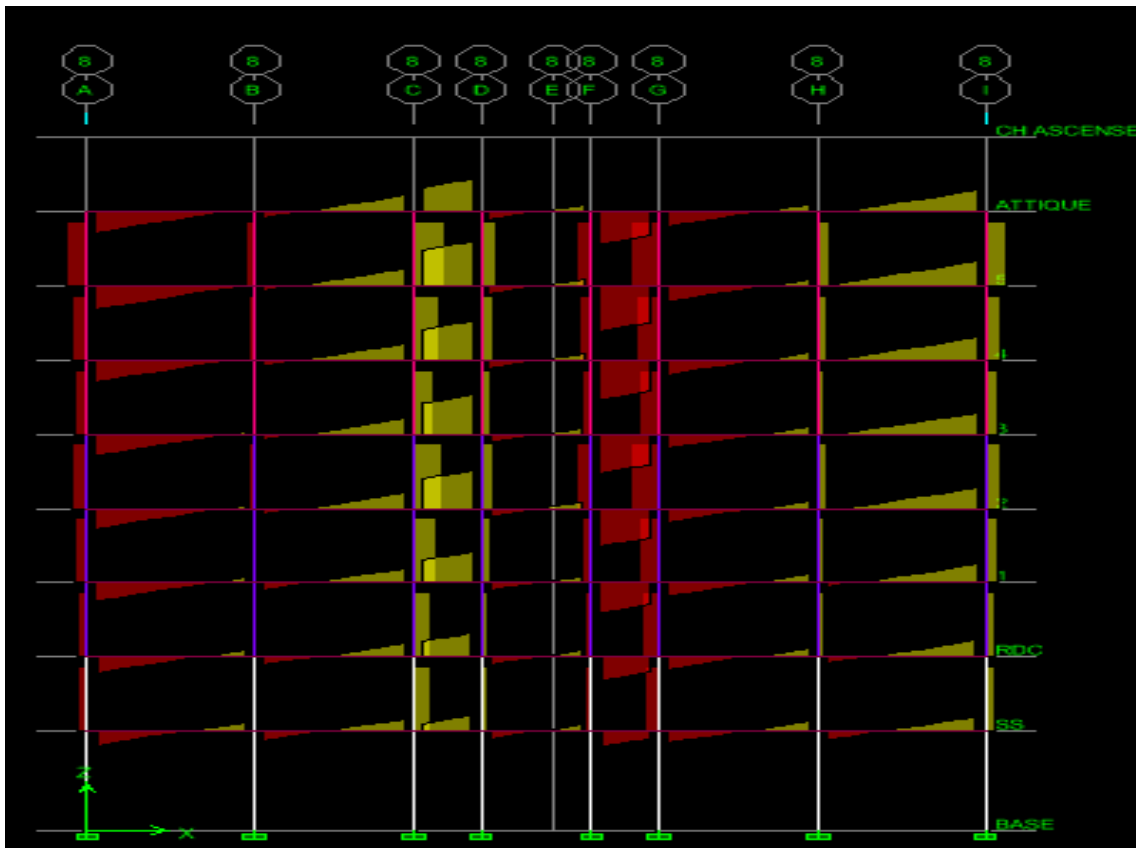


Figure VII.1. Diagramme des efforts tranchants de la poutre Principale (sens longitudinal)

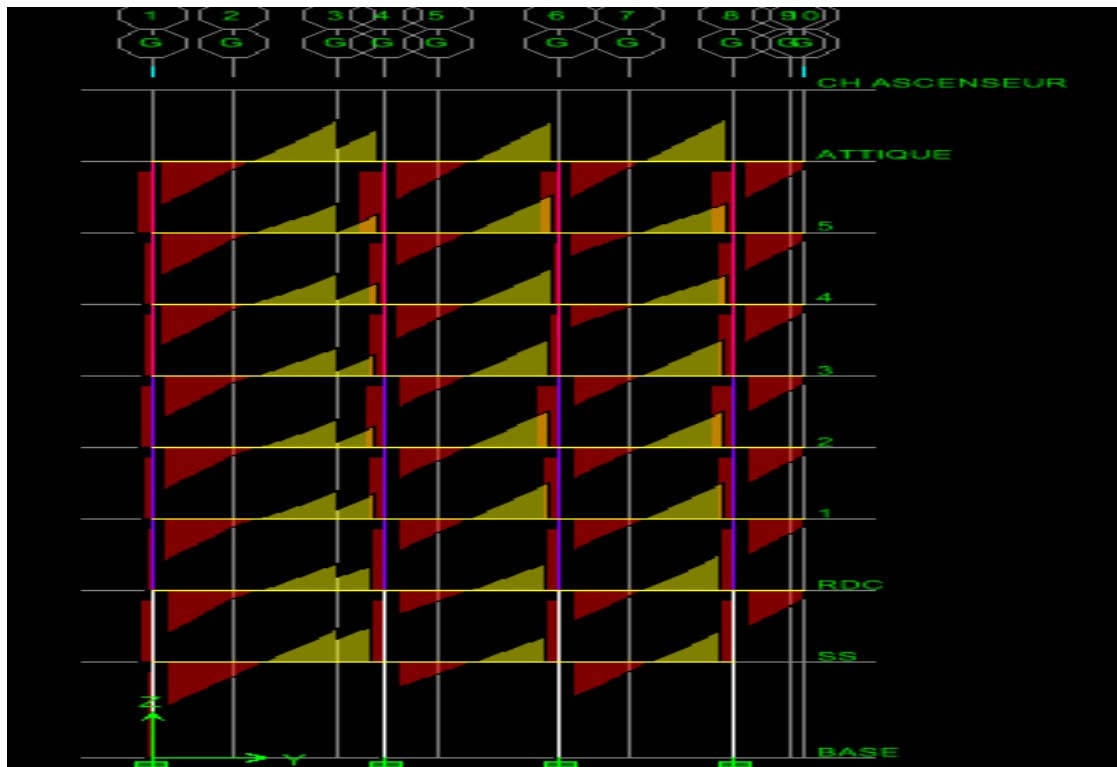


Figure VII.2. Diagramme des efforts tranchants de la poutre Principale (sens Transversale)

Diagrammes Des Moments:

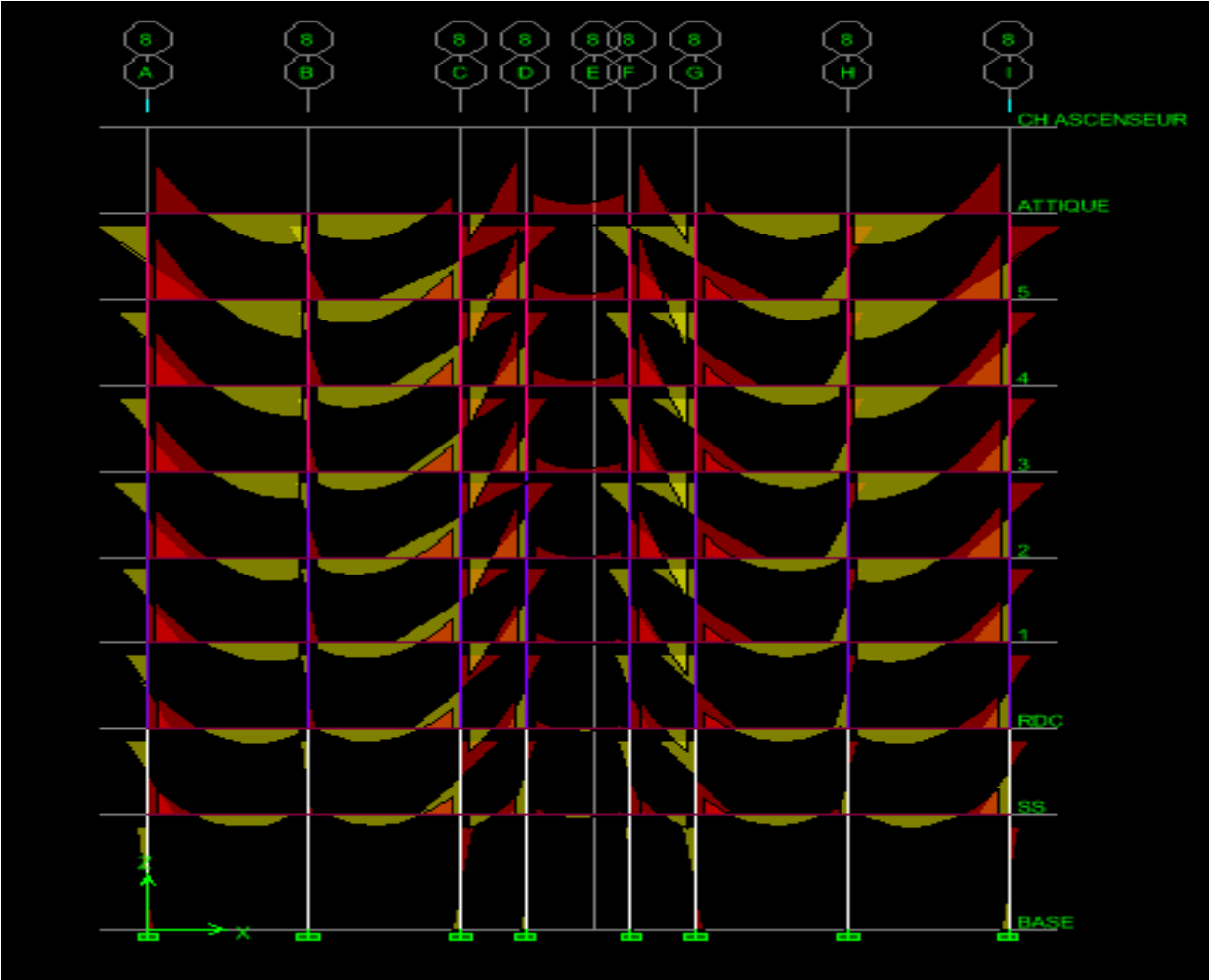


Figure VII.3. Diagramme des Moments de la poutre Principale (sens longitudinal)

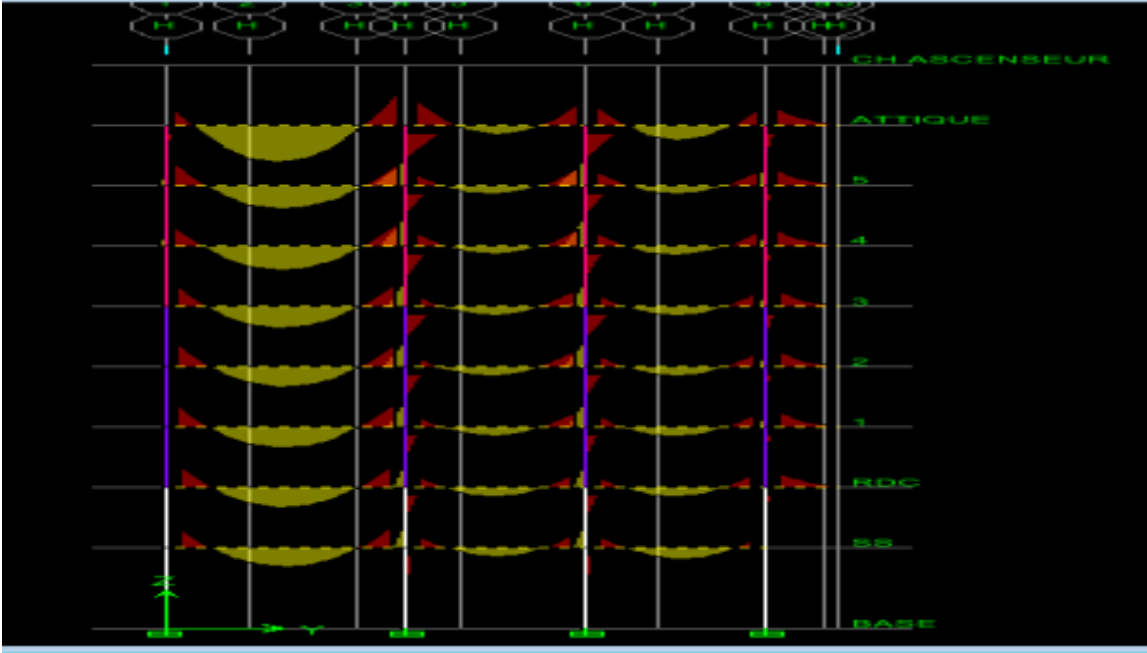


Figure VII.4. Diagramme des Moments de la poutre Principale (sens Transversale)

## ❖ Poutre secondaire

## c- Ferrailage en travée des poutres secondaire à l'ELU

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Mu (kNm)	$\mu$	obs	$\beta$	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	As adoptée
CH ASCENS	16,301	0,037	SSA	0,982	1,491	5,25	<b>(3T12) fil+ (3T12)</b>	6.78
ETAGE ATTIQUE	55,784	0,128	SSA	0,931	5,381	5,25	<b>(3T12) fil+ (3T12)</b>	6.78
5	57,902	0,133	SSA	0,929	5,600	5,25	<b>(3T12) fil+ (3T12)</b>	6.78
4	51,391	0,118	SSA	0,937	4,925	5,25	<b>(3T12) fil+ (3T12)</b>	6.78
3	44,772	0,103	SSA	0,946	4,252	5,25	<b>(3T12) fil+ (3T12)</b>	6.78
2	39,888	0,091	SSA	0,953	3,761	5,25	<b>(3T12) fil+ (3T12)</b>	6.78
1	32,250	0,074	SSA	0,962	3,010	5,25	<b>(3T12) fil+ (3T12)</b>	6.78
RDC	23,182	0,053	SSA	0,973	2,141	5,25	<b>(3T12) fil+ (3T12)</b>	6.78
SS	19,006	0,044	SSA	0,978	1,745	5,25	<b>(3T12) fil+ (3T12)</b>	6.78

Tableau VII.5. Ferrailage en travée des poutres secondaire à l'ELU

## d- Ferrailage aux appuis des poutres secondaire à l'ELU

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Mu (kNm)	$\mu$	obs	$\beta$	As (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	ferrailage	As adoptée
CH ASCENS	6,490	0,015	SSA	0,993	0,587	5,25	<b>(3 T12) fil + (3T12) chap.</b>	6.78
ETAGE ATTIQUE	35,929	0,082	SSA	0,957	3,371	5,25	<b>(3 T12) fil + (3T12) chap</b>	6.78
5	41,944	0,096	SSA	0,949	3,969	5,25	<b>(3 T12) fil + (3T12) chap</b>	6.78
4	36,067	0,083	SSA	0,957	3,386	5,25	<b>(3 T12) fil + (3T12) chap</b>	6.78
3	31,814	0,073	SSA	0,963	2,968	5,25	<b>(3 T12) fil + (3T12) chap</b>	6.78

2	28,374	0,065	SSA	0,967	2,636	5,25	(3 T12) fil + (3T12) chap	6.78
1	23,462	0,054	SSA	0,972	2,168	5,25	(3 T12) fil + (3T12) chap	6.78
RDC	15,527	0,036	SSA	0,982	1,420	5,25	(3 T12) fil + (3T12) chap	6.78
SS	11,885	0,027	SSA	0,987	1,082	5,25	(3 T12) fil + (3T12) chap	6.78

Tableau VII.6. Ferrailage aux appuis des poutres secondaire à l'ELU

Diagrammes Des Efforts Internes:

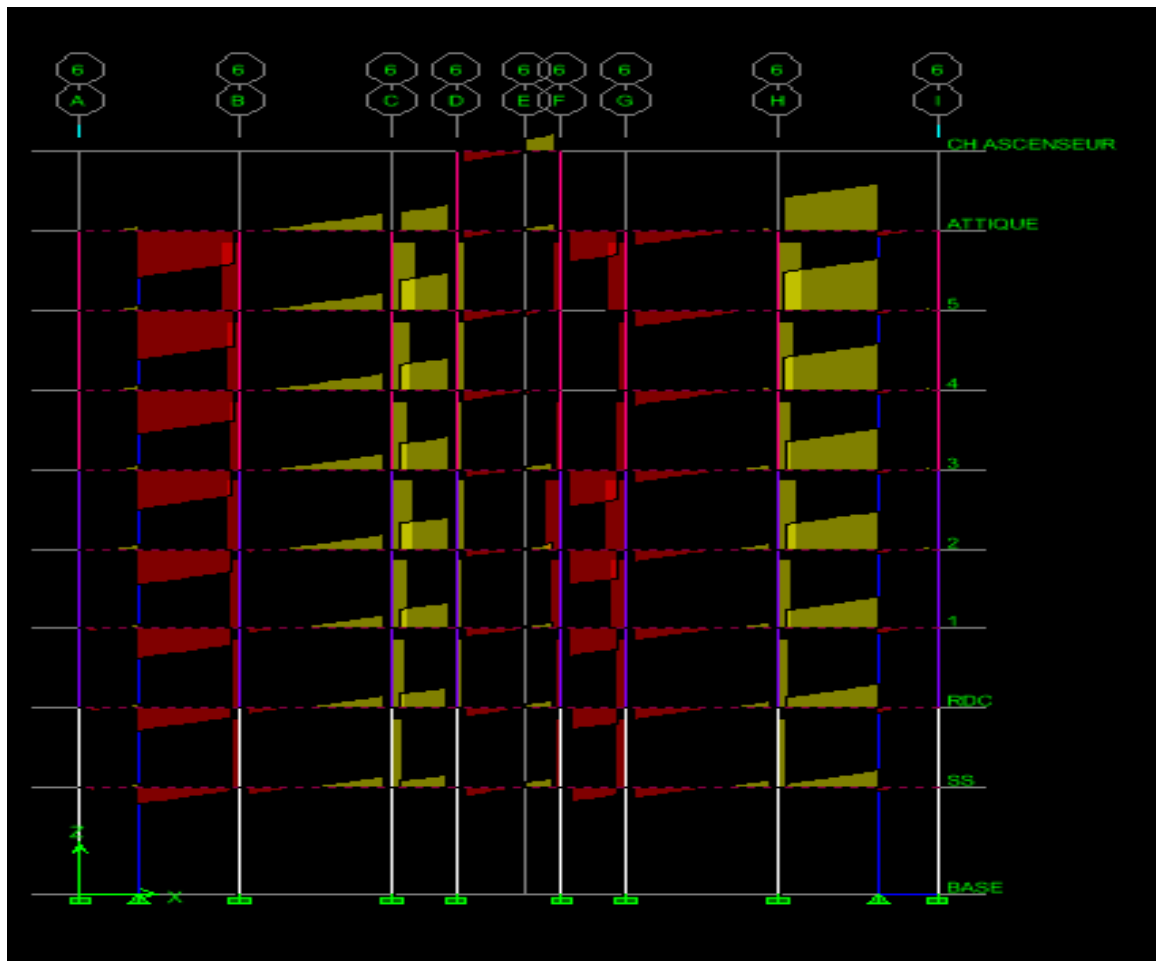


Figure VII.5. Diagramme des efforts tranchants de la poutre Principale (sens longitudinal)

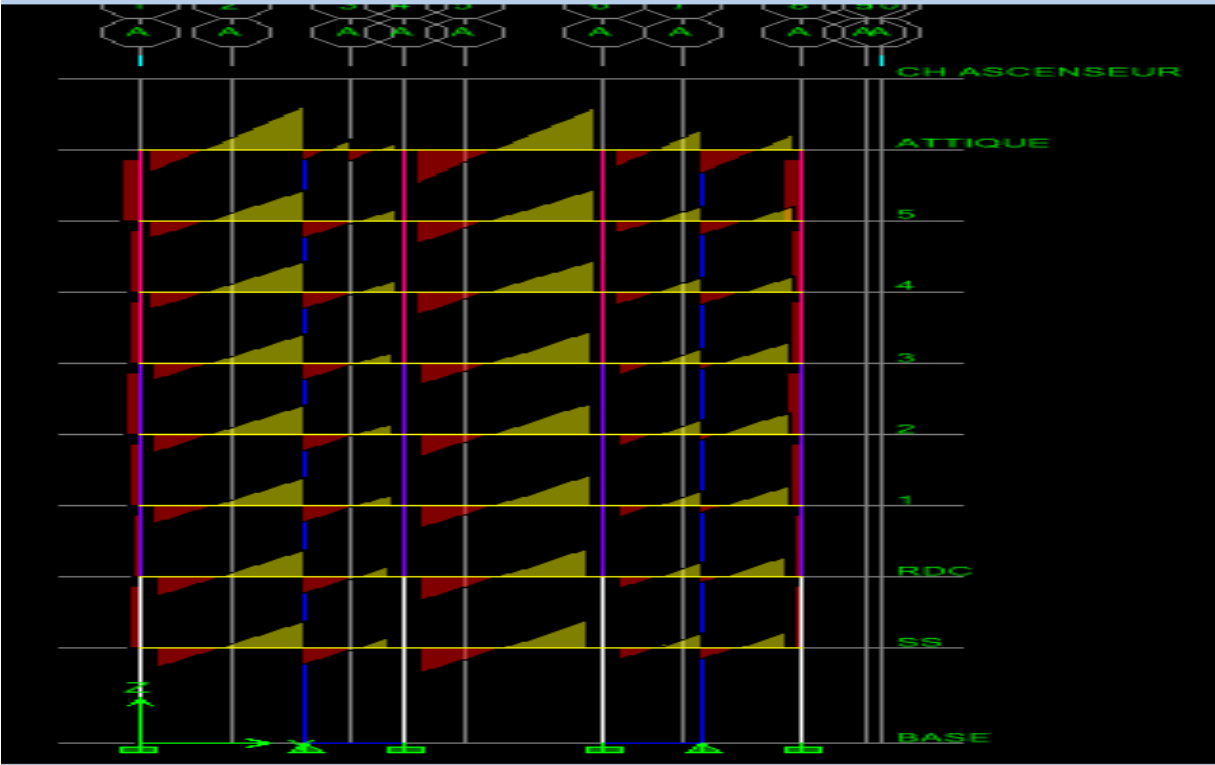


Figure VII.6. Diagramme des efforts tranchants de la poutre Principale (sens Transversale)

Diagrammes Des Moments:

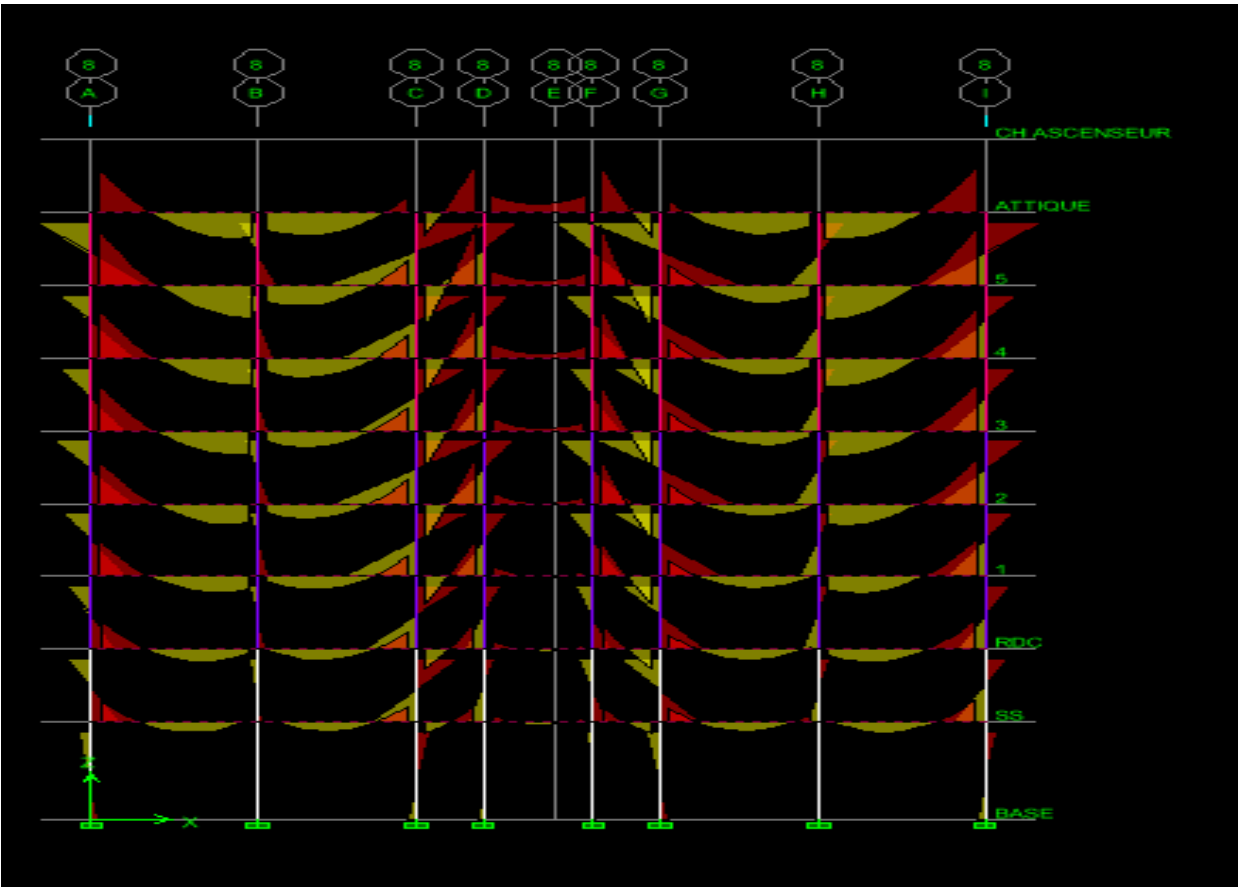


Figure VII.7. Diagramme des Moments de la poutre Principale (sens longitudinal)

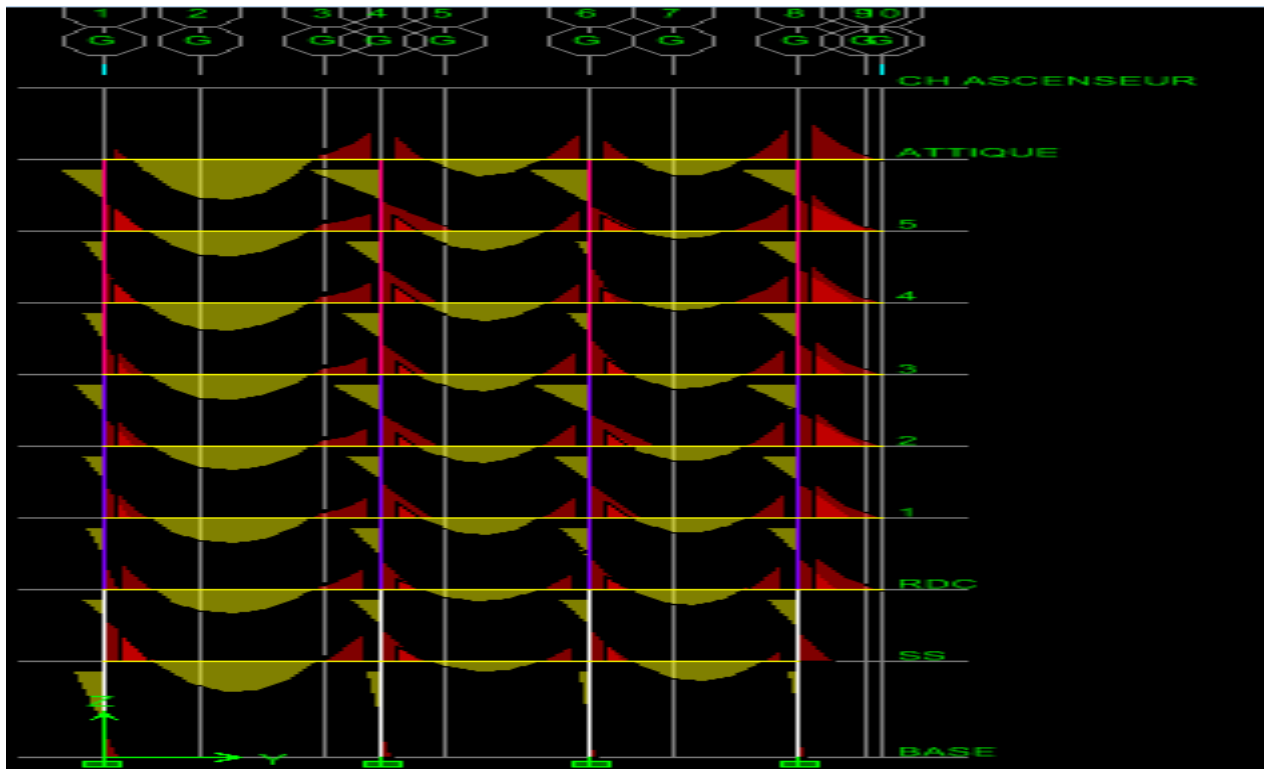


Figure VII.8. Diagramme des Moments de la poutre Principale (sens Transversale)

#### VII.2.4. 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 sont vérifiées à la condition de section d'armatures minimale citée ci-dessus.

##### ❖ Armatures transversales :

###### ✚ Poutres principales :

Calcul des espacements : Selon le RPA 99 (modifiée 2003) :

##### • Espacement maximal des armatures :

$$S_t \leq \min \{0,9.d ; 40cm\} = \{28,8 ; 40cm\}$$

On prend  $S_t = 20 \text{ cm}$

D'après le RPA 99 :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_1 \right\} = n \left\{ \frac{40}{4} ; 12 \times 1.4 \right\} = 10cm. \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm. \text{ En zone courante.}$$

- **Armatures transversales minimales :**

Zone nodale :  $A_t = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.75 \text{ cm}^2$ .

Zone courante :  $A_t = 0.003 \times 20 \times 25 = 1.5 \text{ cm}^2$ .

Soit :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}$

- **Poutres secondaires :**

Calcul des espacements : Selon le RPA 99 (modifiée 2003) :

- **Espacement maximal des armatures :**

D'après le RPA 99 :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_1 \right\} = n \left\{ \frac{35}{4} ; 12 \times 1.4 \right\} = 8.75 \text{ cm} \rightarrow S_t = 8.00 \text{ cm En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.50 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15.00 \text{ cm . En zone courante.}$$

- **Armatures transversales minimales :**

Zone nodale :  $A_t = 0.003 \times 8.00 \times 25 = 0.6 \text{ cm}^2$ .

Zone courante :  $A_t = 0.003 \times 15.00 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2$ .

Soit :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}$

- ❖ **Délimitation de la zone nodale :**

$$L' = 2 \times h$$

Avec : h : Hauteur de la poutre.

Poutres principales :  $L' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$ .

Poutres secondaires :  $L' = 2 \times h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$ .

### VII.2.5. Vérifications à l'ELU :

#### VII.2.5.1. Condition de non fragilité [Art B.6.4 BAEL] :

$$A_{\text{calculée}} \geq A_{\text{min}}$$

- **Poutres principales :**

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

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 25 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1,12 \text{ cm}^2$$

D'où  $A_{\text{calculée}} = 9.24 > A_{\text{min}} = 1,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

▪ **Poutres Secondaire :**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

▪ D'où  $A_{\text{calculée}} = 6.78 > A_{\min} = 1,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée

**VII.2.5.2. Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis [BAEL91/art.**

**A.5.1.32] :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \cdot a \cdot b \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, \quad a = 0.9 d$$

✓ **poutre principale :**

$$T_u = 159.27 \leq \frac{0.4 \times 0.9 \times 370 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 666 \text{ kn} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **poutre secondaire :**

$$T_u = 150 \leq \frac{0.4 \times 0.9 \times 320 \times 300 \times 25 \times 10^{-3}}{1.5} = 576 \text{ kn} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**VII.2.3.3. Vérification de la contrainte d'adhérence des barres :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum \mu_i} < \tau_{se-u} = \psi_s \cdot f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$  : Sommes des périmètres utiles des barres

✓ **Poutres principales :**  $V_u = 159.27 \text{ KN}$

$$\sum U = 6 \times 3.14 \times 1.4 = 26.376 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{159.27}{0.9 \times 37 \times 26.376} = 0.181 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, donc il n'y a pas de}$$

risque d'entraînement des barres.

✓ **Poutre secondaires :**  $V_u = 150.00$

$$\sum U = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.61 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{150.00}{0.9 \times 32 \times 22.61} = 0,230 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée, donc il n'a pas de risque}$$

d'entraînement des barres.

**VII.2.5.3. Ancrage des aciers :**

Condition d'équilibre :

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime :

$$\tau_{se.u} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

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 :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

Pour les  $\phi 12$  :  $l_s = 42.32$  cm

Pour les  $\phi 14$  :  $l_s = 49.38$  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  $0,4 \times L_s$  pour les aciers à haute adhérence.  $L_c = 0,4 \times L_s$

Pour  $\phi = 12$  mm  $\rightarrow L_c = 16.93$  cm

Pour  $\phi = 14$  mm  $\rightarrow L_c = 19.75$  cm

**V.2.5.4. Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

La fissuration est peu nuisible donc  $\bar{\tau}_u = 3.33$  MPa

✓ **Poutre principale** :  $V_u = T_{\max} = 159.2$  KN

$$\tau_u = \frac{159.2}{25 \times 37} = 0,172 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Sens secondaire** :  $V = T_{\max} = 150.00$  KN

$$\tau_u = \frac{150.00}{25 \times 32} = 0,1875 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

V.2.6. Vérification à L'ELS :

A. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration étant considérée non préjudiciable, alors la vérification de l'état limite des fissures n'est pas nécessaire.

B. Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \Rightarrow \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \cdot d \cdot A_s} \Rightarrow \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \Rightarrow \beta_1 \text{ et } K_1$$

On résume les résultats dans le tableau suivant :

❖ Poutre principal

a. Vérification de l'état limite de compression du béton en travée

Niveau	Ms (kNm)	As adop	$\rho_1$	$\beta_1$	K1	K	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ bar	obs
CH ASCENS	16,595	9,240	0,832	0,831	14,43	0,069	58,412	4,048	15	Vérifiée
ETAGE ATTIQUE	42,747	9,240	0,832	0,831	14,43	0,069	150,463	10,427	15	Vérifiée
5	29,342	9,240	0,832	0,831	14,43	0,069	103,280	7,157	15	Vérifiée
4	30,563	9,240	0,832	0,831	14,43	0,069	107,577	7,455	15	Vérifiée
3	27,773	9,240	0,832	0,831	14,43	0,069	97,757	6,775	15	Vérifiée
2	30,426	9,240	0,832	0,831	14,43	0,069	107,095	7,422	15	Vérifiée
1	29,002	9,240	0,832	0,831	14,43	0,069	102,083	7,074	15	Vérifiée
RDC	29,032	9,240	0,832	0,831	14,43	0,069	102,189	7,082	15	Vérifiée
SS	36,523	9,240	0,832	0,831	14,43	0,069	128,556	8,909	15	Vérifiée

Tableau VII.7. Vérification de l'état limite de compression du béton en travée

b. Vérification de l'état limite de compression du béton aux appuis

Niveau	Ms (kNm)	As adop	$\rho_1$	$\beta_1$	K1	K	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ bar	obs
CH ASCENS	3,703	9,240	0,832	0,831	14,43	0,069	13,034	0,903	15	Vérifiée
ETAGE ATTIQUE	38,591	9,240	0,832	0,831	14,43	0,069	135,835	9,413	15	Vérifiée

5	29,083	9,240	0,832	0,831	14,43	0,069	102,368	7,094	15	Vérifiée
4	30,240	9,240	0,832	0,831	14,43	0,069	106,441	7,376	15	Vérifiée
3	27,386	9,240	0,832	0,831	14,43	0,069	96,395	6,680	15	Vérifiée
2	25,613	9,240	0,832	0,831	14,43	0,069	90,154	6,248	15	Vérifiée
1	26,135	9,240	0,832	0,831	14,43	0,069	91,992	6,375	15	Vérifiée
RDC	24,747	9,240	0,832	0,831	14,43	0,069	87,106	6,036	15	Vérifiée
SS	31,344	9,240	0,832	0,831	14,43	0,069	110,326	7,646	15	Vérifiée

Tableau VII.8. Vérification de l'état limite de compression du béton en travée

❖ Poutre secondaire

a. Vérification de l'état limite de compression du béton en travée

niveau	Ms (kNm)	As adop	$\rho_1$	$\beta_1$	K1	K	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	obc bar	obs
CH ASCENS	11,957	5,250	0,473	0,856	19,72	0,051	71,910	3,647	15	Vérifiée
ETAGE ATTIQUE	40,606	5,250	0,473	0,856	19,72	0,051	244,205	12,384	15	Vérifiée
5	42,124	5,250	0,473	0,856	19,72	0,051	253,335	12,847	15	Vérifiée
4	37,367	5,250	0,473	0,856	19,72	0,051	224,726	11,396	15	Vérifiée
3	32,536	5,250	0,473	0,856	19,72	0,051	195,672	9,923	15	Vérifiée
2	28,981	5,250	0,473	0,856	19,72	0,051	174,292	8,838	15	Vérifiée
1	23,424	5,250	0,473	0,856	19,72	0,051	140,873	7,144	15	Vérifiée
RDC	16,828	5,250	0,473	0,856	19,72	0,051	101,204	5,132	15	Vérifiée
SS	13,630	5,250	0,473	0,856	19,72	0,051	81,971	4,157	15	Vérifiée

Tableau VII.9. Vérification de l'état limite de compression du béton en travée

b. Vérification de l'état limite de compression du béton en travée

niveau	Ms (kNm)	As adop	$\rho_1$	$\beta_1$	K1	K	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (Mpa)	obc bar	Obs
CH ASCENS	7,766	5,250	0,473	0,856	19,72	0,051	46,705	2,368	15	Vérifiée
ETAGE ATTIQUE	26,107	5,250	0,473	0,856	19,72	0,051	157,008	7,962	15	Vérifiée
5	30,398	5,250	0,473	0,856	19,72	0,051	182,814	9,271	15	Vérifiée
4	26,180	5,250	0,473	0,856	19,72	0,051	157,447	7,984	15	Vérifiée

3	23,077	5,250	0,473	0,856	19,72	0,051	138,786	7,038	15	Vérifiée
2	20,384	5,250	0,473	0,856	19,72	0,051	122,590	6,217	15	Vérifiée
1	16,271	5,250	0,473	0,856	19,72	0,051	97,854	4,962	15	Vérifiée
RDC	11,230	5,250	0,473	0,856	19,72	0,051	67,537	3,425	15	Vérifiée
SS	8,498	5,250	0,473	0,856	19,72	0,051	51,107	2,592	15	Vérifiée

Tableau VII.10. Vérification de l'état limite de compression du béton en travée

**VII.7. Etat limite de déformation :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Sens principale :

$$\frac{h}{l} = \frac{40}{400} = 0,1 \geq 0.0625 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

(Avec :  $M_t = 40.606 \text{ KN}$  ,  $M_0 = \frac{q_s \cdot l^2}{8}$  ,  $q_s = 30,13 \text{ t/m}$  )

$$\frac{h}{l} = 0.9 \geq \frac{40.606}{10 \times 66,43} = 0.0146 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les résultats de vérification à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	L (max)	As adopt	Ms (kNm)	Mo (kNm)	h/L	l/16	Ms/ (10Mo)	As/bd	4,2/fe
CH ASCENS	4	9,24	16,595	66,189	0,100	0,0625	0,025	0,008	0,0105
E <sub>GE</sub> ATTIQUE	4	9,24	42,747	66,189	0,100	0,0625	0,065	0,008	0,0105
5	4	9,24	29,342	66,189	0,100	0,0625	0,044	0,008	0,0105
4	4	9,24	30,563	66,189	0,100	0,0625	0,046	0,008	0,0105

3	4	9,24	27,773	66,189	0,100	0,0625	0,042	0,008	0,0105
2	4	9,24	30,426	66,189	0,100	0,0625	0,046	0,008	0,0105
1	4	9,24	29,002	66,189	0,100	0,0625	0,044	0,008	0,0105
RDC	4	9,24	29,032	66,189	0,100	0,0625	0,044	0,008	0,0105
SS	4	9,24	36,523	66,189	0,100	0,0625	0,055	0,008	0,0105

Tableau VII.11. Vérification de la flèche en travées des poutres principales

Niveau	L (max)	As adopt	Ms (kNm)	Mo (kNm)	h/L	l/16	Ms/ (10Mo)	As/bd	4,2/fe
CH ASCENS	4	9,24	3,703	66,189	0,100	0,0625	0,006	0,008	0,0105
E <sub>GE</sub>									
ATTIQUE	4	9,24	38,591	66,189	0,100	0,0625	0,058	0,008	0,0105
5	4	9,24	29,083	66,189	0,100	0,0625	0,044	0,008	0,0105
4	4	9,24	30,240	66,189	0,100	0,0625	0,046	0,008	0,0105
3	4	9,24	27,386	66,189	0,100	0,0625	0,041	0,008	0,0105
2	4	9,24	25,613	66,189	0,100	0,0625	0,039	0,008	0,0105
1	4	9,24	26,135	66,189	0,100	0,0625	0,039	0,008	0,0105
RDC	4	9,24	24,747	66,189	0,100	0,0625	0,037	0,008	0,0105
SS	4	9,24	31,344	66,189	0,100	0,0625	0,047	0,008	0,0105

Tableau VII.12. Vérification de la flèche aux appuis des poutres principales

Niveau	L (max)	As adopt	Ms (kNm)	Mo (kNm)	h/L	l/16	Ms/ (10Mo)	As/bd	4,2/fe
CH ASCENS	4	5,25	11,957	66,189	0,100	0,0625	0,018	0,005	0,0105
ETAGE									
ATTIQUE	4	5,25	40,606	66,189	0,100	0,0625	0,061	0,005	0,0105
5	4	5,25	42,124	66,189	0,100	0,0625	0,064	0,005	0,0105
4	4	5,25	37,367	66,189	0,100	0,0625	0,056	0,005	0,0105
3	4	5,25	32,536	66,189	0,100	0,0625	0,049	0,005	0,0105
2	4	5,25	28,981	66,189	0,100	0,0625	0,044	0,005	0,0105
1	4	5,25	23,424	66,189	0,100	0,0625	0,035	0,005	0,0105
RDC	4	5,25	16,828	66,189	0,100	0,0625	0,025	0,005	0,0105

SS	4	5,25	13,630	66,189	0,100	0,0625	0,021	0,005	0,0105
----	---	------	--------	--------	-------	--------	-------	-------	--------

Tableau VII.13. Vérification de la flèche en travées des poutres secondaire

Niveau	L (max)	As adopt	Ms (kNm)	Mo (kNm)	h/L	l/16	Ms/ (10Mo)	As/bd	4,2/fe
CH ASCENS	4	5,25	7,766	66,189	0,100	0,0625	0,012	0,005	0,0105
ETAGE ATTIQUE	4	5,25	26,107	66,189	0,100	0,0625	0,039	0,005	0,0105
5	4	5,25	30,398	66,189	0,100	0,0625	0,046	0,005	0,0105
4	4	5,25	26,180	66,189	0,100	0,0625	0,040	0,005	0,0105
3	4	5,25	23,077	66,189	0,100	0,0625	0,035	0,005	0,0105
2	4	5,25	20,384	66,189	0,100	0,0625	0,031	0,005	0,0105
1	4	5,25	16,271	66,189	0,100	0,0625	0,025	0,005	0,0105
RDC	4	5,25	11,230	66,189	0,100	0,0625	0,017	0,005	0,0105
SS	4	5,25	8,498	66,189	0,100	0,0625	0,013	0,005	0,0105

Tableau VII-14-Vérification de la flèche aux appuis des poutres secondaire

### VII.3. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Le calcul du ferrailage se fera en flexion composée à l'ELU en tenant compte des des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant

#### VII.3.1. Etape de calcul en flexion composée à l'ELU

a) on calcule l'effort de compression centré maximal supportable par le béton :

$$N_b^{\max} = b \cdot x \cdot f_{bc}$$

b) on calcule le coefficient de remplissage  $\psi_1$ , égal au rapport entre l'effort normal réel et l'effort de compression centré maximal :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f_{bc}}$$

c) on compare le coefficient  $\psi_1$  à 0.81 :

➤ Si  $\Psi_1 \leq 0.81$

On détermine l'excentération critique  $\xi$  :

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4x(3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\Psi_1 \geq \frac{2}{3} \Rightarrow \xi = \frac{(3\Psi_1 - 1)(1 - \Psi_1)}{4\Psi_1}$$

On calcule  $e_{NC} = \xi x h$  et  $e = \frac{M_u}{N_u}$

$e \leq e_{NC} \Rightarrow$  Section entièrement comprimée et l'ELU n'est pas atteint, on place le pourcentage minimal d'armatures.  $A = 4 \text{ cm}^2 \times$  le périmètre de la section, le taux d'armatures dans la section de béton (A/B) devant être compris entre 0,2 et 0,5%

$e > e_{NC} \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée et l'ELU peut être atteint.

➤ Si  $\Psi_1 > 0.81$

On détermine le coefficient  $x$  :

$$x = \frac{0.5 - \frac{d'}{h} - \Psi_1 \left( 0.5 - \frac{d'}{h} - \frac{e}{h} \right)}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}}$$

$x \geq 0.19 \Rightarrow$  la section est partiellement comprimée.

$0 \leq x < 0.19 \Rightarrow$  Section entièrement comprimée et il n'y a pas besoin d'aciers inférieurs  $A_s$  mais seulement d'aciers supérieurs  $A_s'$

$x < 0 \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée et on a besoin d'aciers inférieurs  $A_s$  et d'acier supérieurs  $A_s'$ .

**VII.3.1.1. Dimensionnement des sections partiellement comprimées :**

On calcule un moment de flexion fictif :

$$M_f = M_u + N_u \cdot \left( d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left( e + d - \frac{h}{2} \right)$$

On calcule les armatures de la section étudiée en flexion simple sous le moment fictif, on obtient :

- Le cas échéant une section d'aciers comprimés  $A_s'$  ;
- Une section d'armatures  $F_{\text{fictif}}$ .

La section réelle d'aciers tendus vaut  $A_s = A_{s\text{fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_{su}}$

Cette dernière quantité peut être négative, donc on prend la section minimale

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{bh}{1000}; \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e} \right\}$$

**VII.3.1.2. Dimensionnement des sections entièrement comprimées :**

Si  $0 \leq x < 0.19$

Les sections d'armatures valent :

$$A'_s = \frac{N_u - (1-x)bhf_{bc}}{\sigma'_s} \quad \text{Avec } \sigma'_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$A_s = 0$$

Si  $x < 0$

Les sections d'armatures valent :

$$\begin{cases} A'_s = \frac{N_u \left( d - \frac{h}{2} + e \right) - bhf_{bc} \left( d - \frac{h}{2} \right)}{(d-d')\sigma'_{s2}} \\ A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma'_{s2}} - A'_s \end{cases}$$

$$\text{Avec } \sigma'_{s2} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa} \quad \text{pour HA400}$$

**VII.3.2. Les recommandations du RPA 99 modifié 2003 pour les armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être :

- En haute adhérence (HA), droites et son crochet.
- Le diamètre minimal de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$ .
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

• **Pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'aciers est de 0.8% de la section du béton.

- Poteau (45x45) :  $A_{\min} = 0.008 \cdot (45 \times 45) = 16.2\text{cm}^2$  .

- Poteau (40x40) :  $A_{\min} = 0.008 \cdot (40 \times 40) = 12.8\text{cm}^2$  .

- Poteau (35x35) :  $A_{\min} = 0.008 \cdot (35 \times 35) = 9.8 \text{ cm}^2$ .

- **Pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de  $6\% \times bh$

- Poteau (45x45) :  $A_{\max} = 0.06 \cdot (45 \times 45) = 121.5 \text{ cm}^2$ .

- Poteau (40x40) :  $A_{\max} = 0.06 \cdot (40 \times 40) = 96 \text{ cm}^2$ .

- Poteau (35x35) :  $A_{\max} = 0.06 \cdot (35 \times 35) = 73.5 \text{ cm}^2$ .

Le pourcentage maximal en zone courante sera  $4\% \times bh$

- Poteau (45x45) :  $A_{\max} = 0.04 \cdot (45 \times 45) = 81 \text{ cm}^2$ .

- Poteau (40x40) :  $A_{\max} = 0.04 \cdot (40 \times 40) = 64 \text{ cm}^2$ .

- Poteau (35x35) :  $A_{\max} = 0.04 \cdot (35 \times 35) = 49 \text{ cm}^2$ .

### VII.3.3. Sollicitation et ferrailage des poteaux :

- **Sollicitations de calcul :**

Le ferrailage se fera par zone tel que :

Zone I : Poteaux de (45x 45) : Du S-sol au RDC.

Zone II : Poteaux de (40x 40) : Du 1<sup>ères</sup> au 3ème étage ;

Zone III : Poteaux de (35x 35) : Du 4<sup>ème</sup>, 5 au étage attique et chambre ascenseur.

II.3.4.Ferraillage:

Le ferraillage des poteaux est résumé dans les tableaux suivants :

● Sens longitudinales :

sens longitudinal															
ZONE	section	com	N(KN)	M(KN.m)	$N_b^{max}$	$\Psi$	$\xi$	enc	eu	Nature	Mf	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A adoptée
III	(35x35)	Nmax-Mcor	444.88	11.34	1739.5	0.256	0.158	0.055	0.025	SEC	75.848	5.600	9.8	8HA14	12.32
		Nmin-Mcor	30.05	9.103	1739.5	0.017	0.166	0.058	0.303	SPC	14.512	1.395	9.8		
		Mmax-Ncor	125.45	36.24	1739.5	0.072	0.165	0.058	0.289	SPC	58.822	1.395	9.8		
II	(40x40)	Nmax-Mcor	887.88	10.79	2272	0.391	0.152	0.061	0.012	SEC	161.37	6.400	12.8	8HA16	16.08
		Nmin-Mcor	80.95	37.57	2272	0.036	0.166	0.066	0.464	SPC	56.191	1.835	12.8		
		Mmax-Ncor	311.79	57.25	2272	0.137	0.162	0.065	0.184	SPC	128.966	1.835	12.8		
I	(45x45)	Nmax-Mcor	1289.55	5.776	2875.5	0.448	0.148	0.067	0.004	SEC	257.238	7.200	16.2	4HA16+4HA20	20.59
		Nmin-Mcor	367.73	3.415	2875.5	0.128	0.163	0.073	0.009	SPC	106.379	2.337	16.2		
		Mmax-Ncor	630.55	71.46	2875.5	0.219	0.159	0.072	0.113	SPC	248.011	2.337	16.2		

Tableau VII.15. Ferraillage des poteaux sens longitudinale

● Sens Transversales :

sens Transversales															
ZONE	section	com	N(KN)	M(KN.m)	$N_b^{max}$	$\Psi$	$\xi$	enc	eu	Nature	Mf	A (cm <sup>2</sup> )	Amin (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A adoptée
III	(35x35)	Nmax-Mcor	444.88	11.34	1739.5	0.256	0.158	0.055	0.025	SEC	75.848	5.600	9.8	8HA14	12.32
		Nmin-Mcor	15.03	0.065	1739.5	0.009	0.166	0.058	0.004	SPC	2.770	1.395	9.8		
		Mmax-Ncor	101.44	29.83	1739.5	0.058	0.165	0.058	0.294	SPC	48.090	1.395	9.8		
II	(40x40)	Nmax-Mcor	887.88	10.79	2272	0.391	0.152	0.061	0.012	SEC	161.37	6.400	12.8	8HA16	16.08
		Nmin-Mcor	161.90	25.92	2272	0.071	0.165	0.066	0.160	SPC	63.155	1.835	12.8		
		Mmax-Ncor	300.66	48.75	2272	0.132	0.163	0.065	0.162	SPC	117.906	1.835	12.8		
I	(45x45)	Nmax-Mcor	1289.55	5.776	2875.5	0.448	0.148	0.067	0.004	SEC	257.238	7.200	16.2	4HA16+4HA20	20.59
		Nmin-Mcor	346.32	16.18	2875.5	0.120	0.163	0.073	0.047	SPC	113.146	2.337	16.2		
		Mmax-Ncor	167.77	64.98	2875.5	0.058	0.165	0.074	0.387	SPC	111.951	2.337	16.2		

Tableau VII.15. Ferrailage des poteaux sens Transversales

**VII.3.5.Vérification à l'ELS :**

Pour le cas des poteaux, on doit vérifier l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Les sollicitations sont

Moment de flexion  $M_{ser}$  et un effort normal  $N_{ser}$ , l'excentricité  $e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

Hypothèse de calcul :

Si  $e_s < \frac{h}{6} \Rightarrow$  il y a de fortes chances que la section soit entièrement comprimée.

Si  $e_s < \frac{h}{6} \Rightarrow$  il y a de fortes chances que la section soit partiellement comprimée.

**VII.3.5.1. Vérification d'une Section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton  $\sigma_{bc}$ , on détermine la position de l'axe neutre:

$$y_{ser} = z + c$$

Z : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $z^3 + p \cdot z + q = 0$

Avec :

$$z = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times c^2 - 90 \bar{A}_{su}' \cdot \frac{c-d'}{b} + 90 A_s \cdot \frac{d-c}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \cdot \bar{A}_s' \cdot \frac{(c-d')^2}{b} - 90 A_s \cdot \frac{(d-c)^2}{b}$$

Pour effectuer la résolution, on procède comme suit :

On calcule  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si  $\Delta \geq 0$ :  $t = 0.5 \cdot (\sqrt{\Delta} - q)$ ;  $u = \sqrt[3]{t}$  ;  $z = u - \frac{p}{3 \cdot u}$

Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  l'équation admet trois racines :

$$z_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \quad ; \quad z_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \quad ; \quad z_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On choisit parmi les trois solutions pour z celle qui donne :  $0 < y_{ser} < d$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite :

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 \times \left[ A_s \cdot (d - y_{ser})^2 + \bar{A}_s (y_{ser} - d')^2 \right]$$

Finalement la contrainte de compression du béton vaut

$$\sigma_{bc} = \frac{z \times N_{ser}}{I} \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b$$

La contrainte dans les aciers tendus

$$\sigma_s = 15 \frac{z \cdot N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \quad \text{La section est effectivement partiellement comprimée si } \sigma_s \geq 0$$

### VII.3.5.2. Vérification d'une section entièrement comprimée

On calcul l'aire de la section homogène totale :  $S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)$

On calcule l'inertie de la section homogène:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot \left[ A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h + X_G)^2 \right]$$

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \cdot (0.5 \cdot h - d') - A_s \cdot (d - 0.5 \cdot h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A'_s + A_s)}$$

Les contraintes dans le béton valent

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left( \frac{h}{2} - X_G \right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left( \frac{h}{2} + X_G \right)}{I}$$

On vérifie que  $\max(\sigma_{sup}; \sigma_{inf}) \leq \bar{\sigma}_b$

#### Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

### VII.3.5.3. Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0.455 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \cdot b \cdot d$$

● sens transversal :

sens longitudinal															
ZONE	section	com	N(KN)	M(KN.m)	es	A <sub>min</sub>	Nature	As=A's	S	X <sub>G</sub>	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>sup</sub> (Mpa)	σ <sub>inf</sub> (Mpa)	σ <sub>b</sub> (Mpa)	Observation
III	(35x35)	Nmax-Mcor	359.34	15.093	0.042	7.91842	SEC	6.16	1409.800	0	169450.283	4.108	0.990	15	Vérifiée
		Nmin-Mcor	30.05	9.103	0.303	0.88092	SEC	6.16	1409.800	0	169450.283	1.153	-0.727	15	Vérifiée
		Mmax-Ncor	125.45	36.241	0.289	0.84926	SEC	6.16	1409.800	0	169450.283	4.633	2.853	15	Vérifiée
II	(40x40)	Nmax-Mcor	746.99	28.121	0.038	7.60225	SEC	7.095	1812.850	0	282296.733	6.113	2.128	15	Vérifiée
		Nmin-Mcor	80.95	37.752	0.466	1.35994	SEC	7.095	1812.850	0	282296.733	3.121	2.228	15	Vérifiée
		Mmax-Ncor	311.254	57.254	0.184	0.17840	SEC	7.095	1812.850	0	282296.733	5.773	2.339	15	Vérifiée
I	(45x45)	Nmax-Mcor	1080.86	26.662	0.025	7.27923	SEC	10.3	2334.000	0	471576.000	5.903	3.359	15	Vérifiée
		Nmin-Mcor	367.73	3.145	0.009	6.15734	SEC	10.3	2334.000	0	471576.000	1.726	1.425	15	Vérifiée
		Mmax-Ncor	630.55	71.457	0.113	5.69517	SEC	10.3	2334.000	0	471576.000	6.111	-0.708	15	Vérifiée

Tableau VII.16. Ferrailage des poteaux sens longitudinale

● Sens longitudinales :

sens Transversales															
ZONE	section	com	N(KN)	M(KN.m)	es	A <sub>min</sub>	Nature	As=A's	S	X <sub>G</sub>	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>sup</sub> (Mpa)	σ <sub>inf</sub> (Mpa)	σ <sub>b</sub> (Mpa)	Observation
III	(35x35)	Nmax-Mcor	332.66	9.266	0.028	5.13805	SEC	6.16	1409.800	0	169450.283	3.317	1.403	15	Vérifiée
		Nmin-Mcor	15.03	0.065	0.004	3.58530	SEC	6.16	1409.800	0	169450.283	0.113	0.100	15	Vérifiée
		Mmax-Ncor	132.71	29.831	0.225	0.63572	SEC	6.16	1409.800	0	169450.283	4.022	2.139	15	Vérifiée
II	(40x40)	Nmax-Mcor	713.29	21.601	0.030	6.54127	SEC	7.095	1812.850	0	282296.733	5.465	2.404	15	Vérifiée
		Nmin-Mcor	161.9	25.918	0.160	0.26193	SEC	7.095	1812.850	0	282296.733	2.729	0.943	15	Vérifiée
		Mmax-Ncor	300.66	48.754	0.162	0.21467	SEC	7.095	1812.850	0	282296.733	5.113	1.796	15	Vérifiée
I	(45x45)	Nmax-Mcor	968.54	24.36	0.025	7.32319	SEC	10.3	2334.000	0	471576.000	5.312	2.987	15	Vérifiée
		Nmin-Mcor	34.32	16.176	0.471	1.64411	SEC	10.3	2334.000	0	471576.000	0.919	0.625	15	Vérifiée
		Mmax-Ncor	167.77	64.975	0.387	1.45501	SEC	10.3	2334.000	0	471576.000	3.819	2.381	15	Vérifiée

Tableau VII.17. Ferrailage des poteaux sens Transversales

**VII.3.6 Armature transversales**

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.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_L}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm} \quad \text{Soit } \phi_L = 8\text{mm}$$

$$2 \text{ cadres } \Phi 8 = 4 \text{ brins} \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule (art 7.4.2.2)

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

$T_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur total de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte de du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

-  $\rho_1 = 2,5$  si l'élanement géométrique dans la direction considérée est  $\lambda_1 \geq 5$ .

-  $\rho_1 = 3,75$  dans le cas contraire.

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a \cdot T_u}{h \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \cdot T_u \cdot St}{h \cdot f_e}$$

$$A_t = 2.5 \times 32.45 \times 0.15 / (0.3 \times 400 \times 10^3)$$

$$A_t = 1.02 \text{ cm}^2$$

**VII.3.6.1. Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suite :

Si  $\lambda_g \geq 5$  :  $A_t^{\min} = 0,3\% t.b$

Si  $\lambda_g \leq 3$  :  $A_t^{\min} = 0,8\% t.b$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

$b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{b \cdot h^3}{12}}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Tel que :  $l_f = 0,7.l_0$

$l_0$  : Longueur libre du poteau

**Poteau de 35x35 :**

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 306 = 21.20 \quad A_t^{\min} = 0,3\% t.b = 0,10.t$$

**Poteau de 40x40 :**

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 306 = 18.55 \quad A_t^{\min} = 0,3\% t.b = 0,12.t$$

**Poteau de 45x45 :**

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0,7 \times 306 = 16.49 \quad A_t^{\min} = 0,3\% t.b = 0,13.t$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0,7 \times 408 = 21.98 \quad A_t^{\min} = 0,3\% t.b = 0,13.t$$

**VII.3.6.2. En zone nodale :  $St = 10$  cm**

Poteau de 35x35 :  $A_t^{\min} = 0.105 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$

Poteau de 40x40 :  $A_t^{\min} = 0.12 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$

Poteau de 45x45 :  $A_t^{\min} = 0.135 \times 10 = 1.3 \text{ cm}^2$

**VII.6.3.3. En zone courante :  $St = 15$  cm**

Poteau de 35x35 :  $A_t^{\min} = 0.105 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$

Poteau de 40x40 :  $A_t^{\min} = 0.12 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$

Poteau de 45x45 :  $A_t^{\min} = 0.135 \times 15 = 1.95 \text{ cm}^2$

**Conclusion :** les armatures transversales des poteaux seront composées de :

2 cadres T8 soit  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.95 \text{ cm}^2$

**VII.3.7. Les recommandations du RPA 99**

● **Espacement :**

La valeur maximale de l'espacement « t » des armatures transversales est déterminée comme suit:

● **En zone nodale :** (délimité au chapitre calcul des poutres)

$t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15\text{cm})$

Pour

$\phi_l^{\min} = 12\text{mm} \Rightarrow t \leq \text{min}(12; 15\text{cm})$  Soit  $St = 10$  cm

$$\phi_1^{\min} = 14\text{mm} \Rightarrow t \leq \min(14; 15\text{cm}) \text{ Soit } St=10 \text{ cm}$$

$$\phi_1^{\min} = 16\text{mm} \Rightarrow t \leq \min(16; 15\text{cm}) \text{ Soit } St=10 \text{ cm}$$

● **En zone courante :**

$$t' \leq 15 \phi_1$$

$\phi_1$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

Pour

$$\phi_1^{\min} = 12\text{mm} \Rightarrow t \leq 18\text{cm} \text{ Soit } St=15 \text{ cm}$$

$$\phi_1^{\min} = 14\text{mm} \Rightarrow t \leq 21\text{cm} \text{ Soit } St=15 \text{ cm}$$

$$\phi_1^{\min} = 16\text{mm} \Rightarrow t \leq 24\text{cm} \text{ Soit } St=15 \text{ cm}$$

### VII.3.8. Vérification de la quantité d'armatures transversales :

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suite :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad A_t^{\min} = 0,3\% t.b$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad A_t^{\min} = 0,8\% t.b$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Tel que :  $l_f = 0,7 \cdot l_0$

$l_0$  : Longueur libre du poteau

**Poteau de 35x35 :**

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 306 = 21,20 \quad A_t^{\min} = 0,3\% t.b = 0,10.t$$

**Poteau de 40x40 :**

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 306 = 18,55 \quad A_t^{\min} = 0,3\% t.b = 0,12.t$$

**Poteau de 45x45 :**

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0,7 \times 306 = 16,49 \quad A_t^{\min} = 0,3\% t.b = 0,13.t$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0,7 \times 408 = 21.98 \quad A_t^{\min} = 0,3\% t.b = 0,13.t$$

● **En zone nodale** : St =10 cm

Poteau de 35x35 :  $A_t^{\min} = 0.105 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$

Poteau de 40x40 :  $A_t^{\min} = 0.12 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$

Poteau de 45x45 :  $A_t^{\min} = 0.135 \times 10 = 1.3 \text{ cm}^2$

● **En zone courante** : St =15 cm

Poteau de 35x35 :  $A_t^{\min} = 0.105 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$

Poteau de 40x40 :  $A_t^{\min} = 0.12 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$

Poteau de 45x45 :  $A_t^{\min} = 0.135 \times 15 = 1.95 \text{ cm}^2$

**Conclusion** : les armatures transversales des poteaux seront composées de :

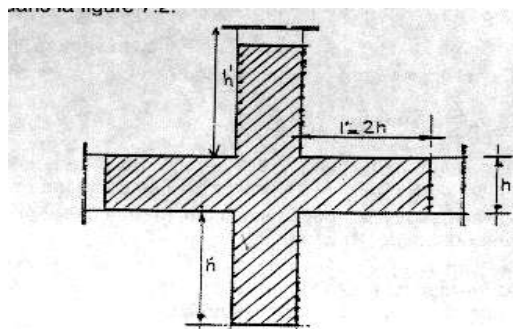
2 cadres T8 soit  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.95 \text{ cm}^2$

**VII.3.8.1. Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

**h' = Max (he/6; b<sub>1</sub>; h<sub>1</sub>; 60) (Art.7.4.2.1).**

h<sub>e</sub> : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire



	H	h'
Poteau (45*45)	4,08	$h' = \text{Max} \left( \frac{408-40}{6}; 45; 45; 60 \right) = 61.33 \text{ cm}$
Poteau (45*45)	3,06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-40}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (40*40)	3,06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-40}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

Poteau (35*35)	3,06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-40}{6}; 25; 25; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
----------------	------	---

Tableau VII.18. Détermination de la zone nodale

VII.3.8.2. La longueur minimale des recouvrements est de:

Pour la zone III :  $L_r = 50\Phi$

$\Phi 20$	$\Phi 16$	$\Phi 14$
$L_r = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$	$L_r = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm}$	$L_r = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$

VII.3.8.3. Vérification des contraintes tangentielles (RPA99 version 2003/Art.7.4.3.2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier :  $\tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec :  $\lambda_g \geq 5$        $\rho_b = 0,075\bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$ .

Et à 0,04 dans le cas contraire  $\bar{\tau}_{bu} = 1,00 \text{ MPa}$ .

VII.3.9. Vérification des poteaux selon RPA 99 modifié 2003 par ce logiciel

Vérification des poteaux 45X45 cm<sup>2</sup>, h= 3.06 m

**VÉRIFICATIONS DE COFFRAGES**

a (cm)	b (cm)	h <sub>e</sub> (cm)	(1)	(2)	(3)	(4)	Zones Sismiques
45.00	45.00	306.00	Condition Vérifiée	OK	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Zones I et IIa
LANCER LES VÉRIFICATIONS DES COFFRAGES			Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Zones IIb et III

**VÉRIFICATIONS DE FERRAILLAGES**

φ <sub>min</sub> (mm)	ξ (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Nbre de barres dans la face :		% MINIMAL B <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )			% MAXIMAL B <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )		Longueurs (cm) Minimales de Recouvrements		Distance entre les barres Verticales								
			a	b	ZONE I	ZONE IIa	ZONE IIb et II	ZONE COURANTE	ZONE DE RECouvreMENT	ZONE I et IIa	ZONE IIb et II	Sens a	Sens b	Sens a	Sens b					
12.00	2.50	25.13	4	4	14.18	Vérifiée	16.20	Vérifiée	18.22	Vérifiée	31.00	Vérifiée	121.50	Vérifiée	48.00	60.00	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

\* Le diamètre minimum est de 12mm  
 \* La longueur minimale des recouvrements est de :  
 - 40 φ en zone I et IIa  
 - 50 φ en zone IIb et III  
 \* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  
 - 25 cm en zone I et IIa  
 - 20 cm en zone IIb et III

\* Leur pourcentage maximal sera de :  
 - 4% x (b x h) en zone courante  
 - 6% x (b x h) en zone de recouvrement

\* leur pourcentage minimal sera de :  
 - 0,7 % x (b x h) en zone I  
 - 0,8 % x (b x h) en zone IIa  
 - 0,9 % x (b x h) en zone IIb et III

Vérification des poteaux 45X45 cm<sup>2</sup>, h= 4.08 m

Vérification des Poteaux Rectangulaires selon RPA2003

### VÉRIFICATIONS DE COFFRAGES

a (cm)	b (cm)	he (cm)	(1)	(2)	(3)	(4)	Zones Sismiques
45.00	45.00	408.00	Condition Vérifiée	RPE	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Zones I et IIa
LANCER LES VÉRIFICATIONS DES COFFRAGES			Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée		Zones IIb et II

- Min (b1, h1) ≥ 25 cm en zones I et IIa ..... (1)  
 - Min (b1, h1) ≥ 30 cm en zones IIb et III ..... (2)  
 - Min (b1, h1) ≥ he/20 ..... (3)  
 - 1/4 < b1/h1 < 4 ..... (4)

LANCER LES VÉRIFICATIONS DES FERRAILLAGES

### VÉRIFICATIONS DE FERRAILLAGES

φmin (mm)	C (cm)	As (cm²)	Nombre de barres dans la face :		% MINIMAL EN (cm²)			% MAXIMAL EN (cm²)		Longueurs (cm) Minimales de Recouvrements		Distance entre les barres Verticales								
			a	b	ZONE I	ZONE IIa	ZONE IIb et II	ZONE COURANTE	ZONE DE RECOUVREMENT	ZONE I et IIa	ZONE IIb et II	Sens a	Sens b	Sens a	Sens b					
12.00	2.50	25.13	4	4	14.18	Vérifiée	16.20	Vérifiée	18.22	Vérifiée	31.00	Vérifiée	121.50	Vérifiée	48.00	60.00	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

\* Le diamètre minimum est de 12mm  
 \* La longueur minimale des recouvrements est de :  
 - 40 φ en zone I et IIa  
 - 50 φ en zone IIb et III  
 \* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  
 - 25 cm en zone I et IIa  
 - 20 cm en zone IIb et III

\* Leur pourcentage maximal sera de  
 - 4% x (bxh) en zone courante  
 - 6% x (bxh) en zone de recouvrement

\* leur pourcentage minimal sera de :  
 - 0,7 % x (bxh) en zone I  
 - 0,8 % x (bxh) en zone IIa  
 - 0,9 % x (bxh) en zone IIb et III

brahimsadoudi@yahoo.fr

Vérification des poteaux 40X40 cm<sup>2</sup>, h= 3.06 m

Vérification des Poteaux Rectangulaires selon RPA2003

### VÉRIFICATIONS DE COFFRAGES

a (cm)	b (cm)	he (cm)	(1)	(2)	(3)	(4)	Zones Sismiques
40.00	40.00	306.00	Condition Vérifiée	RPE	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Zones I et IIa
LANCER LES VÉRIFICATIONS DES COFFRAGES			Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée		Zones IIb et II

- Min (b1, h1) ≥ 25 cm en zones I et IIa ..... (1)  
 - Min (b1, h1) ≥ 30 cm en zones IIb et III ..... (2)  
 - Min (b1, h1) ≥ he/20 ..... (3)  
 - 1/4 < b1/h1 < 4 ..... (4)

LANCER LES VÉRIFICATIONS DES FERRAILLAGES

### VÉRIFICATIONS DE FERRAILLAGES

φmin (mm)	C (cm)	As (cm²)	Nombre de barres dans la face :		% MINIMAL EN (cm²)			% MAXIMAL EN (cm²)		Longueurs (cm) Minimales de Recouvrements		Distance entre les barres Verticales								
			a	b	ZONE I	ZONE IIa	ZONE IIb et II	ZONE COURANTE	ZONE DE RECOUVREMENT	ZONE I et IIa	ZONE IIb et II	Sens a	Sens b	Sens a	Sens b					
12.00	2.50	16.00	4	4	11.20	Vérifiée	12.00	Vérifiée	14.40	Vérifiée	64.00	Vérifiée	96.00	Vérifiée	48.00	60.00	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

\* Le diamètre minimum est de 12mm  
 \* La longueur minimale des recouvrements est de :  
 - 40 φ en zone I et IIa  
 - 50 φ en zone IIb et III  
 \* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  
 - 25 cm en zone I et IIa  
 - 20 cm en zone IIb et III

\* Leur pourcentage maximal sera de  
 - 4% x (bxh) en zone courante  
 - 6% x (bxh) en zone de recouvrement

\* leur pourcentage minimal sera de :  
 - 0,7 % x (bxh) en zone I  
 - 0,8 % x (bxh) en zone IIa  
 - 0,9 % x (bxh) en zone IIb et III

brahimsadoudi@yahoo.fr

Vérification des poteaux 35X35 cm<sup>2</sup>, h= 3.06 m

Vérification des Poteaux Rectangulaires selon RPA2003

### VÉRIFICATIONS DE COFFRAGES

a (cm)	b (cm)	he (cm)	(1)	(2)	(3)	(4)	Zones Sismiques
35.00	35.00	306.00	Condition Vérifiée	RIEN	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Zones I et IIa
LANCER LES VÉRIFICATIONS DES COFFRAGES			Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée		Zones IIb et III

LANCER LES VÉRIFICATIONS DES COFFRAGES

LANCER LES VÉRIFICATIONS DES FERRAILLAGES

### VÉRIFICATIONS DE FERRAILLAGES

φmin (mm)	C (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	Nbre de barres dans la face :		% MINIMAL EN (cm <sup>2</sup> )			% MAXIMAL EN (cm <sup>2</sup> )		Longueurs (cm) Minimales de Recouvrements		Distance entre les barres Verticales								
			a	b	ZONE I	ZONE IIa	ZONE IIb et III	ZONE COURANTE	ZONE DE RECouvreMENT	ZONE I et IIa	ZONE IIb et III	Sens a	Sens b	Sens a	Sens b					
12.00	2.50	12.32	4	4	8.57	Vérifiée	9.80	Vérifiée	11.03	Vérifiée	48.00	Vérifiée	73.50	Vérifiée	48.00	60.00	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

\* Le diamètre minimum est de 12mm

\* La longueur minimale des recouvrements est de :  
 - 40 φ en zone I et IIa  
 - 50 φ en zone IIb et III

\* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :  
 - 25 cm en zone I et IIa  
 - 20 cm en zone IIb et III

\* Leur pourcentage maximal sera de  
 - 4% x (bxh) en zone courante  
 - 6% x (bxh) en zone de recouvrement

\* Leur pourcentage minimal sera de :  
 - 0,7 % x (bxh) en zone I  
 - 0,8 % x (bxh) en zone IIa  
 - 0,9 % x (bxh) en zone IIb et III

brahimsadoudi@yahoo.fr

## VII.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

### VII.4.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour ce la nous ferrailons nos voiles par zones :

- Zone I ⇒ Du S-sol au RDC.
- Zone II ⇒ Du 1<sup>ères</sup> au 3ème étage ;

- Zone III  $\Rightarrow$  Du 4<sup>ème</sup>, 5 au étage attique.

**VII.4.1.1. Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{Selon le BAEL 91} \quad \left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$$

$$\text{Selon le RPA révisé 2003} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

**VII.4.2. Ferrailage des voiles :**

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

**VII.4.2.1. Exposé de la méthode :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ;  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h<sub>e</sub> : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

L<sub>c</sub> : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L<sub>t</sub> : longueur tendue : Lt = L - L<sub>c</sub>

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenues :

❖ **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

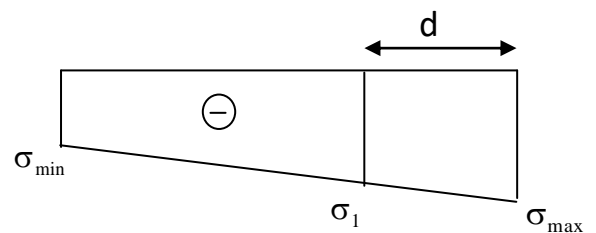
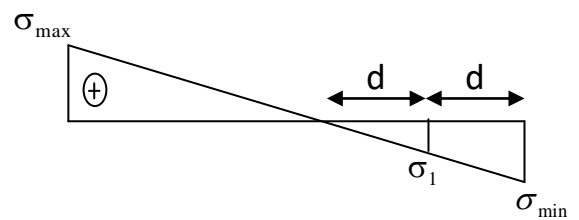
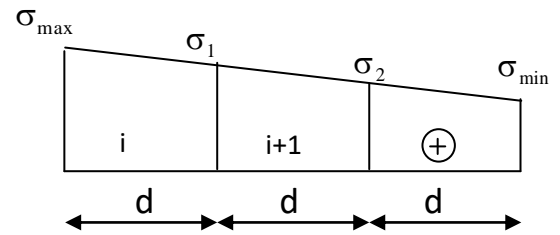
❖ **Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

**Section entièrement tendue :**

❖ 
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



**VII.4.2.2. Armatures verticales :**

• **Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

$$\sigma_{s2} = 348 \text{ MPa}$$

• **Section partiellement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

• **Section entièrement tendue :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

$$\sigma_{s2} = 348 \text{ MPa}$$

**VII.4.2.3. Armatures minimales :**

➤ **Compression du béton :**

$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  Par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

$0,2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0,5 \%$  Avec B : section du béton comprimée.

➤ **Traction simple :**

$$A_{\min} \geq \frac{B \times f_{c28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

**VII.4.3. Exigences de RPA 99 révisé 2003 :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné Comme suit :

➤ Globalement dans la section du voile 15 %.

➤ En zone courantes 0,10 %.

**VII.4.3.1. Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10

$\Phi$ . D'après le BEAL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 :  $A_H \geq 0,15 \% \times B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.

**VII.4.3.2. Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

#### VII.4.3.3. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

$$\text{Avec : } T = 1,4 \times V_u$$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

#### VII.4.3.4. Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA révisé 2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 \times e, \text{ et aussi } S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \{37,5 \text{ cm}, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Avec :  $e$  = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{1}{10}$  de la

longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

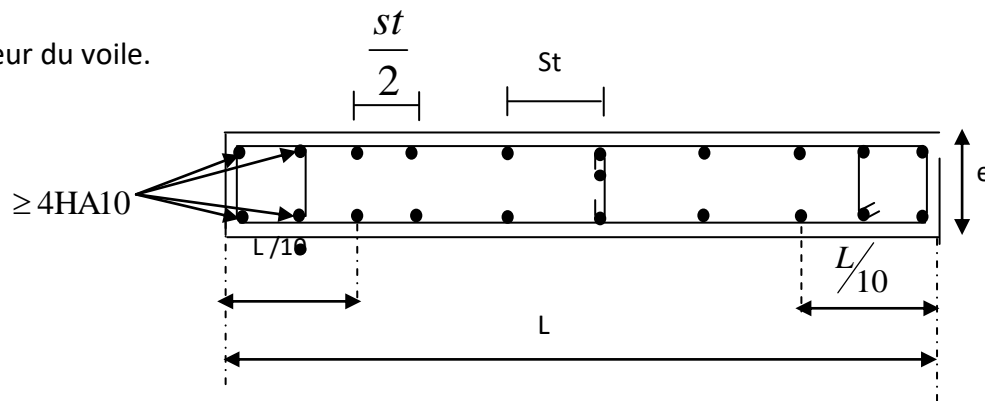
#### VII.4.3.5. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

#### VII.4.3.6. Diamètre maximal:

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile.



Disposition des armatures verticales dans les voiles.

**VII.4.4. Vérification :**

**VII.4.4.1. Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué

B : Section du béton

**VII.4.4.2. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

• D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad V = 1,4 \times V_{u,calcul}$$

Avec :

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

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

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

Avec :

$\tau_u$  : contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left( 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

#### VII.4.5. Exemple de calcul : (zone I)

Soit à calculer le ferrailage du voile longitudinal

$$L = 1,80 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$I = 0,097 \text{ m}^4, \quad V = V' = L/2 = 0.9 \text{ m}$$

$$B = 0,36 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 6496.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -5917.56 \text{ KN/m}^2$$

$$L_c = 0.78 \Rightarrow \text{La section est partiellement tendue} \Rightarrow L_t = 0.72 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

A : Section d'armatures adoptée

Avec :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 0,34 \text{ m}$$

Soit un tronçon  $d_1 = 0.713 \text{ m}$

➤ **1<sup>er</sup> tronçon :**

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} - (\sigma_{\max} - \sigma_{\min}) \times \frac{d}{L} = 1061,8 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left( \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \times e = 159.59 \text{ KN}$$

➤ **Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 2,54 \text{ cm}^2$$

➤ 2<sup>eme</sup> tronçon :

$$N_2 = \left( \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \right) \times d \times e = 33,83 \text{ KN}$$

➤ Armatures verticales :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 0,85 \text{ cm}^2$$

➤ Armatures minimales :

$$A_{\min} = \max \left( 0,15 \% B, \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \right)$$

telque  $B = d \times e$

$$A_{\min} = \max (0,956 \text{ cm}^2 ; 3,35 \text{ cm}^2 )$$

$$A_{\min} = 3,35 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage adopté sur toute la longueur du voile est  $A_v = 32,15 \text{ cm}^2$

**Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 :  $A_H = \frac{A_v}{4} = 8,03 \text{ cm}^2$

D'après le RPA révisé 2003 :  $A_H \geq 0,15 \% \times B = 4,5 \text{ cm}^2$

Soit : 18 HA10 = 14,13 cm<sup>2</sup> soit : 5HA10/ml avec:  $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

**VII.4.6. Ferrailage des voiles :**

**VII.4.6.1. Voiles Longitudinaux : VL1 - VL2 - VL3 - VL4) :**

Caractéristiques géométriques	zone		I	II	III
	L	(m)	1,80	1,80	1,80
e	(m)	0,20	0,20	0,20	
B	(m <sup>2</sup> )	0,360	0,360	0,360	
I	(m <sup>4</sup> )	0,097	0,10	0,10	
V=V'=L/2	(m)	0,90	0,90	0,90	
solicitations de calcul	N <sub>max</sub>	(kN)	792,17	477,33	252,20
	N <sub>min</sub>	(kN)	86,90	76,63	16,66
	M	(kNm)	465,54	154,94	92,72
	N <sub>s</sub>	(kN)	439,95	349,41	289,13
	T	(kN)	153,85	82,00	103,84
	σ <sub>max</sub>	(kN/m <sup>2</sup> )	4551,94	1647,49	904,80
	σ <sub>min</sub>	(kN/m <sup>2</sup> )	-4069,17	-1221,77	-812,24

	nature de la section		spc	spc	spc
	Lc	(m)	0,95	1,03	0,95
	Lt	(m)	0,85	0,77	0,85
	d	(m)	0,63	0,69	0,63
	$\sigma_1$	(kN/m <sup>2</sup> )	1034,54	123,44	209,04
	$\sigma_2$	(kN/m <sup>2</sup> )	2000,09	974,89	394,15
	N <sub>1</sub>	(kN)	192,27	75,68	38,14
N <sub>2</sub>	(kN)	65,55	8,51	13,22	
Ferrailage	A <sub>v1</sub>	(cm <sup>2</sup> )	5,53	2,17	1,10
	A <sub>v2</sub>	(cm <sup>2</sup> )	1,88	0,24	0,38
	A <sub>v min</sub>	(cm <sup>2</sup> )	6,34	6,89	6,32
	A <sub>vj</sub>	(cm <sup>2</sup> )	5,92	3,16	4,00
	A <sub>v1</sub> /2+A <sub>vj</sub> /4	(cm <sup>2</sup> )	4,24	1,88	1,55
	A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	(cm <sup>2</sup> )	3,36	1,03	1,38
	choix de la section	bande1	5HA14	5HA12	5HA10
			bande2	5HA14	5HA12
	section utilisée	bande1	7,69	7,69	7,69
		bande2	7,69	7,69	7,69
	espacement	bande1	15	12	12
		bande2	15	11	11
	A <sub>h</sub>	(cm <sup>2</sup> )	1,92	1,92	1,92
A <sub>h min</sub>	(cm <sup>2</sup> )	5,40	5,40	5,40	
A <sub>h</sub> choix de la section/ml		5HA12	5HA10	5HA8	
Vérification des contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	$\tau_b$	0,29	0,21	0,26
	$\tau_u=2,5$	$\tau_u$	0,21	0,15	0,19
	$\sigma_{bc}=15$	$\sigma_{bc}$	1,18	0,94	0,78

Tableau VII.19. Ferrailage des voiles VL1, VL2, VL3 et VL4 à l'ELU

VII.4.6.2. Voiles transversaux (VT1 - VT2 – VT3 – VT4) :

Caractéristiques géométriques	zone		I	II	III
	L	(m)	2,40	2,40	2,40
	e	(m)	0,20	0,20	0,20
	B	(m <sup>2</sup> )	0,480	0,480	0,480
	I	(m <sup>4</sup> )	0,230	0,23	0,23
	V=V'=L/2	(m)	1,20	1,20	1,20
solllicitations de	N <sub>max</sub>	(kN)	1388,77	797,39	394,71
	N <sub>min</sub>	(kN)	47,64	183,46	9,86
	M	(kNm)	859,75	288,18	196,43
	N <sub>s</sub>	(kN)	815,91	583,75	289,13
	T	(kN)	222,91	288,15	103,84
	$\sigma_{max}$	(kN/m <sup>2</sup> )	4577,11	1883,15	1043,61

calcul	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		-4378,61	-1118,73	-1002,53	
	nature de la section		spc	spc	spc	
	Lc (m)		1,23	1,51	1,22	
	Lt (m)		1,17	0,89	1,18	
	d (m)		0,82	1,00	0,82	
	$\sigma_1$ (kN/m <sup>2</sup> )		1327,20	-136,70	306,79	
	$\sigma_2$ (kN/m <sup>2</sup> )		1724,20	1392,13	388,95	
	N <sub>1</sub> (kN)		249,52	126,01	56,78	
N <sub>2</sub> (kN)		108,53	-13,72	25,04		
Ferrailage	A <sub>v1</sub> (cm <sup>2</sup> )		7,17	3,62	1,63	
	A <sub>v2</sub> (cm <sup>2</sup> )		3,12	-0,39	0,72	
	A <sub>v min</sub> (cm <sup>2</sup> )		8,18	10,04	8,16	
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		8,58	11,09	4,00	
	A <sub>v1</sub> /2+A <sub>vj</sub> /4 (cm <sup>2</sup> )		5,73	4,58	1,82	
	A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4 (cm <sup>2</sup> )		5,26	2,38	1,72	
	choix de la section	bande1		5HA14	5HA12	5HA10
		bande2		5HA14	5HA12	5HA10
	section utilisée	bande1		7,69	7,69	7,69
		bande2		7,69	7,69	7,69
	espacement	bande1		15	12	12
		bande2		15	11	11
	A <sub>h</sub> (cm <sup>2</sup> )		1,92	1,92	1,92	
A <sub>h min</sub> (cm <sup>2</sup> )		7,20	7,20	7,20		
A <sub>h</sub> choix de la section/ml		5HA12	5HA10	5HA8		
Vérification des contraintes	$\tau_b=5\text{MPa}$	$\tau_b$	0,43	0,73	0,26	
	$\tau_u=2,5$	$\tau_u$	0,31	0,52	0,19	
	$\sigma_{bc}=15$	$\sigma_{bc}$	1,66	1,19	0,59	

Tableau VII.19. Ferrailage des voiles VT1, VT2, VT3 et VT4 à l'ELU

### VII.5. CONCLUSION

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par les BAEL91/99. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS/9.7. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS 9.7.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

**Chapitre VIII**  
**Etude de**  
**l'infrastructure**

## VIII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

### VIII.1. INTRODUCTION

L'infrastructure est la partie au-dessous des niveaux 0,00 c'est l'ensemble des éléments, elle a pour objectif la transmission des déferont charge venue de la superstructure vers sol, cette transmission peut se faire par un contacte directe (semelles posées directement sur le sol ⇒ fondations superficielles) ou indirecte (Semelles sur pieux ⇒ fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.

### VIII.2. ETUDE DES FONDATIONS

#### 6.2.1. Les déférent type de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les déférent types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont :

$D/B \leq 6$  : fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale)

$6 < D/B < 10$  : fondation semi profond (puits)

$D/B \geq 10$  : fondation profonde (pieu ...)

#### 1) Semelle isolée :

Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.

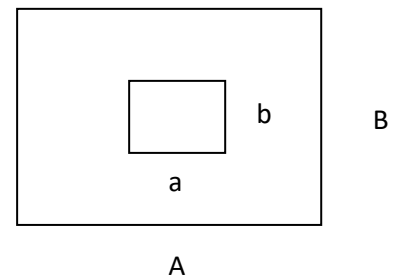
Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$



**REMARQUE** : étant donné que notre structure est comporte des voiles, l'utilisation des semelles isolées est exclue

a) Semelles continues sous voiles et sous poteaux :

a-1) Semelles filantes sous poteaux :

1. Etape de calcul :

a) Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$

b) Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

c) Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

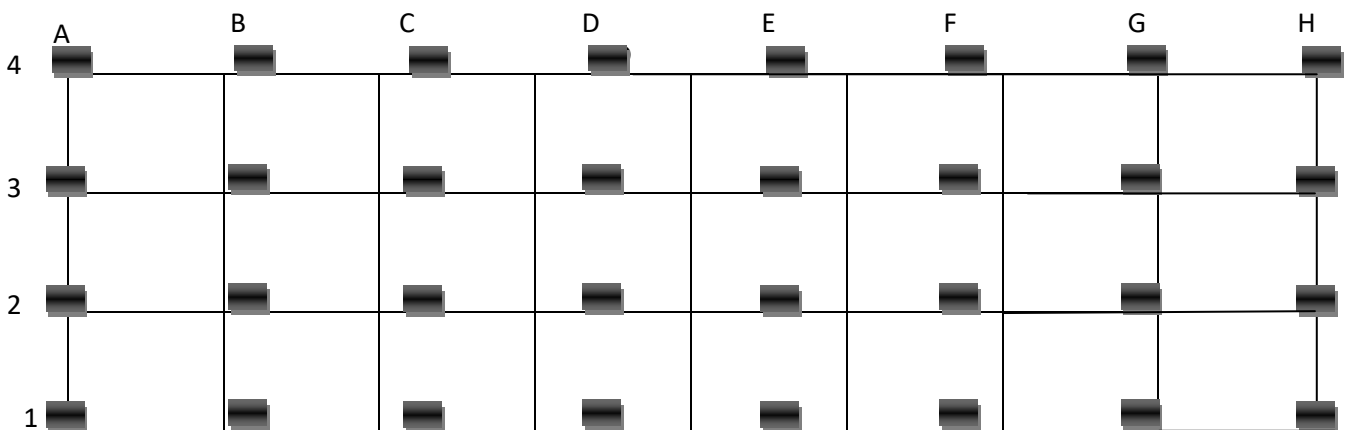
$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire}$$

$$q_{min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right)$$

$$q_{\left(\frac{L}{4}\right)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)$$



**2. Détermination de la largeur "B" :**

Différentes sollicitations revenants à chaque point d'appuis ainsi que les longueurs par rapport au point "1" sont résumées dans le tableau suivant :

poteaux	N <sub>ser</sub>	M <sub>i</sub>	e <sub>i</sub>	N <sub>ser</sub> × e <sub>i</sub>
C1	449.67	21.658	5	2248.35
C2	534.34	9.892	2	1068.68
C3	474.44	6.459	-1	-474.44
C4	500.11	1.333	-5	-2500.55
SOMME	1959.56	39.342	/	342.04

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{342.04 + 39.342}{1959.56} = 0.19$$

$$e = 0,19 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{10.40}{6} = 1.73 \text{ m}$$

⇒ donc la répartition des charges est trapézoidale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{1959.56}{10.40} \times \left(1 - \frac{6 \times (0.19)}{10.40}\right) = 167.76 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{1959.56}{10.40} \times \left(1 + \frac{6 \times (0.19)}{10.40}\right) = 205.63 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{1959.56}{10.40} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.19)}{10.40}\right) = 198.74 \text{ KN/ml}$$

**a-2) Semelles continues sous voiles :**

$$\sigma_{SOL} \geq \frac{N}{S} = \frac{G + Q}{B \cdot L} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{SOL}}$$

B<sub>i</sub> : Largeur de la semelle continue sous voile (i)

L<sub>i</sub> : Longueur du voile

G et Q : charge et surcharge à la base du voile

σ<sub>SOL</sub> : Contrainte du sol.

● Surfaces des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal) :2

Voiles	$N_S = G+Q(KN)$	L(m)	B(m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VT1	396.14	1.30	1.02	1.32
VT2	398.75	1.30	1.02	1.33
VT3	353.33	1.30	0.91	1.18
VT4	356.09	1.30	0.91	1.19
				5.01

● Surfaces des semelles filantes sous voiles (sens transversal) :

Voiles	$N_S = G+Q(KN)$	L(m)	B(m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VT1	674.64	1.30	1.73	2.25
VT2	727.86	1.30	1.87	2.43
VT3	683.11	1.30	1.75	2.28
VT4	736.47	1.30	1.89	2.45
				9.41

Surface totale des semelles sous voiles :

$$S_V = 5.01 + 9.41 = 14.42 \text{ m}^2$$

3. Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{SOL}} = \frac{198.74}{300} = 0.66 \text{ m}$$

On prend B=1.1 m

On aura donc :

$$S = 1.10 \times 10.40 = 11.44 \text{ m}^2$$

Surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_p = S \times n = 11.44 \times 8 = 91.52 \text{ m}^2$$

Surface totale des semelles sous poteaux et sous voiles :

$$S_{semelle} = S_p + S_v = 91.52 + 14.42 = 105.94 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :

$$S_{Structure} = 10.4 \times 22.35 = 232.44 \text{ m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles et la surface totale de la structure :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{Structure}} = \frac{105.94}{232.44} = 0.45 .$$

La surface des semelles représente 45%

Conclusion :

La surface totale des semelles filantes inférieure à 50% de la surface de sol d'assise

$S_t < 50\% S_{sbat}$  alors on opte pour des semelles filantes.

### VIII.3 dimensionnement de la semelle filante :

$$\text{Hauteur de la semelle : } h_s = \frac{A-a}{4} + 5$$

Avec :

A : Largeur de la semelle.

$$a : \text{coté du poteau. } h_s = \frac{110-45}{4} + 5$$

$$h_s = 35 \text{ cm}$$

Soit les dimensions suivantes :

$$L = 400 \text{ cm}; A = 1.10 \text{ m}; h_s = 35 \text{ cm}; c = c' = 5 \text{ cm}; d_a = 30 \text{ cm}$$

#### VIII.3.1. calcul de la poutre de rigidité :

a. Dimensionnement de la poutre de rigidité :

La hauteur de la poutre de rigidité :

$$\frac{l}{9} \leq h_p \leq \frac{l}{6} \rightarrow 0.44.44 \leq h_p \leq 66.67 \text{ m soit } h_p = 60 \text{ cm}$$

Largeur de la poutre de rigidité :

$$\frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p \rightarrow 20 \leq b_p \leq 40 \text{ cm soit } b_p = 35 \text{ cm.}$$

**VIII.3.2. Ferrailage (ELU) :**

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé .

**VIII.3.2.1. Ferrailage de la poutre de rigidité :**

Le schéma statique de la poutre de rigidité est équivalent à une poutre continue sur plusieurs appuis.

Le calcul des moments le long de la poutre se fera par les méthodes classiques de calcul en béton armé (méthode forfaitaire, méthode de caquot ou méthodes des trois moments).

poteaux	$N_u$	$M_i$	$e_i$	$N_u \times e_i$
C43	881.32	42.564	5	4406.6
C46	1054.44	19.169	2	2108.88
C58	934.6	5.885	-1	-934.6
C61	978.39	18.869	-5	-4891.95
SOMME	3848.75	86.487	/	688.93

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{688.93 + 86.487}{3848.75} = 0.20$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{3848.75}{10.40} \times \left( 1 + \frac{3 \times (0.20)}{10.40} \right) = 391.42 \text{ KN/ml}$$

**Remarque :** dans notre cas la méthode forfaitaire est applicable.

● **Application de la méthode forfaitaire :**

✓ **Calcul de moments isostatique :**

**Travée 1-2**

$$M_0^1 = \frac{ql^2}{8} = \frac{391.42 \times 4^2}{8} = 782.84 \text{ kn.m}$$

Travée 2-3

$$M_0^2 = \frac{ql^2}{8} = \frac{391.49 \times 3^2}{8} = 440.42 \text{ kn.m}$$

Travée 3-4

$$M_0^3 = \frac{ql^2}{8} = \frac{391.49 \times 3^2}{8} = 440.42 \text{ kn.m}$$

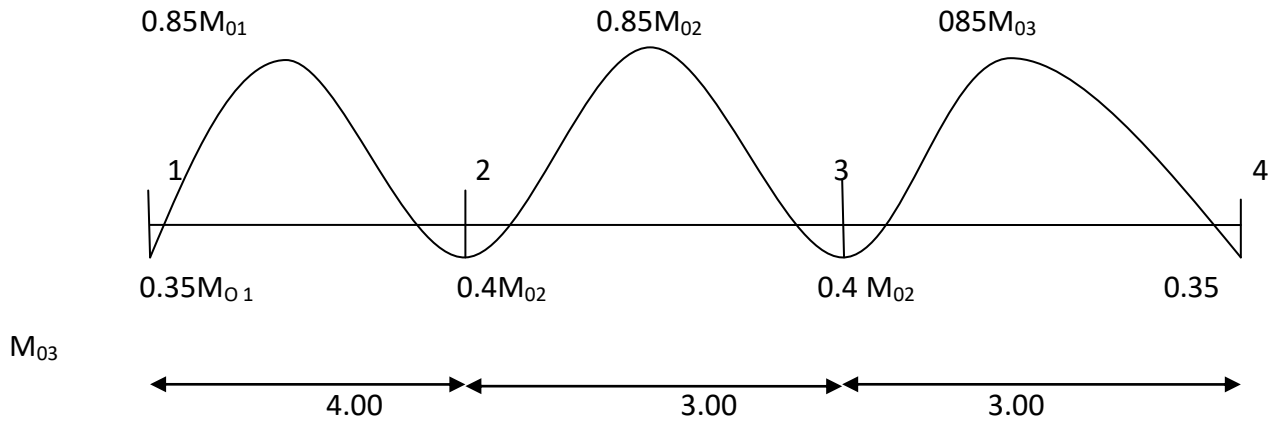


Figure VI.2 : diagrammes des moments fléchissant

Calcul de ferrailage :

$$u_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} < 0.392 ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad \text{Et } A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$\text{Et } A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.32 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

appuis	Mu (KN.m)	μb	u <sub>l</sub>	Obs	β	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
1	273.99	0.098	0.392	SSA	0.945	8.50	3.26	8.04	4HA16
2	176.17	0.063	0.392	SSA	0.9675	5.47	3.26	8.04	4HA16
3	176.17	0.063	0.392	SSA	0.9675	5.44	3.26	8.04	4HA16
4	154.15	0.055	0.392	SSA	0.9715	4.82	3.26	8.04	4HA16

Tableau VI.4 : ferrailage de la poutre de rigidité aux appuis

En travée :

appuis	Mu (KN.m)	$\mu_b$	$u_l$	Obs	$\beta$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
1-2	365.41	0.098	0.392	SSA	0.945	12.62	3.28	8.04	8HA16
2-3	374.36	0.063	0.392	SSA	0.9675	7.93	5.45	8.04	4HA16
3-4	374.36	0.063	0.392	SSA	0.9675	7.93	5.45	8.04	4HA16

Tableau VI.4 : ferrailage de la poutre de rigidité en travée

**VIII.3.3. Vérification à l'ELS :**

Elle s'effectue comme suit :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s \leq 0.6f_{c28} = \sigma'_{bc} = 15MPa$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} \leq \sigma'_{st} = 348MPa$$

Avec :

$\sigma_{st}$ : Contrainte de l'acier

$A_s$  : armature adoptée à l'ELU

On calcul :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \text{ et } \rightarrow K = \frac{1}{K1}$$

Aux appuis :

appuis	MS (KN.m)	$\rho$	K	$\beta$	$A_{adopté}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	Obs
1	273.99	0.211	52.57	0.926	8.04	488.26	9.28	15	CV
2	176.17	0.211	52.57	0.926	8.04	315.50	6.00	15	CV
3	176.17	0.211	52.57	0.926	8.04	315.50	6.00	15	CV

4	154.15	0.211	52.57	0.926	8.04	276.06	5.25	15	CV
---	--------	-------	-------	-------	------	--------	------	----	----

Tableau VI.4 : ferrailage de la poutre de rigidité aux appuis

En travée :

appuis	MS (KN.m)	$\rho$	K	$\beta$	$A_{\text{adopté}}$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	Obs
1-2	365.41	0.211	52.57	0.926	8.04	654.41	12.44	15	CV
2-3	374.36	0.211	52.57	0.926	8.04	670.44	12.75	15	CV
3-4	374.36	0.211	52.57	0.926	8.04	670.44	12.75	15	CV

Tableau VI.4 : ferrailage de la poutre de rigidité en travée

- **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 3.26MPa$$

$$Vu = \frac{q.L}{2} = \frac{198.74 \times 4.00}{2} = 397.48$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} = 2.81MPa \leq 2.06MPa$$

- **Armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\phi = \min \left( \frac{hp}{35}; \frac{bp}{10}; \phi 1 \right) = \min(1.71; 3.5; \phi 1)$$

On prend  $\Phi = 8mm$

Soit un 2 cadre T8  $\Rightarrow At = 2.01cm^2$

**Selon le BAEL91 :**

$$S_{tmax} \leq \frac{0.9 \times f_e \times At}{b \times \gamma_s \times (\tau - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \times 400 \times 2.01}{35 \times 1.15 \times (1.52 - 0.3 \times 2.1)} = 20.19cm$$

- Exigence du RPA pour les aciers transversaux : (Art 7.5.2.2/RPA 2003) :

En zone nodale :

$$\text{On a : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\right) \rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{60}{4}; 16 \times 0.8; 30\right) \rightarrow S_t \leq \min(15; 12.8; 30) \rightarrow$$

Soit :  $S_t = 10\text{cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{60}{2} = 30\text{cm}$$

Soit  $S_t = 15\text{cm}$

$$S_t \leq \min(15\phi^{\min}) = 24\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$A_t \geq 0.003 \times s_t \times$$

$$A_t = 2.01\text{cm}^2 \geq 1.575\text{cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

- Longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement est  $L_s = 40\phi_1$

L'ancrage de l'armature longitudinale supérieure et inférieure doit être effectué avec des crochets 90°.

**Armatures dans le sens A (largeur de la semelle) :**

Dans le sens B le calcul des armatures se fait par la méthode des bielles :

$$A_b = \frac{N_u(A-a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}; A_b: \text{donnée par mètre linéaire (cm}^2/\text{ml)}$$

$$N_u = \frac{\sigma_b}{4} \cdot B \cdot 100$$

$$A_b = \frac{198.74 \times 1000 \times (110 - 35)}{8 \times 30 \times 38400} = 1.62 \text{ cm}^2$$

On prend :  $4T16 = 8.04 \text{ cm}^2$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_b}{4} \times A = \frac{8.04}{4} \times 1.10 = 2.211 \text{ cm}^2$$

Soit :  $4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Semelle sous mur de refond Vt :

● Dimensionnement : (ELS) :

$$N_{ser} = 487.23 \text{KN}; L = 4.00 \text{m}; \sigma'_{st} = 350 \text{kn/m}^2$$

La largeur de la semelle :

$$\sigma_{st} = \frac{N_s}{B \times L} = \frac{487.23}{1.1 \times 4.00} = 110.73 \frac{\text{kn}}{\text{m}^2} < \sigma'_{st} = 350 \frac{\text{kn}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{condition vérifier}$$

4. Hauteur de la semelle :

$$h_s = \frac{A-a}{4} + 5 = \frac{110-35}{4} + 5 = 18.75 \text{cm}$$

On prend :  $h_s = 35 \text{cm}$

Calcul des armatures :

$$N_u = 1265.87 \text{KN}; d = h_s - 0.05 = 30 \text{cm}$$

$$M_u = \frac{N_u(A-a)^2}{8 \times A} = \frac{1265.87(1.1-0.35)^2}{8 \times 1.1} = 80.92 \text{KN/m}$$

$$A_b = \frac{M_u}{0.9 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{80.92}{0.9 \times 300 \times 348} = 8.61 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 8\text{HA}12 = 9.043 \text{cm}^2 \quad \text{avec :} \quad \text{St} = 12.5 \text{cm}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_b}{4} = \frac{9.043}{4} = 2.26 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2/\text{ml}, \quad \text{St} = 20 \text{cm}$$

Ancrages des barres :

Toutes les barres doivent être prolongées jusqu'aux extrémités et comportements des crochets.

Pour l'acier HA fe E400  $l_s = 40\Phi_{lim} = 80 \text{cm}$

• Calcul de la longueur d'ancrage :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{MPa}$$

$\tau_{su}$  : Contrainte d'adhérence pour l'ancrage.

$\Psi$  : Coefficient de scellement (BAEL)

$\Psi = 1$  pour les aciers lisses

$\psi=1.5$  pour les aciers de haute adhérence

- **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{f_e \times \emptyset}{4\tau_{su}} = \frac{400 \times 8}{4 \times 2.835} = 28.22 \text{ cm}^2$$

Pour fe E400, acier HA, Ls =40Φ, ls = 32cm

On opte pour des crochets a 45° avec L

$$s' = 0.4L_s = 0.4 \times 32 = 12.8 \text{ cm}$$

$$L_{s'} = 12.8 \text{ cm}$$

**Calcul des longrines :**

Les longrines sont pour rôle de rigidifier l'infrastructure et empêcher les semelles de se déplacer ; elles seront calculées pour résister à la traction sous l'effet d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

**N** : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

**α** : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie du site considéré.

**Dimensionnement des longrines :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines toujours selon le **RPA99**,

**Art10.1.1 :**

**(25 cm x 30 cm)** : sites de catégorie S2 et S3

**(30 cm x 30 cm)** : site de catégorie S4

On adoptera pour une section **de (30X35) cm<sup>2</sup>**

**Armatures longitudinales :**

**α = 12 (RPA 2003)** (zone IIa, site S3)

**N=1145.12 KN**

$$F = \frac{1145.12}{12} = 95.43 \geq 20 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_{st}} = \frac{95.43 \times 1000}{348 \times 100} = 2.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.6\%bh = 0.006 \times 30 \times 35 = 6.3 \text{ cm}^2$$

On adopte une section d'armature longitudinale de  $A=6HA12 = 6.78 \text{ cm}^2$

**Armature transversale :**

$$\Phi = \min \{h/35 ; \Phi_l ; b/10\}$$

On prend  $\Phi = 8 \text{ mm}$

Soit un cadre et un étrier T8  $\Rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

L'espacement des cadres doit être :  $e \leq \min \{20 \text{ cm} ; 15\Phi_t\}$  ; soit  $e = 15$

# **Chapitre IX**

## **Etude d'un mur plaque**

## IX. ETUDE DU MUR PLAQUE

### IX.1. Introduction :

Le voile plaque doit assurer la fonction de soutènement et de résistance à la pression latérale des terres et toutes les surcharges qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou il mobilise.

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la semelle et simplement appuyé au plancher (au niveau des poteaux et poutres).

Un joint sec de 1 cm d'épaisseur, qui sera occupé par une feuille de polyane, est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

### IX.2. Pré-dimensionnement (RPA 99 (Article.10.1.2):

Les ossatures au dessous du niveau de base, formées de poteaux courts (par exemple les vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelles, radier...) et le niveau de base. Toutefois, en zone I, cette prescription est facultative pour les maisons individuelles et bâtiments assimilés ou pour toute autre construction de hauteur inférieure ou égale à 10m au dessus du niveau moyen du sol Dans le cas de blocs séparés par des joints de rupture, le voile périphérique doit ceinturer chaque bloc.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- épaisseur  $\geq 15$  cm ;
- dans notre cas on prend  $e=20$  cm.
- les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

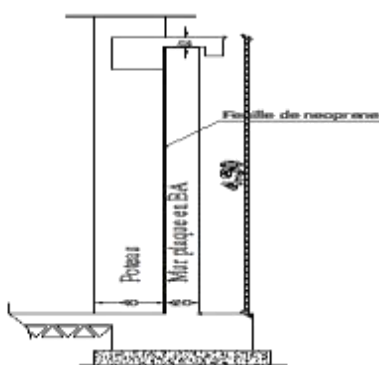


Fig. IX-1 –Détail du joint  
Poteau-mur plaque

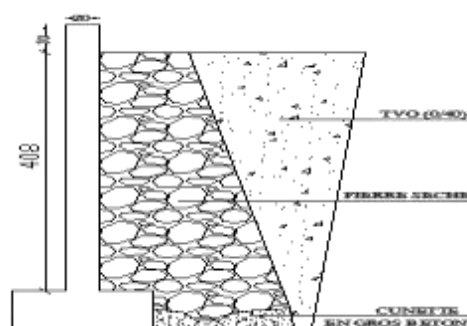


Fig. IX-2 –Détail de  
drain

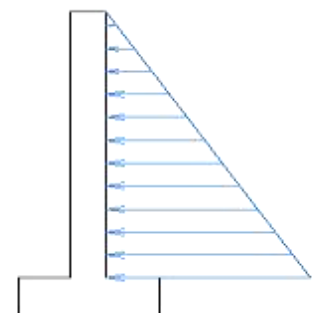


Fig. IX-3-Schéma  
statique de mur

### IX.3. Caractéristiques mécaniques et physique du sol:

En absence du rapport de sol nous optons pour les caractéristiques mécaniques et physiques suivantes:

✱ **Pour un sol pulvérulent:**

- Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$ .
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 19.1 \text{ kN/m}^3$ .
- Angle de frottement interne :  $\phi = 16^\circ$
- Cohésion :  $C = 1.60$
- La contrainte admissible de Sol :  $\sigma_{\text{sol}} = 3 \text{ bars}$ .
- $B=0$  : angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda=0$  : la paroi de mur est verticale.
- $\delta=0$  : obliquité nulle de la force de poussé (**Rankine est applicable**).

### IX.4. Détermination des sollicitations:

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur la face du voile.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$\sigma_h$  : contrainte horizontale.

$\sigma_v$  : contrainte verticale.

$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_v$  Avec :  $K_0 = (1 - \sin\phi / \cos\phi)$ .

$K_0$  : coefficient de poussée des terres au repos.

$\phi$  : Angle de frottement interne.

### IX.5. Calcul des des sollicitations:

#### 2.2 Détermination des sollicitations :

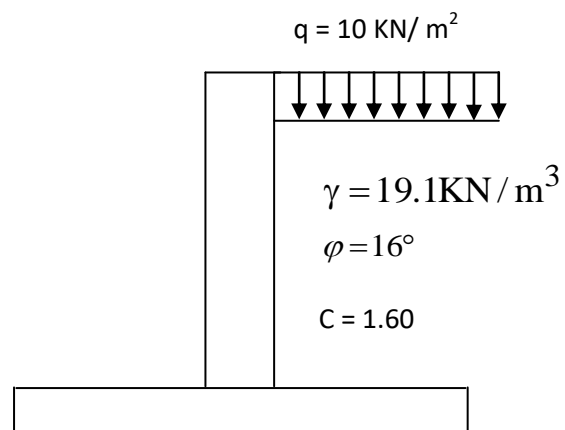
Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$\sigma_h$  : Contrainte horizontale.

$\sigma_v$  : Contrainte verticale.

Calcul de l'état d'équilibre aux repos :

$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v$  :



1. à l'ELU :

$$\sigma_h = k_0 \times (1,35 \times \gamma \times H + 1,5Q)$$

Avec :

$k_0$  : Coefficient de la poussée des terres au repos

Q : Surcharge

$$K_0 = (1 - \sin\phi / \cos\phi) = 0.71$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \text{ avec : } 0 < h < H$$

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0(1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$\mathbf{h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h1} = 0.71 (1.5 \times 10) = 10.65 \text{ KN/m}^2}$$

$$\mathbf{h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 0.71 (1.35 \times 19.1 \times 4.08 + 1.5 \times 10) = 85.34 \text{ KN/m}^2.}$$

2. ELS :

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0(\gamma \times h + q)$$

$$\mathbf{h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h1} = 0.71 \times 10 = 7.1 \text{ KN/m}^2.}$$

$$\mathbf{h = 4.08 \text{ m} \rightarrow \sigma_{h2} = 0.71 (19.1 \times 4.08 + 10) = 62.42 \text{ KN/m}^2.}$$

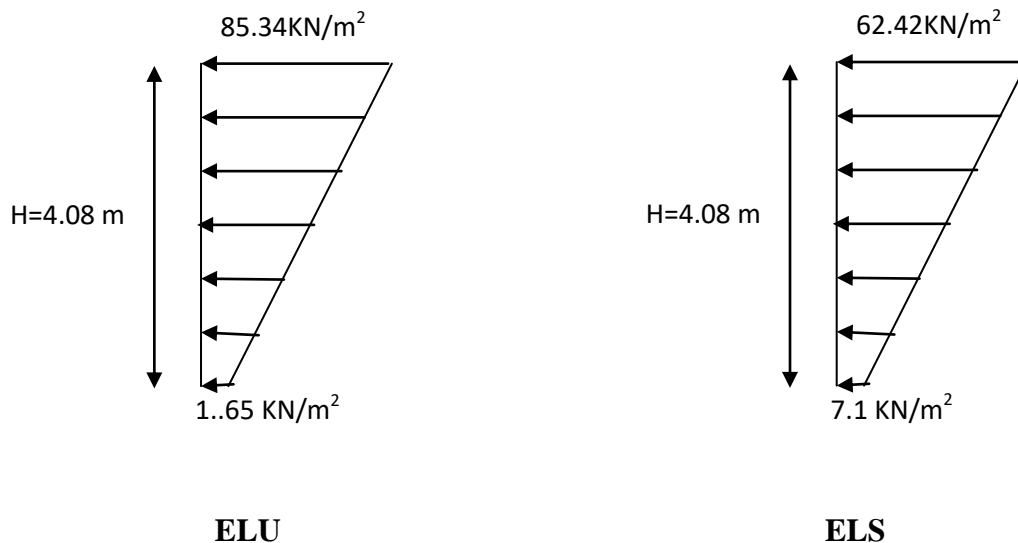


Fig. IX-5 –Diagrammes des contraintes derrière le mur plaque à l'ELU et L'ELS.

IX.6. Charges moyennes:

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bonde de 1 mètre est :

$$P_U = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1m$$

ELU :

$$P_u = \frac{3 \times 85.34 + 10.65}{4} \times 1m = 66.67 \text{ KN/ml.}$$

ELS :

$$P_U = \frac{3 \times 62.42 + 7.1}{4} \times 1 \text{ m} = 48.59 \text{ KN/ml.}$$

**IX.7. Ferrailage du mur plaque :**

**a)- Méthode de calcul :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux. Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrees au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et poutres.

**b)- Détermination des moments à l'ELU :**

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, continu au-delà de ses appuis. Et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- **Moment en travée :  $0.85M_0$**
- **Moment en appuis :  $0.3M_0$**  pour les appuis de rive  
 **$0.5M_0$**  Pour les autres appuis

**- Identification des panneaux :**

$$L_x = 4.00 [m] .$$

$$L_y = 4.08 [m] .$$

**Calcul à l'ELU  $\rightarrow v = 0$  :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.00}{4.08} = 0.98 > 0.4 \rightarrow \text{Le panneau travaille dans les}$$

deux sens.

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0385 \\ \mu_y = 0.956 \end{cases}$$

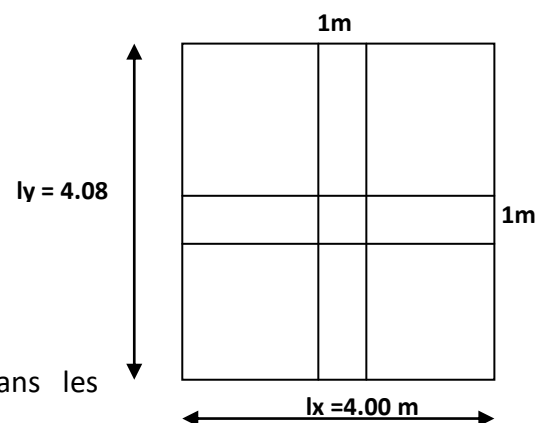
$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q l_x^2 = 0.0385 \times 66.67 \times 4.08^2 = 42.72 [KN.m] \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.956 \times 42.72 = 40.84 [KN.m] \end{cases}$$

**Correction des moments :**

Sens X-X :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 42.72 = \mathbf{21.36 [KN.m]}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 42.72 = \mathbf{36.31 [KN.m]}$$



Sens Y-Y :

Aux appuis :  $M_a = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 40.84 = 20.42 [KN.m]$

En travée :  $M_t = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 40.84 = 34.71 [KN.m]$

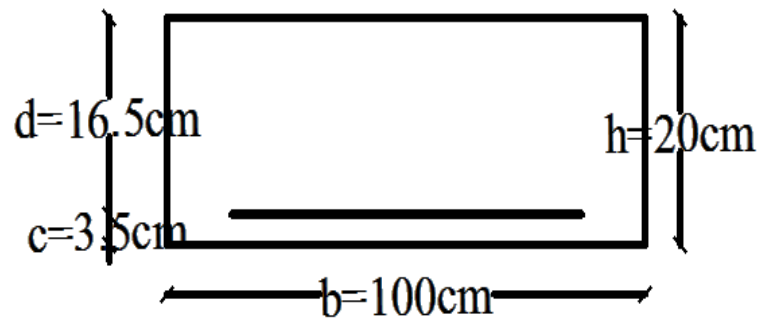
**c)- Détermination des armatures :**

$h = 20 [cm]$  .

$d = 16.5 [cm]$  .

$b = 100 [cm]$  .

$c = 3.5 [cm]$  .



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

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 16.5 \times \frac{2,1}{400} = 1,99 [cm^2].$$

Le résumé des calculs est donné dans le tableau suivant :

Sens	Zone	$M_u(KN.m)$	$\mu_u$	$\mu_l$	Section	$\beta$	A ( $cm^2$ )	$A_{min}$ ( $cm^2$ )	$A_{adoptée} (cm^2)$	e (cm)
X-X	appuis	21.36	0.055	0.392	SSA	0.9725	3.81	1.99	5HA14=5.70	20
	travée	36.31	0.094	0.392	SSA	0.951	6.65	1.99	5HA12=5.65	20
Y-Y	appuis	20.42	0.053	0.392	SSA	0.9725	3.65	1.99	5HA14=5.70	20
	travée	34.71	0.090	0.392	SSA	0.993	46.087	1.99	5HA12=5.65	20

- **Les armatures transversales :**

Travée :  $A_H = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 [cm^2]$ .

Soit : 4HA10/ml = 3,14 [ $cm^2$ ].

$$\underline{\text{Appuis}} : A_H = \frac{5.70}{4} = 1.425 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

$$\text{Soit : } 4HA10/\text{ml} = 3,14 \text{ [cm}^2\text{]}.$$

- **Recommandations du RPA :**

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de **0,10%B** dans les deux sens (horizontal et vertical).
- $A_{\min} \geq 0,001b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ [cm}^2\text{]}$
- Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m<sup>2</sup> de **HA8**.

**IX.8. Vérifications à l'ELU :**

**a- Espacement des barres :**

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

Armatures principales : **St < min (3h ; 33cm)**

**Dans le sens XX :** St = 20cm < 33cm  $\Rightarrow$  condition vérifiée.

**Dans le sens YY :** St = 20cm < 33cm  $\Rightarrow$  condition vérifiée.

**b- Condition de non fragilité (Art. A.4.2/ BAEL) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\underline{\text{Sens X-X}} : A_{\text{adopté}} = 5.70 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 1.99 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\underline{\text{Sens Y-Y}} : A_{\text{adopté}} = 5.65 \text{ [cm}^2\text{]} > A_{\min} = 1.99 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**VIII.10. Vérifications à l'ELS :**

**a- Etat limite dans le béton :**

**Calcul à l'ELU  $\rightarrow \nu = 0.2$ :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.00}{4.08} = 0.98 > 0.4 \quad \rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0652 \\ \mu_y = 0.683 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q l_x^2 = 0.0652 \times 48.59 \times 4.08^2 = 52.73 \text{ [KN.m]} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.683 \times 52.73 = 36.02 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

- **Correction des moments :**

Sens X-X :

Aux appuis :  $M_a = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 52.73 = \mathbf{26.36 [KN.m]}$

En travée :  $M_t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 52.73 = \mathbf{44.82 [KN.m]}$

Sens Y-Y :

Aux appuis :  $M_a = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 36.02 = \mathbf{18.01 [KN.m]}$

En travée :  $M_t = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 36.02 = \mathbf{30.62 [KN.m]}$

**c)- Détermination des armatures :**

$h = 20 [cm]$  .

$d = 16.5 [cm]$  .

$b = 100 [cm]$  .

$c = 3.5 [cm]$  .

Contrainte dans l'acier : nous devons donc s'assurer que :  $\sigma \leq \bar{\sigma}_s$

$\rho = \frac{100 A_s}{b.d}$       Avec :       $K = \frac{1}{K_1}$

D'où la contrainte dans les aciers est :  $\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta \cdot d}$

Contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$

Sens	Zone	Ms (KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	K <sub>1</sub>	K	$\sigma_s$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)
<b>XX</b>	<b>Appuis</b>	26.36	5.70	0.345	0.917	40.30	0.0248	305.64	<b>7.58</b>	<b>15</b>
	<b>Travée</b>	44.82	5.65	0.342	0.910	40.00	0.025	528.32	<b>13.20</b>	<b>15</b>
<b>YY</b>	<b>Appuis</b>	18.01	5.70	0.345	0.917	40.30	0.0248	208.82	<b>5.18</b>	<b>15</b>
	<b>Travée</b>	30.62	5.65	0.342	0.910	40.00	0.025	360.94	<b>9.023</b>	<b>15</b>

**b- Etat limite de déformation :**

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_o} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

**Avec** :  $h = 20$  (cm) : hauteur totale.

$L$  : portée entre nus d'appuis.

$M_t$  : moment maximum en travée.

$M_0$  : valeur maximum du moment isostatique.

$A$  : section des armatures.

$b$  : longueur de la section.

$d$  : hauteur utile de la section droite.

**Sense X-X :**

$$M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 52.73 = 39.55 \text{ [KN.m]}$$

$$q_s = 48.59 \text{ [KN.m]}$$

$$M_0 = q_s \cdot \frac{l^2}{8} = 48.59 \times \frac{4^2}{8} = 97.18 \text{ [KN.m]} .$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée .} \\ \frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{39.55}{10 \times 97.18} = 0.0406 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée .} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5.65}{100 \times 16.5} = 0.003 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée .} \end{array} \right.$$

**Sens Y-Y :**

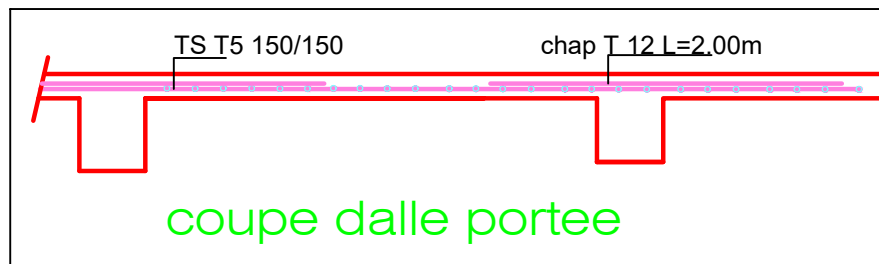
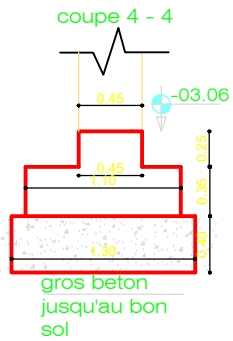
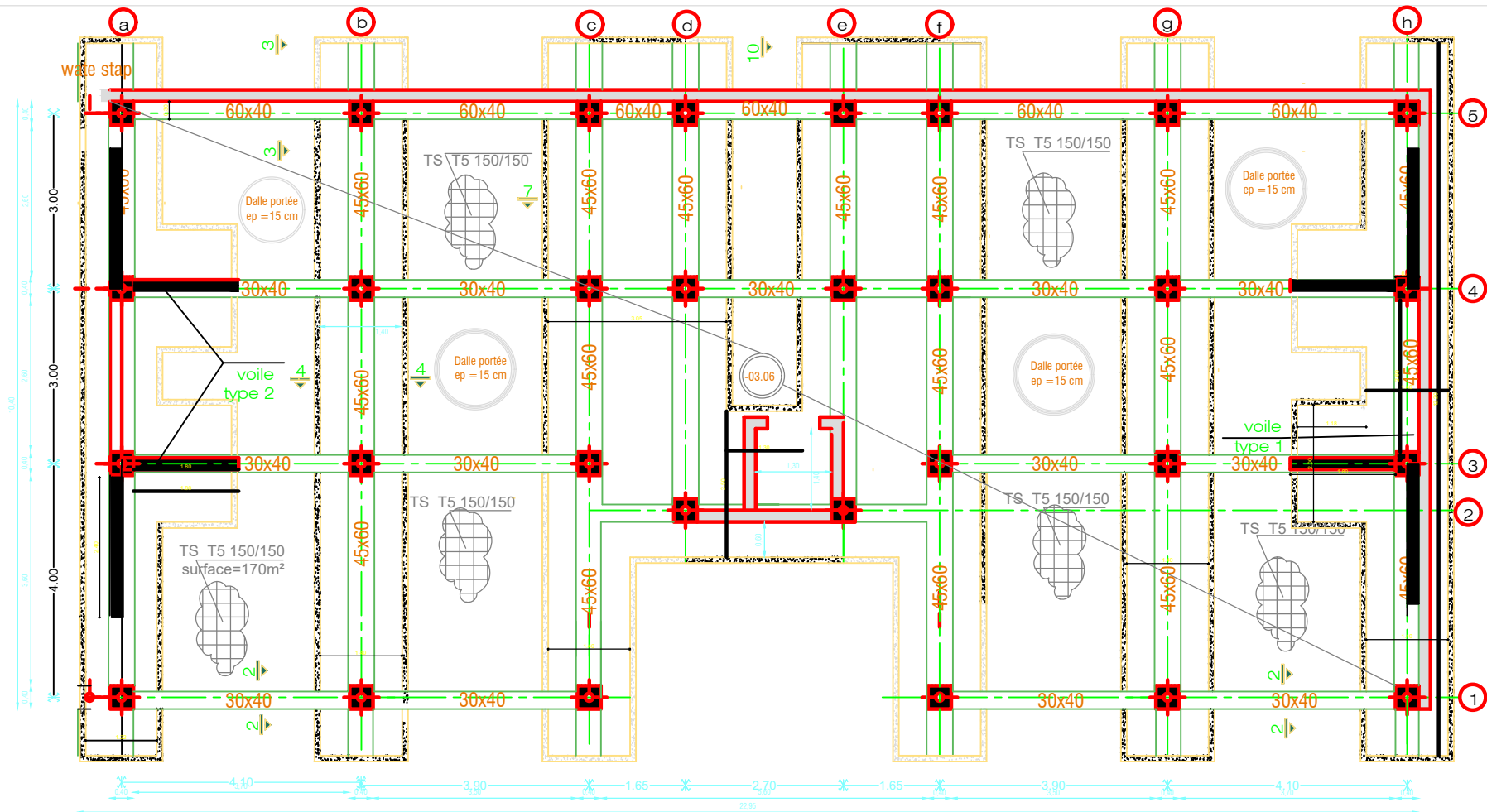
$$M_t = 0.75 M_{0Y} = 0.75 \times 36.02 = 27.04 \text{ [KN.m]}$$

$$q_s = 48.59 \text{ [KN.m]}$$

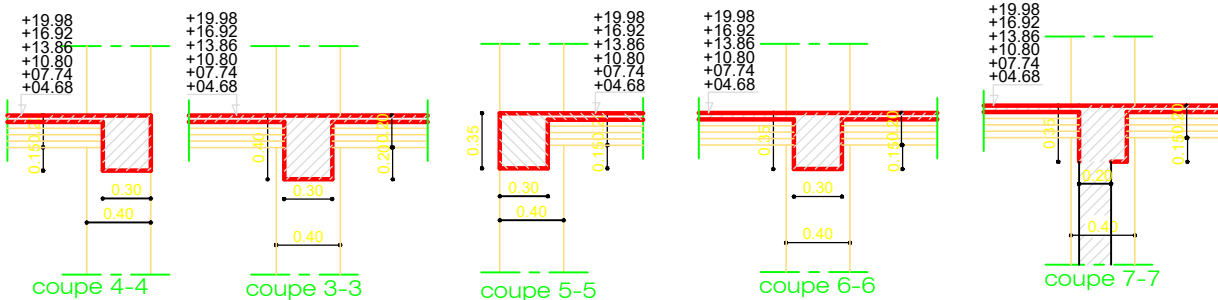
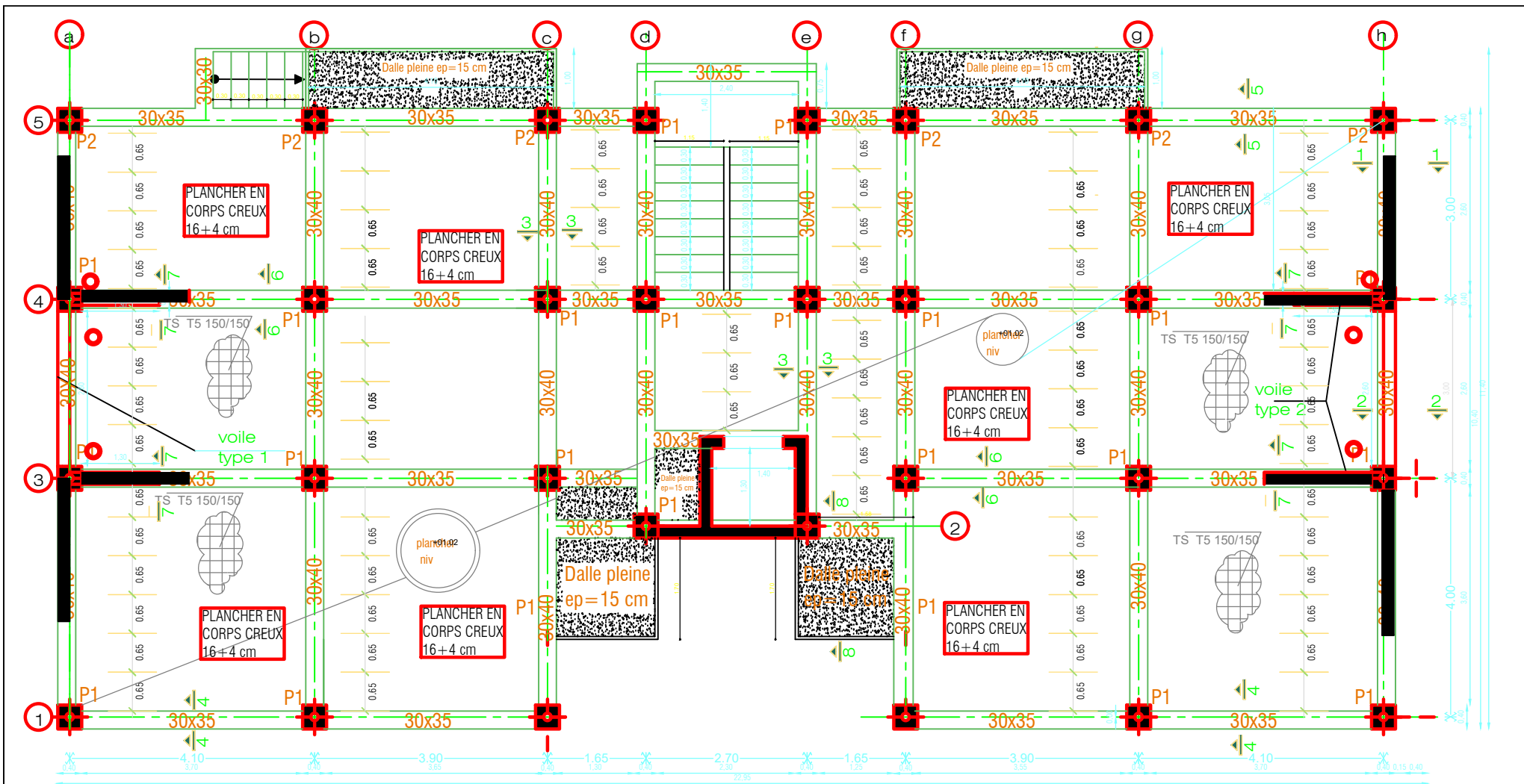
$$M_0 = q_s \cdot \frac{l^2}{8} = 48.59 \times \frac{4.08^2}{8} = 101.11 \text{ [KN.m]} .$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée .} \\ \frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0.2 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{27.04}{10 \times 101.11} = 0.026 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée .} \\ \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{5.7}{100 \times 16.5} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée .} \end{array} \right.$$

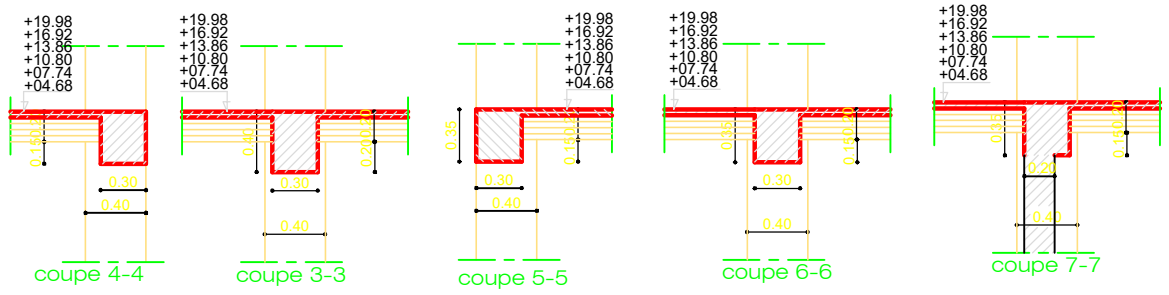
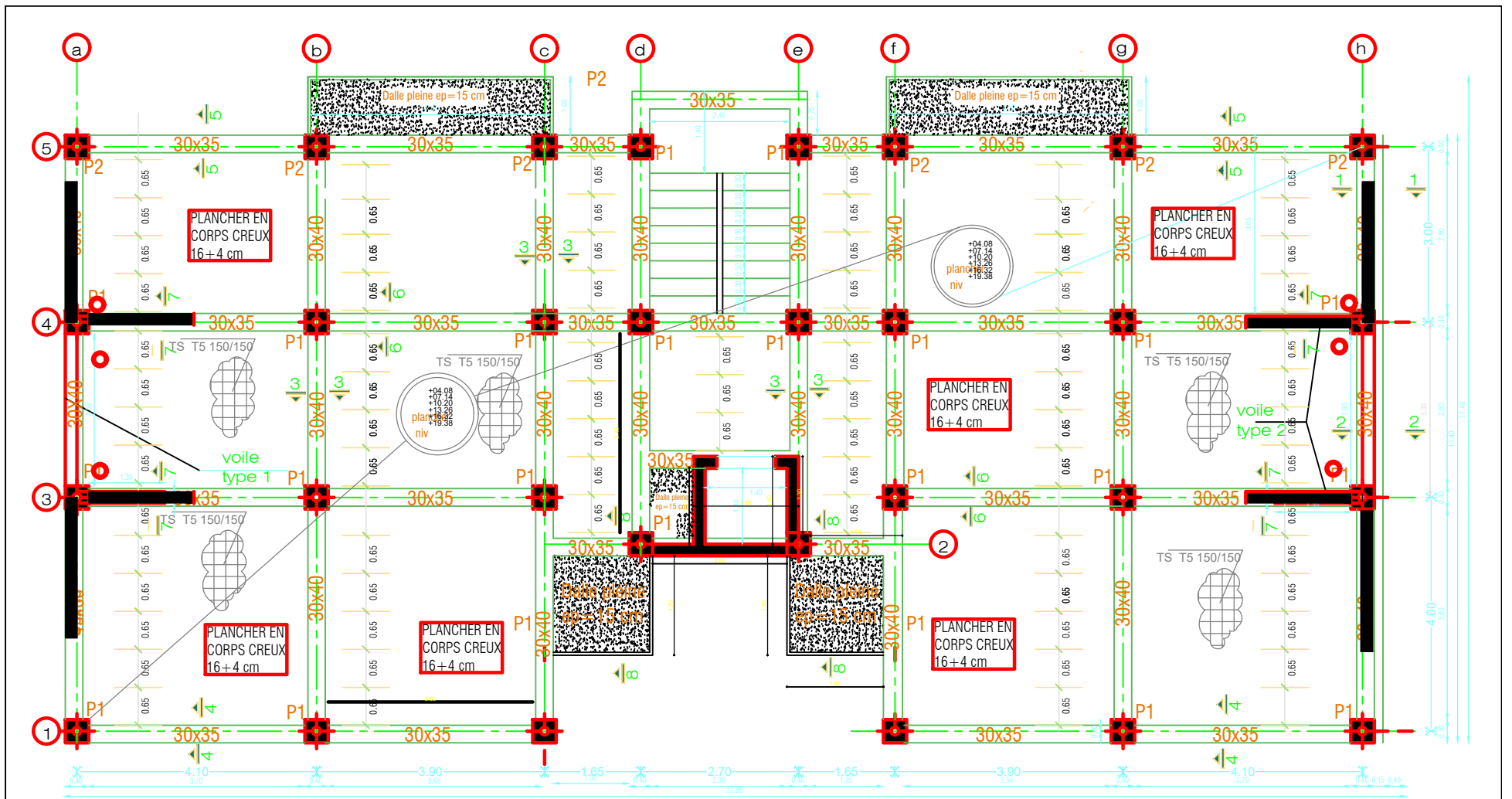
# *Plans génie civil*



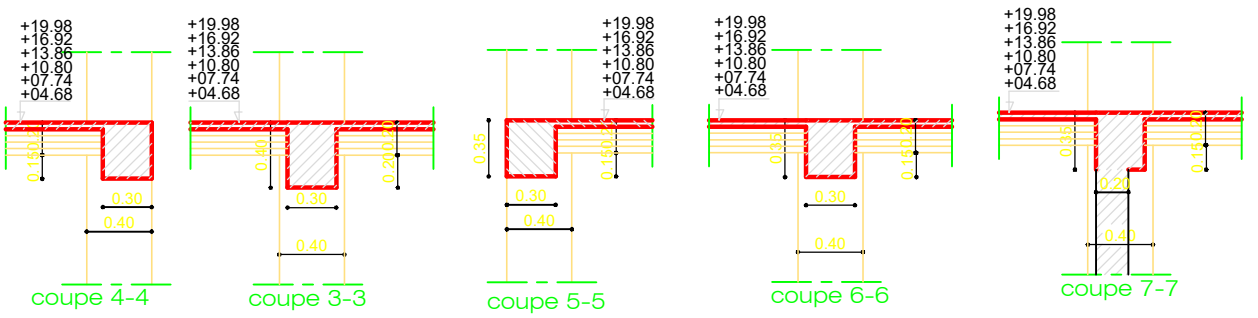
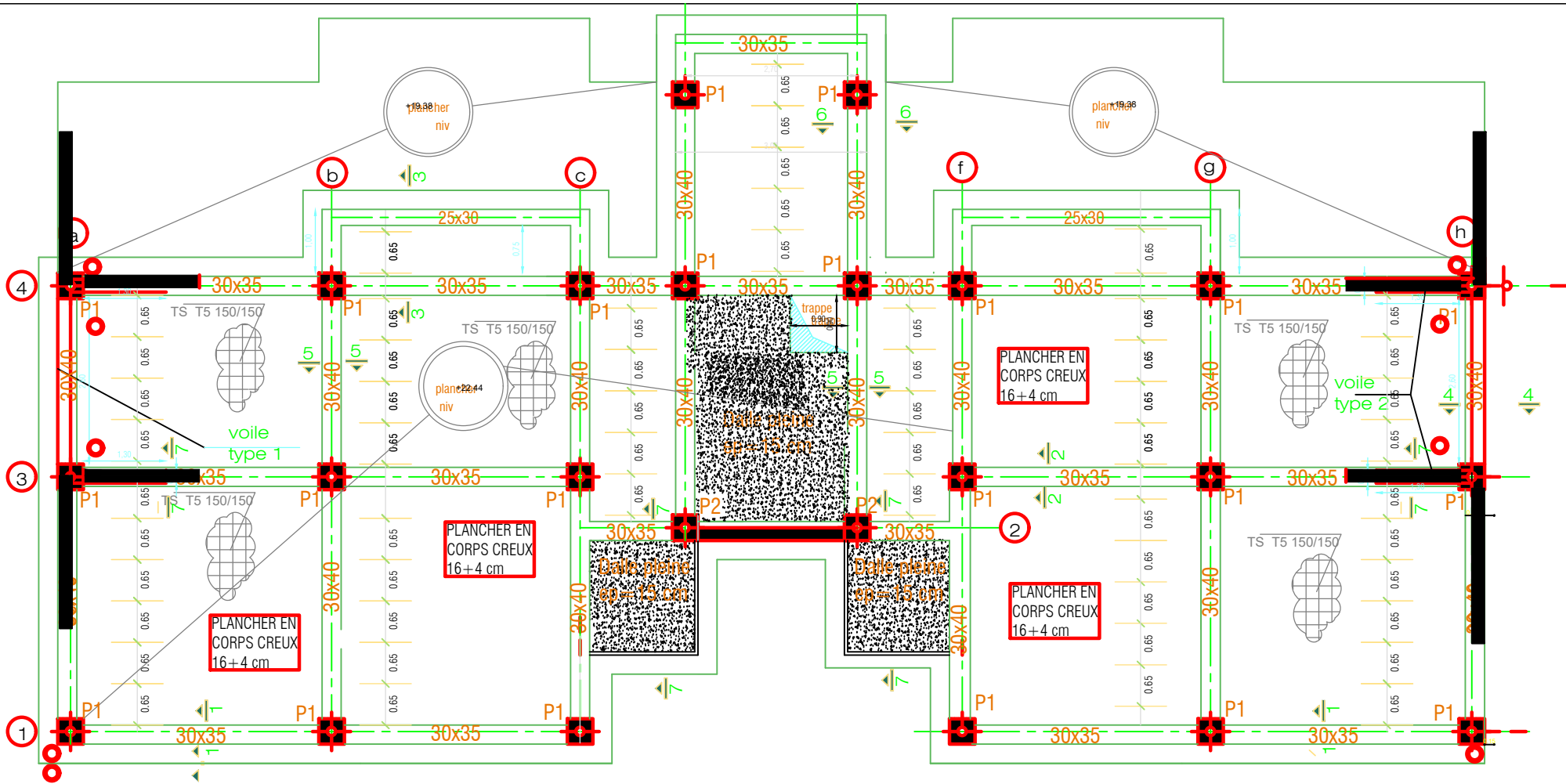
Republique Algerienne Democratique et Populaire Universite Mouloud mammeri de TIZI-OUZOU Faculte de Génie de la Construction Departement de Genie Civil		
<b>Projet :</b> Etude d'un bâtiment (R+5+S.sol+Attique) à usage d'habitation et commercial	<b>plan :</b> Plan de <b>FONDATEIONS</b>	
<b>Echelle :</b> 1/50	<b>Etudier par :</b> Melle HAMMANI FATMA ZOHRA	<b>Diriger par :</b> Mme MOBAREK HOURIA



Republique Algerienne Democratique et Populaire Universite Mouloud mammeri de TIZI-OUZOU Faculte de Genie de la Construction Departement de Genie Civil		
<b>Projet :</b> Etude d'un bâtiment (R+5+S.sol+Attique) à usage d'habitation et commercial	<b>plan :</b> Plan de coffrage niv +1.02	
<b>Echelle :</b> 1/50	<b>Etudier par :</b> Melle HAMMANI FATMA ZOHRA	<b>Diriger par :</b> Mme MOBAREK HOURIA



Republique Algerienne Democratique et Populaire Universite Mouloud mammeri de TIZI-OUZOU Faculte de Genie de la Construction Departement de Genie Civil	
<b>Projet :</b> Etude d'un bâtiment (R+5+S.sol+Attique) à usage d'habitation et commercial	<b>plan :</b> Plan de coffrage niv +4.08 à +19.38
<b>Echelle :</b> 1/50	<b>Etudier par :</b> Melle HAMMANI FATMA ZOHRA
<b>Diriger par :</b> Mme MOBAREK HOURIA	



Republique Algerienne Democratique et Populaire  
 Universite Mouloud mammeri de TIZI-OUZOU  
 Faculte de Génie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

**Projet :**  
 Etude d'un bâtiment (R+5+S.sol+Attique)  
 à usage d'habitation et commercial

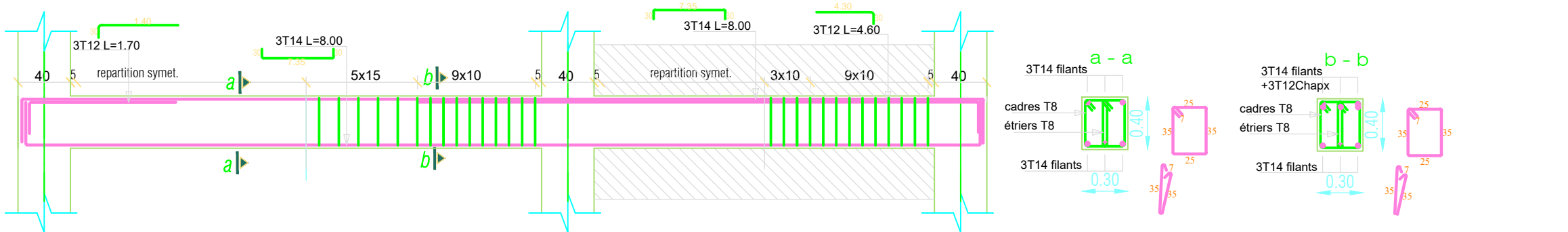
**plan :**  
 Plan de coffrage niv  
 +22.44

**Echelle :**  
 1/50

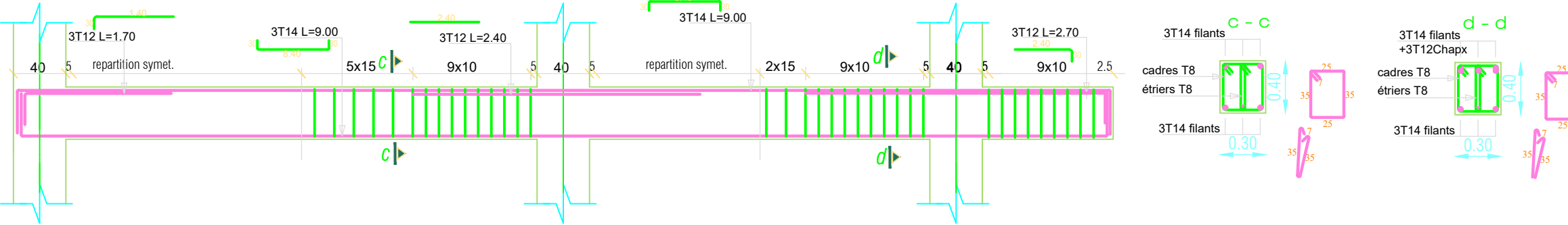
**Etudier par :**  
 Melle HAMMANI FATMA ZOHRRA

**Diriger par :**  
 Mme MOBAREK HOURIA

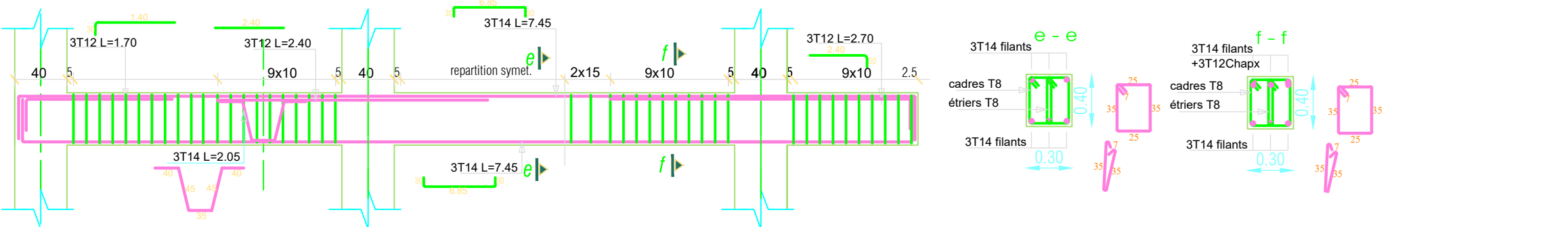
ferrailage des poutres (30x40) axes a et h



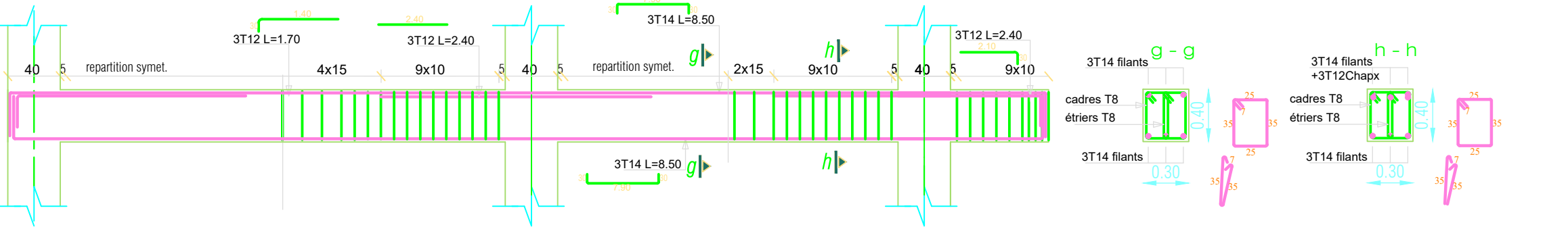
ferrailage des poutres (30x40) axes b et g



ferrailage des poutres (30x40) axes c et f



ferrailage des poutres (30x40) axes d et e

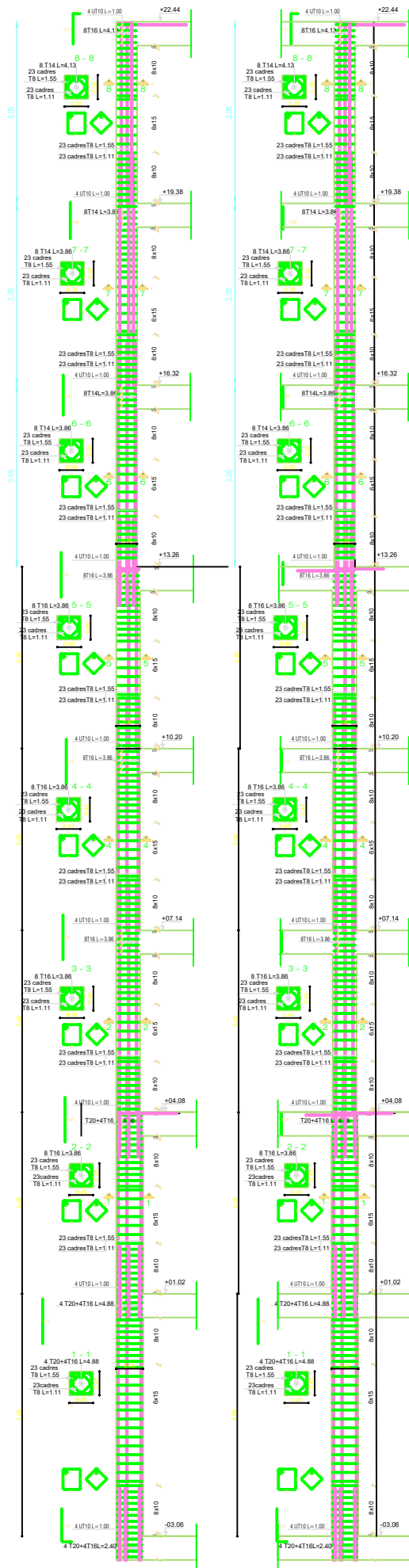


Republique Algerienne Democratique et Populaire Universite Mouloud mammeri de TIZI-OUZOU Faculte de Génie de la Construction Departement de Genie Civil		
<b>Projet :</b> Etude d'un bâtiment (R+5+S.sol+Attique) à usage d'habitation et commercial	<b>plan :</b> Plan de Ferrailage POUTRES PRINCIPALES	
<b>Echelle :</b> 1/50	<b>Etudier par:</b> Melle HAMMANI FATMA ZOHRA	<b>Diriger par:</b> Mme MOBAREK HOURIA



Ferraillage poteaux de rive

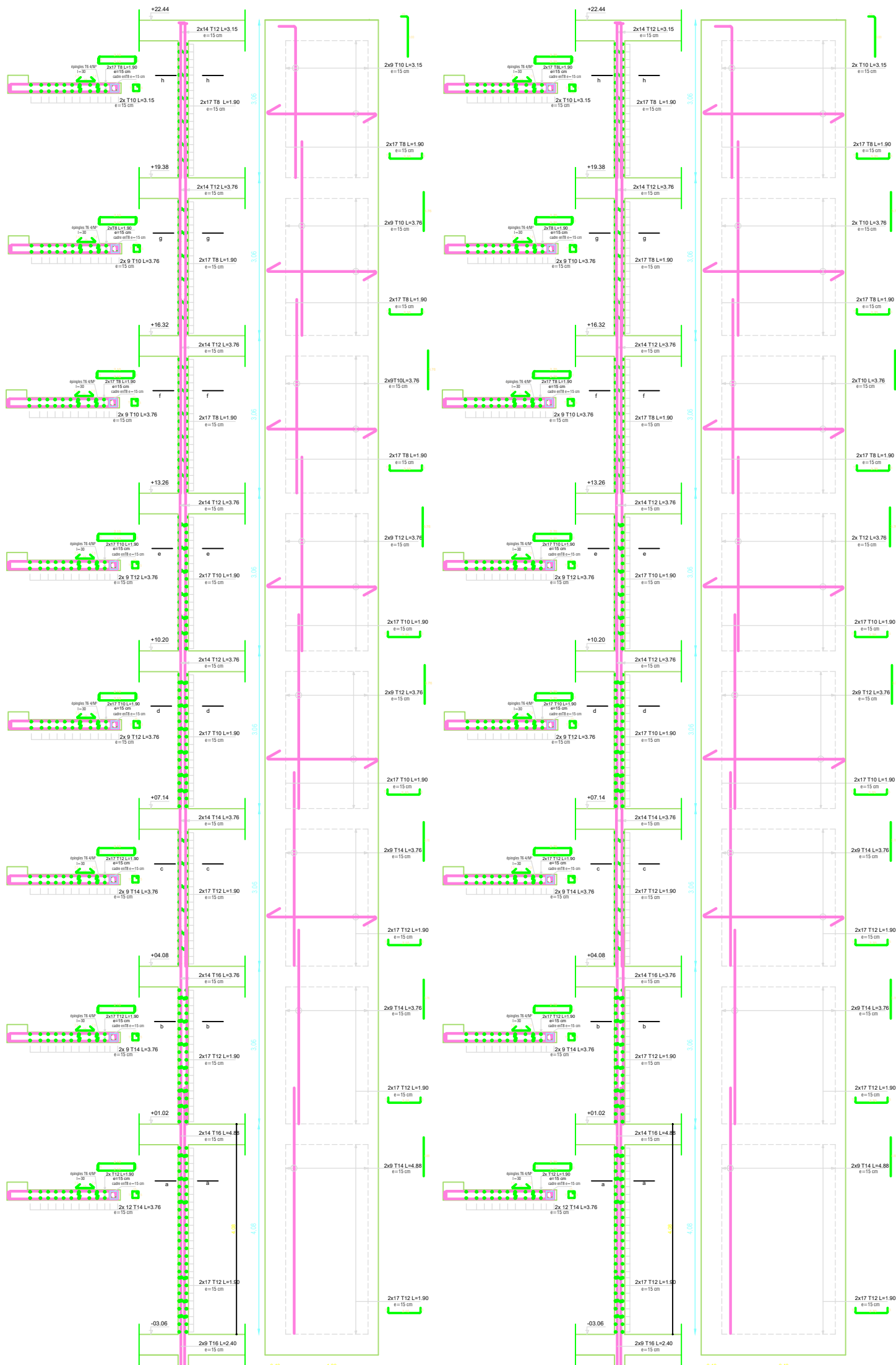
Ferraillage poteaux de centre



Republique Algerienne Democratique et Populaire Université Mouloud mammeri de TIZI-OUZOU Faculté de Génie de la Construction Département de Génie Civil		
<b>Projet :</b> Etude d'un bâtiment (R+S+S.sol+Attique) à usage d'habitation et commercial	<b>plan :</b> Plan de Ferraillage POTEAUX	
<b>Echelle :</b> 1/50	<b>Etudier par :</b> Melle HAMMANI FATMA ZOHRA	<b>Diriger par :</b> Mme MOBAREK HOURIA

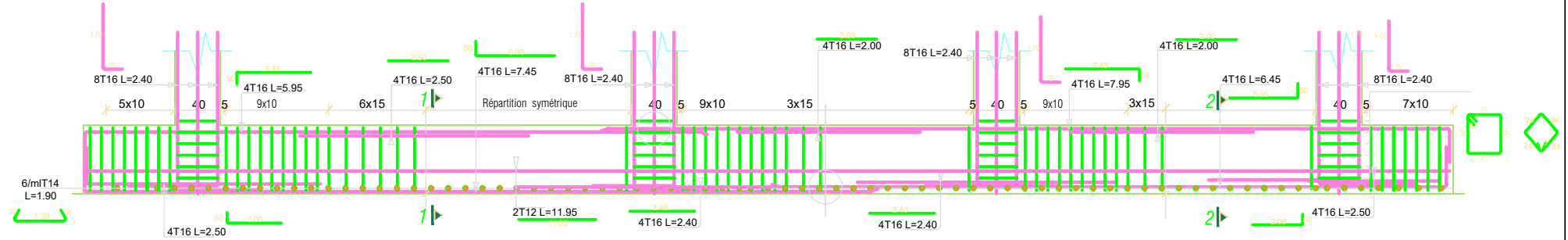
Ferrailage voile VL1; VL2; VL3; VL4; ép. 20 cm

Ferrailage voile VT1; VT2; VT3; VT4; ép. 20 cm

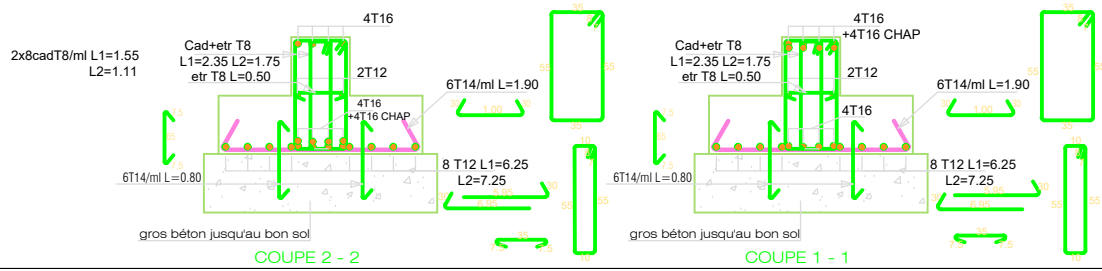
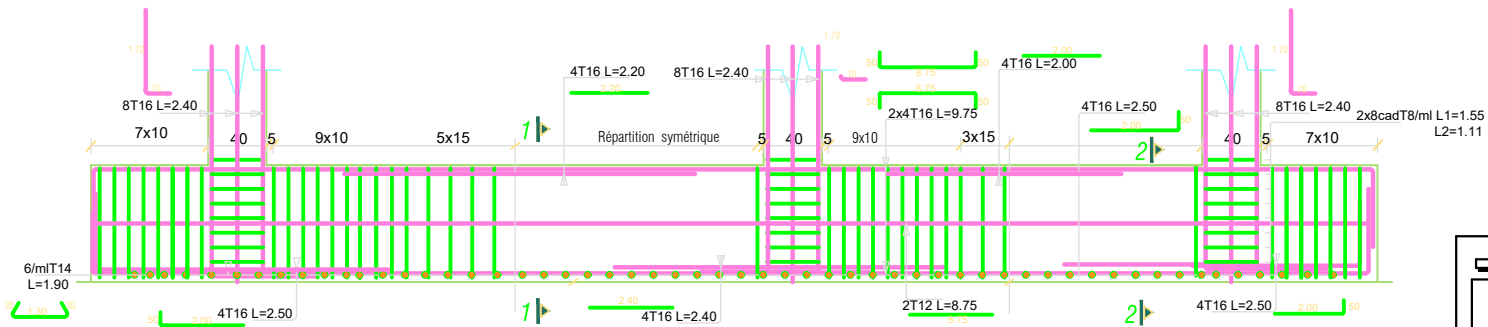


Republique Algerienne Democratique et Populaire Universite Mouloud mammeri de TIZI-OUZOU Faculte de Genie de la Construction Departement de Genie Civil		
<b>Projet :</b> Etude d'un bâtiment (R+5+S.sol+Attique) à usage d'habitation et commercial	<b>plan :</b> Plan de Ferrailage VOILES	
<b>Echelle :</b> 1/50	<b>Etudier par :</b> Mele HAMMANI FATMA ZOHRA	<b>Diriger par :</b> Mme MOBAREK HOURIA

### FERRAILAGE DES NERVURES (45x60) axe a b c f g h :



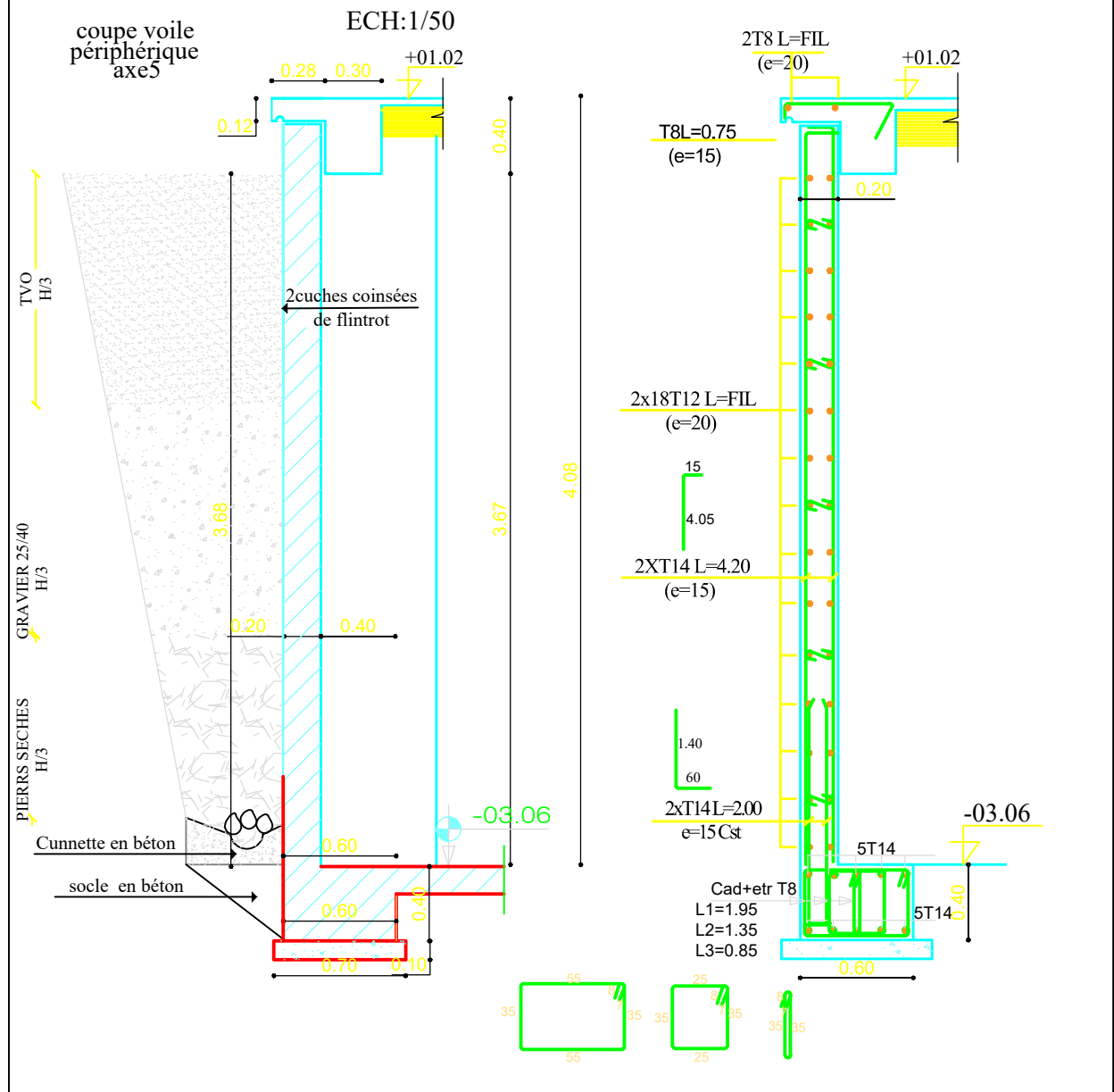
### FERRAILAGE DES NERVURES d e (45x60) axe d - e :



Republique Algerienne Democratique et Populaire Universite Mouloud mammeri de TIZI-OUZOU Faculte de Génie de la Construction Departement de Genie Civil		
<b>Projet :</b> Etude d'un bâtiment (R+5+S.sol+Attique) à usage d'habitation et commercial	<b>plan :</b> Plan de Ferrailage de semelles	
<b>Echelle :</b> 1/50	<b>Etudier par :</b> Mme HAMMANI FATMA ZOIRA	<b>Diriger par :</b> Mme MOBAREK HOURIA

# COFF DRAINAGE MUR PLAQUE

# FERRAILLAGE MUR PLAQUE



# CONCLUSION

Ce travail ma permis de voir et de connaitre les différents problèmes qu'on peut rencontrer au cours de l'étude d'un projet.

Parmi ces différents problèmes on peut citer, le problème de conception, car il est primordial de bien concevoir une structure, de bien disposer et dimensionner les voiles pour avoir une bonne répartition des efforts, ce qui va nous éviter des désagréments par la suite.

Mais dans toute cette équation complexe, l'élément le plus pondèrent est le facteur expérience qui est vraiment indispensable.

Avoir une bonne base théorique est nécessaire mais pas suffisant, car la pratique forge l'ingénieur, et le rend plus perspicace a déceler et résoudre les différents problèmes rencontrer au cours d'une étude et réalisation d'un projet.

En dernier, je peux dire que se travail ma permis de bien mettre en œuvre mes modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui m'aidera plus tard dans ma vie professionnelle.

# BIBLIOGRAPHIE

- ✚ Règle parasismiques Algérienne (**RPA 99 Version 2003**).
- ✚ Jean-Pierre Mougins « **Cours B.A.E.L.91, modifié 99 et DTU associés** »
- ✚ **DTR B-C 2-2** charges permanentes et charges d'exploitation.
- ✚ **CBA 93** Règles de conception et de calcul des structures en béton armé 93.
- ✚ **Mr BELAZOUGUI** Calcul des ouvrages en béton armé
- ✚ Calcul pratique des tours en béton armé (**Marius Divers** édition **Dunod (paris 1972)**)
- ✚ Tables pour le calcul des dalles et des parois. (**R-Barres** édition **Dunoud**).
- ✚ Contreventement des bâtiments par les voiles. (**Amar Chanti OPU**).
- ✚ Mémoires de fin d'études des promotions précédentes (**Dépt. G.C. U.M.M.T.O**)
- ✚ Cours et T.D du cursus de l'Université U.M.T.O. (**Département G.C**).
- ✚ Recherche globale sur internet.
- ✚ **Logiciels** ETABS 9.7.1, Microsoft office 2007, AUTO CAD 2018 : logiciel de dessin.