

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



# *Mémoire de fin d'études*

*En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.*  
*Option : constructions civiles et industrielles.*

## THEME

*Etude d'une structure en (RDC+5 étages + 2 entres Sol) à usage d'habitation contreventé par des voiles porteurs (Avec le logiciel ETABS)*



**Etudié par:**

*M<sup>elle</sup> SAHI Louiza*

*M<sup>elle</sup> BELKACEM Samia*

**Dirigé par :**

*M<sup>me</sup> CHERIFI. F*

*Promotion : 2021/2022*

## REMERCIEMENTS

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté de mener à terme ce projet.

Nous voudrions adresser aussi toute notre gratitude à notre promotrice, **Madame CHERIFI .F**, pour sa patience, sa disponibilité aussi bien en présentiel qu'à distance et surtout ses judicieux conseils et orientations qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

Nous tenons à remercier également les membres de jury qui nous feront l'honneur d'évaluer ce

Mes remerciements vont ensuite, à toute la communauté universitaire de l'UMMTO particulièrement le personnel du département de génie civil dont toute son équipe pédagogique pour leur contribution et accompagnement tout au long de notre cursus universitaire.

Enfin, nous remercions tout particulièrement nos familles et nos amis pour leur soutien constant et leurs encouragements.

# Dédicaces

A ma très chère mère

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurais point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

A mon très cher père.

Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager.

Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

A mon frère et mes sœurs ainsi qu'à mes deux neveux (Amir. Islam) Et nièce (Liane).

Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé à réaliser ce travail Ainsi toute la promotion CCI 2021-2022 Sans oublier ma binôme SAMIA.

**Louiza SAHI**

# Sommaire

Introduction générale .....	1
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage</b> .....	2-13
<b>Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments</b> .....	14-31
<b>Chapitre III : Calcul des éléments secondaires</b> .....	32-103
• III.1. Acrotère .....	32
• III.2. Planchers .....	39
• III.3. Les balcons .....	59
• III.4. Les escaliers .....	69
• III.5. La poutre palière .....	91
<b>Chapitre IV : La modélisation par le logiciel ETAB</b> .....	104-123
<b>Chapitre V : Vérification des Exigences du RPA</b> .....	124-136
<b>Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux</b> .....	137-176
• VI-1- Ferrailage des poteaux .....	137
• VI-2- Ferrailage des poutres .....	150
• VI .3 Ferrailage des voiles .....	163
<b>Chapitre VII : Etude de l'infrastructure</b> .....	177-208
<b>Chapitre VIII : Etude de mûr plaque</b> .....	209-216
Conclusion générale	



# **Introduction générale**

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

Pour répondre à une demande sans cesse croissante des constructions civiles et industrielles née des besoins économiques et sociaux depuis quelques décennies, la réalisation d'ouvrages plus volumineux est apparue.

Dès lors, il devient nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions en tenant compte du coté économique.

Et cela en fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation, la réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

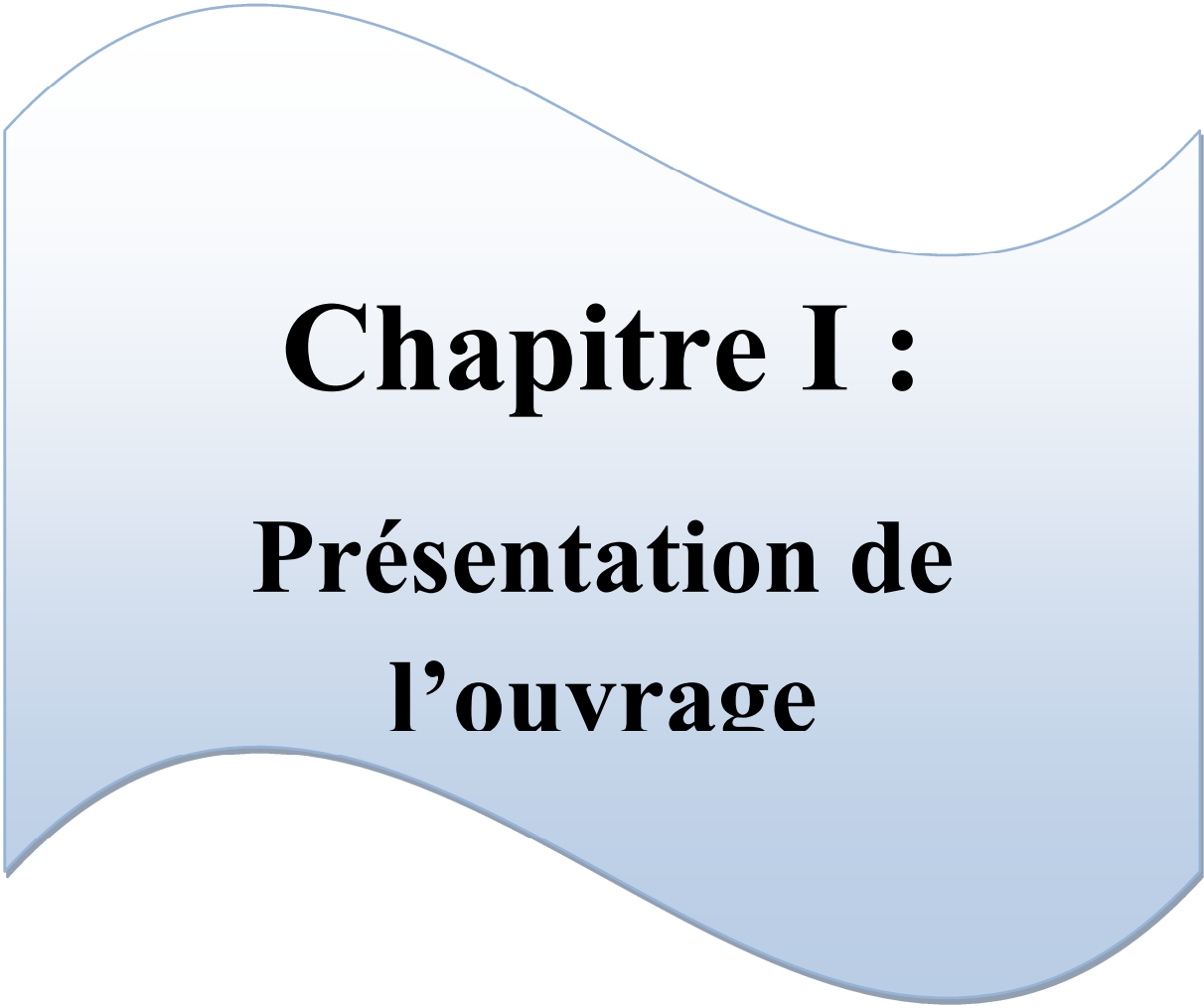
L'étude du cas que nous proposons de présenter dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude consiste à vérifier les éléments résistants d'une structure à contreventement par voiles porteurs.

Cette étude nous permet d'assurer la stabilité de l'ouvrage, ainsi que le confort pour les occupants. Autrefois l'ingénieur en génie civil faisait appel à des méthodes manuelles pour le calcul et les vérifications des structures. Il s'est avéré que cette manière de faire est lente, et pour cela l'ingénieur est obligé d'élaborer de nouvelles méthodes et des outils informatiques pour toucher l'excellence.

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes, rapides, permettant le calcul des diverses structures. Parmi ces logiciels on peut citer : ETABS, SAP2000, ROBOT...etc.

Et il est amené alors à maîtriser ces outils informatiques pour modéliser, calculer et vérifier les résultats obtenus à l'aide de ces derniers.

Dans notre projet, la modélisation et le calcul de la structure se fait à l'aide de logiciel ETABS et les vérifications doivent répondre aux exigences du RPA 99 version 2003 et du BAEL 91 modifié 99.



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

**1-1-Introduction :**

Ce premier chapitre porte sur la présentation globale de l'ouvrage à savoir :

- ses caractéristiques géométriques (longueur et largeur)
- ses éléments constitutifs (éléments structuraux et non structuraux).
- les caractéristiques des matériaux composant l'ouvrage.

**1-2-1- Présentation de l'ouvrage :**

Notre projet consiste en étude d'un bâtiment avec deux entres sols+RDC+5 étages à usage d'habitation. Il sera implanté a TALA TELMOUITS dans la wilaya de TIZI OUZOU ; classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/ Version2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa). La structure est composée:

- De deux entres sols (le premier à usage d'habitation et le deuxième est destiné pour un garage de véhicules et un espace pour équipement)
- D'un RDC a usage d'habitation.
- De cinq étages courants à usage d'habitation.
- De deux cages d'escalier.
- D'une terrasse inaccessible.
- D'un acrotère en béton armé.

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

- Le RPA 99 / version 2003.
- Le BAEL 91 (modifié en 99).

**I-2-2- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**

Hauteur totale ..... Ht=25.67m

Longueur totale ..... L=28.05m

Largeur totale ..... l=11.40m

Hauteur de RDC ..... 3.06m

Hauteur de l'entresol 1 ..... 3.06m

Hauteur de l'entresol 2 ..... 4.25m

Hauteur de l'étage courant ..... 3.06m

Hauteur de l'acrotère ..... 0.65m

**1-2-3-Etude géotechnique du sol :**

Le dossier géotechnique nous a fourni les données suivantes :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 3 : Ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- Le site est considéré comme site meuble : catégorie S3
- La Contrainte admissible du sol est de 2.00 bars.

**1-2-4- Eléments consécutifs de l'ouvrage:****a) Ossature :**

- Le contreventement de l'ouvrage est assuré par des portiques et des voiles en béton armé.

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

**b) Les planchers :**

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

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

Pour notre cas, nous allons utiliser deux (02) types de planchers :

- **Plancher en corps creux** (pour tous les étages) : qui est porté par des poutrelles, qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres), et ensuite aux éléments verticaux (poteaux)
- **Plancher en dalle pleine** (pour les balcons et les escaliers):

Coulé sur place, constitué en béton armé posé directement sur les poteaux.

**c) Les voiles :**

Sont des murs en béton armé appelés couramment refend. Un voile est un élément qui a une importance primordiale dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il reprend les efforts horizontaux dus à l'action du séisme et soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structures mixtes (portiques-voiles).

**d) Balcons :**

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

**e) Les escaliers :**

Les escaliers sont constitués d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) servent à faciliter les déplacements verticaux entre les étages

**f) Maçonnerie :****- Murs extérieurs :**

Ils seront réalisés avec des briques creuses en double cloison de 10cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm.

**- Murs intérieurs :**

Ils seront réalisés en simple cloison de briques de 10cm d'épaisseur.

**g) Revêtements :**

Seront réalisés en :

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façade extérieure.
- Enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloisons intérieures et plafonds.
- Carrelage pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les cuisines et salles d'eaux.

**h) L'acrotère :**

Au niveau de la terrasse (inaccessible), le bâtiment est entouré d'un acrotère réalisé en béton armé (de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur), il a un rôle de protéger les murs extérieurs du débordement des eaux pluviales.

**i) Les fondations :**

Par leur position et leur fonction stabilisatrice dans la structure, elles constituent une partie importante de l'ouvrage. C'est une liaison directe entre la structure et le sol.

Elles assurent aussi la transmission des charges et surcharges au sol. Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

**1-3- Les hypothèses de calcul :**

Tous les calculs et toutes les vérifications doivent se baser sur la notion des états limites.

On distingue deux types d'états limites :

**A) L'état limite ultime (E.L.U) :** Il correspond à la limite :

- De l'équilibre statique.
- De la résistance de l'un des matériaux (béton et l'acier).
- De la stabilité de forme (flambement).

**B) L'état limite de services (E.L.S) :** Il correspond à la limite :

- De compression de béton.
- D'ouverture des fissures.
- Des déformations.

\* Les combinaisons des états limites sont :

- L'état limite ultime (E.L.U) =  $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- L'état limite service (E.L.S) =  $G + Q$

Avec G : charge permanente. Q : charge d'exploitation.

**1-4- Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Dans notre cas nous allons utiliser deux matériaux à savoir : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences de **RPA99** modifié en 2003 ainsi qu'aux règles de béton armé aux états limites (**BAEL**).

**1-4-1- Béton :**

Le béton est un matériau composite aggloméré, constitué de :

- liant (ciments artificiels)
- granulats (sables, gravillons, graviers...)
- eau de gâchage.

- éventuellement des adjuvants (entraîneur d'air, plastifiant, hydrofuge,...)

\*Il sera dosé à 350 kg/m<sup>3</sup> de ciment portland artificiel (CPJ 325).

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

**1-4-2- Résistance du béton :**

On définit deux types de résistance :

**1-4-2-1- Résistance caractéristique à la compression :**

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

- $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28}$  pour  $f_{c28} \leq 40 \text{MPa}$
  - $f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28}$  pour  $f_{c28} > 40 \text{MPa}$
- } ..... (BAEL91/A.2.1 .11)

- Pour notre étude on va prendre :  $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ .

**1-4-2-2- Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours; noté  $f_{tj}$  ; est donnée conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par la relation suivante :  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$ .....si  $f_{c28} \leq 60 \text{Mpa}$  (BAEL91/A.2.1,12).

Dans notre cas :  $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$   $f_{t28} = 2.1 \text{Mpa}$ .

**1-4-2-3- Module de déformation longitudinale du béton  $\omega$  :**

- Il est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures.

Le module de déformation longitudinale à l'âge (j) jours est donné par la formule suivante :

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

Pour  $f_{c28} = 25 \text{MPa}$  ; on a  $E_{i28} = 32164.2 \text{MPa}$

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

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

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

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

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

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

Pour notre cas :

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

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

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

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

#### 1-4-2-4- Module de déformation transversale:

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

Il est donné par la relation suivante :  $G = E / 2(1 + \nu)$  (MPa)

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

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

$\Delta d/d$  : Déformation relative transversale

$\Delta l/l$  : Déformation relative longitudinale

#### 1-4-2-5- Le coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation relative transversale  $\Delta d/d$  et la déformation relative longitudinale  $\Delta l/l$ ;  $\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$ .

Il est pris égale à :

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

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

#### - Etat limite de contrainte de béton :

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

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

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

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

$$E_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} 3,5\text{‰} & \text{Si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa (Art. 4.3. 41, BAEL 91).} \\ E_{bc1}(4,5 - 0,025f_{cj}) & \text{Si } f_{cj} > 40 \text{ MPa (Art.4.3. 41, BAEL 91).} \end{array} \right.$$

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

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

$\theta$  : Coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges.

Avec :

$\theta = 1$  : si la durée d'application est ( $t > 24 \text{ h}$ )

$\theta = 0,9$  si la durée est entre 1heure et 24heures ( $1 \leq t \leq 24\text{h}$ )

$\theta = 0,85$  si la durée d'application est inférieure à 1heure ( $t < 1\text{h}$ )

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité partiel

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

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

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

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

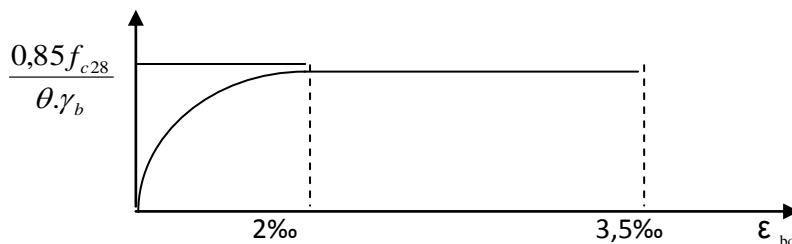


Figure I-1 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à L'E.L.U.

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

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

Les déformations nécessaires pour atteindre L'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, on adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à L' E.L.S avec ; pour des charges de longue durée  $E_b = E_{vj}$  et  $\nu = 0,2$ .

La résistance mécanique du béton tendu est négligée (Art -4.5. 1, BAEL 91) de plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égal à 1/15 de celle de l'acier.

( $E_b = 13333 \text{MPa}$ )

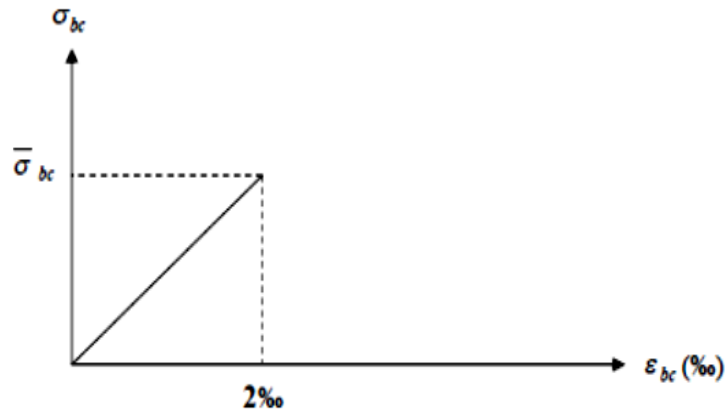


Figure I-2 : Diagramme de calcul contrainte -déformation du béton à l'E.L.S

#### Contrainte limite ultime de cisaillement (BAEL91/ART5.1.1) :

La contrainte tangentielle de béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

Avec :

$V_u$  : la valeur de l'effort tranchant dans la section étudiée (calcul à l'ELU)

$b$  : la valeur de la longueur de la section cisillée

$d$  : la valeur de la hauteur utile ( $d=h-c$ )

$\tau_u \leq \min(0.15f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{Mpa})$  : pour une fissuration préjudiciable/ très préjudiciable.

$\tau_u \leq \min(0.20f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{Mpa})$  : pour une fissuration non préjudiciable.

#### I-4-2- Acier :

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

I-4-2-1- Types d'aciers :

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

- **Les aciers doux :** Ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses.
- **Les aciers durs, type I :** Ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14 % Ce sont les aciers à haute adhérence de type I.
- **Les aciers durs, type II :** Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%. Ce sont les aciers à haute adhérence de type II.
- **Les aciers fortement écrouis :** Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8%. Ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

Barres à haute adhérence	HA	
Nuance <u>FeE</u>	400	500
Limite d'élasticité <u>f<sub>e</sub></u> (MPa)	400	500
Résistance à la rupture <u>σ<sub>r</sub></u> (MPa)	480	550
Allongement de rupture	14%	12%
Treillis soudés	TS	
Nuance <u>FeE</u>	500	
Limite d'élasticité <u>f<sub>e</sub></u> (MPa)	500	
Résistance à la rupture <u>σ<sub>r</sub></u> (MPa)	550	
Allongement de rupture	8%	

Tableau I-I : Principales caractéristiques des aciers

Treillis soudés (tous types standard)			
	TSL	TS HA	
		φ < 6mm	φ ≥ 6mm
<u>ψ<sub>s</sub></u>	1	1,5	1,5
<u>η</u>	1	1,3	1,6

**I-4-2-2- Module d'élasticité :**

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

- On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité.

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

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

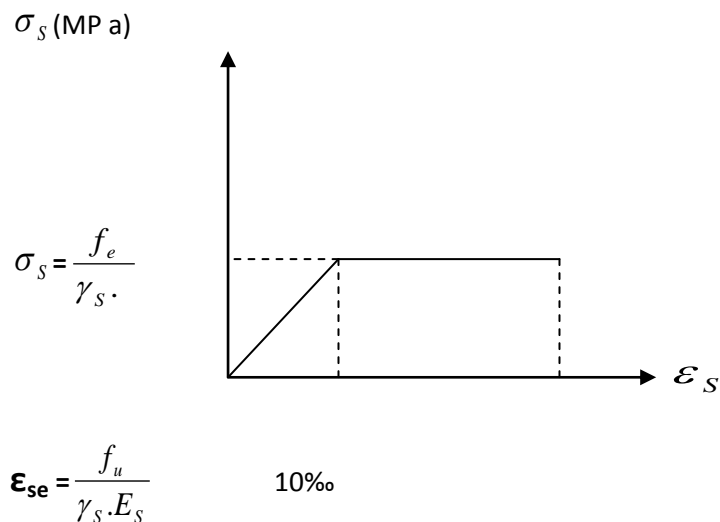
**I-4-2-3- Contrainte limite des aciers :**

**•Contrainte limite ultime:**

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

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

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



**Figure I-3 :** Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.U

On distingue deux cas :

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

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

**• Contrainte limite de service :**

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

- L'acier reste dans son domaine élastique.

- On limite la contrainte dans les barres d'aciers afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton.

La contrainte limite de service de l'acier est :

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

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

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

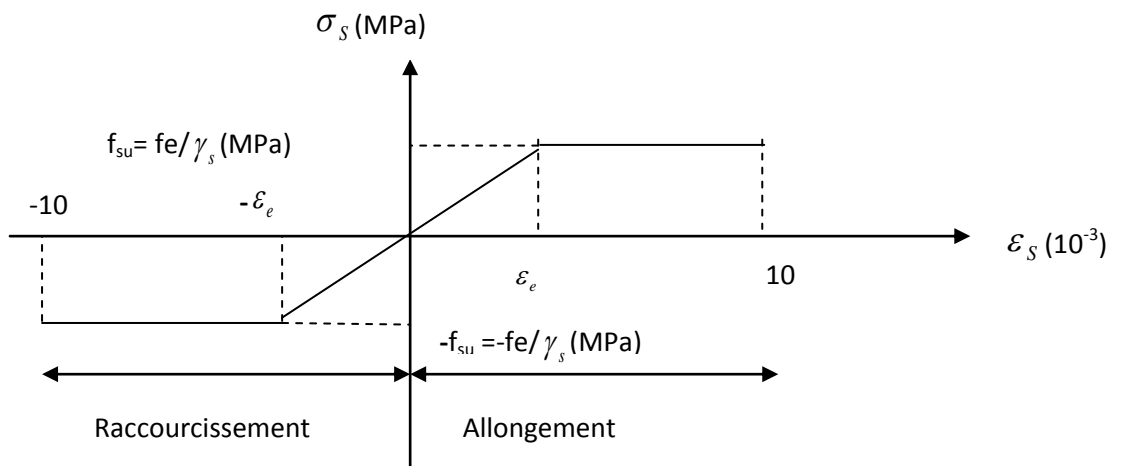


Figure I-4 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

• **Contrainte limite de cisaillement :**

Elle est donnée par la formule :

❖ **Fissuration peu nuisible :**

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

❖ **Fissuration préjudiciable :**

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

**I-4-2-4- Protection des armatures :**

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

On adopte les valeurs suivantes :

- **5cm** : → Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).

- **3cm** : → Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.

- **1cm** : → Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

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

Dans notre cas on prend :

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

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

#### **I-4-2-5- Diamètre maximal des aciers :**

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

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

$$\Phi_t \leq \min (h / 35 ; \Phi_l ; b_0 / 10).$$

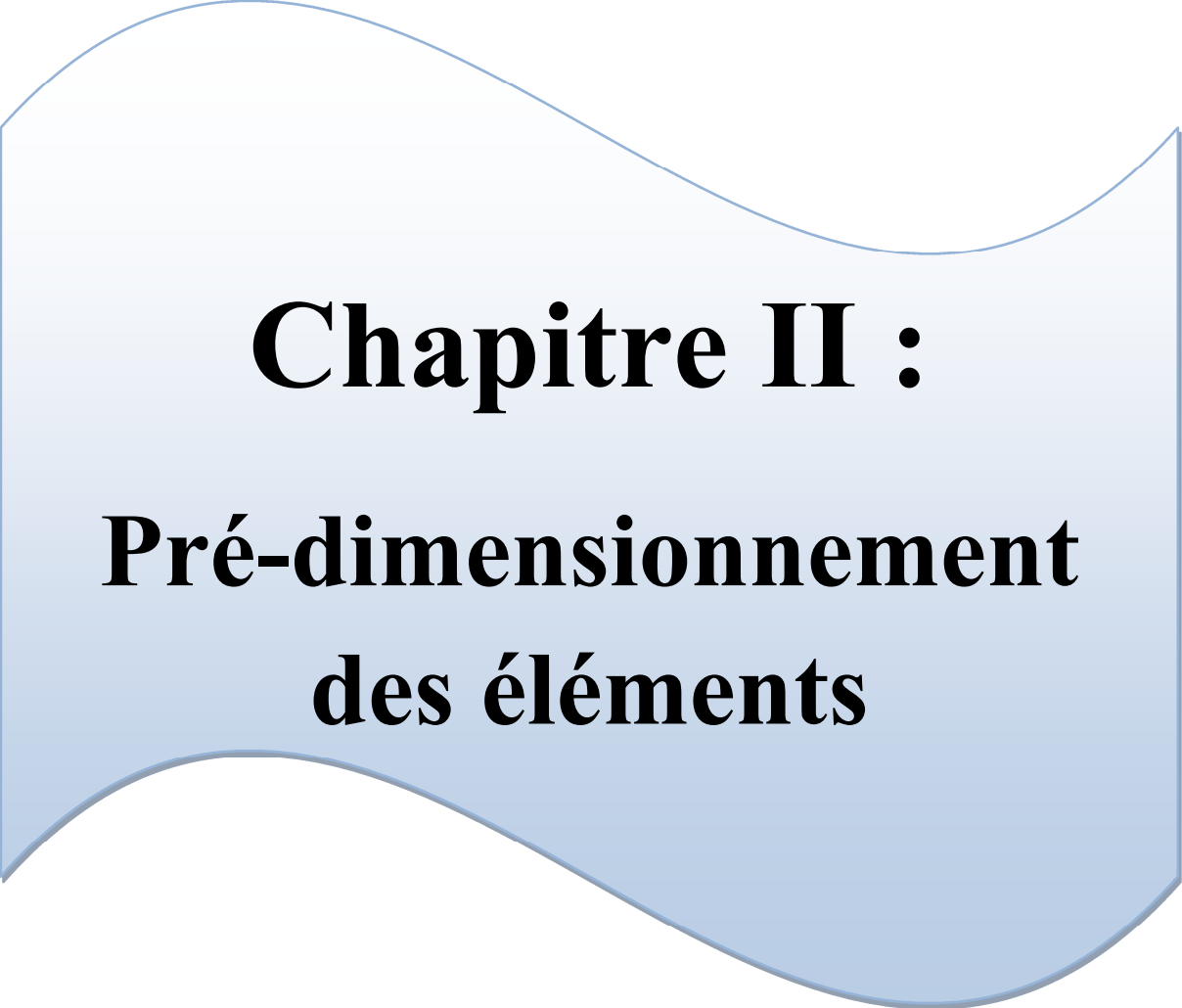
$b_0$ : Largeur de l'âme.

#### **I-4-2-6- Système de coffrage :**

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

#### **Conclusion :**

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



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

# **Chapitre II :**

## **Pré-dimensionnement des éléments**

## II-1- INTRODUCTION :

Après avoir présenté l'ouvrage, ses éléments constitutifs et les principales caractéristiques des matériaux utilisés en béton armé, nous procédons dans ce chapitre au pré-dimensionnement des éléments de notre projet.

Le pré-dimensionnement se fait en respectant les recommandations données par :

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

## II-2- PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Les planchers sont généralement des aires planes qui délimitent les niveaux ou étages d'un bâtiment, Ils s'appuient et transmettent les charges aux éléments porteurs .Ils servent aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Pour notre projet, on utilisera deux types de planchers, planchers en corps creux, composés de corps creux, treillis soudé, dalles de compressions, et poutrelles ; et plancher en dalle pleine en béton armé.

### II-2-1 Planchers en corps creux :

Il s'agit de planchers constitués de corps creux (hourdis) posés sur des poutrelles préfabriquées, le tout complété par une dalle de compression dont l'épaisseur varie de 4 à 6cm, ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles
- 30cm pour les armatures parallèles aux poutrelles

D'après la condition de résistance à la flèche :

$$H_T \geq L_{\max}/22,5 \text{ (BAEL91 modifié 99, Art B.6.8.4.24)}$$

Avec :

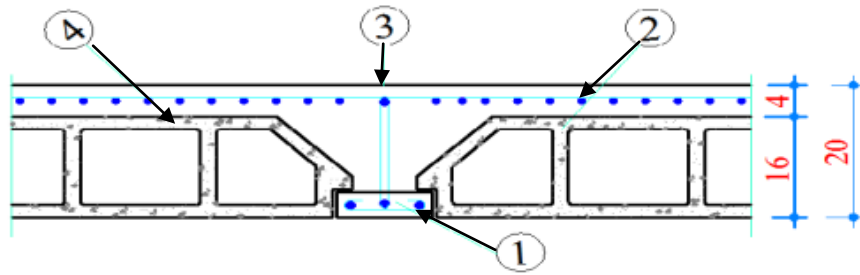
- $H_T$  : épaisseur du plancher
- $L_{\max}$  : la longueur de la portée libre maximale dans le sens des poutrelles

Dans notre cas nous avons :  $L_{\max} = 400 - 35 = 365\text{cm}$ .

$$H_t \geq 365/22.5 \geq 16.22\text{cm}$$

On optera pour un plancher de 20cm, soit  $H_t = (16+4)\text{ cm}$

- Hauteur du corps creux = 16cm
- Hauteur de la dalle de compression = 4cm



**Figure II-1:** Coupe transversale du plancher.

- 1 Poutrelle
- 2 Treillis soudé
- 3 Dalle de compression
- 4 Corps creux

### II-2-2 Planchers en dalles pleines :

Ce sont des planchers minces en béton armé coulés sur place et posés directement sur les poteaux, dans notre cas on les prévoit pour les balcons et dans les paliers de repos des escaliers.

L'épaisseur des dalles pleines est déterminée selon :

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

#### ✓ La résistance au feu :

$e = 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu.

$e = 11\text{cm}$  pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17.5\text{ cm}$  pour un coupe de feu de quatre heures.

D'après l'article G.R.8 du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres...) soit au moins de deux heures.

On opte pour un plancher qui devrait interrompre la propagation des feux pour au moins deux heures.

Soit  $e = 11\text{cm}$ .

**b- L'isolation acoustique (règles techniques CBA93) :**

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est demandé au minimum une masse surfacique de  $350\text{kg/m}^2$

D'où l'épaisseur minimale de la dalle égale :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

**✓ La résistance à la flexion : (consoles)**

Dans notre cas la dalle est considérée comme une console encastrée :

$$ep \geq L_0/10$$

Avec :

$L_0$  : portée libre.

$e$  : épaisseur de la dalle.

$$ep \geq 125/10 \quad ep \geq 12,5\text{cm}$$

On optera pour une dalle d'épaisseur  $e=15$  cm qui devrait largement satisfaire la condition de la résistance à la flexion.

**II-3 : Prédimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, qui assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Elles assurent aussi la fonction de chaînage des éléments. Les dimensions de la section transversale de la poutre à savoir la hauteur  $h_t$  totale et la largeur  $b$  doivent répondre aux règles **BAEL91**.

La section de la poutre est déterminée par les conditions suivantes selon le RPA99 version 2003 :

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

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

$H$  : la hauteur de la poutre.

$B$  : largeur de la poutre.

$L$  : étant l'entre axe de la plus grande travée considérée.

Par ailleurs l'article 7.5.1 du RPA exige les conditions telles que :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

**II-2-1- Poutres principales :**

Il s'agit des poutres porteuses, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles pour ainsi constituer leurs appuis.

Sachant que :

$$L_{\max} = 465 - 35 = \mathbf{430 \text{ cm.}}$$

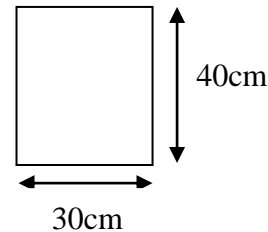
$$\text{Donc : } \frac{430}{15} \leq h_t \leq \frac{430}{10} \quad \text{ce qui donne } \mathbf{28.66 \leq h_t \leq 43}$$

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

Par conséquent, la largeur b sera :

$$0,4 h_t = 14 \text{ cm}$$

$$0,7 h_t = 24,5 \text{ cm}$$



Pour plus de résistance et pour la facilité de mise en oeuvre du coffrage, on opte pour **b=30cm**

**II-2-2- Poutres secondaires :**

Les poutres secondaires sont perpendiculaires aux poutres principales et parallèles aux poutrelles.

Sachant que :

$$L_{\max} = \mathbf{400 - 35 = 365 \text{ cm,}}$$

Il vient :

$$L/15 = 25 \text{ cm} \quad ; \quad L/10 = 37.5 \text{ cm}$$

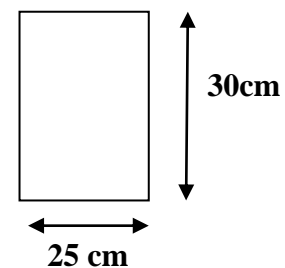
$$\text{Donc : } \mathbf{25 \leq h_t \leq 37.5} \quad \text{on prend : } \mathbf{h_t = 30 \text{ cm}}$$

La largeur **b** sera donc :

$$\mathbf{0,4 h_t = 12 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{0,7 h_t = 21 \text{ cm}}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{b = 25 \text{ cm.}}$$



Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35cm	30 cm	Vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	25cm	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.16	1.2	Vérifiée

**Tableau II-1** : Vérification des conditions exigées par le RPA99 version 2003.

### 2-2-3- Conclusion :

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- **Poutres principales (30 x 40) cm<sup>2</sup>.**
- **Poutres secondaires (25x30) cm<sup>2</sup>.**

## II-4 Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place.

Leurs rôles est de :

- Reprendre une partie de charges permanentes et d'exploitations apportées par les planchers.
- participer au contreventement.
- s'opposer a la poussée de terre , éventuellement d'eau.
- Assurer une isolation acoustique.
- Assurer une protection contre l'incendie.

Le prédimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article **7.7.1. (RPA99/2003)** qui définit ces éléments comme satisfaisant à la condition

$$L \geq 4 e_p$$

$e_p$  : épaisseur des voiles.

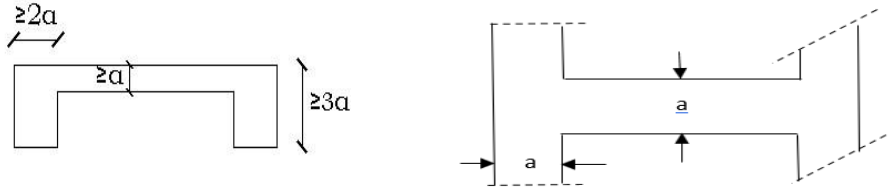
$L$  : longueur min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage ( $h_e$ ) et des conditions de rigidité aux extrémités. L'épaisseur minimale est de 15 cm.

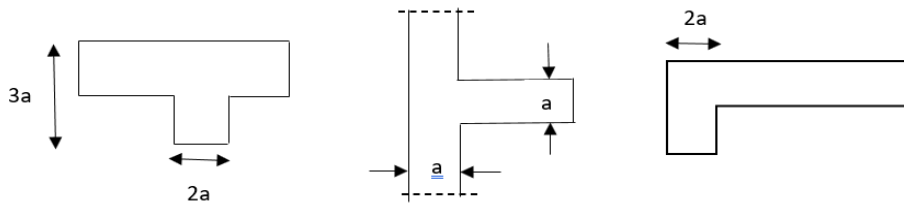
➤ L'épaisseur :

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage ( $h_e$ ) et les conditions de rigidité à l'extrémité et elle ne doit pas être inférieure à 15cm.

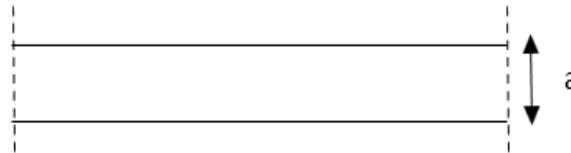
1<sup>er</sup> cas :  $a \geq \frac{h_e}{25}$



2<sup>ème</sup> Cas :  $a \geq \frac{h_e}{22}$



3<sup>ème</sup> Cas :  $a \geq \frac{h_e}{20}$



Avec :

$a$  : épaisseur des voiles

$h_e$  : hauteur d'étage.

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right)$$

Relativement à notre cas :  $a \geq \max\left(\frac{h_e}{20}\right)$

- Pour l'entre sol 1 :

$$h_e = h_{es} - e_{dalle} = 306 - 20 = 286cm ; e_{es1} \geq \frac{286}{20} = 14,3cm.$$

- Pour l'entre sol 2 :

$$h_e = h_{es} - e_{dalle} = 425 - 20 = 405cm ; e_{es2} \geq \frac{405}{20} = 20,25cm$$

- Pour le RDC :

$$h_e = h_{RDC} - e_{dalle} = 306 - 20 = 286cm ; e_{RDC} \geq \frac{286}{20} = 14,3cm$$

- Pour les étages courants

$$h_e = h_{etage} - e_{dalle} = 306 - 20 = 286cm ; e_{ec} \geq \frac{286}{20} = 14,3cm$$

$$e \geq \max(e_{es1}; e_{es2}; e_{RDC}; e_{ec})$$

$$e \geq \max(14,3; 20,25)$$

On opte pour des voiles d'épaisseur : **e = 25cm.**

➤ **Longueur minimale du voile (vérification RPA 99 Art 7.7.1)**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit être au moins égale à quatre fois son épaisseur.

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

$$L_{min} = \geq 4(0.25) = 1m \longrightarrow L_{min} \geq 1m.$$

## **II-5- PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :**

Les poteaux sont des éléments porteurs, verticaux en béton armé, dans notre projet ils sont de section rectangulaire, leurs rôles est de stabiliser la structure et transmettre les charges et surcharges verticales et horizontales.

Le pré-dimensionnement se fait à l'ELS en compression simple, en considérant un effort N qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité.

La section transversale du poteau est donnée pas la relation suivante :

$$S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \text{ avec : } N_s = G + Q$$

$N_s$  : effort normal de compression à la base du poteau, il sera déterminé à partir de la descente de charge. On doit donc déterminer les charges et surcharges des différents étages de notre structure.

**S** : section transversale du poteau

**G** : charge permanente.

**Q** : surcharge l'exploitation.

$\overline{\sigma}_{bc}$  : contrainte limite du service du béton en compression

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}; \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0,6(25) = 15MPa$$

### II-5-1 – Détermination des charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les charges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2**.

#### a) Les charges permanentes G :

On a :  $G = \rho \times e$

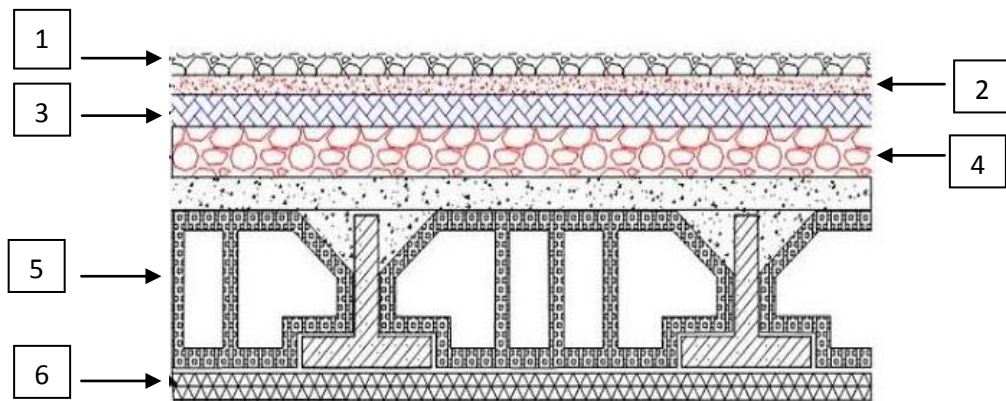
Avec :

**e** : épaisseur de l'élément

**$\rho$**  : le poids volumique des éléments

#### LE PLANCHER TERRASSE :

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



**Figure II-3** : Coupe transversale au niveau de plancher en corps creux étage terrasse

Eléments	Epaisseur(m)	$\rho$ (kn/m <sup>3</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Couche de gravillon	0,05	1	0,75
2. Etanchéité multicouches	0,01	1	0,10
3. Béton en forme pente	0,1	22	2,20
4. Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
5. Plancher à CC (16 +4 cm)	0,2	14	2,80
6. Enduit en plâtre	0,02	12	0,24
			<b>Gt =6,25 KN/ m<sup>2</sup>.</b>

Tableau II-2 : Valeur de la charge permanente du plancher terrasse (inaccessible)

**PLANCHER ETAGE COURANT :**

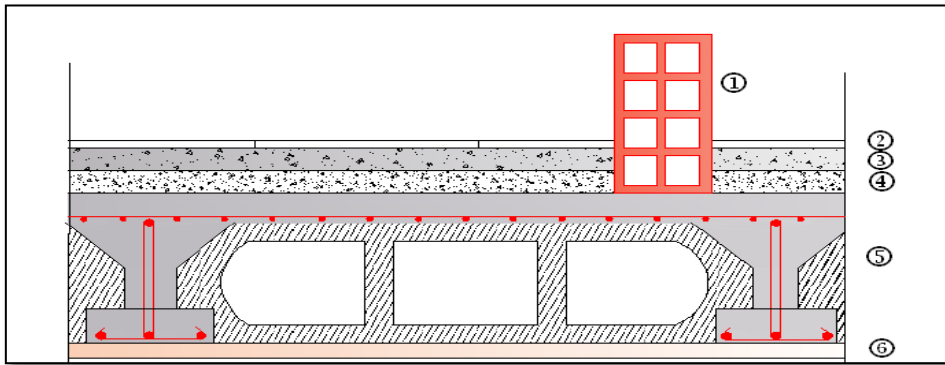


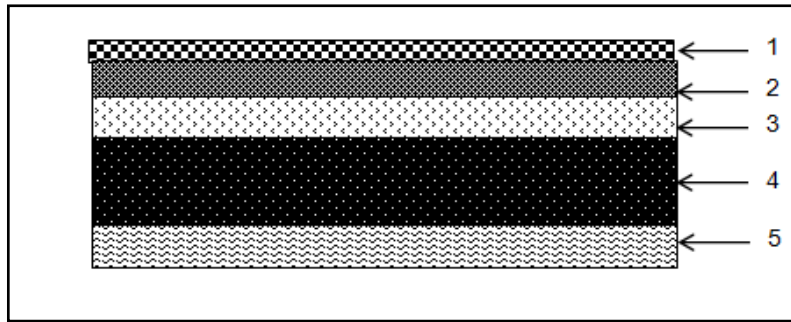
Figure II-3 : Coupe transversale au niveau de plancher étage courant.

D'après le DTR les valeurs de charges permanentes revenant aux éléments du plancher étages courants :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2. Mortier de pose	0,02	20	0,40
3. Couche de sable	0,03	18	0,54
4. Dalle en corps creux	0,20	14	2,80
5. Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6. Cloison de séparation avec 25% d'ouverture	0,10	09	0,90
			<b>Gt = 5,24KN/ m<sup>2</sup>.</b>

Tableau II-3 : Valeur de la charge permanente du plancher étage courant

**PLANCHER DALLES PLEINES :**



**Figure II-4 :** Coupe d'un plancher en dalle pleine.

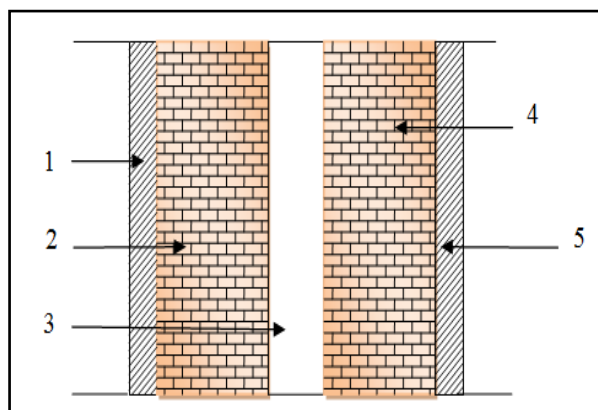
Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2. Mortier de pose	0,03	20	0,60
3. Couche de sable	0,02	18	0,36
4. Dalle pleine en béton armé	0,15	25	3,75
5. Enduit de ciment	0,02	20	0,40
<b>Gt = 5,51KN/ m<sup>2</sup>.</b>			

**Tableau II-4 :** Valeurs des charges permanentes du plancher en dalle pleine.

**Maçonnerie :**

**Mur extérieur :**

C'est une double cloison en briques creuse de 25 cm d'épaisseur (10+5+10).



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

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit en ciment	0,02	20	0,40
2. Maçonnerie en brique creuse extérieure	0,10	09	0,90
3. lame d'air	0,05	/	/
4. Maçonnerie en brique creuse Intérieure	0,10	09	0,90
5. Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
<b>Gt = 2,40KN/ m<sup>2</sup>.</b>			

Tableau II.5 : Charges permanentes des murs extérieurs.

*Mur intérieur :*

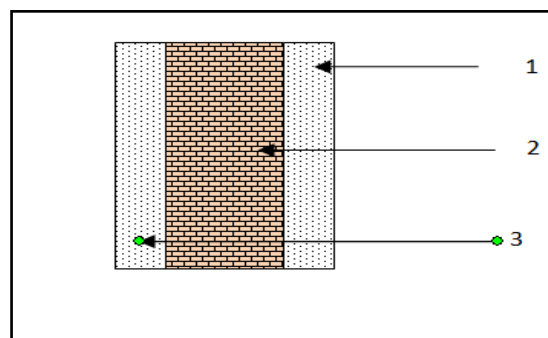


Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
1. Enduit en plâtre intérieur	0,02	10	0,20
2. Maçonnerie en brique creuse	0,10	09	0,90
3. Enduit en plâtre extérieur	0,02	10	0,20
<b>Gt = 1,30 KN/ m<sup>2</sup>.</b>			

Tableau II.6 : Charges permanentes des murs intérieurs.

*L'acrotère :*

Les dimensions de l'acrotère qui sont illustrées dans le schéma ci-dessous, vont nous permettre de déterminer la charge permanente correspondante :

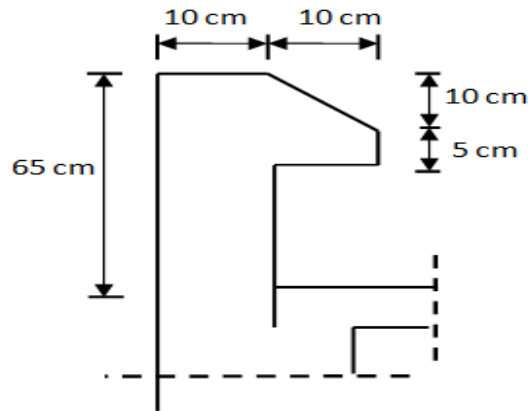


Figure II.7 : Dimensionnement de l'acrotère

$G = \rho \times S$  Avec :

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

$S$  : section transversale de l'acrotère. (m<sup>2</sup>)

AN:

$G = 25[(0.50 \times 0.1) + (0.05 \times 0.2) + (0.1 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1/2)]$

$G = 1.875 \text{ KN/ml}$

a) La charge d'exploitation Q :

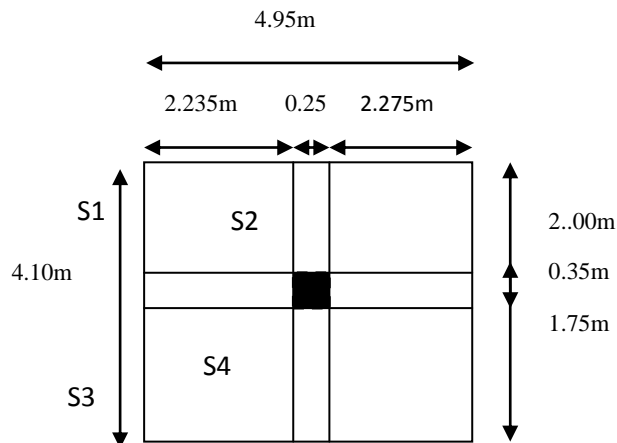
La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. D'une façon général les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelées surfaces d'influence.

Les éléments de la structure	Surcharge Q (KN/m <sup>2</sup> )
1. Acrotère	1
2. Plancher terrasse	1
3. Les étages courant à usage d'habitation	1,5
4. plancher entresol 1	2,5
5- plancher entresol 2	2,5
6. Escalier	2,5
7. Balcon	3.5

Tableau II.7 : Les surcharges pour les différents éléments

II-5-2- Surface d'influence :

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité est : **B5**



- La surface supportée par le poteau le plus sollicité :

$$S_{nette} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = 2.235 \times 2 = 4.47 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2.275 \times 2 = 4.55 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2.235 \times 1.75 = 3.911 \text{ m}^2$$

$$S4 = 2.275 \times 1.75 = 3.981 \text{ m}^2$$

$$S_{nette} = 4.47 + 4.55 + 3.911 + 3.981 = 16.912 \text{ m}^2$$

$$S_{nette} = 17.249 \text{ m}^2$$

Poids propres des éléments :

Les poteaux :  $P_{Pot} = S \times \rho \times h_e$

Avec :  $\rho$  : poids volumique du béton armé  $25 \text{ KN/m}^3$

$S$  : section des poteaux

$h_e$  : hauteur d'étage

1- Poteau d'étage courant :

$$G_{pot} = S \times \rho \times h_e = (0,35 \times 0,35) \times 25 \times 3,06 = 9,371 \text{ KN}$$

2- Poteau RDC :

$$G_{pot} = S \times \rho \times h_e = (0,35 \times 0,35) \times 25 \times 3,06 = 9,371 \text{ KN}$$

**3- Poteau entre-sole 1**

$$G_{\text{pot}} = S \times \rho \times h_e = (0,35 \times 0,35) \times 25 \times 3,06 = 9,371 \text{ KN.}$$

**4- Poteau entre-sole 2**

$$G_{\text{pot}} = S \times \rho \times h_e = (0,35 \times 0,35) \times 25 \times 4,25 = 13,015 \text{ KN.}$$

**5- Poutres :**

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

Avec : **L** : longueur de la poutre

**5.1. Poutres principales :(30x35)**

$$G = \rho \times (b \times h) \times (x + y) = 25(0,30 \times 0,35) \times (2,325 + 2,275) = \mathbf{12,075 \text{ KN.}}$$

**5.2. Poutres secondaires : (25x30)**

$$G = \rho \times (b \times h) \times (x + y) = 25(0,25 \times 0,30) \times (2 + 1,75) = \mathbf{7,031 \text{ KN}}$$

**6- Planchers :**

$$P_{\text{plancher}} = G_{\text{plancher}} \times S$$

**Plancher entre sol, RDC et étages courant :**

$$P_{\text{pc}} = 5,24 \times 17,24 = 90,337 \text{ KN}$$

**Plancher terrasse :**

$$P_{\text{pt}} = 6,25 \times 17,24 = 107,75 \text{ KN.}$$

**Charge d'exploitation :  $Q_{\text{plancher}} = Q \times S$** 

1. Plancher terrasse :  $Q_0 = Q \times S_T = 1 \times 17,24 = 17,24 \text{ KN.}$
2. Étage courant :  $Q_1 = Q \times S_T = 1,5 \times 17,24 = 27,86 \text{ KN}$
3. Rez-de-chaussée :  $Q_2 = Q \times S_T = 2,5 \times 17,24 = 43,10 \text{ KN}$
4. Entresol 1 :  $Q_3 = Q \times S_T = 2,5 \times 17,24 = 43,10 \text{ KN}$
5. Entresol 2 :  $Q_4 = Q \times S_T = 5 \times 17,24 = 86,20 \text{ KN}$

**II-5-3 : Loi de dégression des charges d'exploitation :**

Les règles de BAEL 91 nous imposent l'application de la dégression des charges d'exploitation. La loi de dégression s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les diverses occupations peuvent être considérées comme indépendantes. Ceci pour tenir compte de la non-simultanéité du chargement sur tous les planchers, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

La loi de dégression est :  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ , Pour  $n > 5$

$Q_0$ = charge d'exploitation de la terrasse.

$Q_i$ = charge d'exploitation de l'étage i.

n : nombre d'étage du haut vers le bas, pour  $n \geq 5$ .

On a donc :

<b>N</b>	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>7</b>	<b>8</b>
<b>Niveau</b>	8	7	6	5	4	3	2	1	0
<b>Coeff</b>	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687

**Tableau II.8 :** Coefficient des charges pour chaque niveau

$Q_{terrasse} : Q_0 = 17.24 \text{ KN}$

$Q_8 = Q_0 + Q_1 = 17.24 + 27.86 = \mathbf{45.10 \text{ KN}}$

$Q_7 = Q_0 + 0.95 (Q_0 + Q_1) = \mathbf{60.08 \text{ KN}}$

$Q_6 = Q_0 + 0.90 (Q_0 + Q_1 + Q_2) = \mathbf{82.904 \text{ KN}}$

$Q_5 = Q_0 + 0.875 (Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3) = \mathbf{105.457 \text{ KN}}$

$Q_4 = Q_0 + 0.80 (Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = \mathbf{120.184 \text{ KN}}$

$Q_3 = Q_0 + 0.75 (Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = \mathbf{146.075 \text{ KN}}$

$Q_2 = Q_0 + 0.714 (Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = \mathbf{170.664 \text{ KN}}$

$Q_1 = Q_0 + 0.688 (Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = \mathbf{224.383 \text{ KN}}$

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Charges D'exploitations (KN)		Effort Normal (KN)	Section (cm <sup>2</sup> )	
	Poids planchers	Poids poutre	Poids poteaux	G <sub>tot</sub>	G <sub>c</sub>	Q	Q <sub>c</sub>	N <sub>s</sub> =G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	s ≥ $\frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section Adoptée
Terrasse	107.75	19.106	/	126.856	126.856	17.24	17.24	144.096	96.064	35x35
5 <sup>eme</sup>	90.337	19.106	9.371	118.814	245.67	27.86	45.10	290.77	193.846	35x35
4 <sup>eme</sup>	90.337	19.106	9.371	118.814	364.484	27.86	60,08	424.564	283.042	35x35
3 <sup>eme</sup>	90.377	19.106	9.371	118.814	483.298	27.86	82.904	566.202	377.468	35x35
2 <sup>eme</sup>	90.33	19.106	9,371	118.814	602.112	27.86	105.457	707.569	471.71	35x35
1 <sup>er</sup>	90.377	19.106	9.371	118.814	720.926	27.86	120.184	841.11	560,74	40x40
RDC	90.377	19.106	9.371	118.814	839.74	43.10	146.075	985.815	657.21	40x40
Es1	90.377	19.106	9.371	118.814	958.554	43.10	170.664	1129.218	752.812	45x45
Es2	90.377	19.106	13.015	122.498	1081.052	86.20	244.38	1325.432	883.62	45x45

Tableau II.9 : Descente de charge sut le poteau le plus sollicité.

Vérification relatives aux coffrages :

D'après l'article 7.4.1 du RPA nous avons les dimensions minimales suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \min(b,h) \geq 25\text{cm} \\ \min(b,h) \geq \frac{he}{20} \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{array} \right\} \text{En zone IIa (art 7.4.1. RPA 99/2003)}$$

Avec : **b** et **h** : dimensions des poteaux.

Poteaux		Conditions exigées par le RPA	Valeurs calculées et vérifications	Observation
35x35		$\text{Min}(b ; h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b , h) = 35 \geq 25$	Condition vérifiée
		$\text{Min}(b , h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 < 35$	
		$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	
40x40		$\text{Min}(b ; h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b , h) = 40 \geq 25$	Condition vérifiée
		$\text{Min}(b , h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 < 40$	
		$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4$	
45x45	Entre sol 1	$\text{Min}(b ; h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b , h) = 45 \geq 25$	Condition vérifiée
		$\text{Min}(b , h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.30 < 45$	
		$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4$	
	Entre sol 2	$\text{Min}(b ; h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b , h) = 45 \geq 25$	Condition vérifiée
		$\text{Min}(b , h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{425}{20} = 21.25 < 45$	
		$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4$	

Tableau II.10 : Vérifications relatives au coffrage

**Conclusion :**

Les éléments structuraux sont maintenant pré-dimensionnés, les sections adoptées peuvent être modifiées après l'étude dynamique.

Les différentes règles, lois de documents techniques nous ont permis de pré dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- Hauteur du plancher en corps creux :  **$h_t = 20$  cm.**
- Epaisseur de la dalle pleine :  **$e = 15$  cm.**
- Epaisseur des voiles:

RDC et les différent étages :  **$a = 25$  cm.**

- **Sections des poutres:**
  - Poutres principales : **(30×40) cm<sup>2</sup>.**
  - Poutres secondaire: **(25x30) cm<sup>2</sup>.**
  
- **Sections des poteaux :**
  - Poteaux entre sol 1 et 2 : **(45x45) cm<sup>2</sup>.**
  - Poteaux RDC et le 1<sup>er</sup> étage: **(40x40) cm<sup>2</sup>.**
  - Poteaux du 2<sup>eme</sup> au 5<sup>eme</sup> etage : **(35x35) cm<sup>2</sup>.**



**Chapitre III :**  
**Calcul des éléments**

### III-1 Introduction :

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement dans le chapitre précédent, nous passerons au calcul des éléments non structuraux à savoir l'acrotère, les planchers, les balcons, les escaliers et la poutre palière.

### III-1 Calcul de l'acrotère :

#### III-1-1 Définition :

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment ; conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales ; Il est soumis à son poids propre  $G$  qui donne un effort normal  $N$  et une surcharge  $Q$  due à des poussées d'exploitation humaine ; celle-ci donne des efforts horizontaux créant un moment  $M$  au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

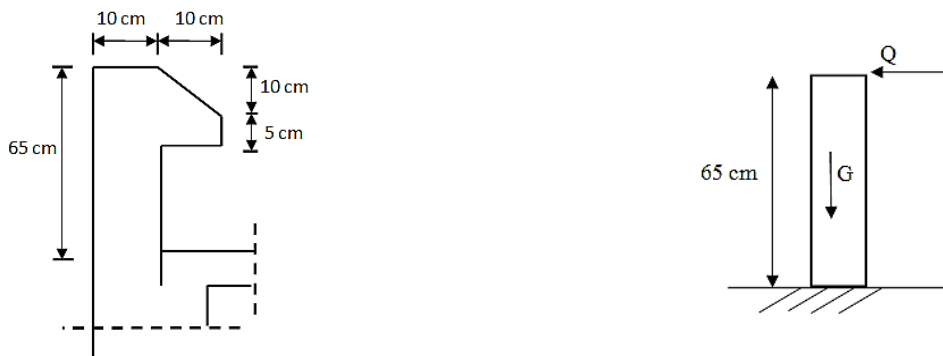


Figure III-1.1 : Coupe de l'acrotère.

#### III-1-2 Evaluation des sollicitations :

La section de l'acrotère est :

$$S = (0,65 \times 0,1) + (0,1 \times 0,05) - (0,1 \times 0,1) / 2 = \mathbf{0,065 \text{ m}^2}.$$

$$S = \mathbf{0,065 \text{ m}^2}.$$

La charge permanente due au poids propre de l'acrotère est déjà calculée dans le chapitre précédent :

$$G = 1,875 \text{ KN/ml}$$

La charge d'exploitation horizontale  $Q$  de la main courante est :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

L'effort tranchant :

$$T = Q_{ac} \times 1m \text{ avec } (Q_{ac} = 1KN)$$

$$T = 1 \times 1m = 1 KN$$

$$T = 1KN$$

Les sollicitations :

G : Crée un effort normal :  $N_G = G = 1,875KN/ml$ .

Crée un moment  $M_G = 0$ .

Q : Crée un effort normal :  $N_Q = 0$

Crée un moment  $M_Q = Q \times H = 1 \times 0,65 = 0,65 KN$

III -1-3 Combinaisons des sollicitations :

➤ A l'ELU :  $q_u = 1,35G + 1,5 Q$

- L'effort normal:  $N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,875 = 2,531 KN$
- L'effort tranchant :  $T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 KN$
- Moment de flexion :  $M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 KNm$

➤ A l'ELS :  $q_u = G + Q$

- L'effort normal :  $N_s = G = 1,875KN$
- L'effort tranchant :  $T_s = Q = 1 KN$
- Moment de flexion :  $M_s = M_Q = 0,65KN.m$

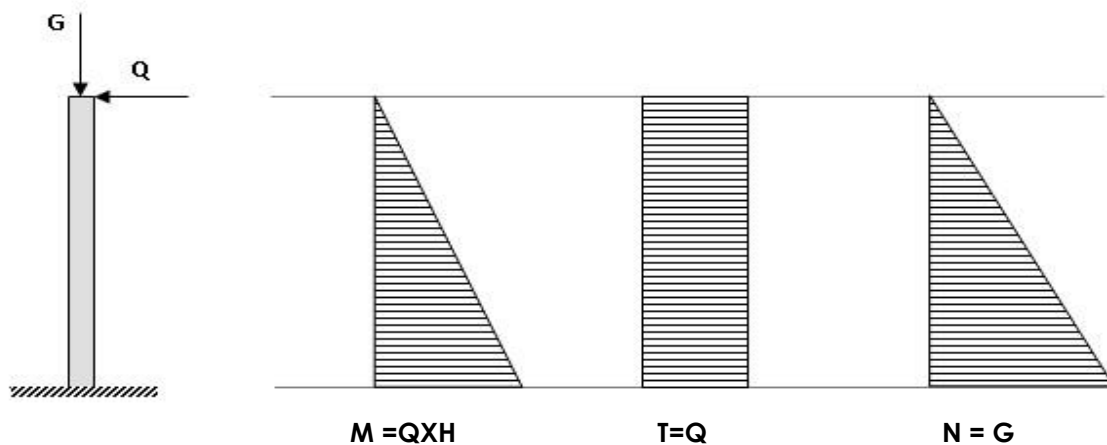


Figure III-1.2 : Diagramme des efforts interne

III-1-4 Ferrailage de l'acrotère :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire d'une largeur d'un mètre, soumise à la flexion composée à l'ELU et à l'ELS, la fissuration est préjudiciable.

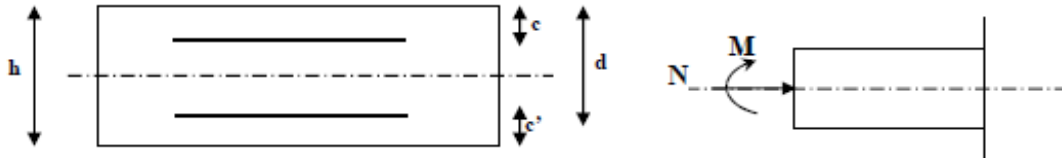


Figure III-1.3 : Section rectangulaire soumise à la flexion

Avec :

$h = 10\text{cm}$  (hauteur de la section,)

$c = c' = 3\text{ cm}$  : l'enrobage. (Fissuration préjudiciable)

$d = h - c$  : la hauteur utile.

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

Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,97}{2,531} = 0,383\text{ m} = 38\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression ( $N_u > 0$ ), donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  puis on se ramène à la flexion composée.

Calcul en flexion simple

- **Moment fictif**

$$M_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = 2,531 \times (0,383 + 0,05 - 0,03) = 1,012\text{kn.m}$$

- **Moment réduit:**

$$\mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,012 \times 10^6}{14,2 \cdot 1000 \cdot 70^2} = 0,0145 < \mu_l = 0,392 \rightarrow S.S.A$$

- **Armatures fictives:**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{1,012 \times 10^6}{348,70 \cdot 0,993} = 0.418\text{cm}^2$$

Calcul en flexion composée :

- La section réelle des armatures :

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,418 - \frac{2.531 \times 10^3}{348 \times 10^2} = \mathbf{0,345 \text{ cm}^2}$$

III-1-5 Vérifications à l'ELU :

1- Condition de non fragilité BAEL91/(Art A.4.2.1 ).

On va vérifier que :

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

Avec:

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,65}{1,87} = 0,347 \approx 0,35 \text{ m} = \mathbf{35 \text{ cm}}.$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \left( \frac{35 - (0,455 \times 7)}{35 - (0,185 \times 7)} \right) = \mathbf{0,797 \approx 0,80 \text{ cm}^2}.$$

$$A_{\min} = 0,80 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculé}} = \mathbf{0,34 \text{ cm}^2}$$

Conclusion :

La condition de non fragilité n'est pas vérifiée, on adoptera la section minimale.

$$A = A_{\min} = \mathbf{0,80 \text{ cm}^2/\text{ml}}.$$

On adoptera une section d'acier de **4HA8 /ml** = 2.01 cm<sup>2</sup>, avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = \mathbf{0,5025 \text{ cm}^2}.$$

On prend : **4HA8/ml** = 2.01 cm<sup>2</sup> espacées de **20 cm**

2- Vérification au cisaillement : (BAEL 91/art 5-1-1)

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \quad , \quad T_u = 1,5 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :**

La résistance au cisaillement est vérifiée, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**3- Vérification de l'adhérence des barres : BAEL91/ (Art A.4.2.1).**

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

Avec :

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPA} \quad , \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = \mathbf{2,1 \text{ MPA.}}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :  $\Psi_s$  : Coefficient de scellement

$$\Psi_s = \begin{cases} 1.5 & \text{pour la Haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les ronds lisses} \end{cases}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma U_i}$$

Avec :  $\Sigma U_i$  : sommes des paramètres utiles des barres

$$\Sigma U_i = 4 \times 3.14 \times 0,008 = 0,10048 \text{ m} = 0,10048 \approx 0,1005 \text{ m} = \mathbf{100,5 \text{ mm.}}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,2369 \approx \mathbf{0,237 \text{ MPA}}$$

Alors on a :  $\tau_{se} = 0,237 < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{3,15 \text{ MPA}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**4-Longueur de scellement droit est : (BAEL91/Art A.6.2.21)**

On a :  $L_s = 40 \Phi$  pour FeE400

$L_s = 50 \Phi$  pour FeE500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400  $\rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$

**5- Espacement des barres : (Art A.4.5,33/ BAEL 91modifié 99)**

- Armatures principales :  $St \leq \min \{2h, 25 \text{ cm}\} = 20 \text{ cm}$ . Soit  $St = 20 \text{ cm}$
- Armatures de répartition :  $St \leq \min \{2h, 25\text{cm}\} = 20 \text{ cm}$ . Soit  $St = 20 \text{ cm}$ .

**III-1-6 : Vérification a l'ELS :****a- Vérification des contraintes :**

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée préjudiciable.

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

**a-1 Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :**

On doit vérifier que :  $\sigma_s \leq \sigma_s^c = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$

On a :

- des aciers  $HA \geq 8 \text{ mm}$
- FeE400
- $\eta = 1.6$  fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400, \max(0,5 \times 400 ; 110(1,6 \times 2,1)^{1/2})\right).$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266.67, 201.63) \quad , \quad \bar{\sigma}_s = \mathbf{201.63 \text{ MPA.}}$$

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

valeur de  $\beta_1$  : 
$$\rho = \frac{100 A_s}{b d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287.$$

$$\rho = 0,287 \text{ d'après le tableau} \longrightarrow \beta_1 = 0,915 \longrightarrow k_1 = 43,82$$

$$\sigma_s = \frac{0,65 \times 10^3}{0,915 \times 7 \times 2,01} = 50,49 \text{ [MPa].}$$

$$\sigma_s = 50,49 \text{ [MPa]} < \sigma_s^c = 201,64 \text{ [MPa]} \longrightarrow \text{Condition Vérifiée .}$$

**a-2 Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

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

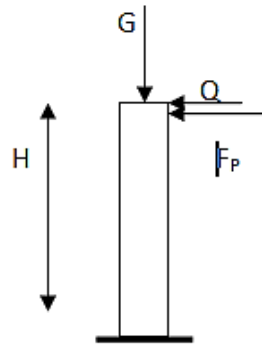
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 x f_{c28} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPA.}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{50,49}{43,82} = 1,152 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPA}} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III-1-7- Vérifications au séisme :**

D'après le **RPA99V2003 (Article 6.2.3)** les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$



$A = 0,15$  Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa)

- $C_p = 0,8$  Facteur de force horizontale (**tableau 6.1, RPA99/V2003**).
- $W_p = G_{ac} = 1.875$  KN/ml (Poids propre de l'acrotère).

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1.875 = 0,9 \text{ KN/ml}$$

$$F_p \leq 1,5Q ; 0,9 \leq 1,5 \text{ (condition vérifiée)}$$

**III-1-8 Conclusion :**

Suit aux différents calculs et vérifications, nous allons adopter le ferrailage de l'acrotère comme suite :

- **Armatures principales** : 4HA8 avec espacement de 20cm.
- **Armatures de répartitions** : 4HA8 avec espacement de 20 cm.

### III-2- Calcul des planchers :

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées sur les chantiers et disposés dans le sens de la petite portée sur lesquelles reposera le corps creux.

Dans notre cas, nous avons deux planchers différents et le calcul se fera pour le plancher le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tous les planchers

Le plancher en corps creux est constitué de :

- Nervures : appelées poutrelles, elles sont préfabriquées de section en T ; elles sont disposées suivant la petite portée, distantes de 65 cm entre axes et assurent la fonction de portance.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant, d'épaisseur de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur coulée sur les corps creux qui reprend les efforts de compression.

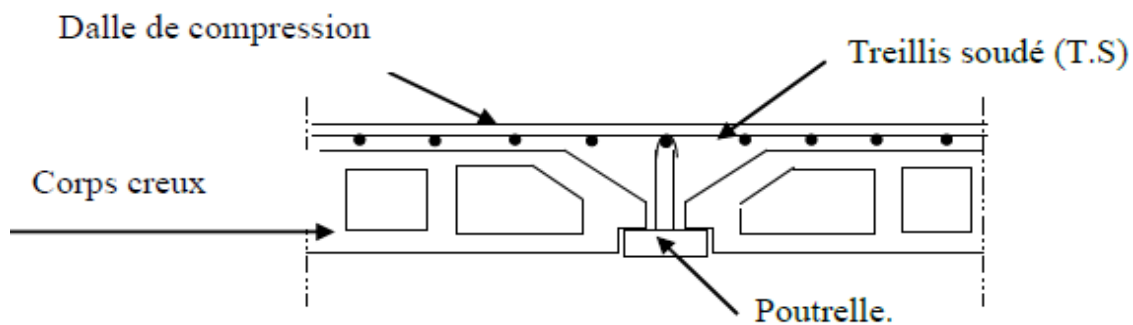


Figure 3.2.1 : Schéma descriptif d'un plancher courant.

→Le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

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

La dalle de compression de 4cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont le but est de :

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

Les dimensions des mailles sont au plus égale à celles indiquées par le règlement (BAEL 91/B.6.8,423) qui sont :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ;

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

Les sections d'armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

**a-1- Armatures perpendiculaire aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4l'}{f_e}$$

Avec :

$l'$  = la distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 cm.

$f_e$  = Limite d'élasticité des aciers en MPA

On a  $f_e = 520 \text{MPA}$  Avec TLE520 5 ( $\emptyset \leq 6 \text{cm}$ ).

On prend :  $l' = 65 \text{cm}$

$$\text{AN : } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera :  $A_{\perp} = 5\text{T}5 = 0,98 \text{cm}^2$  avec un espacement de  $e = 20 \text{cm}$ .

**a-2- Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{cm}^2/\text{m}$$

Soit :  $A_{//} = 5\text{T}5 = 0,98 \text{cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $e = 20 \text{cm}$ .

**Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adoptera un treillis soudé (TLE 520) de dimension  $(5 \times 200 \times 200) \text{mm}^2$ .

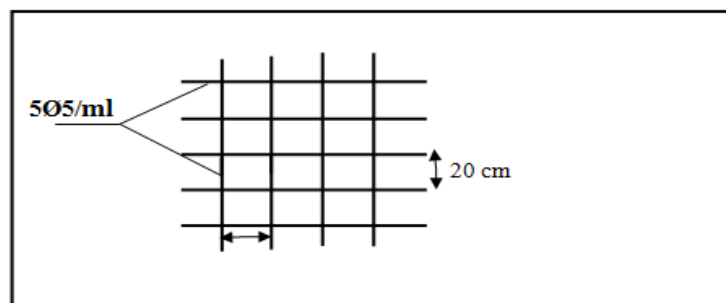


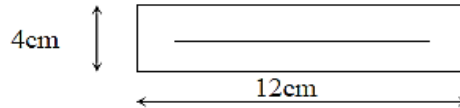
Figure III-2-2 : Ferrailage de la dalle de compression.

**3-2-3- Etude des poutrelles :**

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie ; dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles successives. Leur calcul est généralement fait en deux étapes : Avant le coulage de la dalle de compression et après le coulage de la dalle de compression.

**1<sup>ère</sup> Etape : Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier.



b=12cm largeur de la poutrelle.

h=4cm : hauteur de la poutrelle.

c=2cm : enrobage.

d=2cm : hauteur utile.

**1<sup>ère</sup> Etape : Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux et le poids de l'ouvrier.

**b-1-Chargement :**

- Poids propre de la poutrelle :

$$G_1=0.12 \times 0.04 \times 25=0.12 \text{ KN/ml.}$$

- Poids du corps creux :

$$G_2= 0.95 \times 0.65=0.62 \text{ KN/ml.}$$

D'où le poids total est :

$$G_{\text{total}}=G_1+G_2=0.62+0.12=0.74 \text{ KN/ml.}$$

- Surcharge de l'ouvrier :

$$Q=1\text{kn/ml}$$

**b-2-Ferraillage à L'ELU :**

Le calcul se fera pour la travée la plus longue (le cas le plus défavorable) en considérant la fissuration comme étant non préjudiciable.

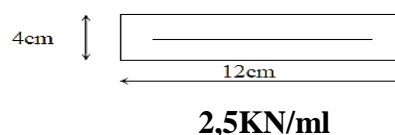
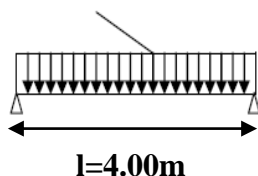


Schéma statique de la poutrelle

**-Combinaison des charges :**

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

**b-3- Moments max en travées :**

$$M_0 = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{2,50 \times 4^2}{8} = 5 \text{ KN.m}$$

**b-4- Effort tranchant maximal aux appuis :**

$$T = \frac{qu \times l}{2} = \frac{2,5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN.m}$$

**b-5-Calcul des armatures :**

$b = 12 \text{ cm}$  ;  $d = h_0 - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$  ;  $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$ .

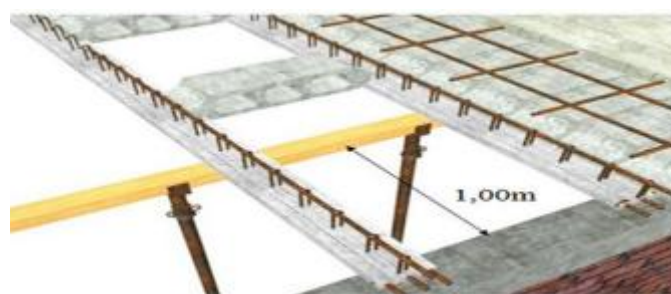
$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Avec :} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_c 28}{\gamma b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{5 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 7,34 > 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.D.A}$$

**Conclusion :**

On remarque que la hauteur de la poutrelle  $h=4\text{cm}$  est faible ; de là, il est impossible de disposer deux (2) nappes d'armatures, par conséquent il faudra prévoir des étais intermédiaires pour soulager et aider la poutrelle à supporter les charges et les surcharges avant coulage de la dalle de compression.

Les étais sont disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées.



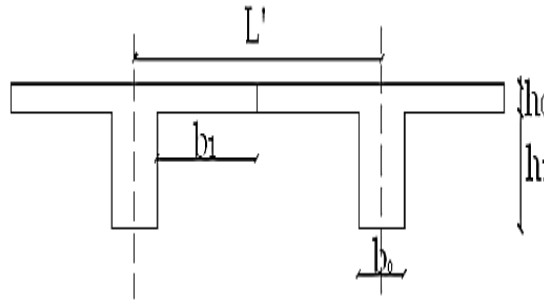
**Figure III.2.3 :** Disposition des étais.

**2<sup>ème</sup> Etape : Après coulage de la dalle de compression**

Dans ce cas, le calcul est conduit en considérant la poutrelle comme une poutre continue, de section en T avec une inertie constante reposant sur plusieurs appuis ; les appuis de rives sont considérés comme semi encastrés et les appuis intermédiaires comme étant simples, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression

en plus des charges permanentes et des charges d'exploitations qui seront considérées comme étant uniformément réparties sur la longueur des poutrelles.

• **Dimensionnement :**



**Figure III.2.4 : Dimensions de la section en T.**

La largeur de la table de compression à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci-après :

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

Avec:

$b_0$  : Largeur de la nervure  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

$L'$  : Distance entre axes des poutrelles  $L'=65 \text{ cm}$

$L$  : Longueur de la plus grande travée  $L = 4\text{m}$ .

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

$h_1$  : épaisseur du corps creux  $h_1=16 \text{ cm}$

$$\text{AN : } b_1 \leq \min \left( \frac{320}{10}; \frac{65-12}{2} \right) = \min(32 \text{ cm}; 26,5 \text{ cm}) = 26,5 \text{ cm}$$

On prend :  $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

**C-1-Calcul des chargements :**

- Poids propre du plancher (étage terrasse):  $G = 6,25 \times 0,65 = 4,062 \text{ KN/ml}$ .
- Poids propre du plancher étage courant :  $G = 5,24 \times 0,65 = 3,406 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation plancher terrasse) :  $Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$ .
- Charge d'exploitation (plancher à usage d'habitation):  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

## c-2- Combinaison de charges :

## ◆ Plancher à usage d'habitation:

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.406 + 1.5 \times 0.975 = \mathbf{6.06 \text{ KN/ml.}}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 3.406 + 0,975 = \mathbf{4.381 \text{ KN/m}}$$

## ◆ Plancher terrasse :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 4.062 + 1.5 \times 0.65 = \mathbf{6.458 \text{ KN/ml.}}$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 4.062 + 0.65 = \mathbf{4.712 \text{ KN/ml.}}$$

## Remarque :

Nous considérons pour nos calculs, le plancher qui présente le cas le plus défavorable. Dans notre cas on fait le calcul pour le plancher terrasse.

## d. Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, Selon le type de plancher, à l'aide des méthodes suivantes :

- a) Méthode forfaitaire.
- b) Méthode de Caquot.
- c) Méthode des trois moments

-On a une poutre sur quatre (04) appuis :

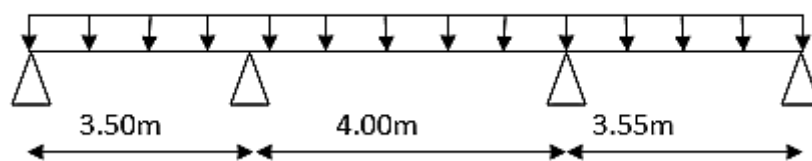


Figure III.2.5 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur 04 appuis

## ◆ Méthode forfaitaire :

Il s'agit d'une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges modérées ; tels que les plancher des constructions courantes comme les bâtiments à usage d'habitation, bureaux, d'enseignement...

L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct, suivant le **BAEL91**, on peut appliquer cette méthode si les conditions suivantes sont vérifiées

a) **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:** (Art B.6.2.210 BAEL 91 modifiée99) :

**1<sup>ère</sup> condition:**

La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou a 5 KN

$$Q \leq \max\left(2G; 5 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}\right)$$

$$G=4.062 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} < \max(2G = 8.124\text{KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**2<sup>ème</sup> condition:**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées  $\rightarrow$  C.v

**3<sup>ème</sup> condition:**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**4<sup>ème</sup> condition:**

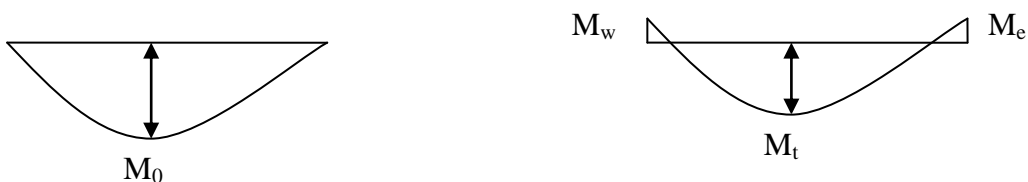
Le rapport des portées successives doit être compris entre :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L1}{L2} = \frac{350}{400} = 0.875 \\ \frac{L2}{L3} = \frac{400}{355} = 1.126 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$\Rightarrow$  **La méthode forfaitaire est applicable.**

**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 même charges que la travée considérée.



**Figure III.2.6 :** 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 charge d'exploitation modérée.

On a :

Pour :  $Q=0$  :  $\alpha=0$

Et pour :  $Q=2G$  :  $\alpha=2/3$

- $M_0$  : 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 :

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

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

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

**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 encastrés

Dans notre cas nous avons une poutre sur 04 appuis, comme présentée dans le diagramme suivant :

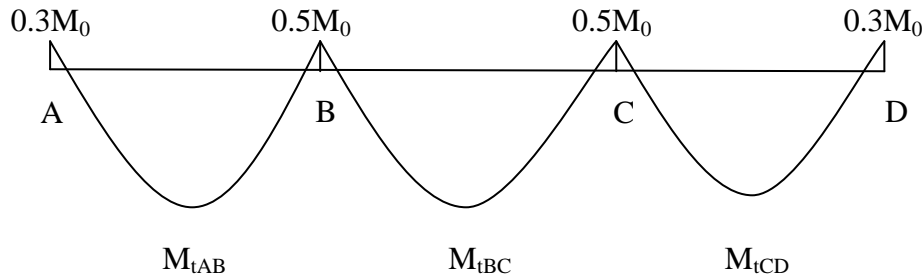


Figure III.2.7 : Diagramme des moments

III.2.3 .Application :

- **Combinaison de charge :**

**ELU :  $q_u=6.458$  KN/ml**

**ELS :  $q_s= 4.712$  KN/ml**

- **Calcul du rapport de charge ( $\alpha$ ) et des fonctions  $f(\alpha)$  :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{2.5}{2.5+4.062} = 0.380$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1+0.3 \alpha = 1+0.3(0.380) = 1.114 > 1.05 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = \frac{1+0.3(0.380)}{2} = 0.557 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \frac{1.2+0.3(0.380)}{2} = 0.675 \end{array} \right.$$

**Moment isostatique :**

Pour les travées (AB), (BC), (CD), (DE) )et (EF) :

$$M_{0 AB} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{6.458 x 3.5^2}{8} = \mathbf{9.88KN.}$$

$$M_{0 BC} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{6.458 x 4^2}{8} = \mathbf{12.91KN. m}$$

$$M_{0 CD} = \frac{q_u x l^2}{8} = \frac{6.458 x 3.55^2}{8} = \mathbf{10.17KN. m}$$

## ➤ Moments sur appuis :

$$M_A = 0.3 \times 9.88 = \mathbf{2.964 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = M_C = 0.5 \times 12.91 = \mathbf{6.455 \text{ kN.m}}$$

$$M_D = 0.3 \times 10.17 = \mathbf{3.051 \text{ kN.m}}$$

## ➤ Moments en travées :

## Travée AB :

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

$$M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \longrightarrow \text{(dans une travée de rive)}$$

$$\bullet \quad M_{tAB} \geq \frac{-2.964 + 6.455}{2} + \max\{(1.05 \times 9.88); (1.114 \times 9.88)\}$$

$$M_{tAB} \geq -4.709 + 11$$

$$\mathbf{M_{tAB} \geq 6.6.297 \text{ KN.m}}$$

$$\bullet \quad M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.380}{2} \times 9.88 = 0.657 \times 9.88$$

$$\mathbf{M_{tAB} \geq 6.491 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{M_{tAB} = 6.491 \text{ KN.m}}$$

## Travée BC :

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

$$M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} \longrightarrow \text{(dans une travée intermédiaire)}$$

$$\bullet \quad M_{tBC} \geq \frac{-6.455 + 6.455}{2} + \max\{(1.05 \times 12.91); (1.114 \times 12.91)\}$$

$$M_{tBC} \geq -6.455 + 14.381$$

$$\mathbf{M_{tBC} \geq 7.926 \text{ KN.m}}$$

$$\bullet \quad M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.380}{2} \times 12.91$$

$$\mathbf{M_{tBC} \geq 7,190 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Soit : } \mathbf{M_{tBC} = 7,926 \text{ KN.m}}$$

## Travée CD :

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

$$M_{tCD} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \longrightarrow \text{(dans une travée de rive)}$$

- $M_{tCD} \geq \frac{-6.455+3.051}{2} + \max\{(1.05 \times 10.17); (1.114 \times 10.17)\}$

$$M_{tCD} \geq -4.753+11.329$$

$$M_{tCD} \geq 6.576 \text{ KN.m}$$

- $M_{tCD} \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.380}{2} \times 10.17$

$$M_{tCD} \geq 6.681 \text{ KN.m}$$

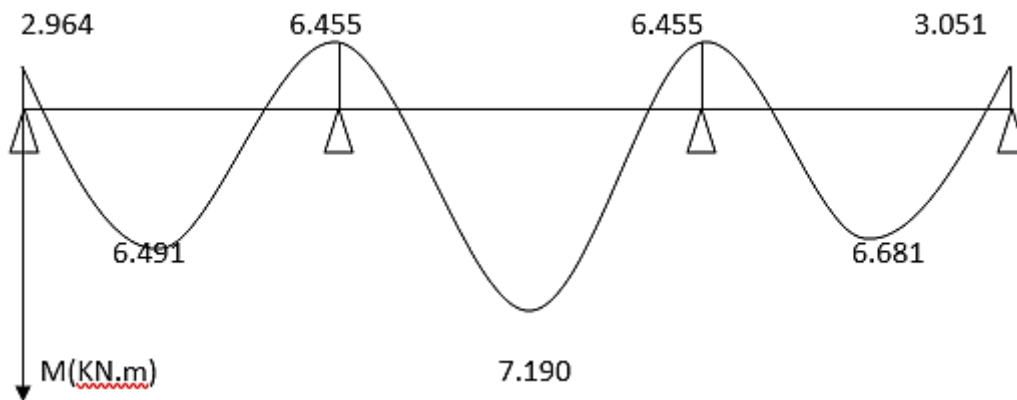


Figure III.2.8 : Diagramme des moments fléchissant

▼-Calcul des efforts tranchants :

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

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

Avec :  $\theta(x=0) = \frac{qu \times l}{2}$  et  $\theta(x=L) = -\frac{qu \times l}{2}$

**T(x)** : effort tranchant sur appui.

**θ(x)** : effort tranchant de la travée isostatique.

**M<sub>i</sub> et M<sub>i+1</sub>** : moment sur appuis i, i+1 respectivement en valeur algébrique.

**T<sub>w</sub>** : effort tranchant sur appui gauche de la travée.

**T<sub>e</sub>** : effort tranchant sur appui droit de la travée.

**L** : longueur de la travée.

**l** : longueur de la travée considérée

$$\begin{cases} T_w = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \\ T_e = -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l} \end{cases}$$

**Application :**

**Travée AB :**

$$T_w = \frac{6.458 \times 3.50}{2} + \frac{(-6.458) - (-2.964)}{3.50} = 10.30 \text{ KN.}$$

$$T_e = -\frac{6.458 \times 3.50}{2} + \frac{(-6.458) - (-2.964)}{3.50} = -12.30 \text{ KN.}$$

**Travée BC :**

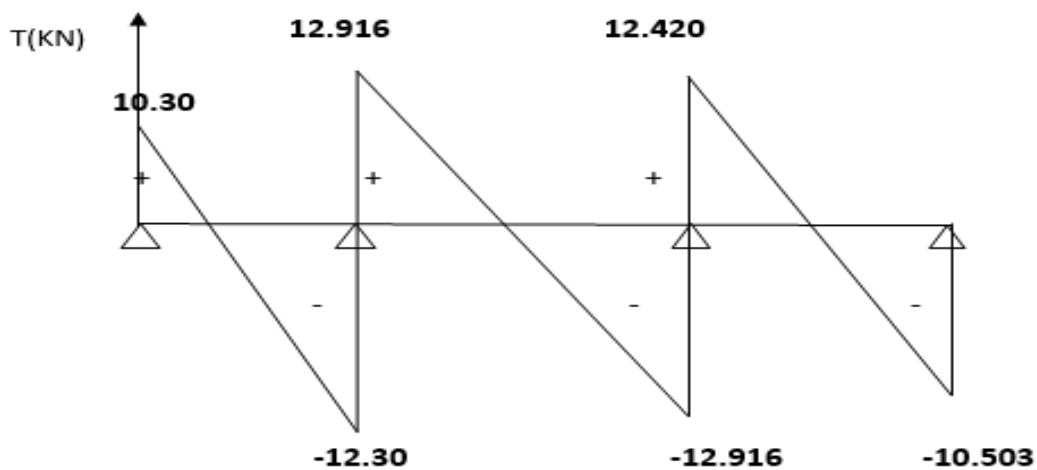
$$T_w = \frac{6.458 \times 4}{2} + \frac{(-6.458) - (-6.458)}{4} = 12.916 \text{ KN.}$$

$$T_e = -\frac{6.458 \times 4}{2} + \frac{(-6.458) - (-6.458)}{4} = -12.916 \text{ KN.}$$

**Travée CD :**

$$T_w = \frac{6.458 \times 3.55}{2} + \frac{(-3.051) - (-6.458)}{3.55} = 12.420 \text{ KN.}$$

$$T_e = -\frac{6.458 \times 3.55}{2} + \frac{(-3.051) - (-6.458)}{3.55} = -10.503 \text{ KN.}$$



**Figure III.2.9 :** Diagramme des efforts tranchants

III-2-4-Ferraillage des poutrelles a l'ELU :

Le ferraillage se fera en considérant le moment maximal :

En Travée :  $M_{max}^t=7.190 \text{ KN.m}$

Sur appui :  $M_{max}^a=6.455 \text{ KN.m}$

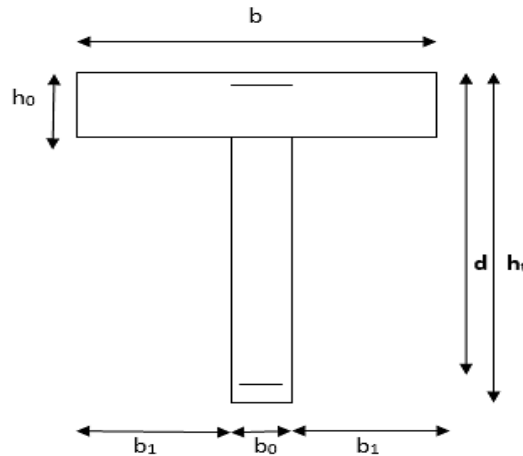


Figure III.2.10 : Section de calcul de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

$b = 65\text{cm}$  (largeur de la table de compression)

$ht = 20\text{cm}$  (hauteur totale de plancher)

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

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

$c = 2\text{cm}$  (enrobage des armatures inférieures)

$d = 18\text{cm}$  (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée).

Moment résistant :

$M_0$  : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule

suivante :  $M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_t^{\max} = 7.190 \text{ KN.m} \\ M_0 = 59.07 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ On remarque que } M_0 > M_t^{\max}$$

⇒ L'axe neutre se situ dans la table de compression, le béton tendu est négligé

La section en T à calculer sera donc considérée comme une section rectangulaire de dimension (bxh) = (65 x20) cm.

◆ **Calcul des armatures longitudinales :**

→ **En travée:**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.190 \times 10^2}{65 \times (18)^2 \times 14.2 \times 0.1} = 0.024 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (\text{Asc} = 0).$$

$$\mu = 0.024 \rightarrow \beta = 0.988$$

**Les armatures nécessaires (traction) :**

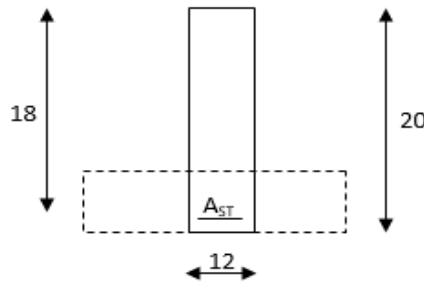
$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{7.190 \times 10^2}{0.988 \times 18 \times 348 \times 0.1} = 1.161 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$

→ **Aux appuis:**

Puisque le béton tendu est négligeable, on fera nos calculs pour une section rectangulaire de dimension (bxh) = (12 x20) cm.

$b_0 = 12 \text{ cm}$ .  $c = 2 \text{ cm}$ .  $h = 20 \text{ cm}$ .  $d = 18 \text{ cm}$



**Le moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.455 \times 10^2}{12 \times (18)^2 \times 14.2 \times 0.1} = 0.116 \text{ cm}^2$$

$< 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \text{Asc} = 0 \text{ cm}^2$

$\mu = 0.116 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \text{Asc} = 0 \text{ cm}^2$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction.

$$\mu = 0.116 \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{6.455 \times 10^2}{0.994 \times 18 \times 348 \times 0.1} = 1.036 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 1.036 \text{ cm}^2$

On opte pour :  $A_{st} = 1.57 \text{ cm}^2 = 2\text{HA}10$

#### ◆ Calcul des armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\text{On a : } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{tmax}; \frac{b_0}{10}\right)$$

Avec:  $\phi_{tmax}$ : Diamètre maximal des armatures longitudinales

$$\phi_t = \min\left(\frac{200}{35}; 10; \frac{120}{10}\right) = \min(5,71; 10; 12) \Rightarrow \phi = 5,71 \text{ mm.}$$

✓ On opte pour une section d'armature 2HA8  $\Rightarrow A_{adop} = 1,00 \text{ cm}^2$ .

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier en  $\phi 8$ .

#### III.2.5. Vérification à l'ELU :

- a) **Condition de non fragilité du béton de la section minimale (BAEL 91/Art B.4.2.1) :**

##### 1. Calcul de la section minimale :

On doit vérifier que:  $A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$

- **En travée :**

$$A_{st}^{\min} = \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2.35 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{st}^{\min} = \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- b) **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.211 BAEL 91 modifiée 99) :**

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

Avec :  $T_{max} = 12.916 \text{ KN}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min \left( 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.} \\ \tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{12.916 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,6 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

✓  $\tau_u = 0,6 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée, pas de risque de cisaillement.

c) Vérification la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres(Art 6.1.3 BAEL 91 modifiée 99) :

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$

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

Avec:  $\Psi_s$  : Coefficient de scellement

$$\Psi_s \begin{cases} 1,5 & \text{pour les Haute adhérence} \\ 1 & \text{pour les ronds lisses} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \sum u_i}$$

Avec :  $\sum u_i$  : somme des périmètres utiles des armatures

- En travée :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 8 = 75,40 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.916 \times 10^3}{0,9 \times 75,40 \times 180} = 1,05 \text{ MPa.}$$

✓  $\tau_{se} = 1,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,80 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{12.916 \times 10^3}{0,9 \times 62,8 \times 180} = 1,26 \text{ MPa.}$$

✓  $\tau_{se} = 1,26 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée.

Donc il n'ya pas de risque d'entraînement des barres, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) **Espacement entre cadre (Art A.5.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

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

**soit:  $S_t = 16 \text{ cm}$**

d) **Ancrage des armatures (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

On a :  $l_s = \frac{\sigma_{fe}}{4 \tau_{su}}$

Avec:  $\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

AN:  $l_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,835} = \mathbf{35,27 \text{ cm}}$

-La longueur mesurée hors crochets est au moins égale  $0,4 l_s$  pour les aciers HA

$$l_{ad} = 0,4 l_s = 0,4 \times 35,27 = \mathbf{14,11 \text{ cm}}$$

On prend:  **$l_s = 15 \text{ cm}$**

e) **Influence de l'effort tranchant :**

▪ **Sur les aciers (Art A5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :**

On doit vérifier que :  $A_{st} \geq A_{min} = \left( T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$

$$A_{min} = \left( 12,916 - \frac{6,455}{0,9 \times 0,18} \right) \times \frac{1,15}{400} = -\mathbf{0,07 \text{ cm}^2}$$

✓  $A_{st} = 1,57 \text{ cm}^2 > A = -0,07 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée; Les armatures calculées sont suffisantes.

▪ **Sur le béton (BAEL91/99 Art A 5.1.313) :**

On doit vérifier que :  $\frac{2 T_{max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b}$

Avec :

$$T \leq \frac{0,8 \times 0,9 f_{c28} b_0 d}{2 \gamma_b} = 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = \frac{0,36 \times 25 \times 12 \times 18}{1,5} 10^{-1} = \mathbf{1296 \text{ KN}}$$

✓  $T_{max} = 12,916 \text{ KN} < T = 1296 \text{ KN} \rightarrow$  Condition vérifiée.

### III.2.6 .Vérification à l'ELS :

• **Combinaison des charges :**

$$q_s = G + Q = (4,062 + 0,65) = \mathbf{4,712 \text{ KN/ml}}$$

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient (qs/qu)

On a:

$$\left. \begin{array}{l} q_u = 6.458 \text{KN/ml} \\ q_s = 4.712 \text{KN/m} \end{array} \right\} \leftrightarrow \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.712}{6.458} = 0.72$$

$$M_{ts}^{\max} = M_{tu}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 12.916 \times 0,72 = 9.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{aps}^{\max} = M_{apu}^{\max} \times \frac{q_s}{q_u} = 6.455 \times 0,72 = 4.647 \text{ KN.m}$$

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

**a/-Etat limite de résistance de béton en compression :**

La contrainte de compression dans le béton :  $\overline{\sigma}_{bc} = \sigma_s .k$

➤ **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est  $A_s = 3\text{HA}10 = 2.35\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.08$$

$$\beta_1 = 0.860 \rightarrow \alpha_1 = 0.420$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.420}{15(1-0.420)} = 0.048$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\text{ser}}}{\beta_1 . d . A_s} = \frac{9.3 \times 10^6}{0.860 \times 180 \times 235} = 255.64 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,048 \times 255.64 = 12.27 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2\text{HA}10 = 1.57\text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726 \rightarrow \beta_1 = 0,867 \rightarrow \alpha_1 = \mathbf{0,370}$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.370}{15(1-0.370)} = \mathbf{0,039}$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} = \frac{4.647 \times 10^6}{0.867 \times 180 \times 157} = 189.66 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,039 \times 189.66 = 7.396 \text{MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

#### b/ Etat limite d'ouverture des fissures :

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

#### c/ Etat limite de déformation : BAEL91 modifié 99 (Art B.6.8,424)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Lorsqu'il est prévu des intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \end{array} \right.$$

L = 400cm (longueur entre nus d'appuis)

h = 20cm (hauteur totale de la poutrelle).  $7.190 \times 10^2$

AN:

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0,05 > \frac{1}{22,5} = \mathbf{0,044} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,01 \leq \frac{4,2}{f_e} = \mathbf{0,01} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} = \frac{7.190}{15 \times 15.53} = \mathbf{0.03} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

**Conclusion :**

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le plancher en corps creux le ferrailage suivant :

- **Armatures longitudinales**

**En travées : 3HA10**

**Aux appuis : 2HA10**

- **Armatures transversales : 2Etrier en HA8**
- **treillis soudé:  $TS\varnothing 5 - 150 * 150$**

**III-3- Les balcons :****III-3-1-Introductions :**

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive, ils sont soumis à :

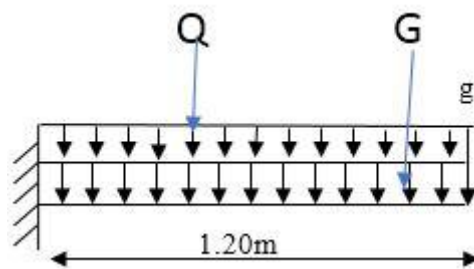
**G** : charge permanente uniformément répartie due au poids propre de la dalle pleine.

**Q** : charge d'exploitation vertical revenant au balcon.

**g** : charge verticale concentrée due à :

**1<sup>er</sup> cas** : l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse.

**2<sup>eme</sup> cas** : l'effet du poids du mur extérieur.



**Figure III-3-1** : Schéma statique du balcon.

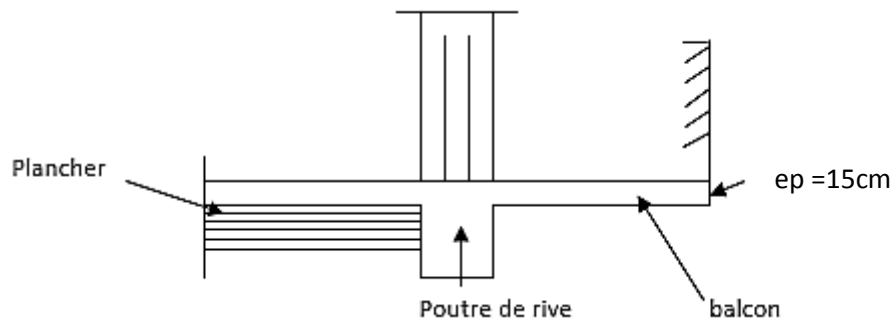
**III-3-2- Dimensionnement :**

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

L= largeur du balcon.

$$\frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$$

Soit  $e = 15 \text{ cm}$



**Figure III-3-2** : Coupe verticale pour la liaison poutre-balcon.

**III-3-3- Charge et surcharge du balcon :**

Nous allons considérer une bande de 1 m du balcon :

1. La charge permanente : G due à la dalle en béton armé,  $G= 5.51 \text{ KN/ml}$ .
2. Charge d'exploitation : Q donnée par le DTR BC.22,  $Q= 3.5 \text{ KN/ml}$ .
3. Charge concentrée g :

Due au poids propre du garde-corps:

N°	Désignations	Épaisseur (m)	Pds volumique (Kn/m <sup>3</sup> )	G(kn/m <sup>2</sup> )
1	Brique	0,1	9	0,90
2	Enduit de ciment	0,02	20	0,40
<b>g total</b>				<b>1,3</b>

**Tableau III-3-1 :** Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps.

Due au mur extérieur :  $g' = 2,4 \text{ Kn/m}^2$  (calculée en chapitre II)

$$g' = 2,4 \times (3,06 - 0,40) \times 1 = 6,384 \text{ kn.}$$

**Remarque :** Pour le calcul des balcons, on prend la charge  $g'$  étant le cas le plus défavorable.

**III-3-4- Les combinaisons des charges :**

**1-ELU :**  $1.35G + 1,5Q$

Pour la dalle :  $q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,51 + 1,5 \times 3,5 = 12,69 \text{ Kn/ml}$ .

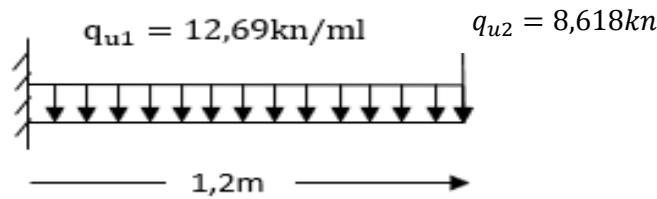
Pour le mur extérieur :  $q_{u2} = 1,35g' = 1,35 \times 6,384 = 8,618 \text{ Kn}$

**2-ELS :**  $G + Q$

Pour la dalle :  $q_{s1} = G + Q = 5,51 + 3,5 = 9,01 \text{ Kn/ml}$

Pour le mur extérieur :  $q_{s2} = 1g' = 6,384 \text{ kn}$ .

III-3-4-1- Calcul des moments et les efforts tranchant :



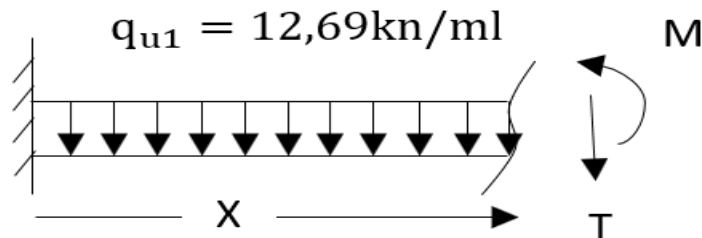
-1 à L'ELU :

$$\Sigma F(x)=0 \rightarrow R_x = 0$$

$$\Sigma F(y) = 0 \rightarrow \begin{cases} R_y - qu_2 - qu_1 xL = 0 \\ R_y = qu_1 xL + qu_2 \\ R_y = 12,69 \times 1,2 + 8,618 \rightarrow R_y = 23,85 \text{KN} \end{cases}$$

$$\Sigma M = 0 \rightarrow \begin{cases} M_y + qu_2 xL + qu_1 x \frac{L^2}{2} = 0 \\ M_y = -qu_1 x \frac{L^2}{2} - qu_2 xL \\ M_y = -12,69 \times \frac{1,2^2}{2} - 8,618 \times 1,2 \rightarrow M_y = -19,49 \text{Kn.m} \end{cases}$$

Pour  $0 \leq x \leq 1,2\text{m}$



$$\Sigma F_y = 0 \rightarrow \begin{cases} R_y - qu_1(x) - T = 0 \\ T = R_y - qu_1(x) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0, T = R_y = 23,85 \text{kn} \\ \text{pour } x = 1,2\text{m}, T = 8,622 \text{Kn} \end{cases}$$

$$\Sigma M/G = 0 \rightarrow \begin{cases} M_y + R_y(x) - qu_1 \frac{(x)^2}{2} - M = 0 \\ M = M_y + R_y(x) - qu_1 \frac{(x)^2}{2} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0, M = M_y = -19,49 \text{Kn.m} \\ \text{pour } x = 1,2\text{m}, M = 0 \text{Kn.m} \end{cases}$$

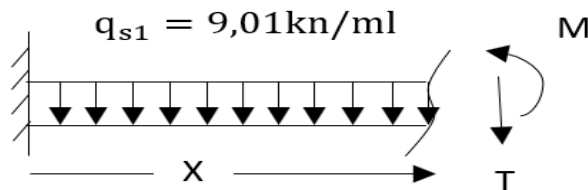
2 à L'ELS :

$$\Sigma F(x)=0 \rightarrow R_x=0$$

$$\Sigma F(y) = 0 \rightarrow \begin{cases} R_y - q_{s1} (L) - q_{s2} = 0 \\ R_y = q_{s1} (L) + q_{s2} \end{cases} \rightarrow R_y = 17,196 \text{Kn.}$$

$$\Sigma M(0) = 0 \rightarrow \begin{cases} M_y + q_{s1} \left(\frac{L^2}{2}\right) + q_{s2} (L) = 0 \\ M_y = -q_{s1} \left(\frac{L^2}{2}\right) - q_{s2} (L) \\ M_y = -9,01 \left(\frac{1,2^2}{2}\right) - 6,384 \times 1,2 \end{cases} \quad M_y = -14,15 \text{Kn. m.}$$

Pour  $0 \leq x \leq 1,2\text{m}$



$$\Sigma F_y = 0 \rightarrow \begin{cases} T + q_{s1}(x) - R_y = 0 \\ T = R_y - q_{s1} (x) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0, & T = R_y = 17,196 \text{Kn} \\ \text{pour } x = 1,2\text{m}, & T = 6,384 \text{Kn} \end{cases}$$

$$\Sigma M = 0 \rightarrow \begin{cases} M_y + R_y(x) - q_{s1} \left(\frac{x^2}{2}\right) - M = 0 \\ M = M_y + R_y(x) - q_{s1} \left(\frac{x^2}{2}\right) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \text{pour } x = 0, & M = -14,15 \text{kn. m} \\ \text{pour } x = 1,2\text{m}, & M = 0 \text{ Kn. m} \end{cases}$$

Tableau représentant les moments et les efforts tranchants trouvés :

Sollicitation	ELU		ELS	
	X=0	X=1.2m	X=0	X=1.2m
T (Kn)	23,85	8,622	17,196	6,384
M(Kn.m)	-19,49	0	-14,15	0

Tableau III-3-2 : Les efforts interne à l'ELU et l'ELS.

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

A l'ELU : 1 effort tranchant

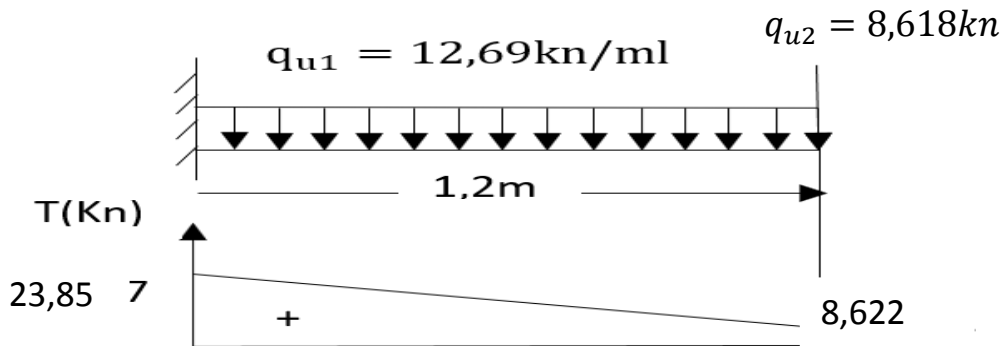


Figure III-3-3 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

2- moment fléchissant :

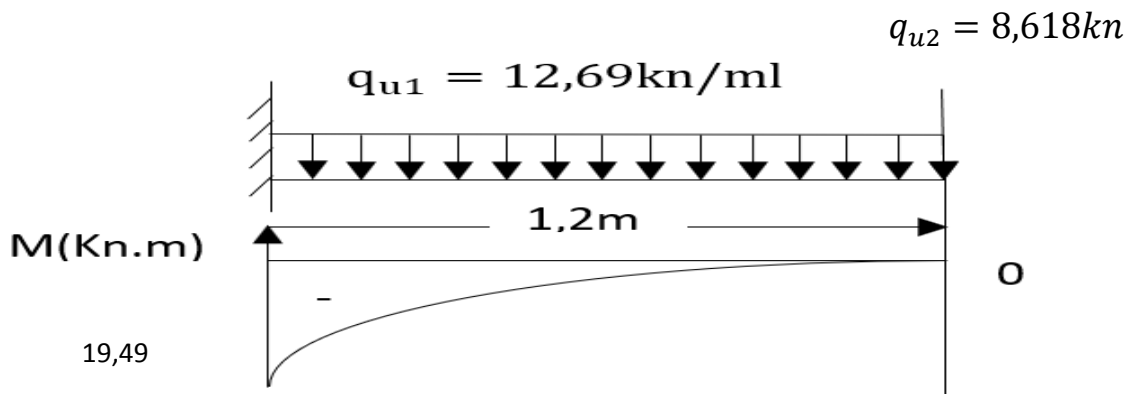


Figure III-3-4 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

A l'ELS :

1- Effort tranchant :

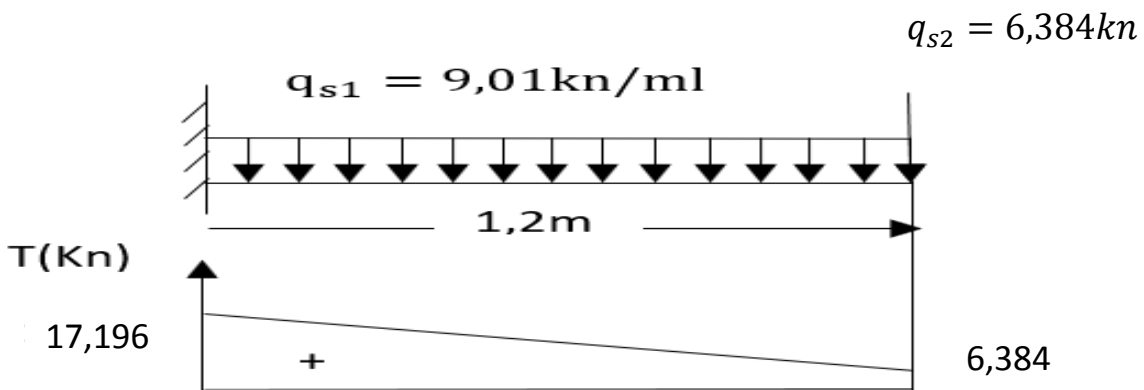


Figure III-3-5 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

2- moment fléchissant :

$$q_{s2} = 6,384 \text{ kn}$$

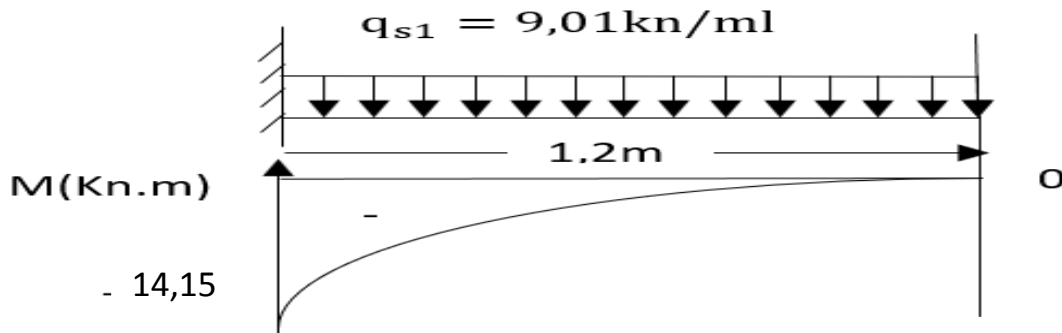


Figure III-3-6 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

III-3-5- Calcul du ferrailage :

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

Soit l'enrobage des aciers égale à 2cm.

$$d = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$$

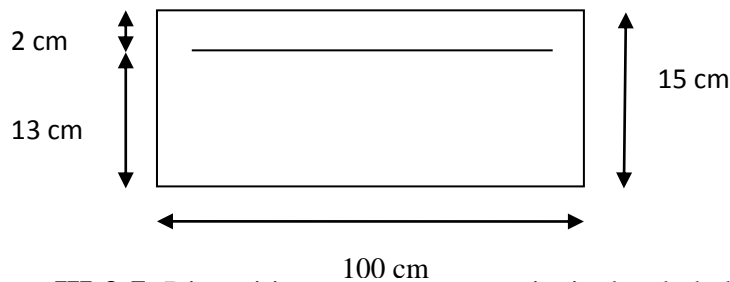


Figure III-3-7: Disposition des armatures principales du balcon

III-3-5-1- Les armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19,49 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,081 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0,081 \rightarrow \beta = 0,957$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{19,49 \times 10^3}{0,957 \times 13 \times 348} = 4,5 \text{ cm}^2.$$

Soit 5HA12/ml = 5,65 cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement S<sub>t</sub> = 20[cm].

III-3-5-2 les armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 2,825 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup> avec un espacement S<sub>t</sub> = 25 [cm].

**III-3-6- Vérification à l'ELU :****III-3-6-1- Condition de non-fragilité du béton : (BAEL 99/Art. 4.2.1) :**

$$A_S \geq A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d}{f_e} \times f_{t28} \quad .$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 13}{400} \cdot 2,1 = 1,569 \text{ cm}^2.$$

$A_{\min} < A_S$  (adoptée)  $\longrightarrow$  Condition vérifiée.

**III-3-6-2 espacement des barres : (BAEL 99 ; A.4.5.33) :**

$St = 20 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ . Condition vérifiée.

**III-3-6-3- Vérification au cisaillement : (BAEL91-modifié99/Art A.5.1.211).**

On considère la fissuration comme étant non préjudiciable :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right).$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,20 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) = \left( \frac{0,20 \cdot 25}{1,5} ; 5 \text{ MPA} \right) = \min(3,33 \text{ MPA} ; 5 \text{ MPA}) = 3,33 \text{ MPA}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{bd} \text{ avec } V = q_{u1} \cdot xL + q_{u2} = 12,69 \times 1,2 + 8,618 = 23,85 \text{ Kn}.$$

$$\tau_u = \frac{23,85 \times 10^3}{1000 \cdot 130} = 0,183 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**III-3-6-4- Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL 99 ; Art A.6.1.3)**

$$\tau_{se} \geq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :

$\Psi_s = 1,5$  pour les aciers de haute adhérence.

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA}.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 d \Sigma U_i} \text{ avec :}$$

$\Sigma U_i$  : périmètre utile de la barre i.

$$\Sigma U_i = n\pi\phi = 5 \times 5,65 \times 10 = 282,5 \text{ Mpa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{23,85 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 130 \cdot 282,5} = 0,721 \text{ MPA}.$$

$$\tau_{se} = 0,721 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**III-3-6-5- Longueur de scellement droit : : (BAEL91-modifié99/Art A.6.1, 253)**

C'est la longueur d'acier nécessaire ancrée dans le béton afin d'assurer une parfaite transmission des efforts.

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \text{ (Art. A.6.1,23/BAEL91)}$$

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

$$L_S = \frac{\Phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42,328 \text{ cm}$$

Soit  $L_S = 45 \text{ cm}$

On constate que cette longueur dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées, alors le BAEL nous propose que l'ancrage d'une barre se termine avec un crochet.

La longueur de crochet est donnée par :

$$L_{cr} = 0,4 \times L_S \text{ art A.6.1.253 BAEL 99).}$$

$$L_{cr} = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm.}$$

**III-3-7- Vérification à L'ELS :****III-3-7-1- Combinaison de charges :**

**Pour la Dalle :**  $q_{s1} = 5.51 + 3.5 = 9,01 \text{ [KN/ml]}$ .

**Mure extérieur :**  $q_{s2} = 6,384 \text{ [KN]}$ .

**III-3-7-2- Calcul du moment :**

$$M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l$$

$$M_s = 9,01 + \frac{1,2^2}{2} + 6,384 \times 1,2 = 14,15 \text{ kn.m}$$

**$M_s = 14,15 \text{ kn.m [KN.m]}$ .**

**III.3.7.3. Vérification des contraintes de l'acier :**

Avec :  $M_S = 14,5 \text{ Kn,m}$

Il faut vérifier que  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_S}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{St}}$$

**Avec :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_{St}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 12} = 0,47$$

Tableau  $\beta_1 = 0,896 \longrightarrow k_1 = 33,08$

Ce qui donne :  $\sigma_s = \frac{14,5 \times 10^5}{0,896 \times 13 \times 565} = 220,33 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 220,33 < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \Rightarrow$  **La condition est vérifiée.**

**III.3.7.4. Vérification des contraintes de béton : (BAEL91-modifié99/Art. A.4.5.2)**

Il faut vérifier que :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = \mathbf{15 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s$$

$$k = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{33,08} = 0,030 \quad \frac{3,92}{100 \times 13} = 0,0030 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

$$\sigma_{bc} = 0,03 \times 220,33 = \mathbf{6,66 \text{ MPA}}$$

$\sigma_{bc} = 6,66 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow$  Condition vérifiée

**III-3-7-5- Vérification à l'état limite de déformation : (BAEL99/ArtB6.8,424)**

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{M_s}{10 \cdot M_u} \longrightarrow \frac{15}{120} = 0,125 \geq \frac{14,5}{10 \times 19,49} = 0,074 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 \leq \frac{4,2}{100} = 0,042 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc on peut se dispenser de la vérification de la flèche.

On déduit que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

**III-3-8 Conclusion :**

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- **Armatures principales :** 5HA12 avec :  $St = 20$  cm
- **Armature de répartitions :** 4HA10 avec :  $St = 25$  cm

### III-4-Escalier

#### III-4-1-Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de gradins (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

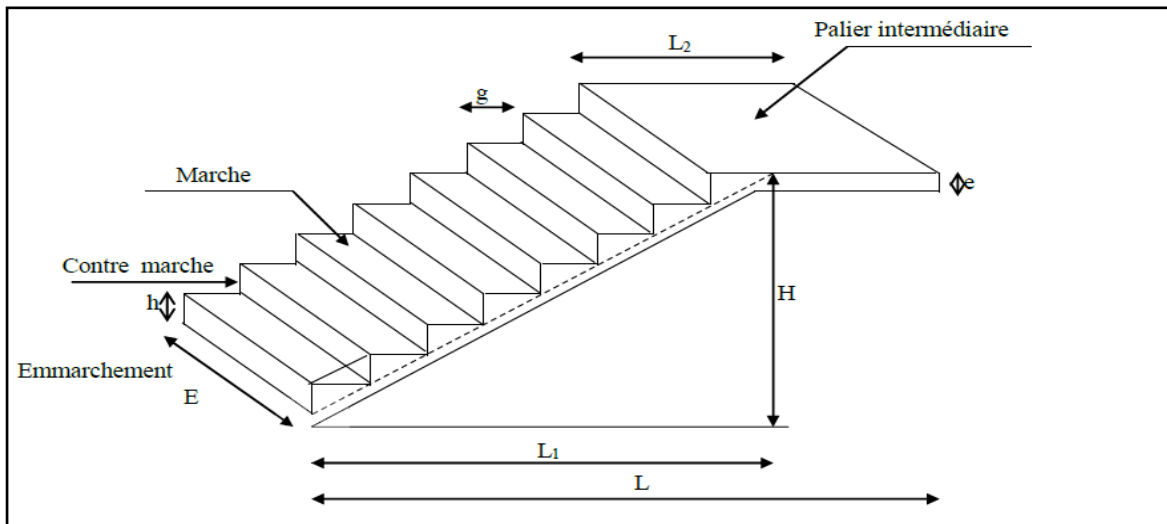


Figure III-4-1 : Terminologie d'un escalier.

Avec :

- **h** : Hauteur de la contre marche.
- **g** : Largeur de la marche.
- **H** : Hauteur de la volée.
- **L** : Longueur de la volée.
- **E** : Emmarchement.

**Cage d'escalier :**

Notre structure est dotée de deux cages d'escaliers droits en béton armé coulés sur place, escaliers à trois volées avec deux paliers intermédiaires.

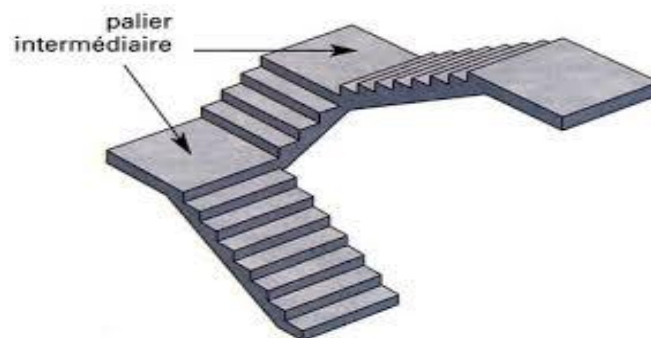


Figure III-4-2 : Schéma des escaliers à 3 volées droites

**III-4-2-Pré-dimensionnement de l'escalier :**

Le dimensionnement des marches, contre marches et le calcul du nombre de marches se font généralement en fonction de la loi de **BLANDEL** qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

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

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la relation suivante :

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

$L_0$  : est la longueur réelle de la paillasse et des paliers (entre appuis)

**Les dimensions des contres marches et des marches :**

On a les conditions suivantes :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 35 \text{ cm}$$

Etude de la 1<sup>ère</sup> et 3<sup>ème</sup> volée :

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

On a : **H=90cm**

Nombre de contre marches (n) :

$$h = 18 \text{ cm}, n = \frac{H}{h} = \frac{90}{18} = 5 \rightarrow \mathbf{n=5}$$

Donc le nombre de marches est de :

$$n - 1 = 5 - 1 = 4 \text{ marches.}$$

**2- Calcul du giron :**

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{120}{5-1} = 30 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{g=30cm}$$

-Vérification de la loi de **BRANDEL**

$$\left. \begin{array}{l} 59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \\ g + 2h = 30 + (2 \times 17) = 64 \text{ cm} \end{array} \right\} \mathbf{\text{La condition est vérifiée.}}$$

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la relation suivante :

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

Avec

$L_0$  : longueur réelle de la paille et du palier (entre appuis) :  $L=L_1+L_2$

$L_1$  : longueur de la paille projetée.

$L_2$  : longueur du palier

**3- Calcul de L (Longueur réel de la paille) :**

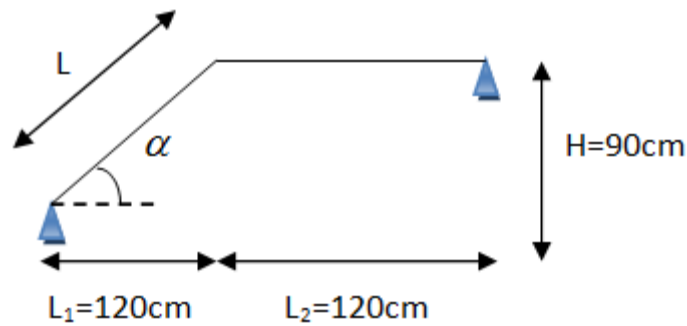


Figure III-4-3 : Schéma du la 1<sup>ère</sup> paille

$$\text{Tag}\alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{90}{120} = 0.75 \rightarrow \alpha = 36.86$$

$$L = \frac{L_1}{\cos\alpha} = \frac{120}{\cos 36.86} = 150 \text{ cm} \rightarrow L = 1.50 \text{ m}$$

**Finalement**

$$L_0 = L + L_2 = 150 + 120 = 270 \text{ cm} \rightarrow L = 2.7 \text{ m}$$

$$\frac{270}{30} \leq ep \leq \frac{270}{20} \longrightarrow 9 \leq ep \leq 13.5 \rightarrow \text{On opte pour une épaisseur } ep = 12 \text{ cm}$$

Etude de la deuxième volée :

Les dimensions des contres marches et des marches :

On a les conditions suivantes :

$$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} ; h = 18$$

$$28 \text{ cm} \leq g \leq 25 \text{ cm}$$

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

$$h = 18 \text{ cm} , n = \frac{H}{h} = \frac{126}{18} = 7 \text{ contre marche. Donc le nombre de marche est de :}$$

$$n - 1 = 7 - 1 = 6 \text{ marches.}$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{180}{6} = 30 \text{ cm}$$

Vérification de la loi de BRANDEL

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

$$g+2h = 30+2 \times 18 = \mathbf{66\text{cm}}$$
 ..... condition vérifiée

Epaisseur de la paillasse :

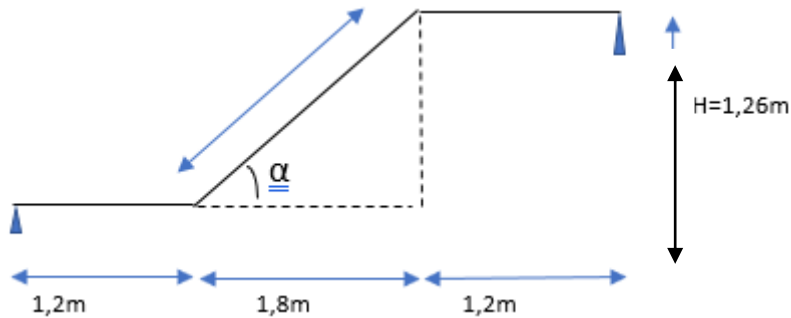


Figure III-4-4 : Schéma du la 2<sup>eme</sup> paillasse

$$\text{Tag}(\alpha) = \frac{H}{L_2} = \frac{1,26}{1,8} = 0,7 \rightarrow \alpha = \mathbf{35^\circ}$$

$$\text{Cos}(\alpha) = \frac{L_2}{L} \rightarrow L = \frac{L_2}{\text{cos}(\alpha)} = \frac{1,8}{\text{cos}(35)} \rightarrow L = 2,19\text{m}$$

Finalemment

$$L_0 = L_1 + L + L_3 = 1,2 + 2,19 + 1,2 = 4,59 \text{ m}$$

$$\frac{4,59}{30} \leq e \leq \frac{4,59}{20} \rightarrow 0,153 \leq e \leq 0,22\text{m}$$

L'épaisseur de la paillasse **e=18cm**

**Remarque :** on prend  $e_p = 18 \text{ cm}$  pour les 3 volées et sa sera la même épaisseur pour les paliers de repos.

**III-4-3-Détermination des charges et surcharges :**

**Charges permanentes :**

Le calcul s'effectuera pour une bonde de 1ml d'embranchement et une bonde de 1ml de projection horizontale de la volée intermédiaire entre les deux paliers de repos intermédiaire.

En considérants une poutre simplement appuyée en flexion simple.

Le poids de la volée 1 et 3 :

Eléments	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids volumiques(KN/m)	G (Kn/m)
Poids propre de la paillasse (ep = 18 cm)	$\frac{1 \times 0,18}{\cos(36,86)} = 0,225$	25	5,624
Poids propre des marches (ep=18cm)	$\frac{1 \times 0,18}{2}$	25	2,125
Carrelage horizontal (ep=1cm)	0,01	20	0,2
Mortier de pose (ep=2cm)	0,02	22	0,44
Carrelage vertical (ep= 1cm)	0,01	20	0,2
Mortier de pose vertical (ep=2cm)	0,02	22	0,44
Lit de sable (ep=2cm)	0,02	18	0,36
Enduit de plâtre (ep=20cm)	0,02	10	0,2
Garde-corps	/	/	0,2
			<b>9,789</b>

**Tableau III-4-1** : Détermination du poids propre de la volée 1 et 3

Le poids de la volée 2

Eléments	Surface (m <sup>2</sup> )	$\rho$ (KN/m)	G (Kn/m)
Poids propre de la paillasse (ep = 18 cm)	$\frac{1 \times 0,18}{\cos(35)} = 0,201$	25	5,49
poids propre des marches (ep=17cm)	$\frac{1 \times 0,18}{2}$	25	2,125
Carrelage horizontal (ep=1cm)	0,01	20	0,2
Mortier de pose horizontal (ep=2cm)	0,02	22	0,44
Carrelage vertical (ep= 1cm)	0,01	20	0,2
Mortier de pose vertical(ep=2cm)	0,02	22	0,44
Lit de sable (ep=2cm)	0,02	18	0,36
Enduit de plâtre (ep=20cm)	0,02	10	0,2
Garde-corps	/	/	0,2
			<b>9,65</b>

**Tableau III-4-2** : Détermination du poids propre de la volée 2

**Le palier :**

Matériaux	Surface (m <sup>2</sup> )	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G(Kn/ml)
Poids propre du palier (ep=18cm)	0.18	25	4.5
Revêtement en carrelage (ep=1cm)	0.01	20	0.2
Mortier de pose (ep=2cm)	0.02	22	0.44
Lit de sable(ep=2cm)	0.02	18	0.36
Enduit plâtre (ep=2cm)	0.02	10	0.2
$\sum Gi=G_{\text{palier}}=5.7$			

**Tableau III-4-3 : Détermination du poids propre du palier**

**Charges d'exploitations :**

D'après le **DTR B.C.2.2 (19)**, La surcharge d'exploitation pour un escalier est de :  $Q=2.5$  KN/ml.

**III-4-4-Calcul des efforts internes :**

**Combinaison de charges :**

**ELU :**

**Volée 1 et 3:**  $q_u = 1,35 G + 1,5Q = 1,35(9,789) + 1,5(2,5) = 16,96 \text{kn/ml}$ .

**Volée 2 :**  $q_u=1.35G+1.5Q=1.35 \times (9.65)+1.5 \times (2.5)=16.777$  KN/ml

**Palier :**  $q_u=1.35G+1.5Q=1.35 \times (5.7)+1.5 \times (2.5)=11.445$  KN/ml

**ELS :**

**Volée 1et3 :**  $q_s = G + Q = 9,789 + 2,5 = 12,3 \text{kn/ml}$ .

**Volée 2:**  $q_s=G+Q=9.201+2.5=11.703$  kn/ml

**Palier :**  $q_s=G+Q=5.7+2.5=8.2$  KN/ml

➤ Calcul à l'ELU : 1<sup>ère</sup> volée.

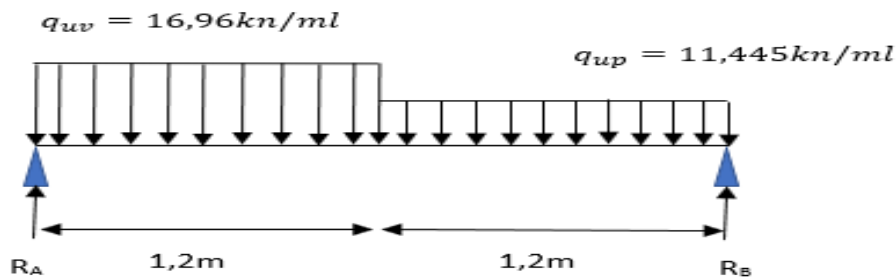


Figure III-4-5 : Schéma statique de la volée 1 à l'ELU

Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F_y = 0 \rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - q_{uv} \times L_1 - q_{up} \times L_2 \\ R_A + R_B = 34,086 \text{ Kn/ml} \end{cases}$$

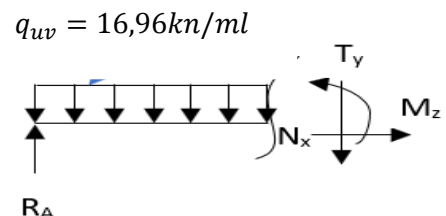
$$\Sigma M = 0 \rightarrow \begin{cases} R_A \times L - q_{u1} \times l_1 \times \left( L - \frac{l_1}{2} \right) - q_{u2} \times L_2 \times \left( L - L_1 - \frac{L_2}{2} \right) \\ R_A \times L = 44,874 \text{ Kn.m} \\ R_A = 18,69 \text{ Kn} \end{cases}$$

D'où  $\begin{cases} R_A = 18,69 \text{ Kn} \\ R_B = 15,38 \text{ Kn} \end{cases}$

Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,2 \text{ m}$

$$\begin{cases} N(x) = 0 \\ T(x) = R_A - q_{uv} \cdot x \\ M(x) = R_A \cdot x - q_{uv} \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



Pour X= 0 :

$$T(x=0) = 18,7 \text{ kn}$$

$$M(x=0) = 0 \text{ kn.m}$$

Pour X=1,2m :

$$T(x=1,2) = -1,65 \text{ kn}$$

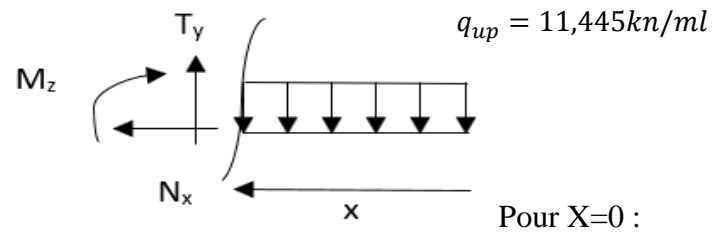
$$M(x=1,2) = 10,23 \text{ kn.m}$$

2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,2m$

$$I(x) = 0$$

$$T(x) = q_{up} \cdot x - R_B$$

$$I(x) = R_B \cdot x - q_{up} \cdot \frac{x^2}{2}$$



$$T(x=0) = -15,38 \text{ kn}$$

$$M(x=0) = 0 \text{ kn.m}$$

Pour X=1,2m

$$T(x=1,2) = -1,65 \text{ kn}$$

$$M(x=1,2) = 10,23 \text{ kn.m}$$

Calcul du moment maximum :

$$T(x) = 0 \rightarrow M_z = M_{zmax} \text{ Ce qui donne :}$$

$$T(x) = 0 \rightarrow R_A - q_{uv} \cdot x \rightarrow x = \frac{R_a}{q_{uv}} = \frac{18,69}{16,96} = 1,1m$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation de  $M_z$  nous aurons:

$$M_{zmax} = 18,69(1,1) - 16,96\left(\frac{1,1^2}{2}\right) = 10,3 \text{ kn.m.}$$

Les moments aux appuis et aux travées seront effectués des coefficients 0,3 et 0,85 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastres.

- **A l'appui :**  $M_u^a = -0,3M_{max} = -0,3 \times 10,3 = -3,09 \text{ kn.m}$
- **En travée :**  $M_u^t = 0,85M_{max} = 0,85 \times 10,3 = 8,75 \text{ kn.m}$

Diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant :

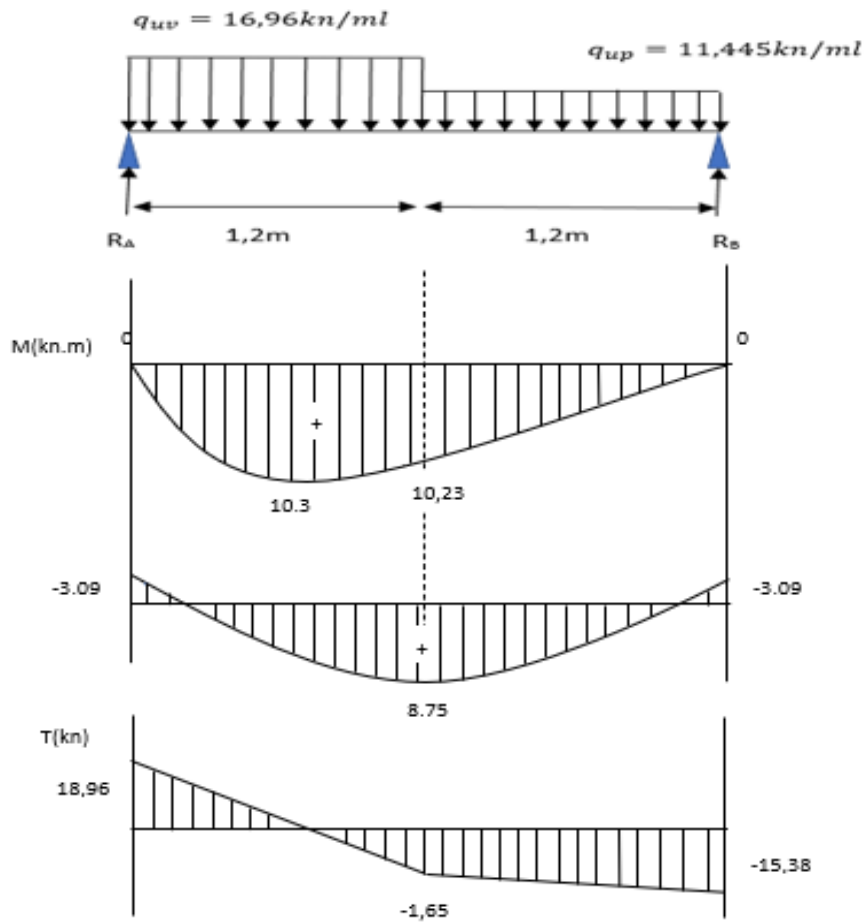


Figure III-4-6 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU

➤ Calcul à l'ELS :

$$q_{sv} = 12,3 \text{ kn/ml}$$

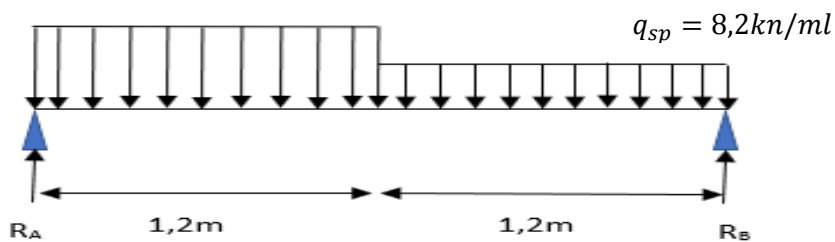


Figure III-4-7 : Schéma statique de la volée 1 à l'ELS

Détermination des réactions d'appuis :

$$\Sigma Fy = 0 \rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - q_{sv} \times L_1 - q_{sp} \times L_2 \\ R_A + R_B = 24,6 \text{ kn} \end{cases}$$

$$\Sigma M = 0 \rightarrow \begin{cases} R_A \times L - q_{s1} l_1 \times \left( L - \frac{l_1}{2} \right) - q_{s2} \times L_2 \left( L - L_1 - \frac{L_2}{2} \right) \\ R_A \times L = 32,472 \text{Kn.m} \\ R_A = 13,53 \text{Kn} \end{cases}$$

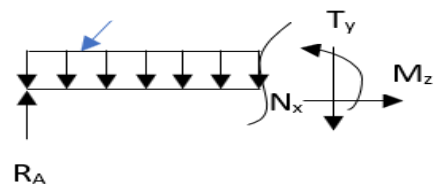
$$D'où \quad \begin{cases} R_A = 13,53 \text{Kn} \\ R_B = 11,07 \text{Kn} \end{cases}$$

Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,2 \text{m}$

$$\begin{cases} N(x) = 0 \\ T(x) = R_A - q_{sv} \cdot x \\ M(x) = R_A \cdot x - q_{sv} \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$$q_{uv} = 12,3 \text{kn/ml}$$



Pour X=0 :

$$T(x=0) = 12,3 \text{ kn}$$

$$M(x=0) = 0 \text{ kn.m}$$

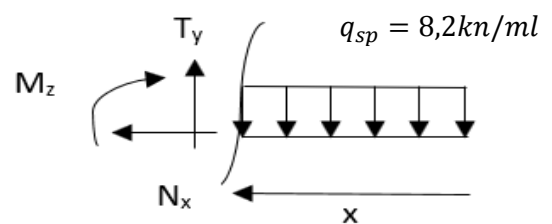
Pour X=1,2m :

$$T(x=1,2) = -1,23 \text{ kn}$$

$$M(x=1,2) = 7,38 \text{kn.m}$$

2<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,2 \text{m}$

$$\begin{cases} I(x) = 0 \\ T(x) = q_{sp} \cdot x - R_B \\ I(x) = R_B \cdot x - q_{sp} \cdot \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



Pour X=0 :

$$T(x=0) = -11,07 \text{kn}$$

$$M(x=0) = 0 \text{ kn.m}$$

Pour X=1,2m

$$T(x=1,2) = -1,23 \text{ kn}$$

$$M(x=1,2) = 7,38 \text{ kn.m}$$

Calcul du moment maximum :

$T(x) = 0 \rightarrow M_Z = M_{Zmax}$  Ce qui donne :

$$T(x) = 0 \rightarrow R_A - q_{sv} \cdot x \rightarrow x = \frac{R_a}{q_{sv}} = \frac{13,53}{12,3} = 1,1m$$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation de  $M_z$  nous aurons:

$$M_{zmax} = 13,53(1,1) - 12,3\left(\frac{1,1^2}{2}\right) = 7,44kn.m$$

Les moments aux appuis et aux travées seront effectués des coefficients 0,3 et 0,85 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastres.

- **A l'appui** :  $M_S^a = -0,3M_{max} = -0,3 \times 7,44 = -2,232kn.m$
- **En travée** :  $M_S^t = 0,85M_{max} = 0,85 \times 7,44 = 6,324kn.m$

Diagramme des efforts tranchant et moments fléchissant :

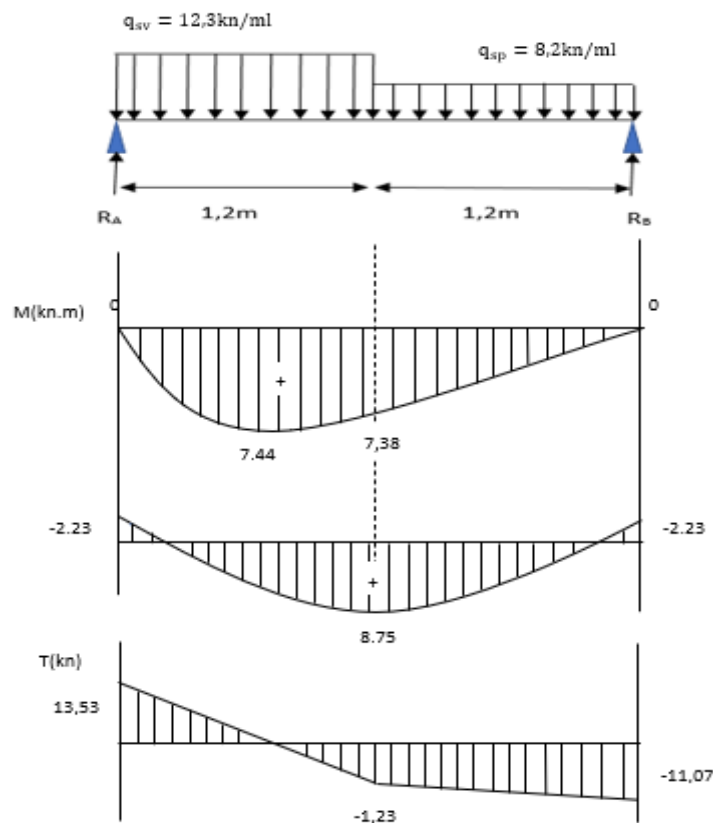


Figure III-4-8 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELS

➤ Calculs à l'ELU : 2<sup>ème</sup> Volée.

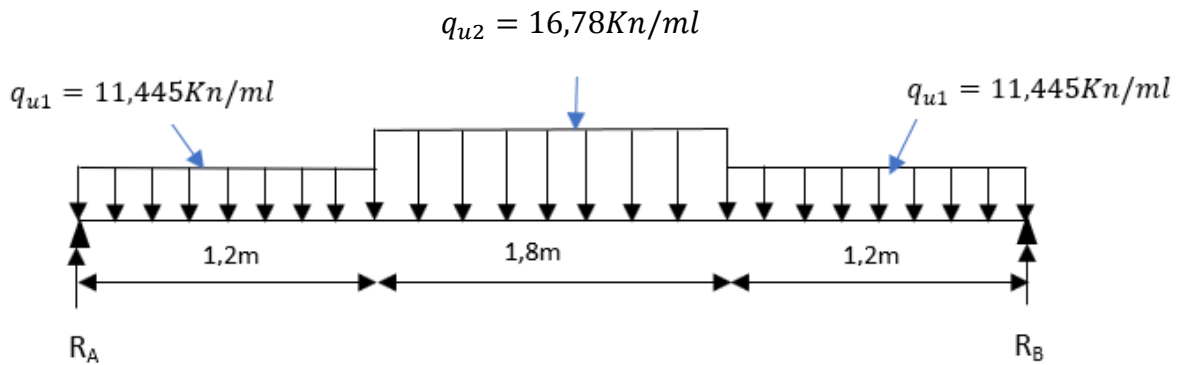


Figure III-4-9 : Schéma statique d'escalier à l'ELU

1 Réactions d'appuis :

$$\Sigma Fy = 0 \rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - q_{u1} \times L_1 - q_{u2} \times L_2 - q_{u1} \times L_3 \\ R_A + R_B = 57,67 \text{ Kn/ml} \end{cases}$$

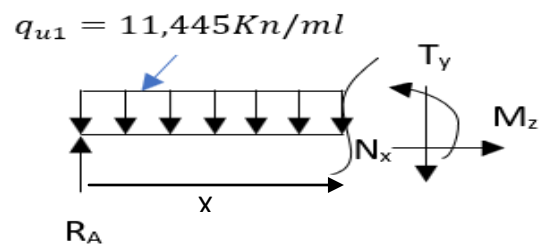
$$\Sigma M = 0 \rightarrow \begin{cases} R_A \times L - q_{u1} \times l_1 \times \left( L - \frac{l_1}{2} \right) - q_{u2} \times L_2 \left( L - L_1 - \frac{L_2}{2} \right) - q_{u1} \left( \frac{L_3^2}{2} \right) \\ R_A \times L = 121,111 \text{ Kn.m} \\ R_A = 28,83 \text{ Kn} \end{cases}$$

D'où  $\begin{cases} R_A = 28,83 \text{ Kn} \\ R_B = 28,83 \text{ Kn} \end{cases}$

2 Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,2 \text{ m}$

$$\begin{cases} N(x) = 0 \\ T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x \\ M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



Pour X= 0 :

$$T(x=0) = 28,83 \text{ kn}$$

$$M(x=0) = 0 \text{ kn}$$

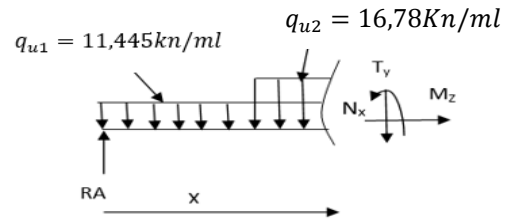
Pour x= 1,2 m

$$T(x=1,2) = 28,83 - 11,445(1,2) = 15,096 \text{ kn}$$

$$M(x=1,2 \text{ m}) = 28,83(1,2) - 11,445 \left( \frac{1,2^2}{2} \right) = 26,35 \text{ kn.m}$$

2<sup>ème</sup> tronçon  $1,2 \leq x \leq 3m$

$$\begin{cases} N(x) = 0 \\ T(x) = R_A - q_{u1} \cdot L_1 - q_{u2}(x - L_1) \\ M(x) = R_A(x) - q_{u1} \cdot L_1 \cdot \left(x - \frac{L_1}{2}\right) - q_{u2} \frac{(x - L_1)^2}{2} \end{cases}$$



Pour  $x=1,2m$

$$T(x=1,2) = 28,83 - 11,445(1,2) - 16,78(1,2 - 1,2) = 15,096 \text{ kn}$$

$$M(x=1,2) = 28,83(1,2) - 11,445(1,2)\left(1,2 - \frac{1,2}{2}\right) - 16,78\left(\frac{1,2 - 1,2}{2}\right)^2 = 26,35 \text{ kn.m}$$

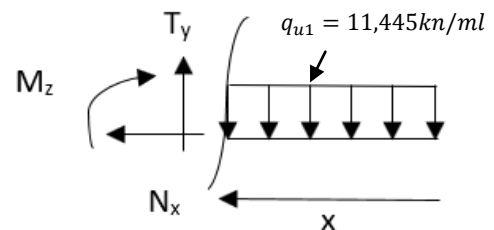
Pour  $x=3m$  :

$$T(x=3) = 28,83 - 11,445(1,2) - 16,78(3 - 1,2) = -15,096 \text{ kn}$$

$$M(x=3) = 28,83(3) - 11,445(1,2)\left(3 - \frac{1,2}{2}\right) - 16,78\frac{(3 - 1,2)^2}{2} = 26,35 \text{ kn}$$

3<sup>ème</sup> tronçon  $0 \leq X \leq 1,2$

$$\begin{cases} I(x) = 0 \\ T(x) = q_{u1} \cdot x - R_B \\ I(x) = R_B \cdot x - q_{u1} \cdot \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



Pour  $x=0m$

$$T(x=0) = -28,83 \text{ Kn}$$

$$M(x=0) = 0 \text{ Kn}$$

Pour  $x=1,2m$

$$T(x=1,2) = (11,445 \times 1,2) - 28,83 = -15,96 \text{ Kn}$$

$$M(x=1,2) = (28,83 \times 1,2) - 11,445\left(\frac{1,2^2}{2}\right) = 26,35 \text{ Kn.m}$$

3 Moment maximum :

$$T(x) = 0 \rightarrow M_Z = M_{Zmax} \text{ ce qui donne}$$

$$R_A - q_{u1} \times L_1 - q_{u2}(x - L_1) = 0$$

$$x = \left( \frac{R_A - q_{u1} \cdot L_1}{q_{u2}} + L_1 \right) \rightarrow x = \left( \frac{28,83 - 11,445 \times 1,2}{16,78} + 1,2 \right) = 2,1m$$

$$M_{max}(x = 2,1) = 28,83 \times 2,1 - 11,445 \times 1,2 \left( 2,1 - \frac{1,2}{2} \right) - 16,78 \left( \frac{2,1 - 1,2}{2} \right)^2$$

$$M_{max}(x = 2,1) = 33,146kn.m$$

**Remarque :**

Les moments aux appuis et aux travées seront affectés des coefficients 0,3 et 0,85 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

- **A l'appui :**  $M_u^a = -0,3M_{max} = -0,3 \times 33,146 = -9,94kn.m$
- **En travée :**  $M_u^t = 0,85M_{max} = 0,85 \times 33,146 = 28,174kn.m$

Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant :

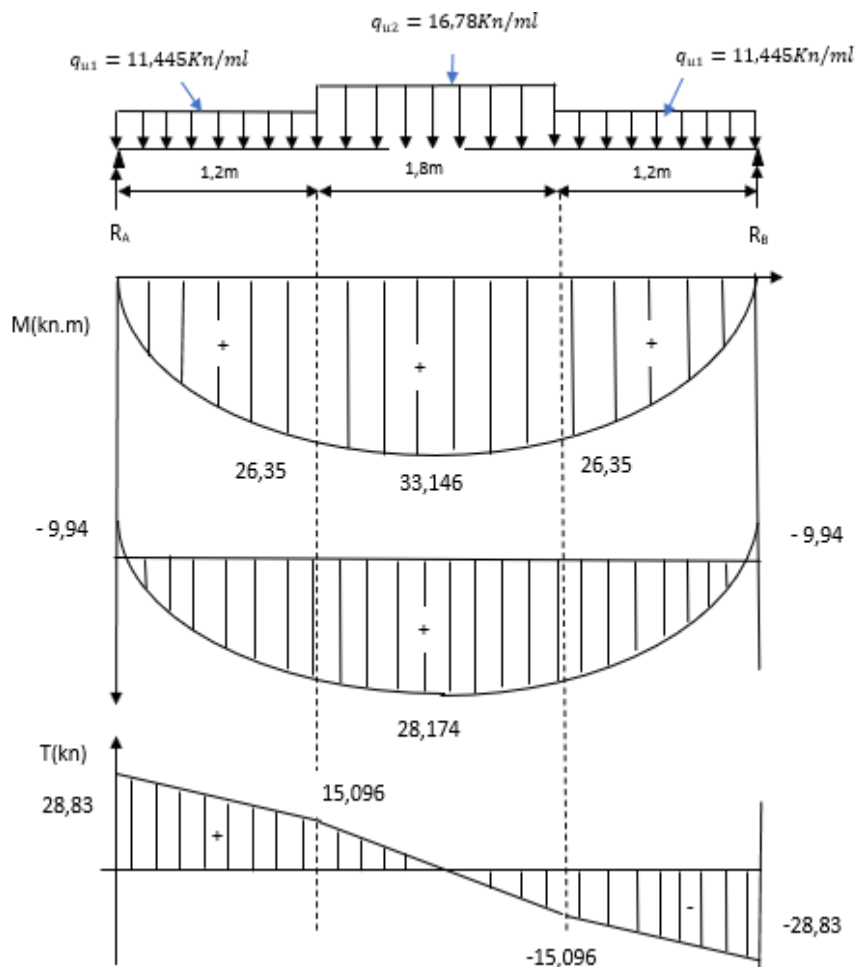


Figure III-4-10 : Diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELU

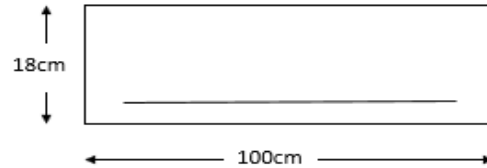
**III-4.5. Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple en considérant une bande de 1m et en utilisant les moments et les efforts les plus défavorables (ceux calculés pour la volée 2).

$$b=100\text{cm}; \quad h=18\text{cm}; \quad c=2\text{cm}; \quad d=16\text{cm};$$

$$\gamma_s=1,15, \quad \gamma_b=1,5, \quad f_{c28}=25\text{MPa}, \quad \sigma_{st}=\frac{f_e}{\gamma_s}=\frac{400}{1,15}=348\text{MPa}$$

$$F_e400, \quad f_{bu}=14,2\text{MPa}.$$

**1- Aux appuis :****➤ Armatures principales :**

$$M_u^a = -9,94\text{kn.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,94 \cdot 10^3}{100 \cdot 16^2 \cdot 14,2} = 0,027 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

La section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc}=0$ ).

D'après le tableau :

$$\mu_a = 0,027 \rightarrow \beta = 0,986$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,94 \cdot 10^3}{0,986 \cdot 16 \cdot 348} = 1,81\text{cm}^2$$

Soit 4HA12=4,52cm<sup>2</sup> Avec : un espacement  $S_t=25\text{cm}$

**➤ Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785\text{cm}^2$$

Soit 4HA10=3,14cm<sup>2</sup> Avec : espacement  $S_t=25\text{cm}$

**2- En travée :****➤ Armatures principales :**

$$M_u^t = 28,174\text{kn.m}$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{28,174 \cdot 10^3}{100 \cdot 16^2 \cdot 14,2} = 0,077 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$\mu_t=0,077 \rightarrow \beta=0,959$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{28,174 \cdot 10^3}{0,959 \cdot 16,348} = 5,27 \text{ cm}^2$$

Soit 5AH12=5,65cm<sup>2</sup> Avec espacement S<sub>t</sub>=20cm

➤ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,925 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10=3,14cm<sup>2</sup> Avec espacement S<sub>t</sub>=25cm.

### III-4-6- Vérifications à l'ELU :

#### 1-Condition de non-fragilité (A.A.4.2.1/BAEL 91 modifié 99) :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 16,2 \cdot 1}{400} = 1,932 \text{ cm}^2$$

Avec  $f_{t28}=0,6+0,06f_{c28}=2,1 \text{ MPa}$ .

- **Aux appuis :**

$$A_a=4,52 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}=1,932 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **En travée :**

$$A_t=5,65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}=1,932 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### 2-Espacement des barres :

- **Armatures principales :**

$$S_{\text{tmax}}=25 \text{ cm} < \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartitions :**

$$S_{\text{tmax}}=25 \text{ cm} < \min\{3h; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### 3-Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) (A.5.1.2/BAEL91 modifié99)

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

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right\} \quad (\text{Fissuration non préjudiciable})$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2}{1,5} 25; 5 \text{ MPa}\right\} = \min\{3,33; 5\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{b \cdot d} = \frac{28,83}{100.16} \times 10 = 0,18MPa$$

$\tau_u = 0,18MPa < \overline{\tau}_u = 3,33MPa \rightarrow$  Condition vérifiée  $\rightarrow$  les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### 4-Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier que :

$$T_{max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

$T_{max}$  : Effort tranchant

$$T_{max} = 28,83kn$$

a : Longueur d'appui de la bielle (avec  $a=0,9d$ )

$$T_{max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} \times 0,9 \times 160 \times 1000 = 960kn$$

$$T_{max} = 28,83kn < 960kn \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### 5-Vérification de la contrainte d'adhérence dans les barres(ART A.6.1.3 BAEL91 modifié99)

On doit vérifier que :

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

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15MPa}$$

Avec :  $\Psi_s$ : Coefficient de scellement,  $\Psi_s=1,5$ ( pour les aciers HA)

$$\tau_u = \frac{V_{umax}}{0,9 \times d \times \Sigma U_i}$$

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

- **Appui : 4HA12**

$$\Sigma U_i = n\pi\phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72mm ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{28,83 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 150,72} = 1,33MPa$$

$$\tau_u = 1,33MPa < \overline{\tau}_{se} = 3,15MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Travée : 5AH12

$$\Sigma U_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4mm$$

$$\tau_u = \frac{28,83 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 188,4} = 0,88MPa$$

$\tau_u = 0,88MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \rightarrow$  Condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées  $\rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres

III-4-7- Calcul à l'ELS :

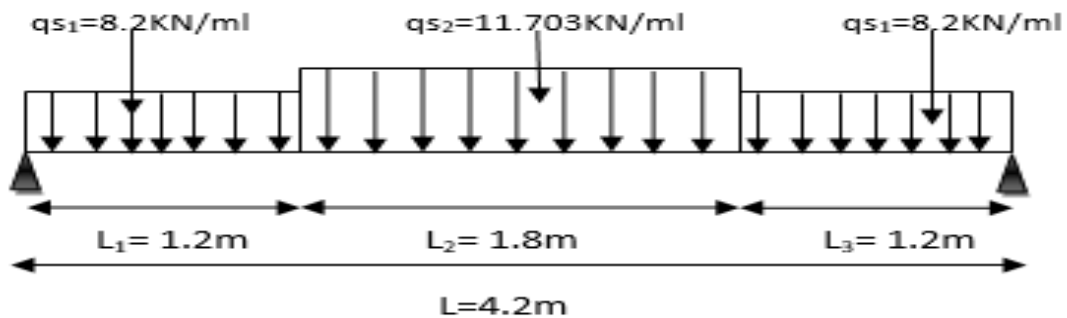


Figure III-4-11: Schéma statique d'escalier à l'ELS

1- Calcul des réactions aux appuis :

$$R_A + R_B = q_{s1} \times L_1 + q_{s2} \times 1.8 + L_2 + q_{s1} \times L_3$$

$$R_A + R_B = 8.2 \times 1.2 + 11.703 \times 1.8 + 8.2 \times 1.2$$

$$R_A + R_B = 40.745 \text{ KN} \dots\dots\dots (1)$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$R_A \times L - q_{s1} \times L_1 \left(L - \frac{L_1}{2}\right) - q_{s2} \times L_2 \times \left(L - L_1 - \frac{L_2}{2}\right) - q_{s1} \times \left(\frac{L_3}{2}\right)^2$$

$$4.2 \times R_A - 8.2 \times 1.2 \times \left(4.2 - \frac{1.2}{2}\right) - 11.703 \times 1.8 \times \left(4.2 - 1.2 - \frac{1.8}{2}\right) - 8.2 \times \left(\frac{1.2}{2}\right)^2$$

$$4.2R_A - 35.424 - 44.237 - 5.904$$

$$R_A = 20.372 \text{ KN} \dots\dots\dots (2)$$

On remplace (2) dans (1) et on obtient :

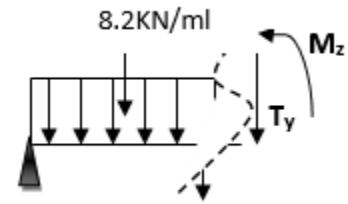
$$R_B = 20.372 \text{ KN}$$

**2- Calcul des moments et des efforts tranchants**

Tronçon :  $0 \leq x \leq 1,2m$

$$T_y = -8,2 + 20,372$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 ; T_y=20,372\text{Kn} \\ \text{Pour } x=1,2m \ T_y=10,53\text{Kn} \end{array} \right.$$

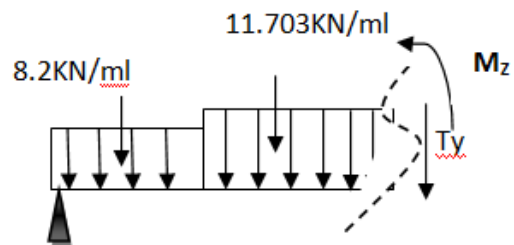


$$M_z = -8.2 \times \frac{x^2}{2} + 20.372x \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 : M_z=0 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=1.2 : M_z=18.542 \text{ KN} \end{array} \right.$$

**Tronçon 2 :  $1,2 \leq x \leq 3m$**

$$T_y = 20.372 - 8.2 \times 1.2 - 11.703(x - 1.2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=1.2m \ T_y=10.532 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=3m \ T_y=-10.553 \text{ KN} \end{array} \right.$$



$$M = 20.372x - 8.2 \times 1.2 \left(x - \frac{1.2}{2}\right) - 11.703 \left(\frac{(x-1.2)^2}{2}\right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=1.2m \ M_z=18.542 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=3m \ M_z=18.542 \text{ KN} \end{array} \right.$$

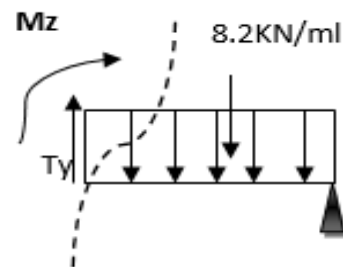
**Tronçon3 :  $0 \leq x \leq 1,2m$**

$$T_y = 8.2x - 20.372$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } x=0 : T_y=-20.372 \text{ KN} \\ \text{Pour } x=1.2 \ T_y=-10.532 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_z = -8.2 \times \frac{x^2}{2} + 20.372x$$

$$\text{pour } x=0 : \quad \left\{ \begin{array}{l} M_z=0 \text{ KN.m} \\ \text{Pour } x=1.2m : M_z=18.542 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



**3- Calcul du moment max :**

La section où se situe le moment max est en deuxième tronçon.

$$D'où : T_2(x) = -11.703X + 24.575 = 0 \Rightarrow x = 2.1m$$

Calcul du moment max :  $M_2(x) = 20.372X - 8.2 \times 1.2(X-0,6) - 11.703\left(\frac{(x-1.2)^2}{2}\right)$

$M_{max} = M_2(2.1) = 23.281 \text{ KN}$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi-encastres aux extrémités, on apporte une correction à l'aide des coefficients correcteurs pour le moment  $M_z$  max au niveau des appuis et en travée.

**Aux appuis :**

$M_u^a = -0,3 \times M_z \text{ max} = -0,3 \times 23.281 = -6.984 \text{ Kn.m}$

**En travée:**

$M_t^a = 0,85 \times M_z \text{ max} = 0,85 \times 23.281 = 19.788 \text{ Kn.m}$

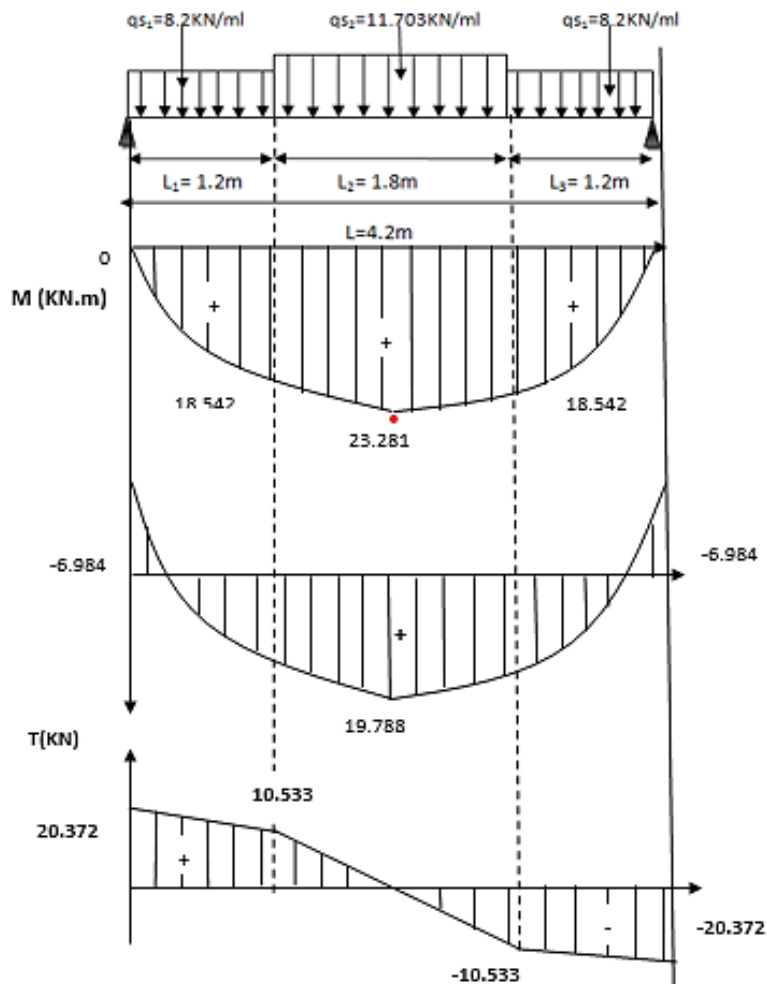


Figure III-4-12: Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELS

## III-4-8-Vérification à l'ELS :

## 1- Contrainte de compression dans le béton :

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

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

## Aux Appuis :

$$\rho = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 16} = 0.196$$

Tableau	$\beta_1 = 0,928$
$\rho_1 = 0,196$	$\longrightarrow$
	$K_1 = 54.44$
	$K = 0.018$

$$\sigma_{st} = \frac{Ma^s}{\beta_1 d A} = \frac{6.984 \times 10^3}{0.928 \times 16 \times 3.14} = 149.798 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{149.798}{54.44} = 2.75 \text{ MPa}$$

On remarque que :  $\sigma_{bc} = 2.75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  La condition est vérifiée

## En travée :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 7.70}{100 \times 16} = 0.481$$

$\rho = 0,481$	$\longrightarrow$	{	$\beta_1 = 0.895$
			$K_1 = 32.62$
			$K = 0.03$

Donc:

$$\sigma_{st} = \frac{19.788 \times 10^3}{0.895 \times 16 \times 7.70} = 179.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{179.46}{32.62} = 5.50 \text{ MPa}$$

On remarque que :  $\sigma_{bc} = 5.50 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$  La condition est vérifiée

## 2- Etat limite d'ouverture des fissurations :

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, donc la fissuration est peu nuisible. Aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5,32 du BAEL 91 modifiée 99).

**3- Vérification de la flèche :**

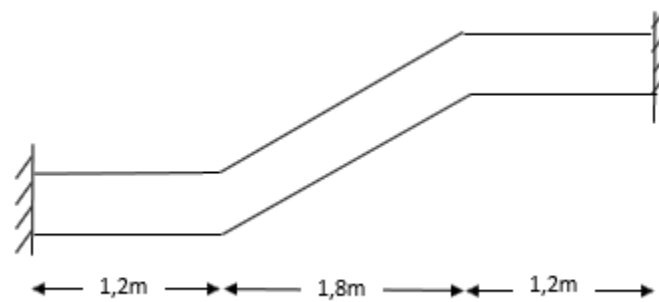
Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites. (BAEL 91 modifiée99/ Art. B.6.5,1)

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$  ;  $\frac{h}{L} = \frac{20}{270} = 0.074 > \frac{1}{16} = 0.062 \rightarrow$  La condition est vérifiée
- $\frac{h}{L} \leq \frac{Mt}{10M_0}$  ;  $\frac{h}{L} = \frac{20}{270} = 0.074 < \frac{Mt}{10M_0} = \frac{19.788}{10 \times 23.281} = 0.084 \rightarrow$  La condition est vérifiée.
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$  ;  $\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3.14}{100 \times 18} = 0.0017 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \rightarrow$  La condition est vérifiée.

**III-5- La poutre palière :**

La poutre palière est une poutre de section rectangulaire soumise à son poids propre et la réaction des escaliers.

Dans notre cas, la poutre palière sera brisée partiellement et encastrée dans les poteaux.



**Figure III-5-1 :** Schéma statique de la poutre palière

**Pré-dimensionnement :**

- **La hauteur :**

La hauteur de la poutre palière est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

$h_t$  : hauteur de la poutre.

$L_{max}$  : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

$$L_{max} = 455 - 35 = 420cm$$

Donc :  $\frac{420}{15} \leq h_t \leq \frac{420}{10}$   $28 \leq h_t \leq 42$

Soit  $h_t=35cm$ .

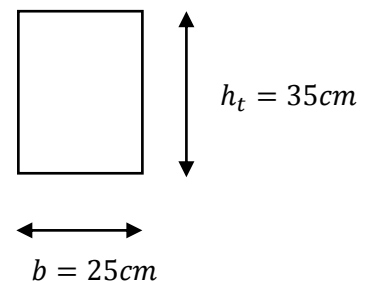
- **La largeur :**

La largeur de la poutre palière est donné par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

Donc :  $14 \leq b \leq 24,5$

Selon le RPA  $b \geq 20cm$  , On prends  $b=25cm$



Vérification aux exigences du RPA :(Art 7.5.1 du RPA99/ version 2003).

- $b \geq 20\text{cm}$        $b=25\text{cm}$        $\longrightarrow$       Condition vérifiée.
- $h_t \geq 30\text{cm}$        $h_t=35\text{cm}$        $\longrightarrow$       Condition vérifiée.
- $\frac{h_t}{b} \leq 4 \frac{h_t}{b} = \frac{35}{25} = 1,4$        $\longrightarrow$       Condition vérifiée.

La poutre palière à pour dimensions (b x h) = (25 x 35) cm<sup>2</sup>

Détermination des charges et surcharges :

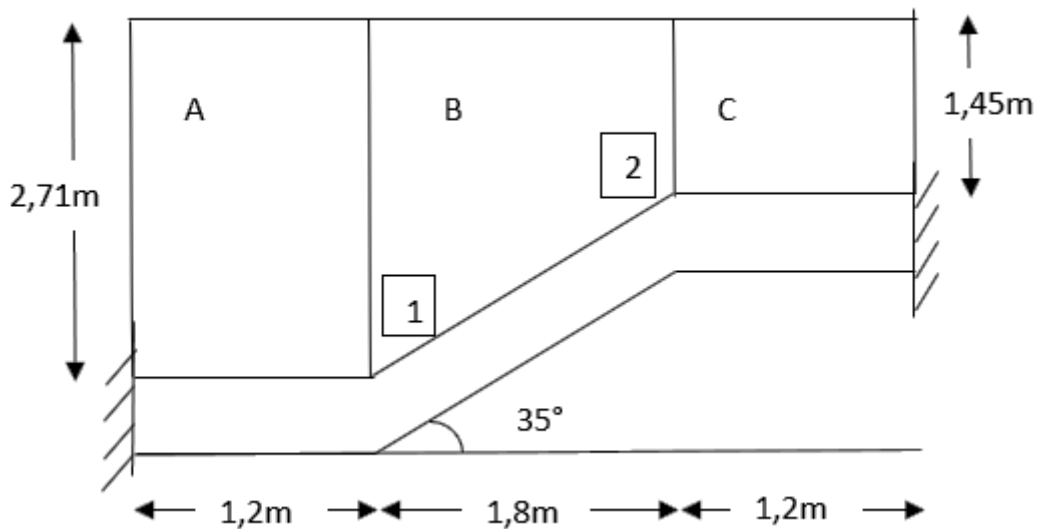


Figure III-5-2 : Répartitions sur la poutre palière

➤ Poids propre de la poutre palière :

La partie A et C :

$$G = 25 \times 0,25 \times 0,35 = 2,186\text{Kn/ml}$$

La partie B :

$$G = 25 \times 0,25 \times 0,35 \times \frac{1}{\cos 35} = 2,67\text{Kn/ml}$$

Chargement dû au poids du mur extérieur :

Partie A :  $2,4 \times 2,71 = 6,504\text{kn/ml}$

Partie C :  $2,4 \times 1,45 = 3,38\text{kn/ml}$

Partie B , on a un chargement trapézoïdale avec :

Au point 1 :  $6,504\text{kn/ml}$

Au point 2 : 3,38 kn/ml

Surcharges d'exploitations :  $Q=2,5\text{kn/ml}$

Réaction du point A et C : 18,69kn/ml

Réaction au point B : 0 kn/ml

**Combinaison de charges :**

Partie A :  $q_u = (1,35 \times (2,186 + 6,504)) + 18,69 = 30,42\text{kn/ml}$

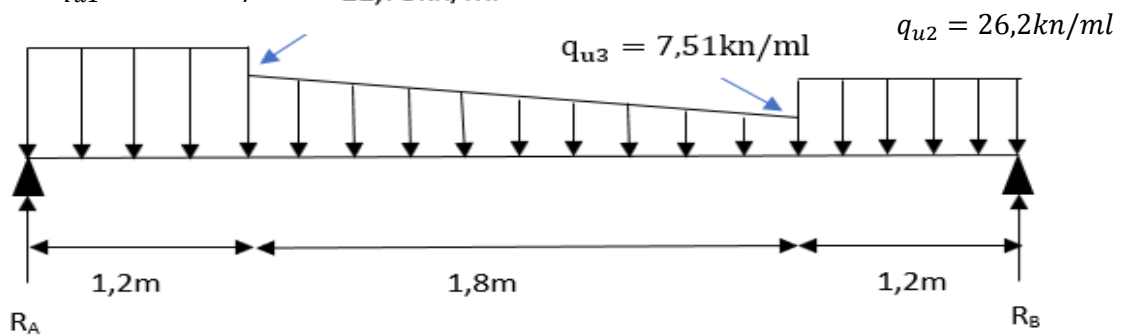
Partie C :  $q_u = (1,35 \times (2,186 + 3,38)) + 18,69 = 26,2\text{kn/ml}$

Partie B :  $q_u = (1,35 \times (2,186 + 6,504)) + 0 = 11,73\text{kn/m}$

$: q_u = (1,35 \times (2,186 + 3,38)) + 0 = 7,51\text{kn/m}$

**Calcul à l'ELU :**

$$q_{u1} = q_{u1} = 30,42\text{kn/ml} = 11,73\text{kn/ml}$$



**Figure III-5-3 :** Diagramme des charges et surcharges à l'ELU

**Calcul des réactions d'appuis :**

$$\Sigma F_y = 0 \rightarrow \begin{cases} R_A + R_B = q_{u1} \times L_1 + q_{u3} \times L_2 + (q_{u2} - q_{u3}) \times \frac{L_2}{2} + q_{u4} \times L_3 \\ R_A + R_B = 85,26 \text{ Kn/ml} \end{cases}$$

$$\Sigma M = 0 \rightarrow \begin{cases} R_A \times L - (q_{u1} \times L_1) \left( L - \frac{L_1}{2} \right) - q_{u3} \times L_2 \left( L - L_1 - \frac{L_2}{2} \right) - (q_{u2} - q_{u3}) \times \frac{L_2}{2} \times \left( \frac{2L_2}{3} + L_3 \right) - q_{u4} \times \frac{L_3^2}{2} \\ R_A \times L = 187,7814 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} R_A = 44,71 \text{ kn} \\ R_B = 40,55 \text{ kn} \end{cases}$$

Calcul des moments et efforts tranchants :

- 1<sup>er</sup> tronçon  $0 \leq x \leq 1,2m$

$$\begin{cases} N(x) = 0 \\ T(x) = R_A - q_{u1} \cdot x \\ M(x) = R_A \cdot x - q_{u1} \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

Pour  $x=0$

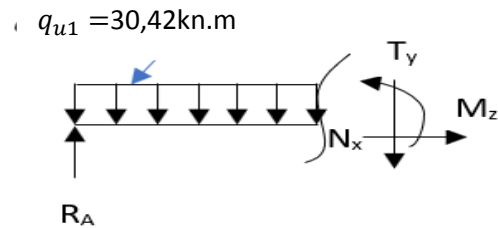
$$T(x=0) = 44,71 \text{kn}$$

$$M(x=0) = 0 \text{ kn}$$

Pour  $x=1,2$

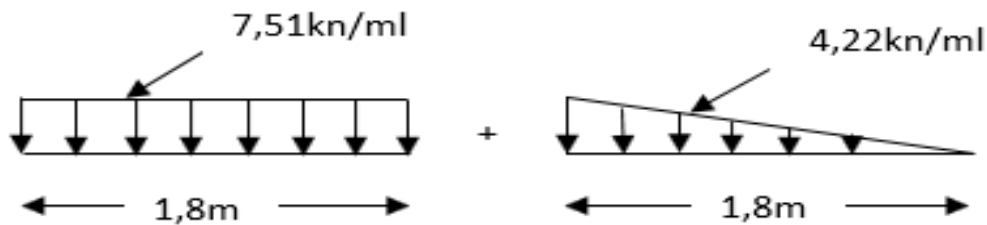
$$T(x=1,2) = 44,71 - 30,42(1,2) = 8,206 \text{kn}$$

$$M(x=1,2m) = 44,71(1,2) - 30,42\left(\frac{1,2^2}{2}\right) = 31,75 \text{kn.m}$$



- 2<sup>eme</sup> tronçon  $1,2m \leq x \leq 3m$

On décompose la charge trapézoïdale en deux sections, rectangulaire et triangulaire comme suit :



**Pour X= 1,2m**

$$T(x=1,2) = R_A - q_{u1}(L_1) - 7,51(0) - 4,22(0)$$

$$T(x=1,2) = 44,71 - (30,42 \times 1,2) = 8,206 \text{kn}$$

$$M(x=1,2m) = R_A(x) - q_{u1}(L_1)\left(x - \frac{L_1}{2}\right) - 0 - 0$$

$$M(x=1,2m) = 44,71(1,2) - 30,42(1,2)\left(1,2 - \frac{1,2}{2}\right) = 31,75 \text{kn.m}$$

**Pour X= 3m**

$$T(x=3) = R_A - q_{u1}(L_1) - 7,51(1,8) - 4,22\left(\frac{1,8}{2}\right)$$

$$T(x=3) = 44,71 - (30,42 \times 1,2) - 13,518 - 3,798 = -9,11 \text{kn}$$

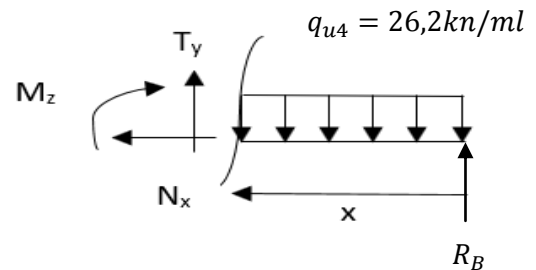
$$M(x=3m)=R_A(x) - q_{u1}(L_1)(x - \frac{L_1}{2}) - 7,51(x - L_1)(\frac{x-L_1}{2}) - 4,22(\frac{x-L_1}{2})(\frac{2(x-L_1)}{3})$$

$$M(x=3m)=44,71(3) - 30,42(1,2)(3 - \frac{1,2}{2}) - 7,51(3 - 1,2)(\frac{3-1,2}{2}) - 4,22(\frac{3-1,2}{2})(\frac{2(3-1,2)}{3})$$

$$M(x=3m)=29,8kn.m$$

- 3<sup>eme</sup> tronçon  $0 \leq X \leq 1,2$

$$\begin{cases} N(x) = 0 \\ T(x) = q_{u4} \cdot x - R_B \\ M(x) = R_B \cdot x - q_{u4} \cdot \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



**Pour X = 0**

$$T(x=0) = - R_B = -26,2kn$$

$$M(x=0) = 0 \text{ kn.m}$$

**Pour X = 1,2m**

$$T(x=1,2m) = (26,2 \times 1,2) - 40,55 = - 9,11kn$$

$$M(x=1,2) = (40,55 \times 1,2) - 26,2(\frac{1,2^2}{2}) = 29,8Kn.m$$

**Remarque :**

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0,3 et 0,85 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

- A l'appui :  $M_u^a = -0,3M_{max} = -0,3 \times 31,75 = -9,525kn.m$
- En travée :  $M_u^t = 0,85M_{max} = 0,85 \times 31,75 = 27kn.m$

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

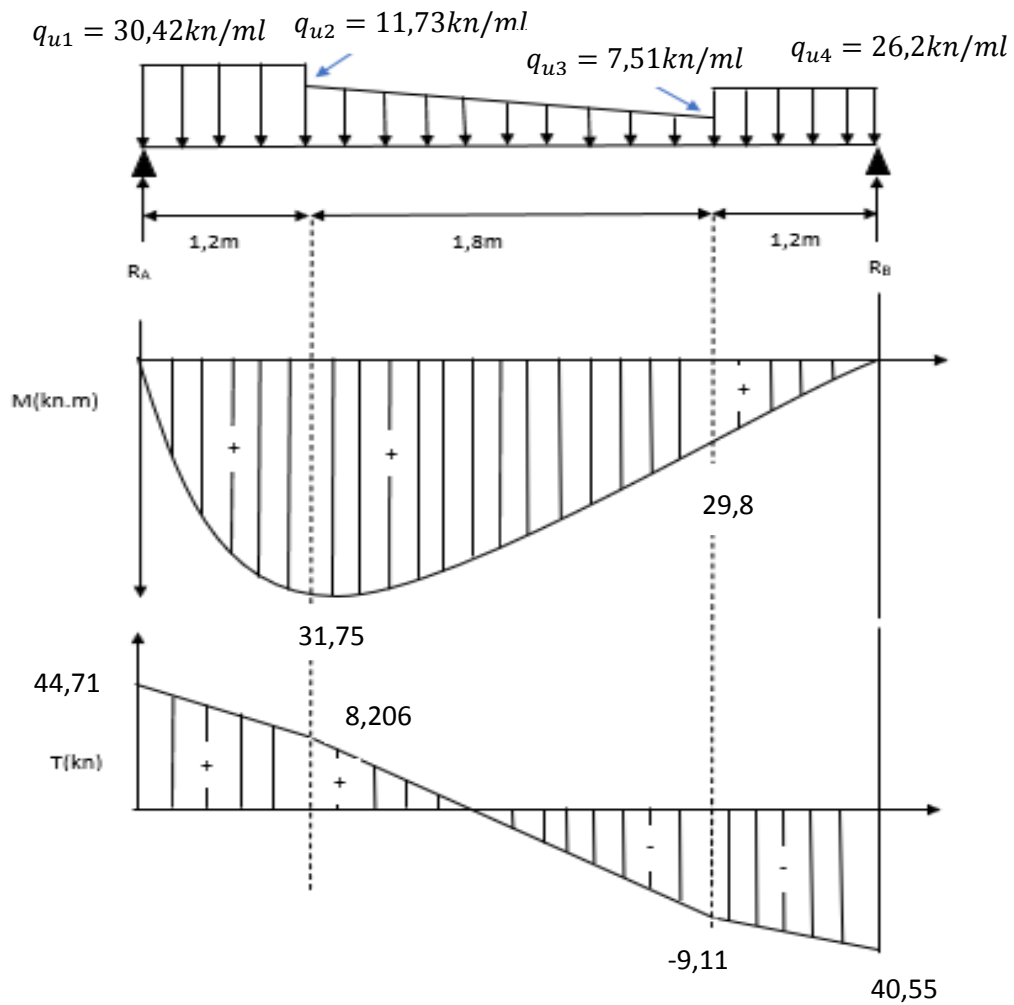


Figure III-5-4 : Diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELU.

Calcul des armatures :

Aux appuis :

$$M_u^a = 9,525 \text{ KN.m}$$

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm}$$

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9,525 \cdot 10^3}{100 \cdot 33^2 \cdot 14,2} = 0,0061 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu_a = 0,0061 \rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,525 \cdot 10^3}{0,997 \cdot 33 \cdot 348} = 0,832 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA10=2,35cm<sup>2</sup>

En travée :

$$M_u^t = 27kn$$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{27 \times 10^3}{100 \cdot 33^2 \cdot 14,2} = 0,017 < \mu_l = \mathbf{0,392} \rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

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

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{27 \cdot 10^3}{0,991 \cdot 33 \cdot 348} = \mathbf{2,37cm^2}$$

Soit : **3HA12=3,39cm<sup>2</sup>**.

Vérification à l'ELU :

Condition de non-fragilité (A.A.4.2.1/BAEL 91 modifié 99) :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 100 \cdot 33 \cdot 2,1}{400} = \mathbf{0,1207cm^2}$$

- Aux appuis :

$$A_a = 1,51cm^2 > A_{\text{min}} = \mathbf{0,1207cm^2} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- En travée :

$$A_t = 3,39cm^2 > A_{\text{min}} = \mathbf{0,1207cm^2} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4MPa \right\} \quad (\text{Fissuration non préjudiciable})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{1,5} 25; 4MPa \right\} = \min \{3,33; 5\} = \mathbf{3,33MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \cdot d} = \frac{44,71}{25 \times 33} \times 10 = \mathbf{0,542MPa}$$

$$\tau_u = 0,542MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Influence de l'effort tranchant sur le béton :

On doit vérifier que :

$$T_{\max} \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b$$

Avec :

$T_{max}$  : Effort tranchant

$$T_{max} = 44,71kn$$

a : Longueur d'appui de la bielle (avec  $a=0,9d$ )

$$T_{max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} \times 0,9 \times 330 \times 250 = 495kn$$

$$T_{max} = 44,71kn < 495kn \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

$$(T_{max} + \frac{M_{max}}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e} < A_a$$

Avec :  $T_{max} = 44,71kn$ ,  $M_{max} = 31,75kn.m$

$$(44,71 + \frac{31,75}{0,9 \times 33}) \frac{1,15}{400 \times 10^{-1}} = 1,32cm^2 < A_a = 2,35cm^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Vérification de la contrainte d'adhérence dans les barres (ART A.6.1.3 BAEL91 modifié99)**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_{se}}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15MPa$$

Avec :  $\Psi_s$ : Coefficient de scellement,  $\Psi_s=1,5$ ( pour les aciers HA)

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{0,9 \times d \times \Sigma U_i}$$

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

$$\Sigma U_i = n\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304cm ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

$$\tau_u = \frac{44,71}{0,9 \times 33 \times 11,304} \times 10 = 1,332MPa$$

$$\tau_u = 1,33MPa < \overline{\tau_{se}} = 3,15MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

**Calcul des armatures transversales :**

On a :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \Phi_l; \frac{b}{10} \right\} \text{ (ART A.7.2.12 BAEL 91)}$$

Avec :

$\Phi_t$  : Diamètre des armatures transversales

$\Phi_l$  : Diamètre des armatures longitudinales

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; 1,2; \frac{25}{10} \right\} = \min \{1; 1,2; 2,5\} = 10\text{mm}$$

Soit les cadres et les étriers de haute adhérence et de diamètre  $\Phi_t=10\text{mm}$ .

Espacement des armatures transversales (ART 7.5.2.2 RPA version 2003)

✓ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi_t; 30 \right\} = \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1,2; 30 \right\} = \min \{8,75; 14,4; 30\} = 8,75\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 8\text{cm}$ .

✓ **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}; S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5\text{cm}$$

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

**Calcul à l'ELS :**

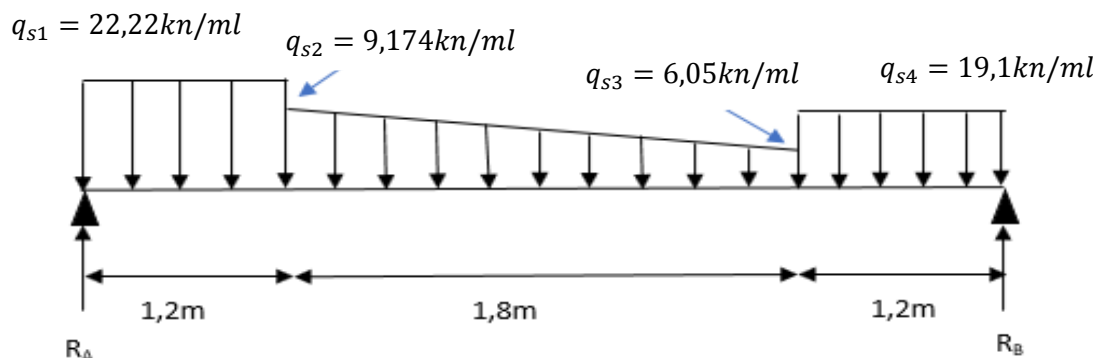
**Combinaison de charges**

Partie A :  $q_s = (2,186 + 6,504) + 13,53 = 22,22\text{kn/ml}$

Partie C :  $q_s = (2,186 + 3,38) + 13,53 = 19,1\text{kn/ml}$

Partie B :  $q_s = (2,67 + 6,504) + 0 = 9,174\text{kn/m}$

:  $q_s = (2,67 + 3,38) + 0 = 6,05\text{kn/m}$



**Figure III-5-5 :** Diagramme des charges et surcharges à l'ELS.

Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma Fy = 0 \rightarrow \begin{cases} R_A + R_B - q_{u1} \times L_1 + q_{u3} \times L_2 + (q_{u2} - q_{u3}) \times \frac{L_2}{2} + q_{u4} \times L_3 \\ R_A + R_B = 63,3 \text{ Kn/ml} \end{cases}$$

$$\Sigma M = 0 \rightarrow \begin{cases} R_A \times L - (q_{u1} \times L_1) \left( L - \frac{L_1}{2} \right) - q_{u3} \times L_2 \left( L - L_1 - \frac{L_2}{2} \right) - (q_{u2} - q_{u3}) \times \frac{L_2}{2} \times \left( \frac{2L_2}{3} + L_3 \right) - q_{u4} \times \frac{L_3^2}{2} \\ R_A \times L = 139,36 \text{ kn.m} \end{cases}$$

Donc :

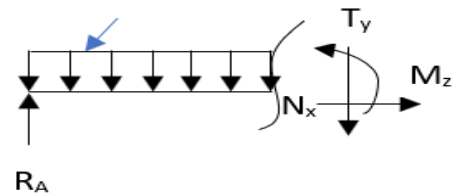
$$\begin{cases} R_A = 33,18 \text{ kn} \\ R_B = 30,12 \text{ kn} \end{cases}$$

Calcul des moments et efforts tranchant :

- 1<sup>er</sup> tronçon  $0 \leq x \leq 1,2 \text{ m}$

$$\begin{cases} N(x) = 0 \\ T(x) = R_A - q_{s1} \cdot x \\ M(x) = R_A \cdot x - q_{s1} \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$$q_{s1} = 22,22 \text{ kn.m}$$



Pour  $x=0$

$$T(x=0) = 33,18 \text{ kn}$$

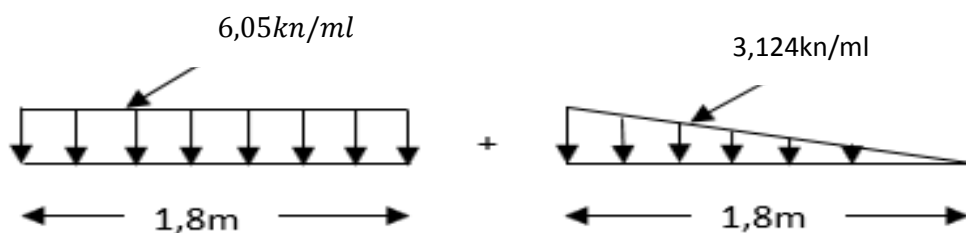
$$M(x=0) = 0 \text{ kn}$$

Pour  $x=1,2$

$$T(x=1,2) = 33,18 - 22,22(1,2) = 6,516 \text{ kn}$$

$$M(x=1,2 \text{ m}) = 33,18(1,2) - 22,22 \left( \frac{1,2^2}{2} \right) = 23,82 \text{ kn.m}$$

- 2<sup>eme</sup> tronçon  $1,2 \text{ m} \leq x \leq 3 \text{ m}$



**Pour X= 1,2m**

$$T(x=1,2) = R_A - q_{u1}(L_1) - 6,05(0) - 3,124(0)$$

$$T(x=1,2) = 33,18 - (22,22 \times 1,2) = 6,516 \text{ kn}$$

$$M(x=1,2\text{m}) = R_A(x) - q_{u1}(L_1)(x - \frac{L_1}{2}) - 0 - 0$$

$$M(x=1,2\text{m}) = 33,18(1,2) - 22,22(1,2)(1,2 - \frac{1,2}{2}) = 23,82 \text{ kn.m}$$

**Pour X= 3m**

$$T(x=3) = R_A - q_{u1}(L_1) - 6,05(1,8) - 3,124(\frac{1,8}{2})$$

$$T(x=3) = 33,18 - (22,22 \times 1,2) - 10,89 - 2,8116 = -7,2 \text{ kn}$$

$$M(x=3\text{m}) = R_A(x) - q_{u1}(L_1)(x - \frac{L_1}{2}) - 7,51(x - L_1)(\frac{x-L_1}{2}) - 4,22(\frac{x-L_1}{2})(\frac{2(x-L_1)}{3})$$

$$M(x=3\text{m}) = 33,18(3) - 22,22(1,2)(3 - \frac{1,2}{2}) - 6,05(3 - 1,2)(\frac{3-1,2}{2}) - 3,125(\frac{3-1,2}{2})(\frac{2(3-1,2)}{3})$$

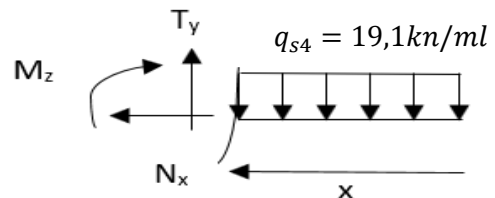
$$M(x=3\text{m}) = 22,4 \text{ kn.m}$$

- 3<sup>eme</sup> tronçon  $0 \leq X \leq 1,2$

$$I(x) = 0$$

$$T(x) = q_{s4} \cdot x - R_B$$

$$M(x) = R_B \cdot x - q_{s4} \cdot \frac{x^2}{2}$$



Pour X = 0

$$T(x=0) = -R_B = -30,12 \text{ kn}$$

$$M(x=0) = 0 \text{ kn.m}$$

Pour X = 1,2m

$$T(x=1,2\text{m}) = (19,1 \times 1,2) - 30,12 = -7,2 \text{ kn}$$

$$M(x=1,2) = (30,12 \times 1,2) - 19,1(\frac{1,2^2}{2}) = 22,4 \text{ Kn.m}$$

**Remarque :**

Les moments aux appuis et en travées seront affectés des coefficients 0,3 et 0,85 respectivement, afin de tenir compte des semi-encastremets.

- A l'appui :  $M_s^a = -0,3M_{\max} = -0,3 \times 23,82 = -7,15 \text{ KN.m}$

- En travée :  $M_s^t = 0,85M_{\max} = 0,85 \times 23,82 = 20,25 \text{ m}$

Diagramme des efforts interne à l'ELS :

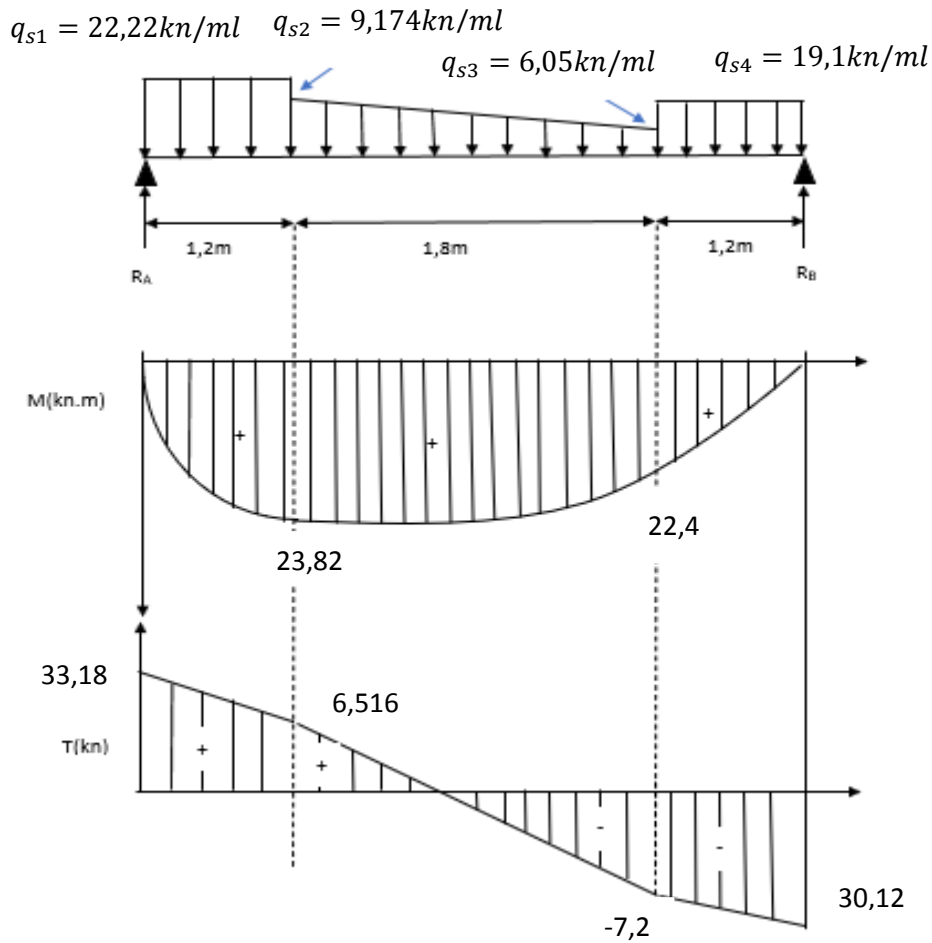


Figure III-5-6 : Diagrammes des moments et efforts tranchants à l'ELS

Vérification à l'ELS :

- État limite d'ouvertures des fissurations (Art. B.6.3/BAEL91 modifiée 99)

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, Donc aucune vérification est nécessaire.

- État limite de compression du béton (Art. A.4.5.2 BAEL91) :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

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

Zone	$M_s$ (kn.m)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Travée	20,25	3,39	0,4109	0,901	35,50	200,9	5,66	15	Condition vérifiée
Appuis	7,15	2,35	0,284	0,915	43,82	100,76	2,3	15	Condition vérifiée

Les conditions sont vérifiées  $\longrightarrow$  Les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**Vérification de la flèche (Art B.6.5, 2 BAEL91 modifié99) :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche, si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$M_0 = \frac{q_{max}L^2}{8} = \frac{22,22(4,2)^2}{8} = 49kn.m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{35}{240} = 0,145 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{240} = 0,145 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{20,25}{10 \times 49} = 0,0413 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_t}{b.d} = \frac{3,39}{25 \times 33} = 0,0041 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

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

**Conclusion :**

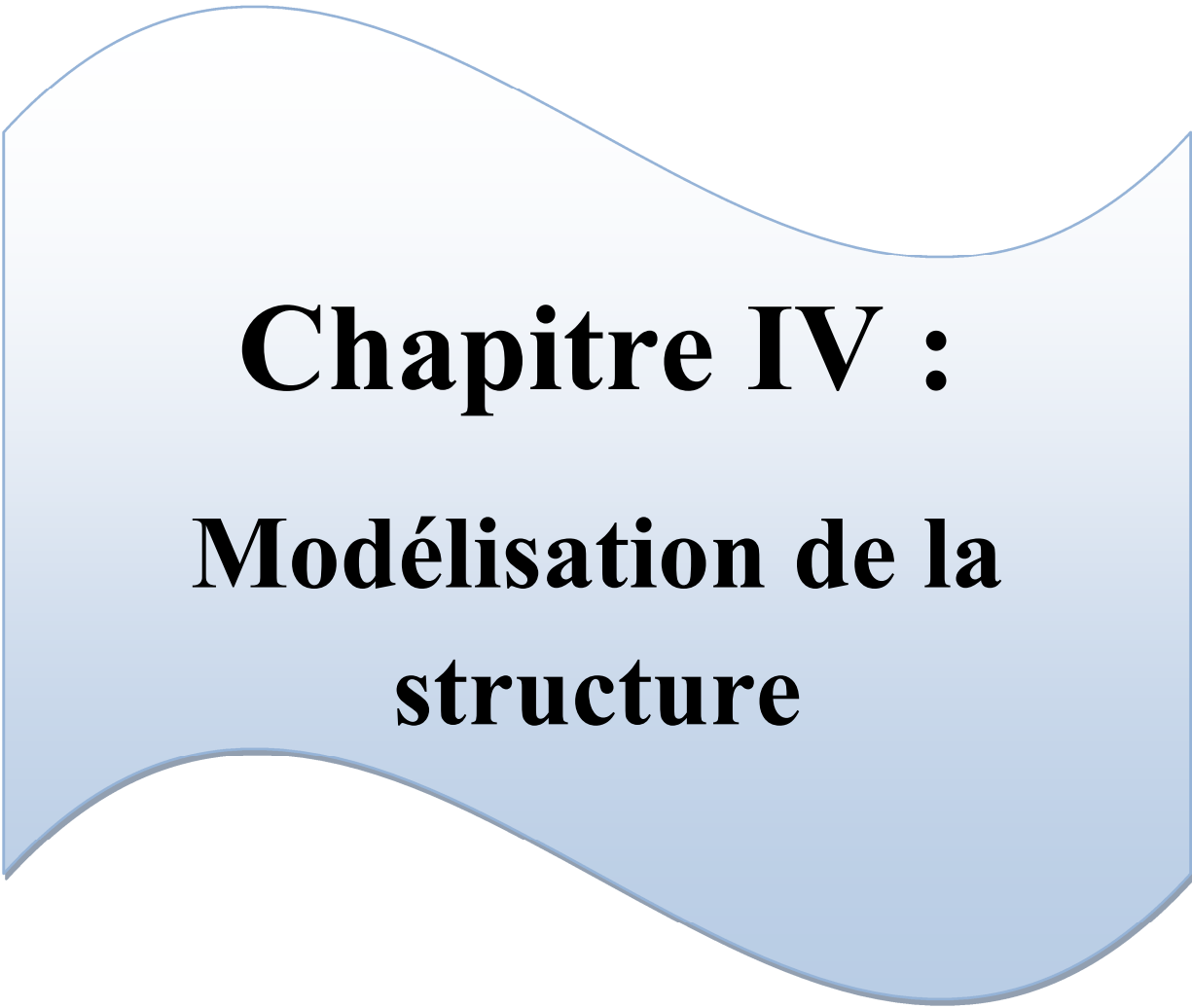
Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

- **En travée :** 3HA12
- **Aux appuis :** 3HA10
- **Armatures transversales :**

1 cadre et 1 étrier en HA10 avec espacement de :

Zone nodale :  $S_t=8cm$

Zone courante :  $S_t=15cm$



**Chapitre IV :**  
**Modélisation de la**  
**structure**

**IV-1-Introduction :**

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions.

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

**-Principe de la méthode des éléments finis (MEF) :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation.

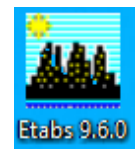
Elle est basée sur une idée simple : subdiviser (discrétiser) une forme complexe en un grand nombre de sous-domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés en des points appelés nœuds. Elle utilise des approximations simples des variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. Les nœuds et les éléments n'ont pas forcément de signification physique particulière, mais sont basés sur des considérations de précision de l'approximation.

**IV-2-Description de l'Etabs :**

L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul des ouvrages de génie civil. Il permet au même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérifications des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processus graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes ; les champs de contraintes, les modes propre de vibration etc.

**- Manuel d'utilisation du logiciel ETABS :**

Il y a plusieurs version de l'ETABS, Dans notre travaille on va utiliser la version **9.6.0**

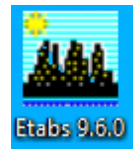
**IV-3- Etapes de modélisation :**

1. Introduction de la géométrie du modèle
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.

3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Définition des charges statiques (G, Q).
5. Définition de la charge dynamique E.
6. Introduction des combinaisons d'actions.
7. Définir l'action sismique (Affectation des masses sismiques et inerties massiques).
8. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragme).
9. Analyse dynamique.
10. Visualisation des résultats.

→ **1<sup>ère</sup> étape :**

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser. On clique sur l'icône de l'ETABS.



**a) Choix des unités :**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans **ETABS**. Au bas de l'écran, on sélectionne **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.

**b) Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne File puis New model ou bien (ctrl+n), puis on clique sur Default.edb.

On clique sur :

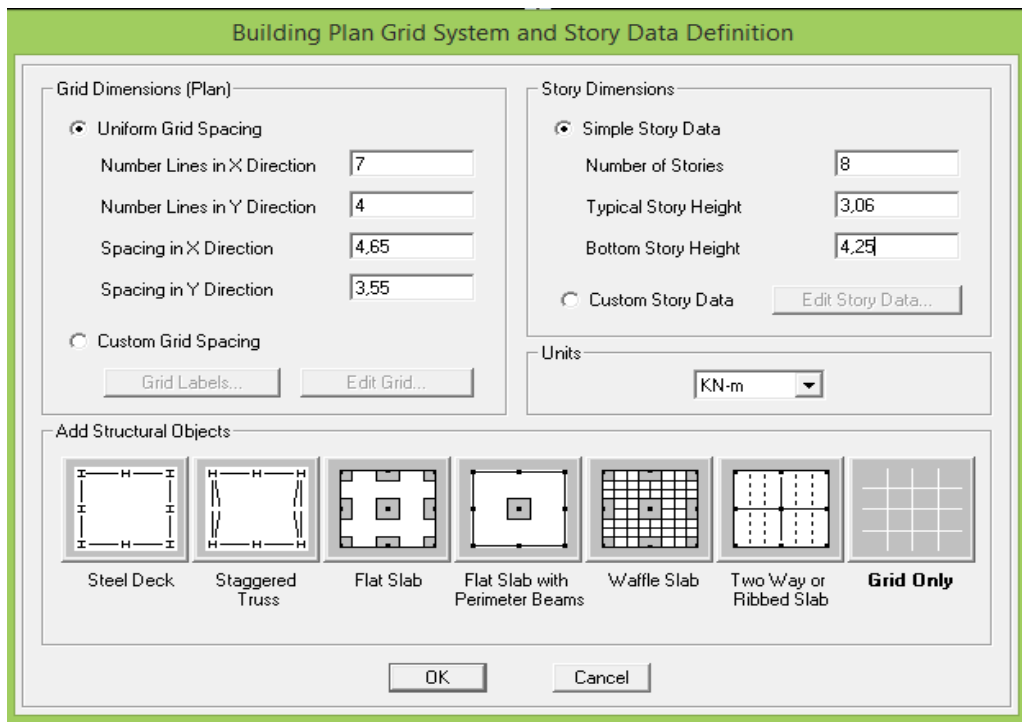
**File ⇒ new model ⇒ No ⇒ Custom grid spacing ⇒ STORY DATA**

Cette opération permet d'introduire :

- ✓ Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- ✓ Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- ✓ Les hauteurs de différents étages.
- ✓ Les longueurs de travées.

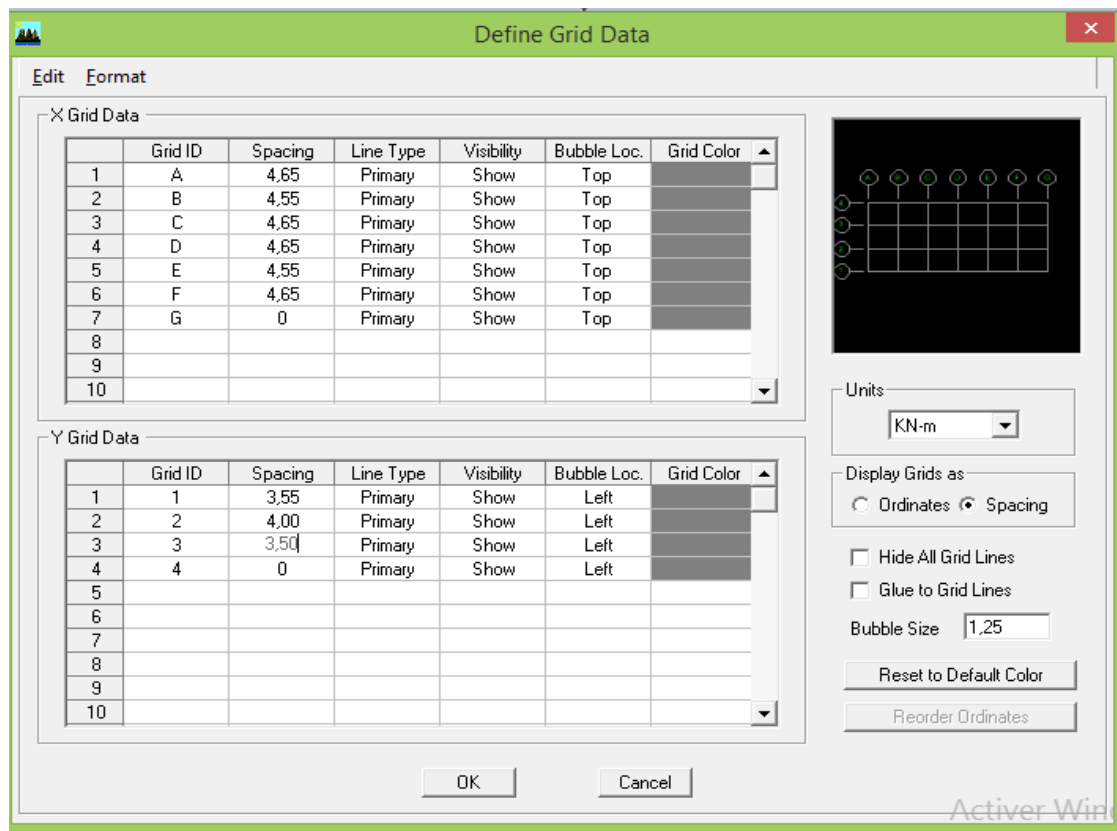
**NB :**

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

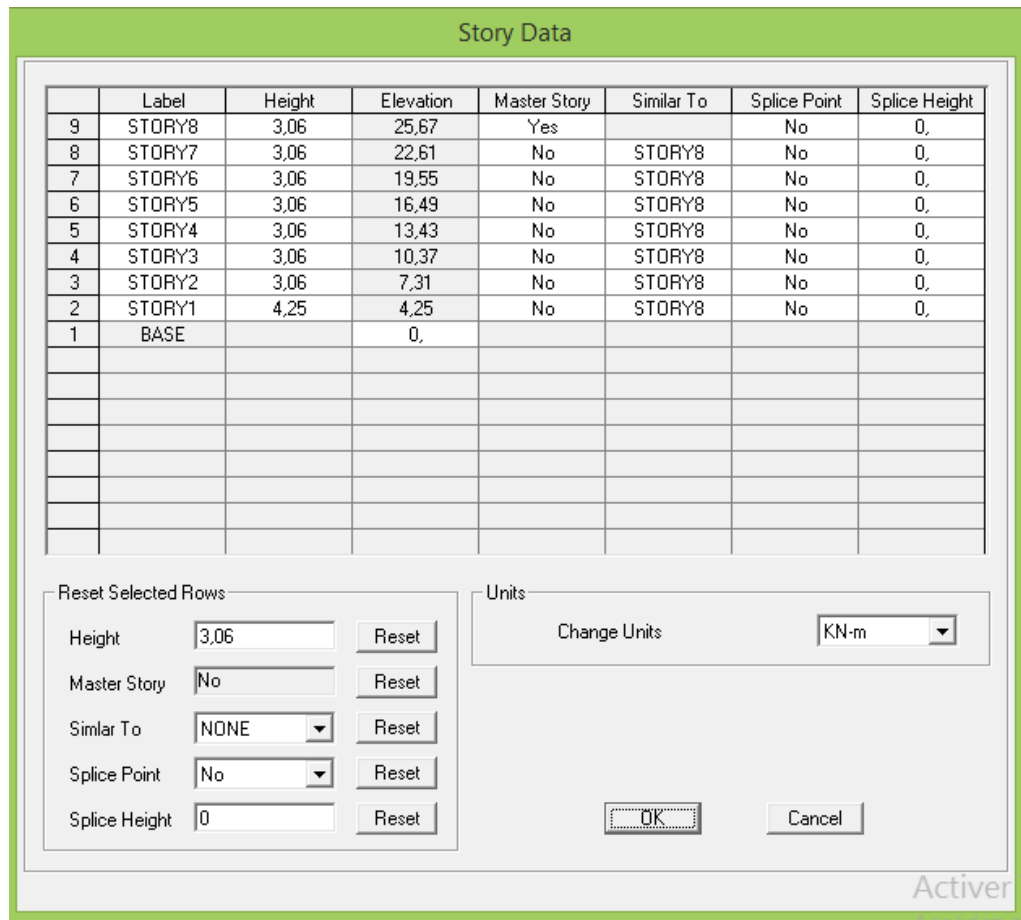


Pour la longueur des travées :

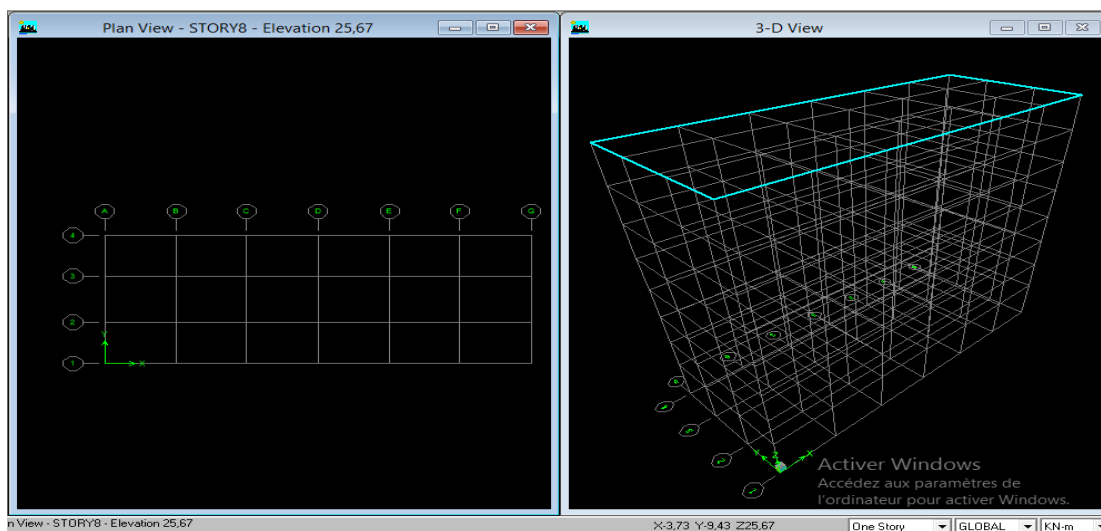
**Coston Grid Spacing**, et on remplit les tableaux comme suit :



Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.



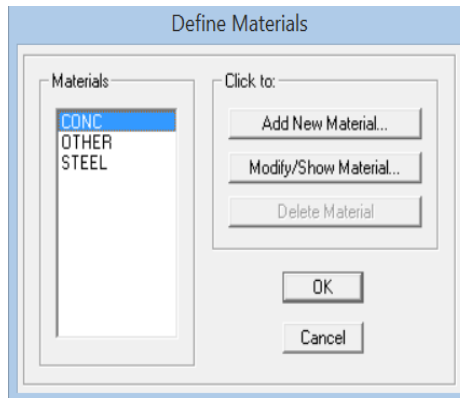
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D



→ 2<sup>ème</sup> étape :

La deuxième étape consiste à la définir les propriétés mécaniques des matériaux, en l'occurrence, l'acier et le béton, et pour cela on suit les étapes suivantes :

**Define** → **Material properties** → **Cone**



→ **Modify/Show Material**

Et on remplit comme suit :

→ 3<sup>ème</sup> étape :

La troisième étape consiste à affecter des propriétés géométriques des éléments (Poutre, Poteaux, Console, voile...).

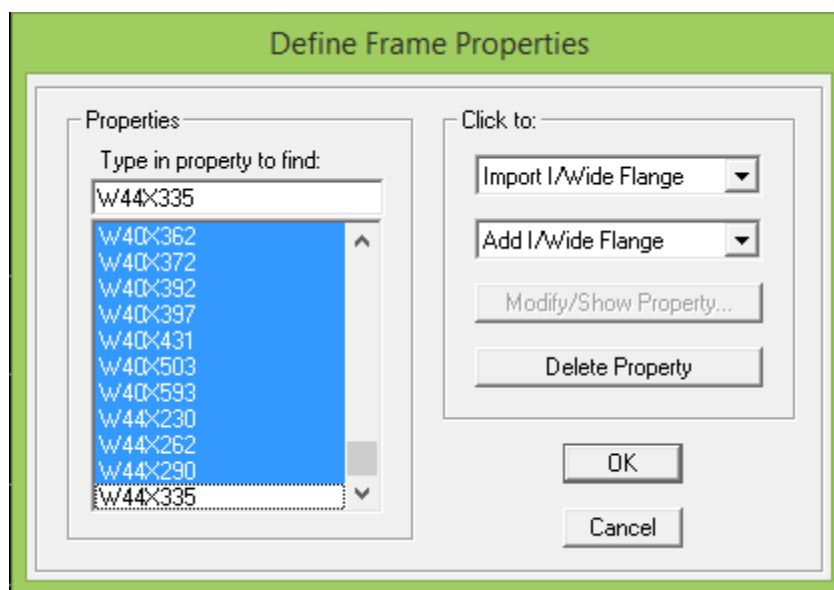
• **Définition des différents éléments:**

a) **Les éléments barres (poteaux, poutres) :**

Nous choisissons le menu **Define**→**Frame sections**. Ou bien on clique sur l'icône 

Icône **properties**→ on sélection tout →**delete property**

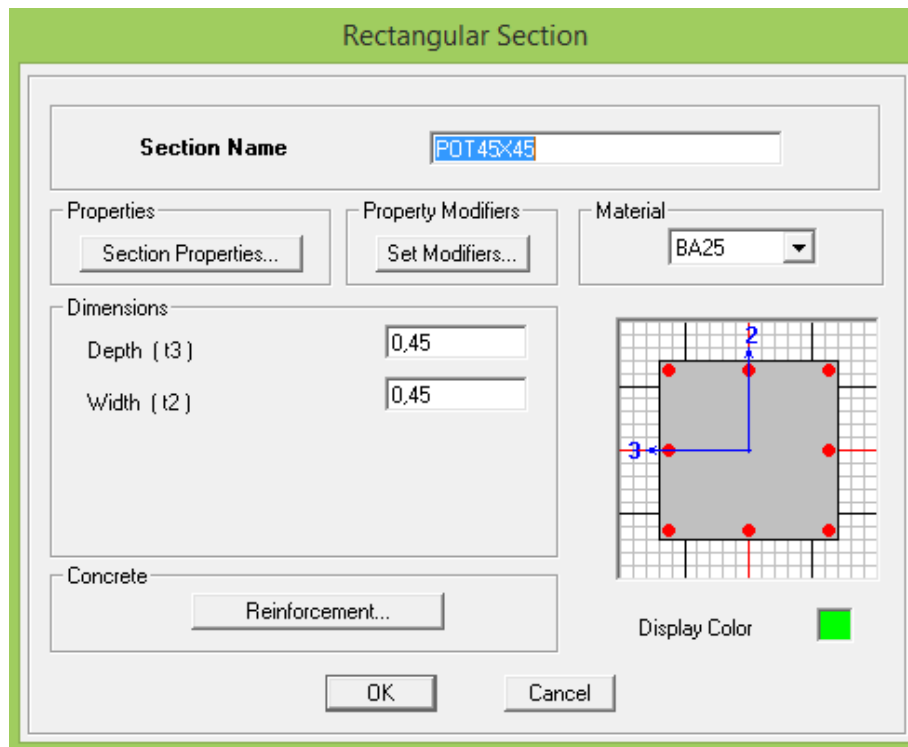
Icône **click to** → On clique sur **Add Rectangular** « ajout de sections. »



- **Les poteaux :** On clique sur **Reinforcement**→ une fenetre reinforcement s'ouvre →cocher **column**.

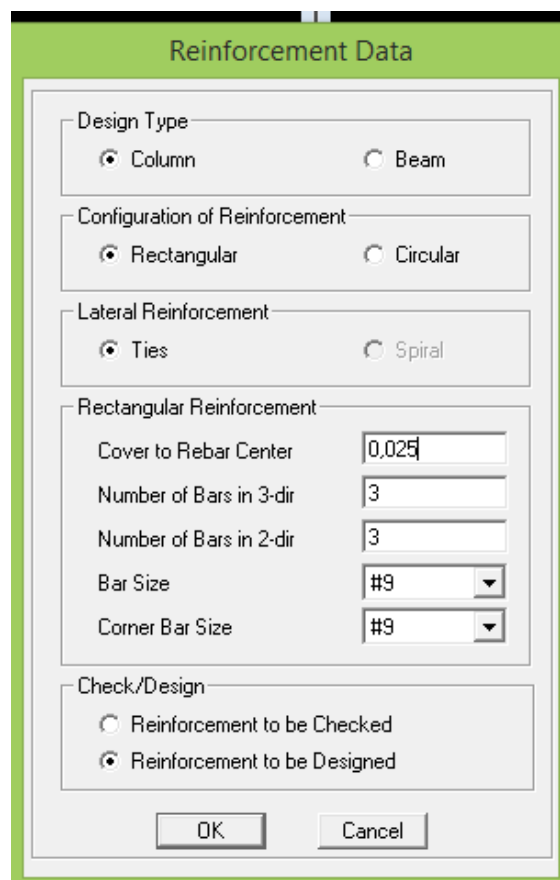
**Exemple :**

Définir les caractéristiques géométriques du poteau **(45 x45)**.



→ **Reinforcement Data**

et on remplit comme il est montré à la fenêtre ci-dessous :

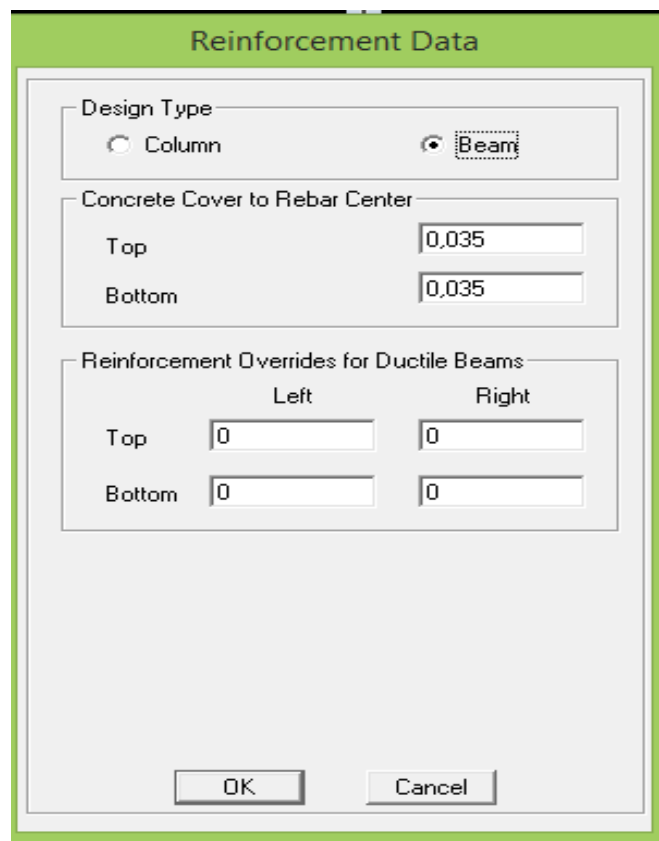
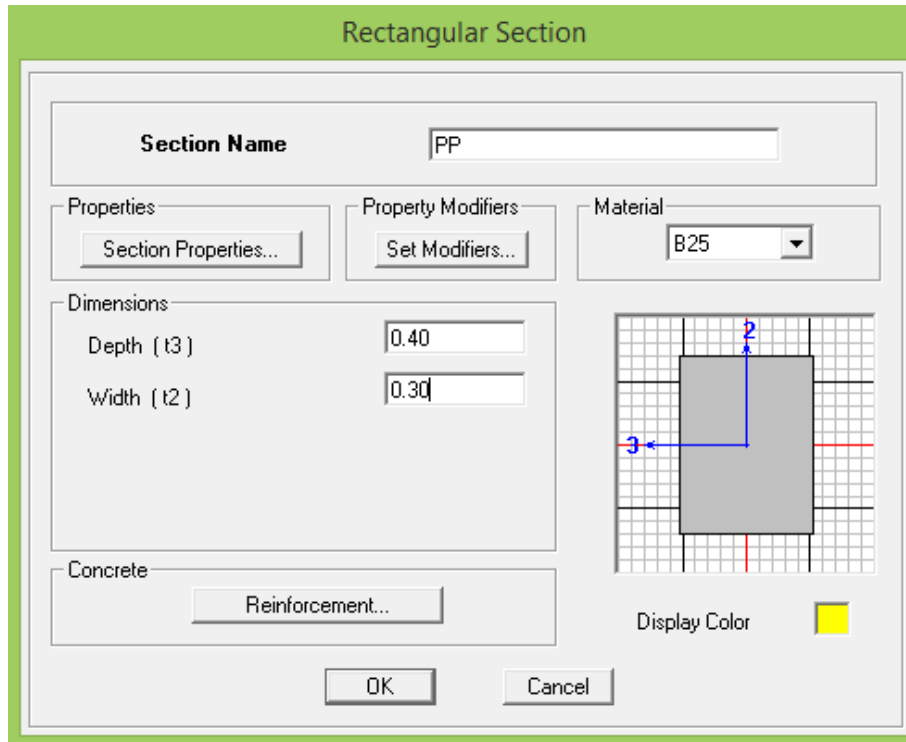


→ **Ok** → **Ok**

▪ Les poutres :

Nous commençons par les poutres principales ensuite par les poutres secondaires.

La procédure est la même que pour les poteaux, nous devons seulement modifier le paramètre column et faire la sélection sur beam



**b) Les éléments plaques (voiles et dalles pleines) :**


On distingue trois types des éléments plaques qui sont :

**Element Shell :** il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles.

Les sections sont définies par l'épaisseur.

**Element membran:** il est utilisé pour les éléments minces.

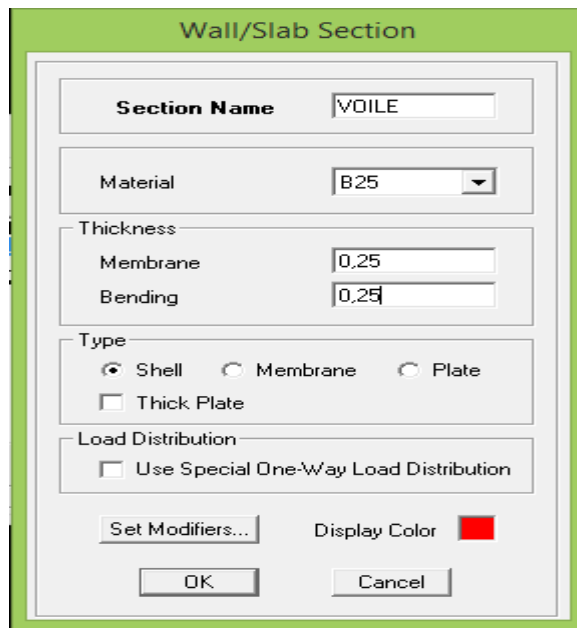
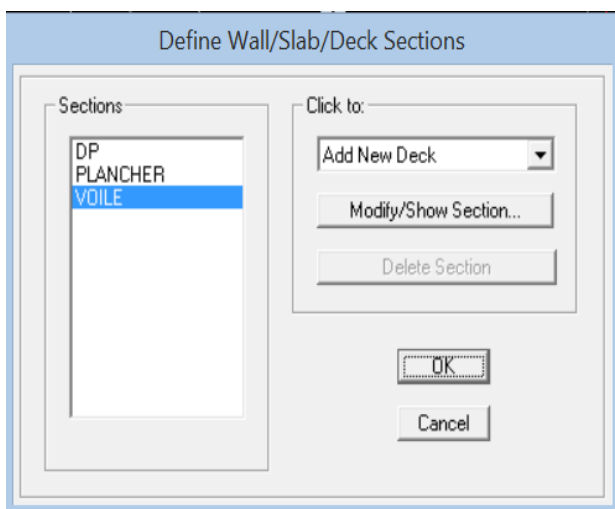
**Element plate :** c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.


- **Voiles :** On choisit le menu **Define**→**wall/slab**, ou bien on clique sur l'icône 

Icône **prophéties** → on sélection tout →**delete property**

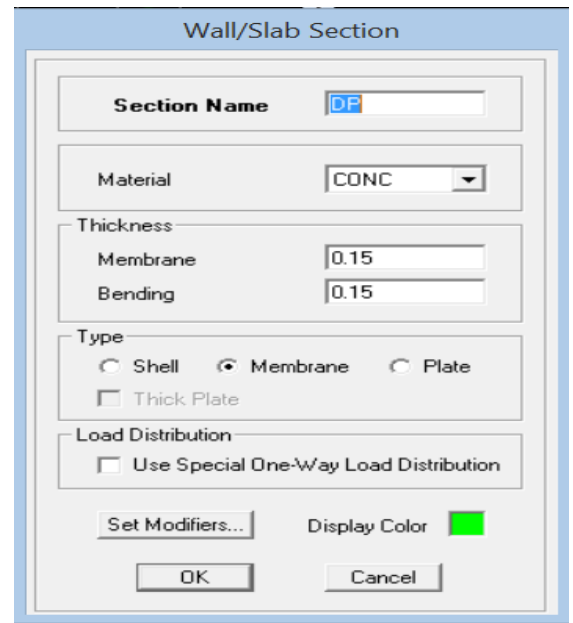
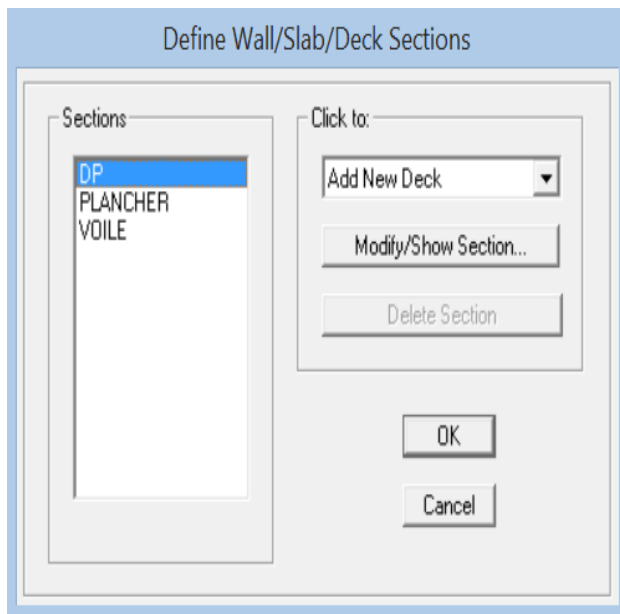
Icône **click to** → On clique sur **Add Rectangular** « ajout de sections »

On clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.



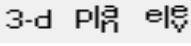
**Dalles pleines :** **Define**→ **wall/ slab/ deck sections**, ou bien on clique sur 

On clique sur **Add new slabet** on spécifie le nom



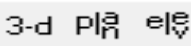
c) Affectation des sections aux différents éléments des portiques :

❖ Pour les poteaux :

Il faut se mettre sur la vue en élévation dans la barre d'outils cliquer sur 

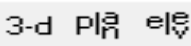
**Draw** → **draw line objects** → **Create lines in region or at clicks (plan, elev, 3D)**, il s'affiche une fenêtre **properties of object none** choisir le nom de la section ex : pot40x40 au-dessous de la fenêtre d'ETABS **one story** cliquer sur les points de poteau pour les dessiner.




❖ Pour les poutres :

Il faut se mettre sur la vue en plan dans la barre d'outils cliquer sur 

**Draw** → **draw line objects** → **create lines in region or at clicks (plan, elev, 3D)**, il s'affiche une fenêtre **properties of object none** choisir le nom de la section ex : PP 30x40 au-dessous de la fenêtre d'ETABS changer **one story** par **similar stories** cliquer sur les points des poutres pour les dessiner.

❖ Pour les voiles :

Il faut se mettre sur la vue en plan dans la barre d'outils cliquer sur 

**Draw** → **draw Area objects** → **create walls in region or at clicks (plan)** ou bien on clique sur l'icône (  ou bien  ) mais il faut se mettre en élévation 

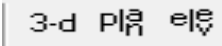
✓ Pour dessiner un voile par précision de sa longueur :

**Draw** → **draw Area objects** → **Draw walls**

(plan) il s'affiche une fenêtre → **Proprieties Of Object none** choisir le nom de la section : voile

→ **Drawing Control FixedLength « l »** on donne sa longueur

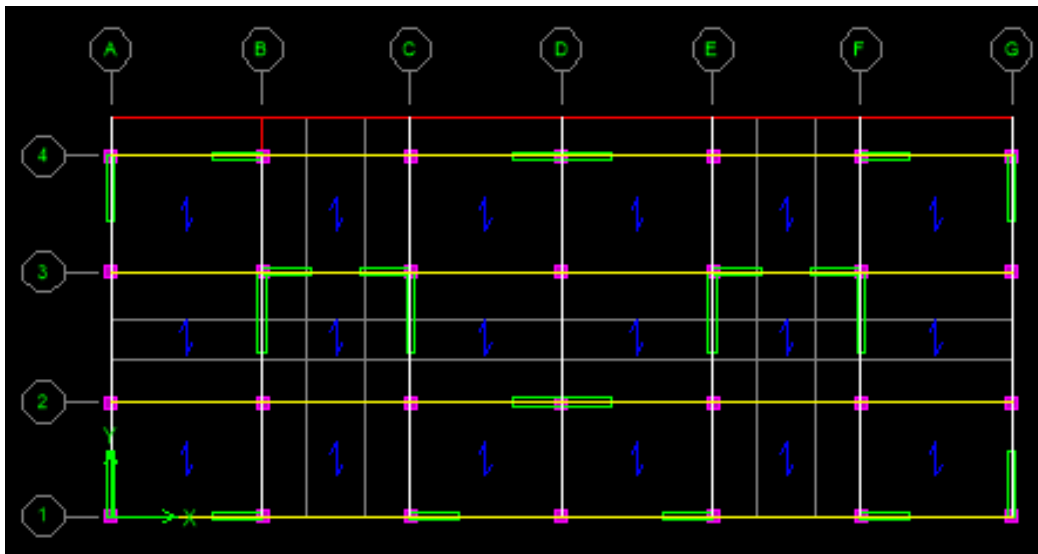
#### ❖ Les dalles pleines :

Il faut se mettre sur la vue en plan dans la barre d'outils cliquer sur 

**Draw** → **Draw Area Objects** → **Draw Rectangular Area** ou bien → **Create Areas At Clicks**

ou bien → **Draw Area (plan, elev, 3D)**

Il s'affiche une fenêtre → **Proprieties Of Object none** choisir le nom de la section **dalle pleine**.



→ 4<sup>ème</sup> étape :

Dans cette étape on va introduire les charges des structures.

La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et à des charges d'exploitation (**Q**), pour les définir on clique sur : **Define** → **StaticLoad Cases**.

Le poids propre de la structure est pris en compte par le coefficient 1.

**Charges permanentes** : Load Name (Nom de la charge) : **G**

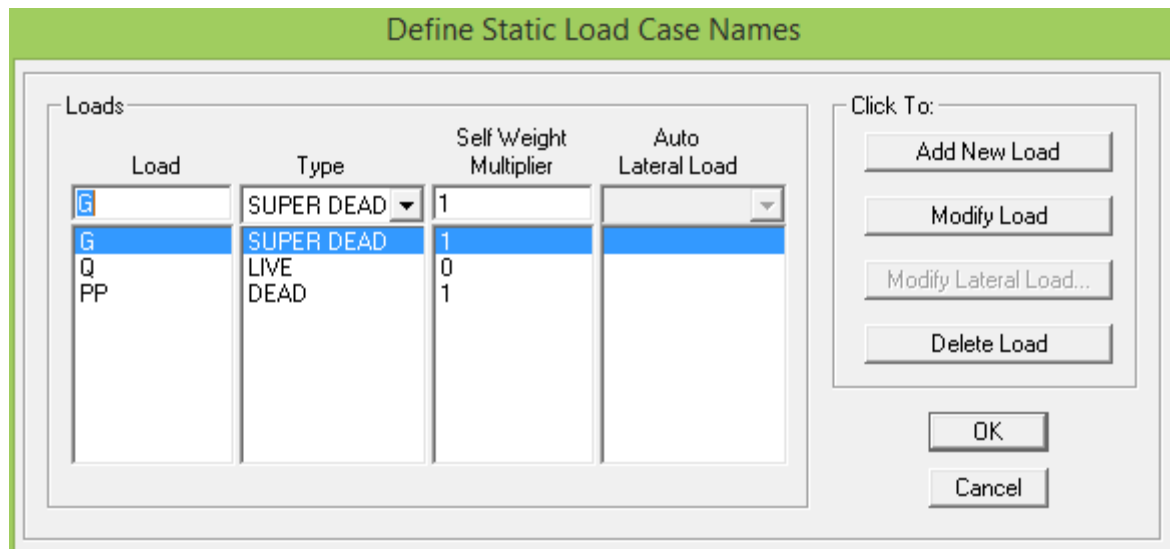
• **Type** → **DEAD** (permanente).

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) → 1

**Charges d'exploitation** : Load Name (Nom de la charge) : **Q**

• **Type** → **LIVE** (exploitation).

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre) 0



On chargera les éléments secondaires (plancher, les escaliers, les dalles pleines l'acrotère et les poutres principales et secondaires).

#### Exemple :

- **Plancher et dalles pleine :**

D'abord on sélectionne les éléments à charger en utilisant la méthode suivante :

**Select** ———→ **by Wall/Slab/Deck/section** puis on choisit l'élément à charger et appliquer la charge correspondante.

Une fois la sélection est faite on choisit : **Assign** ———→ **Assign uniform loads.**

Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (G ou Q), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

→ 5<sup>ème</sup> étape :

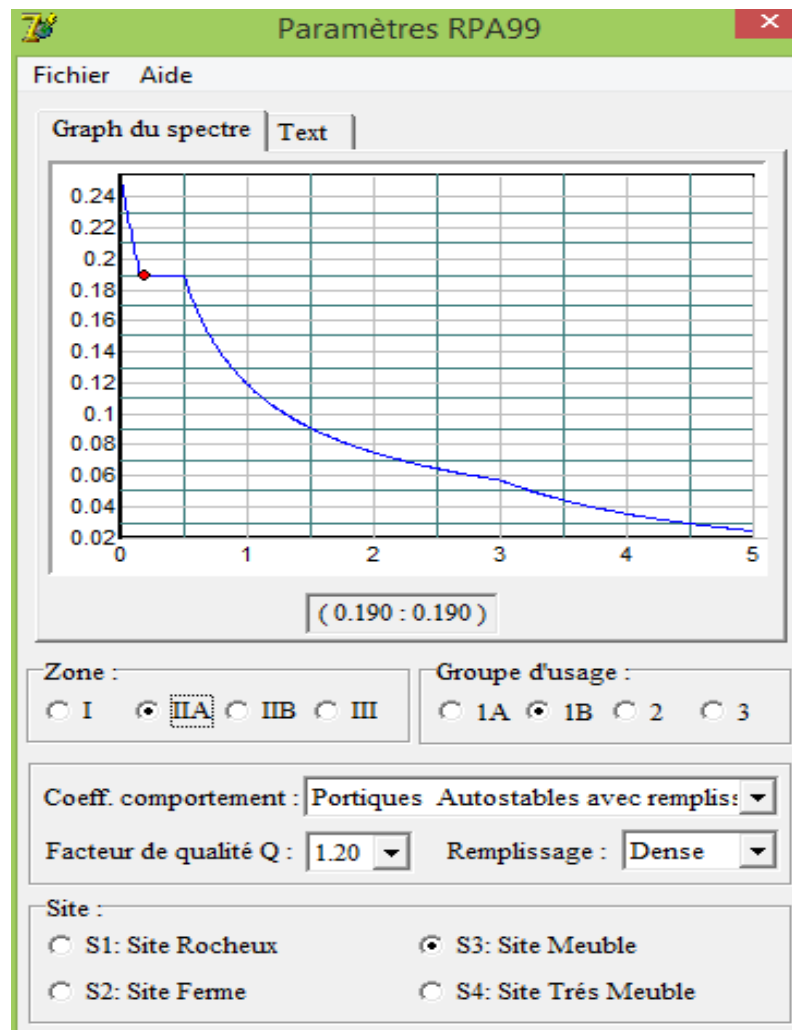
Définition de la charge dynamique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T.

#### Données à introduire dans le logiciel :

- Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir **Annexe 1 du RPA 2003**)
- Groupe d'usage : 3 (bâtiments courants, voir **chapitre 3.2 du RPA 2003**)
- Coefficient de comportement : R=3.5
- Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie).

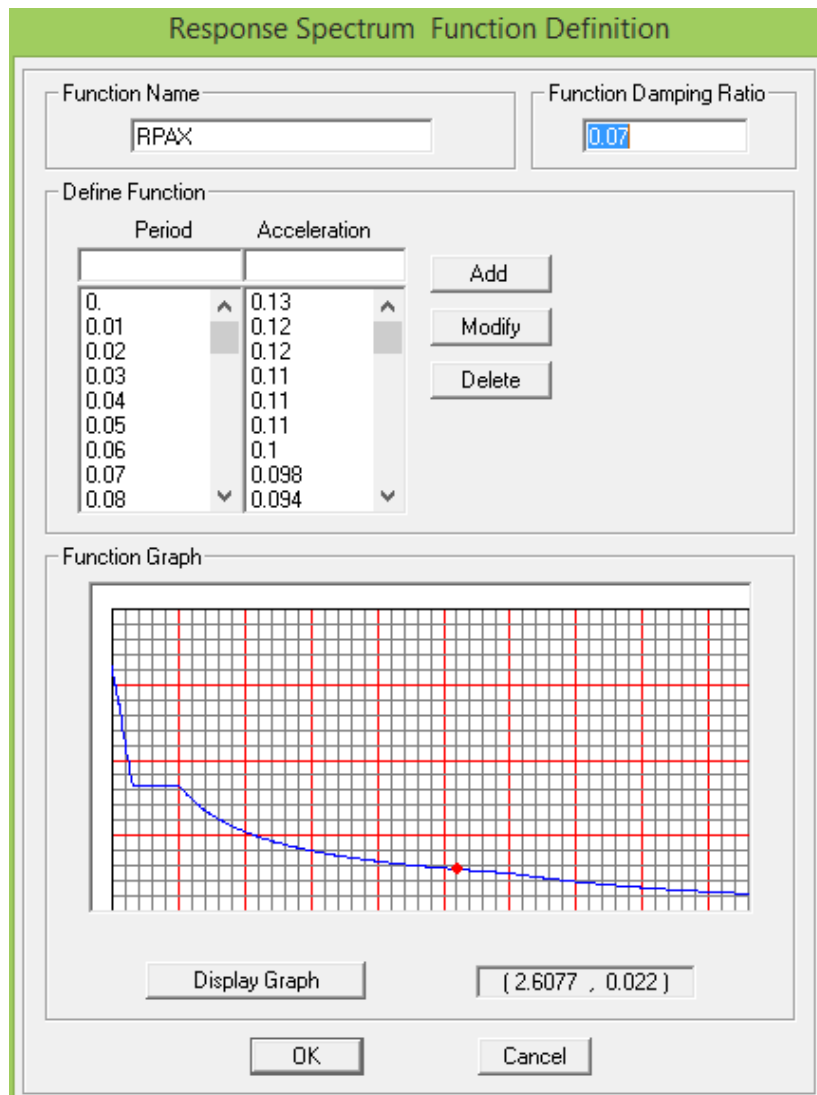
- Site : S3 (Voir rapport de sol **Chapitre 1**).
- Facteur de qualité (Q):  $Q=1+q \rightarrow Q=1.2$



On trouve le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text**⇒ **Enregistrer**

Pour introduire le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

**define** ⇒ **response spectrum** ⇒ **function spectre from file.**



▪ **Définition de la charge sismique E :**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y.

On clique sur : **Define ⇒ Response Spectrum Cases ⇒ Add New Spectrum.**

**Response Spectrum Case Data**

**Spectrum Case Name**

Structural and Function Damping  
Damping

Modal Combination  
 CQC    SRSS    ABS    GMC  
 f1  f2

Directional Combination  
 SRSS  
 ABS   Orthogonal SF   
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	<input type="text" value="RPAX"/>	<input type="text" value="9.81"/>
U2	<input type="text"/>	<input type="text"/>
UZ	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Excitation angle

Eccentricity  
 Ecc. Ratio (All Diaph.)   
 Override Diaph. Eccen.

**Response Spectrum Case Data**

**Spectrum Case Name**

Structural and Function Damping  
Damping

Modal Combination  
 CQC    SRSS    ABS    GMC  
 f1  f2

Directional Combination  
 SRSS  
 ABS   Orthogonal SF   
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	<input type="text"/>	<input type="text"/>
U2	<input type="text" value="RPAY"/>	<input type="text" value="9.81"/>
UZ	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Excitation angle

Eccentricity  
 Ecc. Ratio (All Diaph.)   
 Override Diaph. Eccen.

**Response Spectrum Case Data**

**Spectrum Case Name**

Structural and Function Damping  
Damping

Modal Combination  
 CQC    SRSS    ABS    GMC  
 f1  f2

Directional Combination  
 SRSS  
 ABS   Orthogonal SF   
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	<input type="text"/>	<input type="text"/>
U2	<input type="text" value="RPAY"/>	<input type="text" value="9.81"/>
UZ	<input type="text"/>	<input type="text"/>

Excitation angle

Eccentricity  
 Ecc. Ratio (All Diaph.)   
 Override Diaph. Eccen.

→ 6<sup>ème</sup> étape :

- Introduction des combinaisons d'action :

❖ **Combinaisons aux états limites :**


ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$ .

ELS :  $G + Q$ .

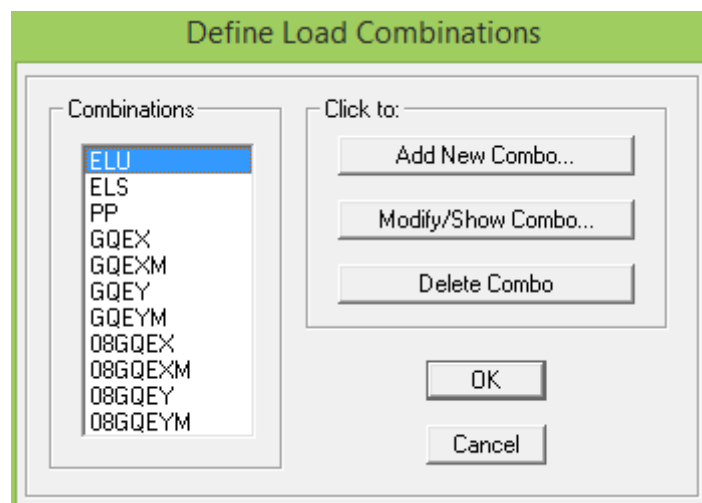
❖ **Combinaisons accidentelle du RPA :**

GQE :  $G + Q \pm E$ .

08 GE :  $0,8G \pm E$ .

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define** → **Load combinations** ou bien cliquer sur l'icône . Dans la boîte de dialogue qui apparaît après avoir cliqué sur → **Add**


**New Combo**, on aura à introduire le nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients.



→ 7<sup>ème</sup> étape :

Introduction de la masse sismique

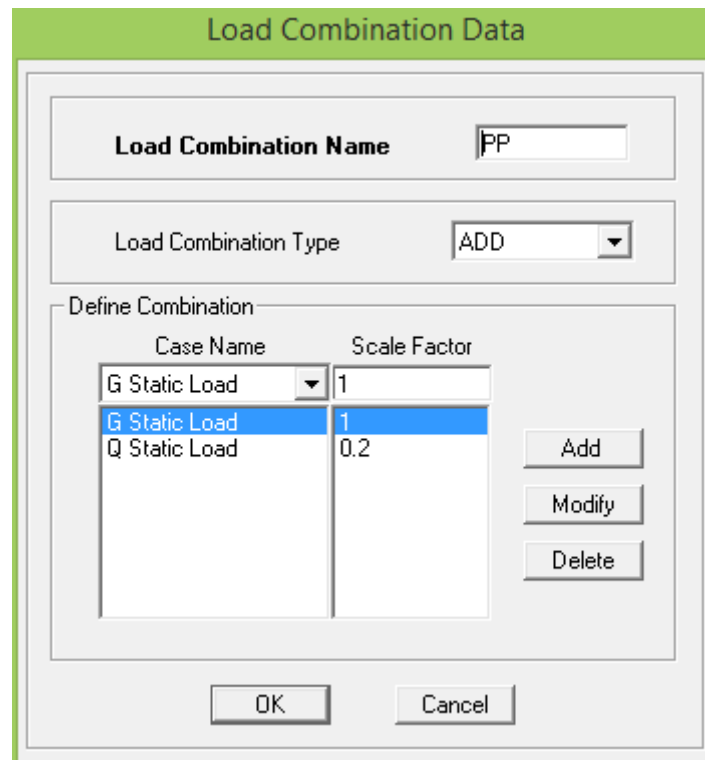
La masse peut être définie dans l'ETABS et ceci de la manière suivante :

**Define** → **masse source** ou bien on clique sur cette icône 

**W plancher = G plancher + β Q plancher**

**β**: Coefficient de pondération, d'après le RPA → **β=0.2** (bâtiment d'habitation).

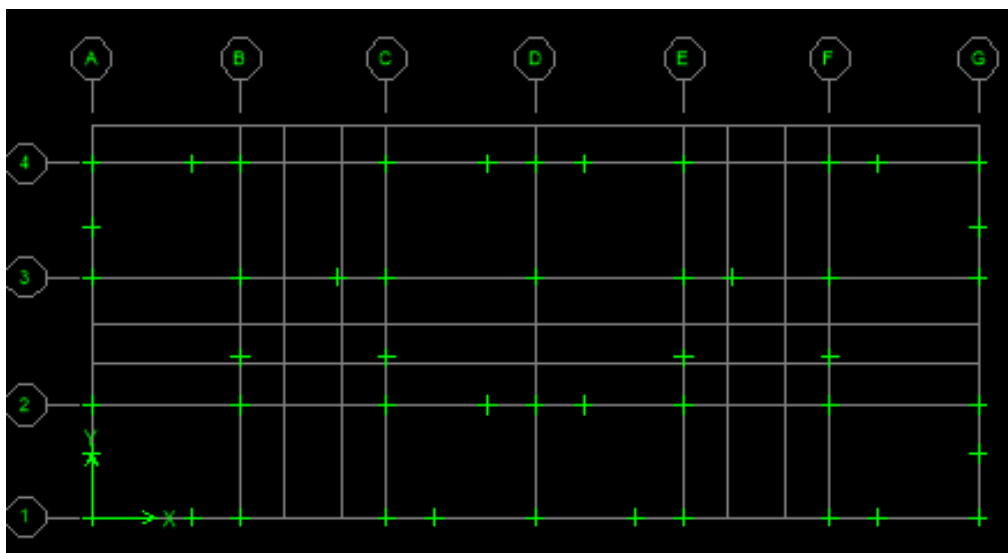
L'instruction à suivre :




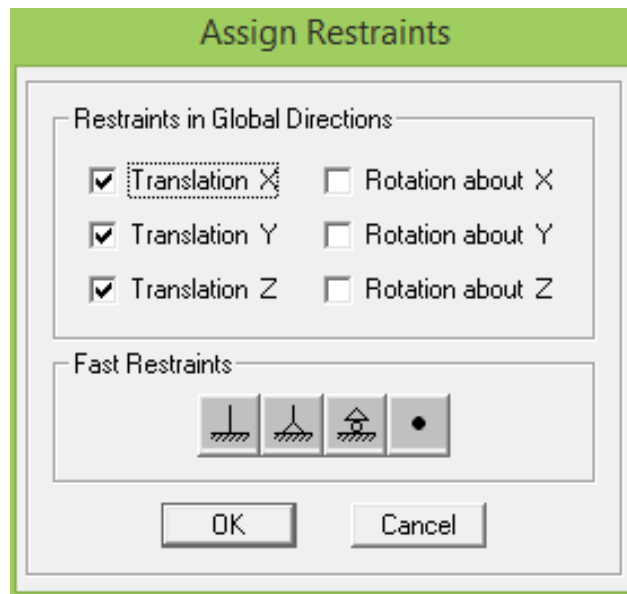
→ 8<sup>ème</sup> étape :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux et les voiles sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuent un encastrement



Assing → joint/ point → restraints. Ou bien cliquer sur l'icône suivante 



❖ Les diaphragmes :

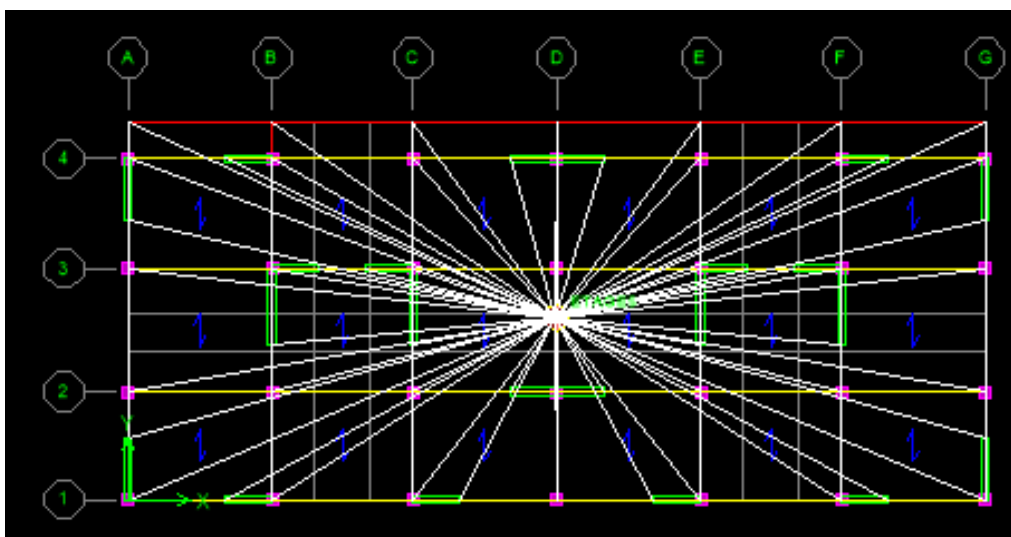
Les planchers sont supposés infiniment rigides pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher.

On clique sur cette icône  ou bien on procède comme suite :

Assing → joint/ point → Diaphragme → Add New Diaphragm.

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

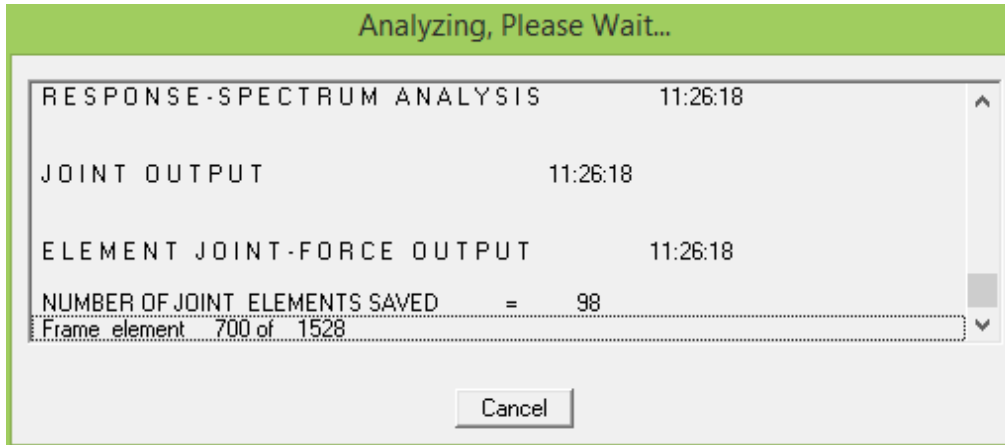
On refait la même opération pour tous les autres planchers.



→ 9<sup>ème</sup> étape :

L'analyse dynamique :

Analyze → set Analysis options.



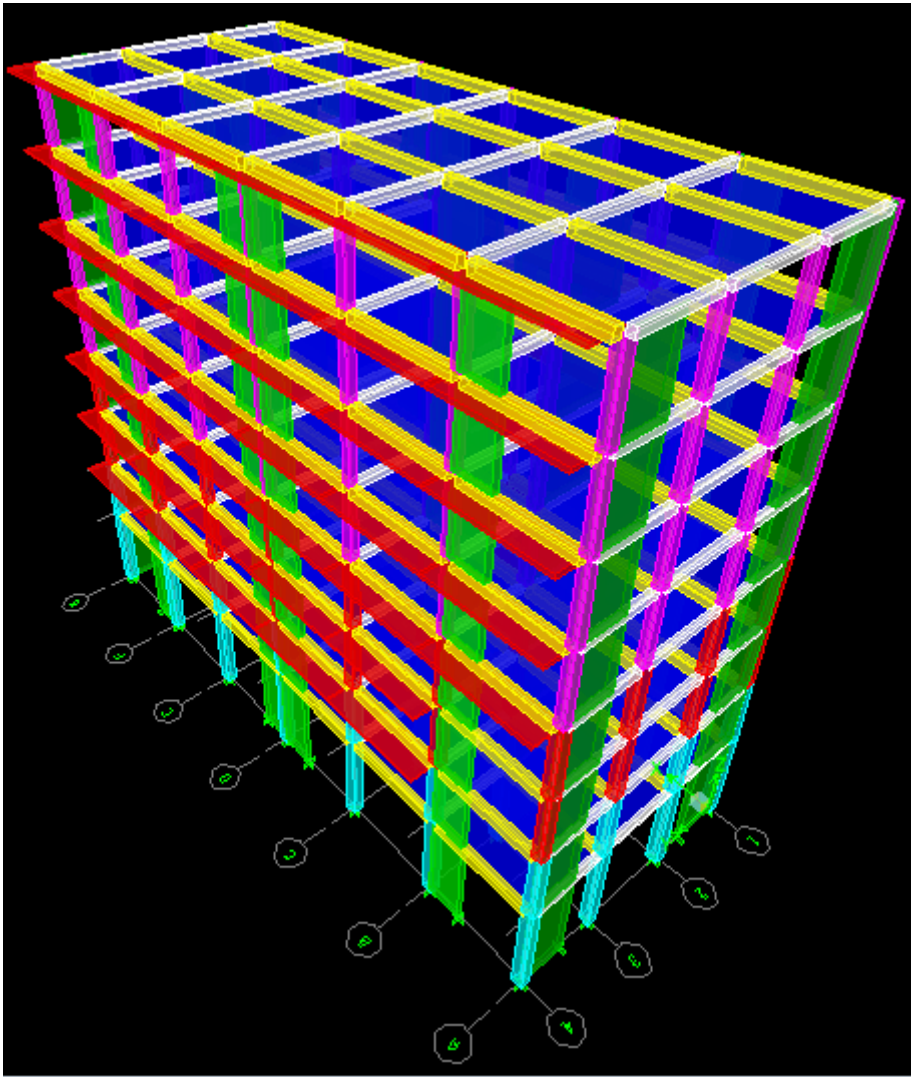
**Déformée de la structure :** on clique sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

**Diagramme des efforts internes :** on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display** et on sélectionne **Show Member Forces/Stresses Diagrame**

**Déplacement :** pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau considéré on appuie sur **Show Tables** puis on coche **Displacement**.

***Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base***

**Show Tables ⇒ Base Reactions ⇒ Select Cases/Comb ⇒ E.**



Modèle final en 3D de la structure



**Chapitre V :**  
**Vérifications RPA**

**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.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- Vérification de la période ;
- Vérification de la participation de la masse modale ;
- Justifications du système de contreventement ;
- Vérification des déplacements relatifs ;
- Vérifications du déplacement maximal de la structure ;
- Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure ;
- Vérification de l'effet du 2ème ordre (**l'effet P-Δ**) ;
- Spécifications pour les poteaux.

**V.1- Vérification de la période empirique :****Calcul de la période empirique :**

$$T = CT \times (hN)^{3/4}$$

- **hN** : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

- **CT**: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003).

$$T1 = 0,05 \times (25.67)^{3/4} = 0.570s$$

**Calcul de la période empirique majorée :**

$$T_{maj} = T + 30\%T = 0,740 \text{ s}$$

**Détermination de la période par le logiciel ETABS :**

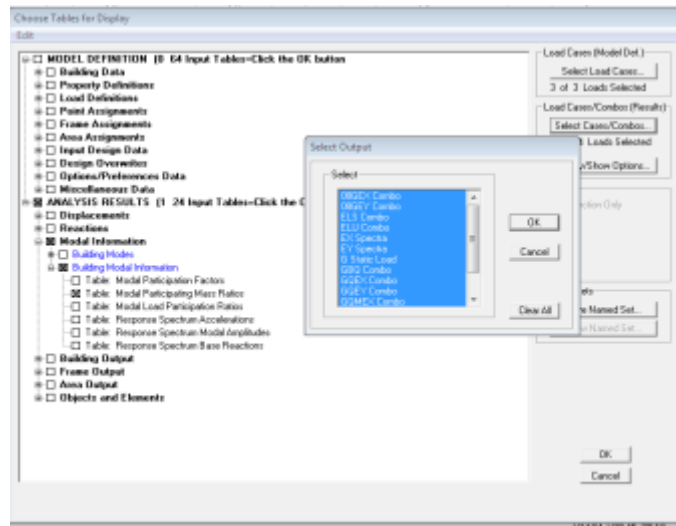
Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après :

Display ———> show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results ———> modal information ———> Building Modal Information  
 ———> Modal Participating Mass Ratios.

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : Select cases/combo



Puis on clique : **OK** ———> **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios									
Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ		
1	0,727178	0,0005	71,2297	0,0005	71,2297	0,0017	0,0017		
2	0,673341	76,0181	0,0005	76,0186	71,2302	0,1505	0,1522		
3	0,621661	0,0917	0,0010	76,1102	71,2312	72,3290	72,4812		
4	0,176162	13,5455	0,0006	89,6558	71,2318	0,0555	72,5367		
5	0,173275	0,0006	17,5170	89,6563	88,7489	0,0057	72,5423		
6	0,155399	0,0122	0,0026	89,6686	88,7514	16,1481	88,6904		
7	0,078490	5,2679	0,0000	94,9365	88,7514	0,0020	88,6924		
8	0,071045	0,0000	6,1056	94,9365	94,8570	0,0064	88,6988		
9	0,064877	0,0023	0,0067	94,9388	94,8637	5,9527	94,6515		
10	0,043711	2,5149	0,0000	97,4537	94,8637	0,0002	94,6517		
11	0,038814	0,0000	2,7373	97,4537	97,6010	0,0003	94,6520		
12	0,035186	0,0054	0,0010	97,4590	97,6020	2,7519	97,4039		

Ensuite, on relève la valeur de la période du premier mode

Mode	Period
1	0,727178

**Comparaison des résultats :**

On a :

- La période calculée : **T = 0,570 s**
- La période majorée : **Tmaj = 0,74 s**
- La période ETABS Tetabs = **0,790 s.**

On remarque que : **T < T<sub>etabs</sub> < T<sub>maj</sub> → La condition est vérifiée.**

**V.2- Vérification de la participation de la masse modale (Art 4.3.4 RPA99V2003) :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

**Détermination de la participation de la masse modale**

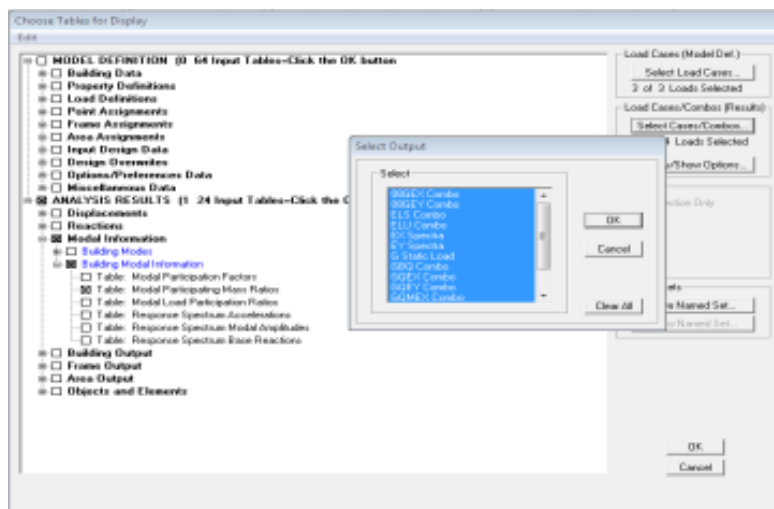
On l'a déterminé en suivant le cheminement ci-après :

**Display → show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**Analyse results → modal information → Building Modal Information  
Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo**



Puis on clique : **OK → OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
▶	1	0,727178	0,0005	71,2297	0,0005	71,2297	0,0017	0,0017
	2	0,673341	76,0181	0,0005	76,0186	71,2302	0,1505	0,1522
	3	0,621661	0,0917	0,0010	76,1102	71,2312	72,3290	72,4812
	4	0,176162	13,5455	0,0006	89,6558	71,2318	0,0555	72,5367
	5	0,173275	0,0006	17,5170	89,6563	88,7489	0,0057	72,5423
	6	0,155399	0,0122	0,0026	89,6686	88,7514	16,1481	88,6904
	7	0,078490	5,2679	0,0000	94,9365	88,7514	0,0020	88,6924
	8	0,071045	0,0000	6,1056	94,9365	94,8570	0,0064	88,6988
	9	0,064877	0,0023	0,0067	94,9388	94,8637	5,9527	94,6515
	10	0,043711	2,5149	0,0000	97,4537	94,8637	0,0002	94,6517
	11	0,038814	0,0000	2,7373	97,4537	97,6010	0,0003	94,6520
	12	0,035186	0,0054	0,0010	97,4590	97,6020	2,7519	97,4039

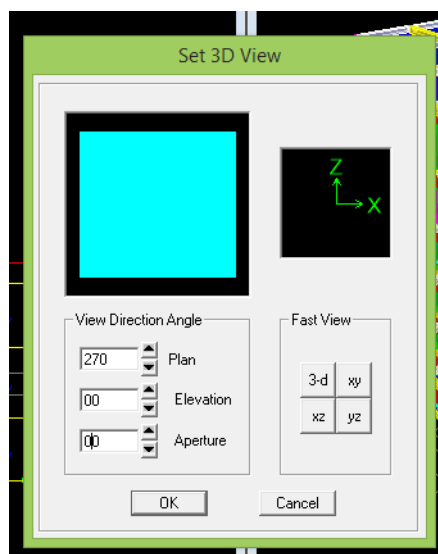
La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions dans le 8ème mode (modélisation), ———> **La condition est vérifiée.**

**V.3- Justifications du système de contreventement :**

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

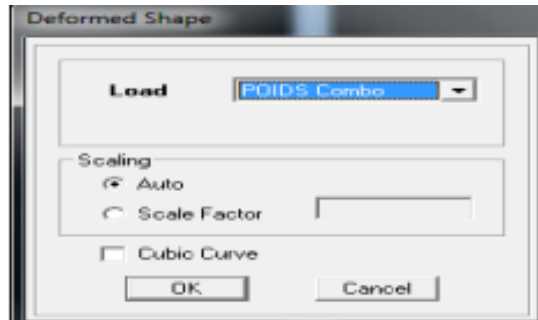
Pour déterminer les charges verticales et horizontales repris par les voiles dans Etabs on suit les étapes ci-après :

**View ———> Set 3D view**



On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur:

**Display** —→ **show Deformed shape** —→ **Load: Poids.**

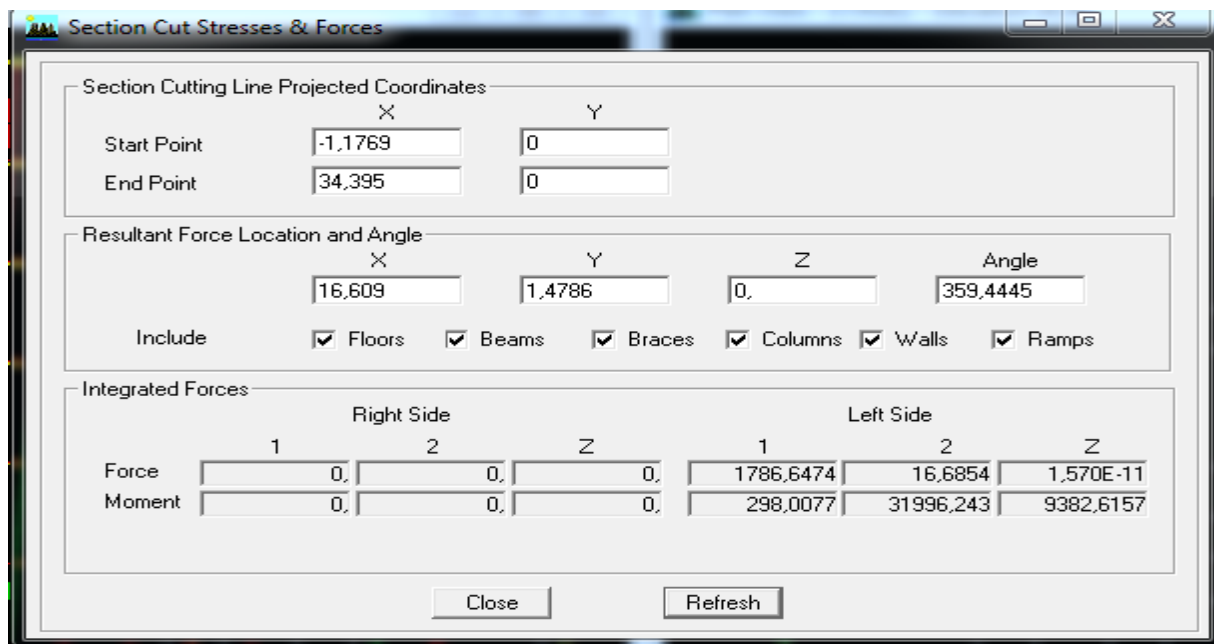


En suite: **Draw** —→ **Draw Section Cut**

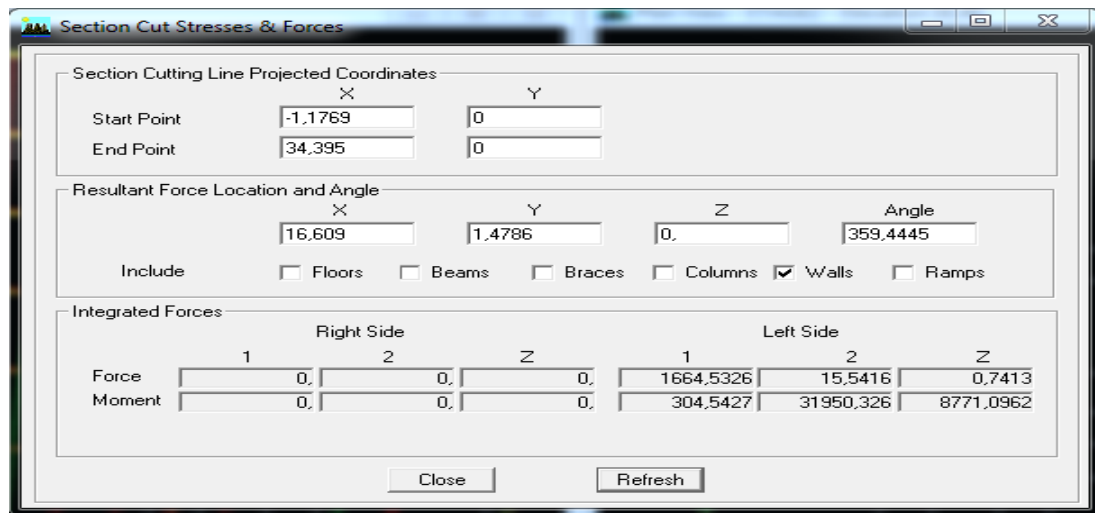
En coupant à la base une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :

**Forces horizontales :**

**Sens x-x :**

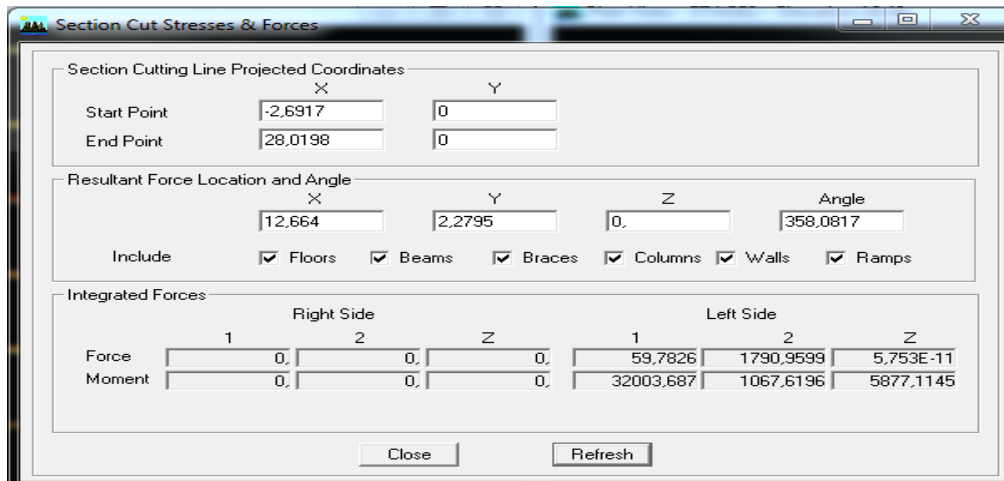


Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-Z**) C'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois. Puis on décoche les cases **floors, beams, braces, columns, ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

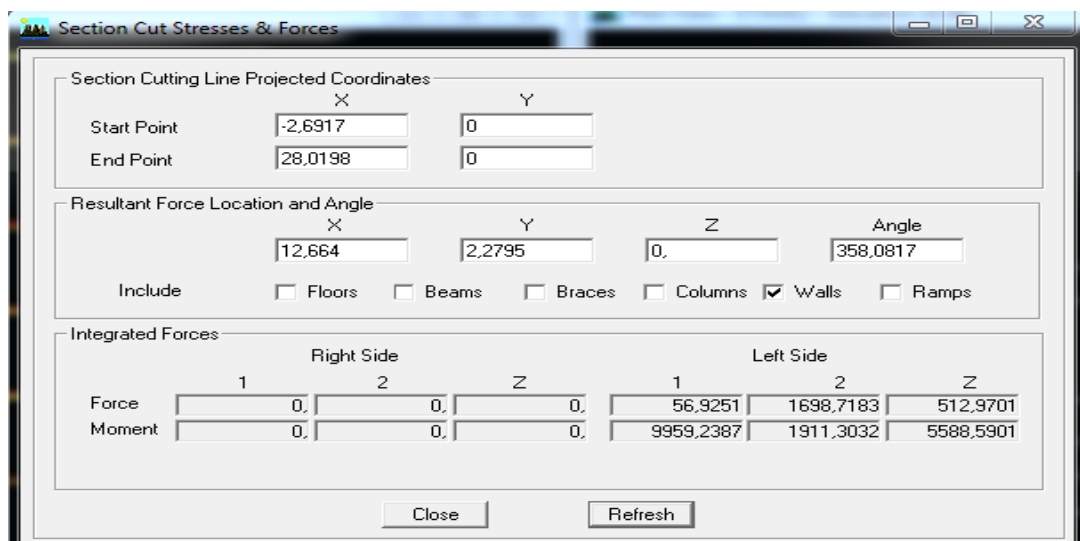


Sens y-y :

Efforts repris par voiles et portiques :

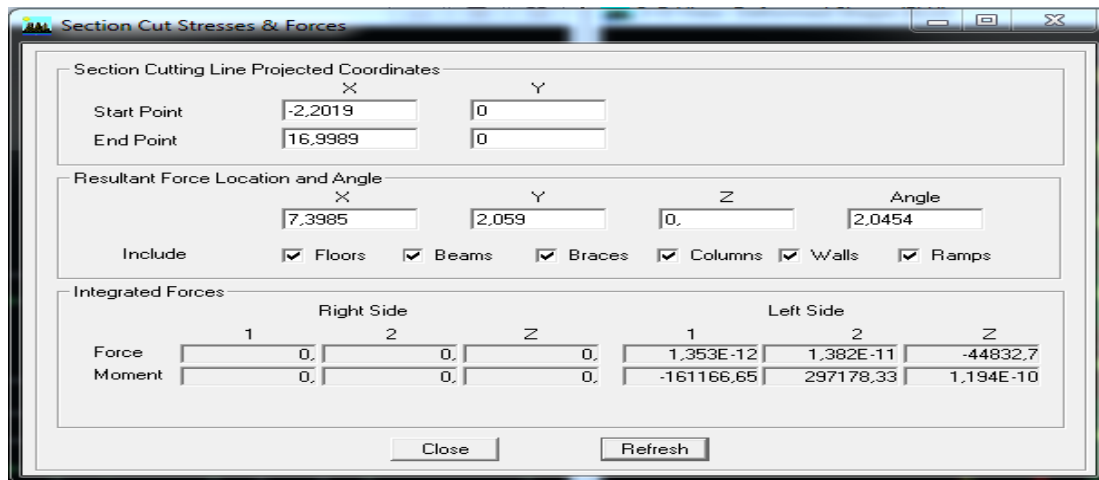


Efforts repris par les voiles :

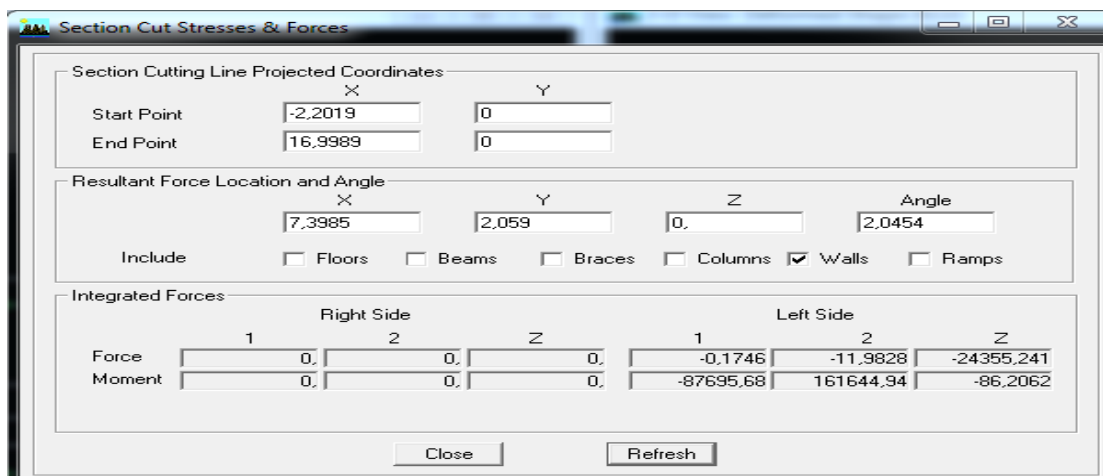


Forces verticales :

Efforts repris par les voiles et portiques :



Efforts repris par les voiles :



	Forces reprises par les voiles et les portiques	Forces reprises par Les voiles uniquement	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	1786,64	1664,53	93,17	6,83
Ey	1790,95	1698,71	94,85	5,15
ELU	44832,7	24355,24	54,32	45,68

Tableau V. 1 : Pourcentages charges verticales et horizontales reprises par les voiles.

D'après les résultats représentés dans le tableau des efforts verticaux on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges horizontales.

Selon les résultats représentés dans les deux tableaux des efforts horizontaux on remarque que les voiles reprennent presque la totalité des sollicitations dues aux charges verticales

Donc suivant l'article 3.4 de RPA 99/2003 qui nous permet de classer notre système de contreventement et nos résultats ci-dessus, on opte pour un système de contreventement par voiles porteurs, son coefficient de comportement est pris  $R=3.5$  d'après le tableau 4.3 de RPA 99/2003.

**V.4.Vérification de la Résultantes des forces sismiques de calcul :**

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99** version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente  $V$ .

Si  $V_t < 0.8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport :  $r = \frac{0.8V}{V_t}$ .

➤ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone, il donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas, on est dans une Zone de type  $II_a$  et un Groupe d'usage 2.

Nous trouverons : **A = 0.15**

- **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est en fonction de la catégorie de site et du facteur d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec  $T_2$  : période caractéristique associée à la catégorie du site, elle est donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site meuble  $S_3$ ) :

**$T_2(S3) = 0.5 \text{ sec}$**

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où  $\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 version 2003 :

Nous avons une structure contreventé par voile et avec remplissage dense, Donc  $\xi = 10\%$

D'où :  $\eta = 0,763 > 0.7$

$\eta = 0,763$

Nous avons :  $T_2 \leq T = 0.727 \leq 3$  s donc :  $2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow D = 1.30$

- **Q** : facteur de qualité ; il est fonction de :
  - Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent ;
  - La régularité en plan et en élévation ;
  - La qualité du contrôle de la construction.

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum q_p$  (formule 4 – 4 RPA page 29)

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon les critères de qualité « satisfait ou non ». Sa valeur est donnée par le tableau (4 – 4 RPA 99)

Critère « q »	Sens Transversal (Y)		Sens Longitudinal (X)	
	Observé ou non	Pq	Observé ou non	Pq
1. Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2. Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3. Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4. Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0.00	Oui	0.00
6.				
7. Contrôle de la qualité l'exécution	Oui	0.00	Oui	0.00
<b>Somme</b>		1.20		1.20

Tableau V.2: Récapitulatif des résultats

W est donné par le logiciel **ETABS** comme suit : 30419,28

- Coefficient de comportement global de la structure **R**

**R = 3,5** contreventement par voile porteur.

On aura ainsi la force sismique à la base :

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.30 \times 1,2}{3.5} \times (30419,28) = 2033,75KN.$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.30 \times 1.2}{3.5} \times (30419,28) = 2033,75KN.$$

L'effort tranchant à la base (déterminé de logiciel **ETABS**)

Spectre	L'effort tranchant (MSE)		$0,8*V_{MSE}$	$V_{logiciel}$	Observation $V_{logiciel} \geq 0,8*V_{MSE}$
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R}.W$	2033,75	1627,00	1786,72	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R}.W$	2033,75	1627,00	1791,96	Condition vérifiée

Tableau V.3 : Valeurs de l'efforts tranchants

**Conclusion :**

La résultante des forces sismiques à la base «  $V_t$  » obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente **V**.

**V.5. Vérification des déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « **k** » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ (article 4.4.3 âge 37 RPA)}$$

Le déplacement relatif du niveau « **k** » par rapport au « **k-1** » est donnée par :

$${}_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec :  $\Delta_k < 1\% h_g$  (RPA 99 article 5.10).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niv	$\delta_{kx}$	$\delta_{ky}$	R	$\delta_{kx} \times R$	$\delta_{ky} \times R$	$\Delta_{kx}$	$\Delta_{ky}$	1% $h_e$	Observation
ETAGE5	0,0118	0,0151	3,5	0,0413	0,05285	0,001	0,0021	0.0306	Condition vérifiée
ETAGE4	0,0108	0,013	3,5	0,0455	0,0455	0,0013	0,0022	0.0306	Condition vérifiée
ETAGE3	0,0095	0,0108	3,5	0,0378	0,0378	0,0015	0,0022	0.0306	Condition vérifiée
ETAGE2	0,008	0,0086	3,5	0,0301	0,0301	0,0018	0,0023	0.0306	Condition vérifiée
ETAGE1	0,0062	0,0063	3,5	0,02205	0,02205	0,0019	0,0021	0.0306	Condition vérifiée
RDC	0,0043	0,0042	3,5	0,0147	0,0147	0,0018	0,0018	0.0306	Condition vérifiée
ES1	0,0025	0,0024	3,5	0,0084	0,0084	0,0015	0,0015	0.0306	Condition vérifiée
ES2	0,001	0,0009	3,5	0,00315	0,00315	0,001	0,0009	0.0408	Condition vérifiée

Tableau V.4 : Calculs des déplacements

Conclusion :

Les déplacements de la structure sont admissibles.

Story	Diaphragm	XCM	XCR	YCR	YCM-YCR	0,05 $\times Lx$	Observation
ETAGE5	ETAGE5	13,85	13,85	5,503	0,037	1,135	Condition vérifiée
ETAGE4	ETAGE4	14,056	13,85	5,512	0,241	1,135	Condition vérifiée
ETAGE3	ETAGE3	13,965	13,85	5,546	0,255	1,135	Condition vérifiée
ETAGE2	ETAGE2	13,85	13,85	5,593	0,269	1,135	Condition vérifiée
ETAGE1	ETAGE1	13,85	13,85	5,652	0,214	1,135	Condition vérifiée
RDC	RDC	13,85	13,85	5,734	0,132	1,135	Condition vérifiée
ES1	ES1	13,85	13,85	5,86	0,019	1,135	Condition vérifiée
ES2	ES2	13,821	13,85	6,026	-0,135	1,135	Condition vérifiée

Tableau V.5 : Calculs des déplacements relatifs

**V.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :**

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 5.9), L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,1$$

Avec :

$P_K$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K ;

$V_K$  : Effort tranchant de l'étage k ;

$h_K$  : Hauteur de l'étage K ;

$\Delta_K$  : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

Sinon si :

0,10 <  $\theta_K$  < 0,20 : il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à 1/(1- $\theta_K$ ) $\theta$ .

$\theta_K > 0,20$ : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de vérification de l'effet P-Δ dans les deux sens xx, yy sont donnés dans le tableau suivant :

STORY	$P_K$ (KN)	$h_K$	Sens X-X [sous EY]			Sens Y-Y [ Sous EY]			Observation
			$\Delta_K$	$V_K$ (m)	$\theta(x)$	$\Delta_K$	$V_K$ (m)	$\theta(x)$	
ETAGE5	3792,85	3,06	0,001	409,55	0,0030	0,0021	464,78	0,0056	Condition vérifiée
ETAGE4	7490,43	3,06	0,0013	749,45	0,0042	0,0022	805,48	0,0067	Condition vérifiée
ETAGE3	11188	3,06	0,0015	1037,29	0,0053	0,0022	1077,11	0,0075	Condition vérifiée
ETAGE2	14885,57	3,06	0,0018	1278,94	0,0068	0,0023	1299,08	0,0086	Condition vérifiée
ETAGE1	18663,47	3,06	0,0019	1475,31	0,0079	0,0021	1478,28	0,0087	Condition vérifiée
RDC	22404,23	3,06	0,0018	1621,17	0,0081	0,0018	1614,22	0,0082	Condition vérifiée
ES1	26257,35	3,06	0,0015	1724,86	0,0075	0,0015	1720,04	0,0075	Condition vérifiée
ES2	30419,28	4,25	0,001	1786,72	0,0040	0,0009	1791,96	0,0036	Condition vérifiée

**Tableau V. 6 :** Vérification de l'effet du 2<sup>ème</sup> ordre (l'effet P-Δ).

### V.7.Vérification de l'effort normal réduit RPA99 modifiée 2003 (l'Art.7.4.3)

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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

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	$N_d$ (kN)	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$F_{c28}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	V	Observation
45 X 45	1462,53	2 025	2,5	0,289	Condition vérifiée
40 X 40	1005,72	1 600	2,5	0,251	Condition vérifiée
35 X 35	647,34	1 225	2,5	0,211	Condition vérifiée

**Tableau V.7** : Effort normal réduit dans les poteaux.

#### Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.



**Chapitre VI :**  
**Ferraillage des éléments**  
**structuraux**

## Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol, elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement les portiques (poteaux poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant, ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter tous genres de sollicitations.

### VI.1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments linéaires verticaux non-exposés aux intempéries et sollicités par des efforts normaux, tranchants ainsi que des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion composée et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

-  $1.35G + 1.5Q$  (ELU).

-  $G + Q \pm E$   
 -  $0.8G \pm E$  } [Combinaisons d'actions sismiques (RPA 99)].

Les trois types de sollicitations à prendre en considération sont les suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1RPA 99/ version2003:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et dépourvues de crochets
- le pourcentage minimal est de : 0.8 % (Zone II a).
- le pourcentage maximal est : 4 % en zones courantes.
- 6% en zones de recouvrement.
- le diamètre minimal est de 12mm.
- la longueur minimale des recouvrements est de :  $40\phi$  (zone II a).
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser
- 25 cm (zone IIa)
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version 2003** sont rapportées dans le tableau suivant :

Etage	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (zone courante)	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> ) (zone de recouvrement)
De 2 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup>	35x35	9,8	49	73,5
RDC et 1 <sup>er</sup>	40x40	12,8	64	96
S-Sol 2 et S-Sol 1	45x45	16,2	81	121,5

Tableau VI.1.1 : Les sections des armatures longitudinales.

➤ Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	Sollicitation	N [KN]	M [KN.m]
S-Sol 2 et S-Sol 1	45x45	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	1462,53	0,468
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	427,26	8,603
		$N^{\text{corr}} \rightarrow M^{\max}$	908,13	67,947
RDC et 1 <sup>er</sup>	40x40	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	1005,72	1,473
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	102,81	2,144
		$N^{\text{corr}} \rightarrow M^{\max}$	128,29	69,835
De 2 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup>	35x35	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	647,34	1,661
		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	27,57	1,985
		$N^{\text{corr}} \rightarrow M^{\max}$	116,41	56,291

Tableau VI.1.2 : Les efforts internes dans les poteaux

### VI.1.2: Calcul des armatures :

➤ Calcul des Armatures longitudinales :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

- Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression «C» qui est distant du centre de gravité de la section de  $e=M/N$ .

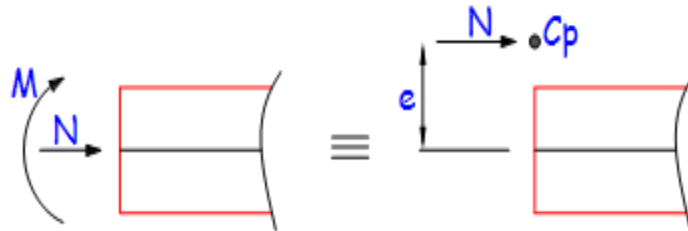


Figure VI.1.1 : Section en flexion composée.

Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

### VI.1.3. Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion.

Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être considérés :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression : 
$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

#### a- Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

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

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

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

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

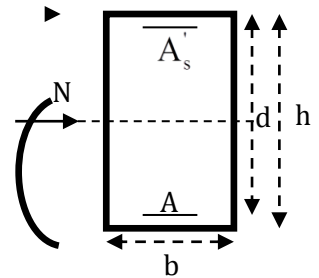
$$N_u(d-c') - M_f \leq [0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}] bh^2 f_{bc}$$

Avec :

$N_u$  : effort de compression.

$M_f$  : moment fictif.

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



**Détermination des armatures :**

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \text{ Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

➤ 1er cas :

Si  $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est simplement armée. ( $A' = 0$ )

• Armatures fictives :  $A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$

• Armatures réelles :  $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

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

➤ 2ème cas :

Si  $\mu \geq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$  la section est doublement armée. ( $A' \neq 0$ )

On calcul :  $M_r = \mu_1 \cdot bd^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\left\{ \begin{aligned} A_1 &= \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A' &= \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{aligned} \right. \sigma_{st}$$

La section réelle d'armature :

$$\left\{ \begin{aligned} A_s &= A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} \\ A_s' &= A' \end{aligned} \right.$$

**b- Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$N_u (d - c') - M_f > (0.337h - 0.81c) bh^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures.

Deux cas peuvent se présenter

➤ **1<sup>er</sup> cas :**

Si :  $N_u(d-c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c}{h}\right) bh^2 f_{bc} \longrightarrow$  la section est doublement armée

$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_{s'} > 0$$

**La section d'armature :**

$$A'_{s'} = \frac{M_f(d - 0.5h)bh.f_{bc}}{(d - c')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_{s'}$$

➤ **2<sup>ème</sup> cas :**

Si :  $N_u(d-c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c}{h}\right) bh^2 f_{bc} \longrightarrow$  la section est simplement armée

$$A_s > 0 \quad \text{et} \quad A_{s'} = 0$$

$$A_s = \frac{N - \psi bhf_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Avec :} \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2.f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

**C- Section entièrement tendue :**

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

**Avec :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

**Remarque :**

Si  $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

**B** : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_s$ : Contrainte de l'acier.

#### ❖ Calcul du ferrailage des poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « Socotec».

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	N(KN)	M (KN.m)	Nature	A <sub>sup</sub> ( cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> ( cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Zone I</b> <b>(45x4)</b>	1462,53	0,468	SEC	0	0	16,20	4HA20 + 4HA16	20,6
	427,26	8,603	SEC	0	0	16,20		
	908,13	67,947	SEC	0	0	16,20		
<b>Zone II</b> <b>(40x4)</b>	1005,72	1,473	SEC	0	0	12,80	4HA16 + 4HA14	14,2
	102,81	2,144	SEC	0	0	12,80		
	128,29	69,835	SPC	0	3,87	12,80		
<b>Zone III</b> <b>(35x35)</b>	647,34	1,661	SEC	0	0	9,80	4HA14 + 4HA12	10,68
	27,57	1,985	SEC	0	0	9,80		
	116,41	56,291	SPC	0	3,73	9,80		

**Tableau VI.1.3** : Calcul des armatures pour les poteaux

#### VI.1.4. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales ;
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement ;
- Positionner les armatures longitudinales.

**Selon BAEL 91 (Art A8.1.3)**

Le diamètre des armatures transversales est ou moins égal à la valeur normalisée la plus Proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \phi_L / 3 \text{ (Selon BAEL 91 Art A8.1.3)}$$

$$\phi_t = 20/3 = 6,55 \text{ soit } \phi \text{ 8mm}$$

$\phi$  Est le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

$A_t$ : armatures transversales

$T_u$  : effort tranchant de calcul

$h_1$ : hauteur totale de la section brute

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : élancement géométrique du poteau.

$S_t$  : espacement des armatures transversales :

- **Espacement des armatures transversales :**

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale**

$$S_t \leq \min(10\phi ; 15cm)$$

$$S_t \leq \min(10 \times 1,2 ; 15cm) = \min(12 ; 15cm) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Dans la zone courante**

$$S_t \leq 15 \phi$$

$$S_t \leq 15 \phi = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15cm$$

**Avec :**  $\phi_L = 12 \text{ mm}$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux.

Conclusion :

On adopte :  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale

$S_t = 15cm$  en zone courante

- $\rho_a$  coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant :

$\rho = 2.5$  si l'élançement géométrique  $\lambda g \geq 5$

$\rho = 3.75$  si l'élançement géométrique  $\lambda g < 5$

$$\lambda g = \frac{l_f}{i} \text{ (BAEL 91 Art: B8.4.1)}$$

**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.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) \quad \text{(Art.7.4.2.1)}$$

$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre principale.

❖ **Poteaux (45 x 45)**

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left( \frac{425-40}{6}; 45; 45; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{Max} (64,167; 45; 45; 60 \text{ cm}) = \mathbf{70 \text{ cm}}$$

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left( \frac{306-40}{6}; 45; 45; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{Max} (44,33; 45; 45; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

$h_e$ : hauteur entre nus des poutres

( $b_1$  ,  $h_1$ ):dimensions du Poteau.

$$L' = 2xh = 2x40 = 80 \text{ cm}$$

$h$ : hauteur de la poutre.

❖ **Poteaux (40x 40)**

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left( \frac{306-40}{6}; 40; 40; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{Max} (44.33; 40; 40; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

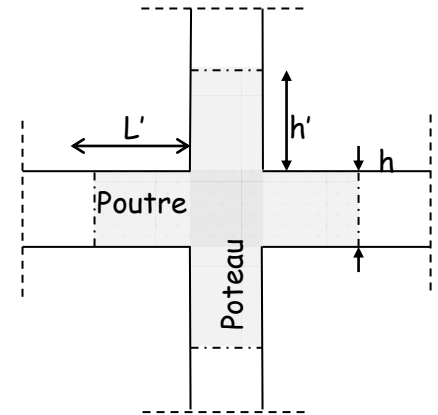
$$L' = 2xh = 2x40 = 80 \text{ cm}$$

❖ **PoteauX (35 x 35) :**

$$h' = \text{max} (h_e/6; b_1; h_1; 60 \text{ cm}) = \text{Max} \left( \frac{306-40}{6}; 35; 35; 60 \text{ cm} \right)$$

$$h' = \text{max} (44,33; 35; 35; 60 \text{ cm}) = \mathbf{60 \text{ cm}}$$

$$L' = 2xh = 2x40 = 80 \text{ cm}$$



**Figure VI.1.2 : Délimitation de la zone nodale**

**VI.1.5. Vérifications à l'ELU:**

a). Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales du RPA (article 7.4.2.2)

**Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

Si  $\lambda_g \geq 5$  .....  $A_t^{\min} = 0.3\% S_t \times b_1$

Si  $\lambda_g \leq 3$  .....  $A_t^{\min} = 0.8 S_t \times b_1$

Si  $3 < \lambda_g \leq 5$  ..... interpoler entre les deux valeurs précédentes

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

Poteaux	Hauteur	$L_f = 0,7L_0$	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$	$A_t^{\min} [cm^2]$		$A_{adoptée} [cm^2]$	$A_{adoptée}$	
				Zone courante $St=15\text{ cm}$	Zone nodale $St=10\text{ cm}$			
45x45	425	297,5	6,61	2,025	1,35	3,14	4 HA 10	Condition vérifiée
40x40	306	214,2	5,355	1,80	1,2	2,01	4 HA 8	Condition vérifiée
35x35	306	214,2	6,12	1,58	1,05	2,01	4 HA 8	Condition vérifiée

**Tableau VI.1.4 :** Vérification de la section des armatures transversales.

**Remarque :**

D'après le tableau ci-dessus,  $A_{t\min} < A_{adopté}$

- Les armatures longitudinales des poteaux (35x35), (40x40) seront encadrées avec un cadre et un losange de T8 de section transversale ( $4\phi 8 = 2.01cm^2$ ) dans la zone courante et la zone nodale.

- Les poteaux (45x45) seront encadrées avec un cadre et un losange de T10 de sections transversales : ( $4\phi 10 = 3.14cm^2$ ) dans la zone courante et la zone nodale.

**b) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2RPA 99/ version 2003 :**

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 :  $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0.075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875MPa \\ \lambda_g < 5 \longrightarrow \rho_b = 0.04 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1MPa \end{array} \right.$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

Niveau	Poteau	b (m)	d (m)	T (KN)	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\tau_b$	$\bar{\tau}_{bu}$	Vérification $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu}$
S-Sol 2 et S-Sol 1	45x45	0,45	0,42	46,41	6,61	0,075	0,246	1.875	Cv
RDC et 1 <sup>er</sup>	40x40	0,40	0,37	42,88	5,355	0,075	0,290	1.875	Cv
De 2 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup>	35x35	0,35	0,32	36,62	6,12	0,075	0,327	1.875	Cv

Tableau VI.1.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

## c). Longueur de scellement droit (BAEL 91/Art A.6.1, 221)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \Rightarrow \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

Pour les aciers à haut adhérence  $\Psi_s = 1,5$  ,  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

-Pour les HA 20 :  $L_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,546 \text{ cm}$  soit  $L_s = 75 \text{ cm}$

-Pour les HA 16 :  $L_s = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,437 \text{ cm}$  soit  $L_s = 60 \text{ cm}$

-Pour les HA 14 :  $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,382 \text{ cm}$  soit  $L_s = 50 \text{ cm}$

-Pour les HA 12 :  $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,328 \text{ cm}$  soit  $L_s = 45 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à :  $0,4 L_s$  pour les aciers **HA** :

-Pour les  $\emptyset 20$  :  $L_a = 30 \text{ cm}$

-Pour les  $\emptyset 16$  :  $L_a = 24 \text{ cm}$

-Pour les  $\emptyset 14$  :  $L_a = 20 \text{ cm}$

-Pour les  $\emptyset 12$  :  $L_a = 18 \text{ cm}$

## d) Longueur de recouvrement (RPA article 7.4.2.1)

La longueur minimale de recouvrement est :  $l_r > 40 \times \emptyset$  en zone **IIa**

- Pour les HA 20 :  $l_s = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm}$ . → on adopte  $L_r = 80 \text{ cm}$

- Pour les HA 16 :  $l_s = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$ . → on adopte  $L_r = 65 \text{ cm}$

- Pour les HA 14 :  $l_s = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$ . → on adopte  $L_r = 60 \text{ cm}$

- Pour les HA 12 :  $l_s = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$ . → on adopte  $L_r = 50 \text{ cm}$

## VI.1.6. Vérifications à l'ELS

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.445 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

SECTION	Sollicitation	Ns (KN)	Ms(KN.m)	$e_s = \frac{M_s}{N_s}$ (m)	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	A adopter (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min} \leq A_{\text{adp}}$
45×45	N <sub>max</sub> -M <sub>cor</sub>	1061,17	0,334	0,00031	6,460	20,6	CV
	N <sub>min</sub> -M <sub>cor</sub>	242,63	7,132	0,02939	6,474		CV
	M <sub>max</sub> -N <sub>cor</sub>	510,78	33,976	0,06652	6,492		CV
40×40	N <sub>max</sub> -M <sub>cor</sub>	732,03	1,057	0,00144	4,942	14,2	CV
	N <sub>min</sub> -M <sub>cor</sub>	144,55	6,054	0,04188	4,959		CV
	M <sub>max</sub> -N <sub>cor</sub>	332,65	24,241	0,07287	4,972		CV
35×35	N <sub>max</sub> -M <sub>cor</sub>	471,48	1,197	0,00254	3,740	10,68	CV
	N <sub>min</sub> -M <sub>cor</sub>	9,48	6,96	0,73418	4,048		CV
	M <sub>max</sub> -N <sub>cor</sub>	57,36	25,527	0,44503	3,917		CV

Tableau VI.1.6: Vérification de la condition de non fragilité.

b) État limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

c) Etat limite de compression du béton (Art A.4.5,2/BAEL 91) :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

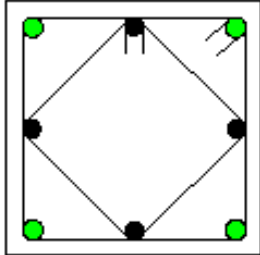
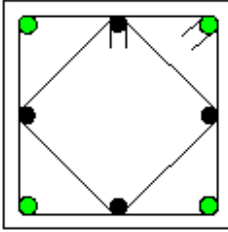
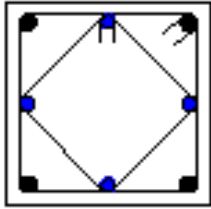
Contrainte admissible de l'acier :  $\bar{\sigma}_{bc} = 348 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Section (cm <sup>2</sup> )	N (kN)	M kN.m	$\sigma_{\text{béton}}^s$	$\sigma_{\text{béton}}^i$	$\sigma_{\text{béton}}^{ad}$	$\sigma_{\text{Acier}}^s$	$\sigma_{\text{Acier}}^i$	$\sigma_{\text{Acier}}^{ad}$	Observation
Poteaux 45x45	1061,17	0,334	4,56	4,53	15	68,4	68	348	Condition vérifiée
	242,63	7,132	1,38	0,69	15	20,2	11	348	Condition vérifiée
	510,78	33,976	3,83	0,55	15	54,7	10,9	348	Condition vérifiée
Poteaux 40x40	732,03	1,057	3,71	3,57	15	55,5	53,6	348	Condition vérifiée
	144,55	6,054	1,11	0,32	15	16	5,56	348	Condition vérifiée
	332,65	24,241	3,24	0,06	15	45,6	3,94	348	Condition vérifiée
Poteaux 35x35	471,48	1,197	3,53	3,27	15	52,7	49,4	348	Condition vérifiée
	9,48	6,96	1,16	0	15	13,3	-35,9	348	Condition vérifiée
	57,36	25,527	4,36	0	15	51,6	- 113,7	348	Condition vérifiée

**Conclusion :**

Le ferraillage des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Niveau	Section des poteaux (cm)	Armatures longitudinales	Armatures transversales	Coupes schématique
S-Sol 2 et S-Sol 1	45 × 45	4HA20+4HA16	1cadre et 1 losange (HA10)	
RDC et 1 <sup>er</sup>	40 × 40	4HA16+4HA14	1cadre et 1 losange (HA8)	
De 2 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup>	35 × 35	4HA14+4HA12	1cadre et 1 losange (HA8)	

VI-2- Ferraillage des poutres :

Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu-nuisible.

- Combinaison de calcul :

Elles seront ferraillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables, et vérifiées à l'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

Selon le BAEL99		Selon RPA/2003	
ELU	1,35G+1,5Q	RPA99/2003	$G + Q \pm E$
ELS	G+Q	RPA 99/2003	$0,8 \pm E$

Recommandations du RPA :

a. Armatures longitudinale (ART 7.5.2.1 RPA99/version 2003)

- Pourcentage total minimum

$$A_{min} = 0,5\% b \cdot h, \text{ en toute section}$$

- Pourcentage total maximum

$$A_{max} = 4\% b \cdot h \longrightarrow \text{En zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% b \cdot h \longrightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

Section des poutres ( $cm^2$ )	Pourcentage min 'armatures (en zone III) $A_{min} = 0,5\% b \cdot h (cm^2)$	Pourcentage max d'armatures (en zone III)	
		Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% b \cdot h (cm^2)$	Zone courante $A_{max} = 4\% b \cdot h (cm^2)$
<b>PP30 × 40</b>	6	72	48
<b>PS25 × 30</b>	3,75	45	30

Tableau VI.2.1 : Section des armatures longitudinales

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

**b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA99/version 2003)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Zone nodale  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$
- Zone courate  $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

$\phi$  : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

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

**Calcul des armatures à l'ELU**

**A Calcul des armatures longitudinales**

Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis résultant des combinaisons de charges les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 \text{ et } \theta=0,85 \text{ Cas accidentel} \\ 1,5 \text{ et } \theta=1 \text{ Cas durable} \end{cases}$$

Situation	Béton			Acier (FeE400)			
	$\gamma_b$	$f_{c28}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	$\gamma_s$	$F_e(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	$\theta$
Durable	1,50	25	14,20	1,15	400	348	1
Accidentelle	1,15	25	21,74	1,00	400	400	0,85

**Tableau VI.2.2 :** Les différentes caractéristiques de béton et l'acier.

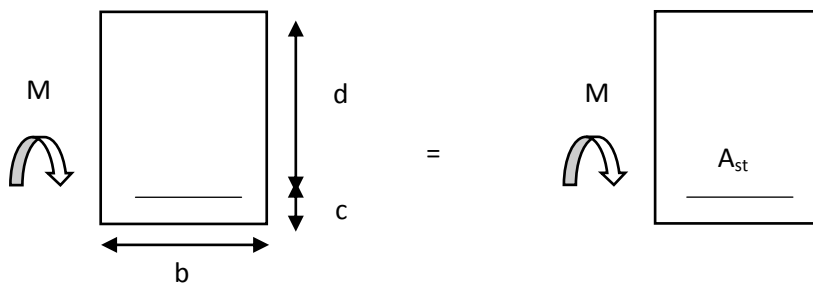
➤ **Étape de calcul**

Le moment réduit limite  $\mu_l$  est égal à 0,392 pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On calcule le moment réduit  $\mu$  avec la relation précédente et on le compare à  $\mu_l$ , deux cas se présentent à nous :

1<sup>er</sup> cas :  $\mu \leq \mu_l \longrightarrow$  Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire  $\longrightarrow A_{sc}=0$

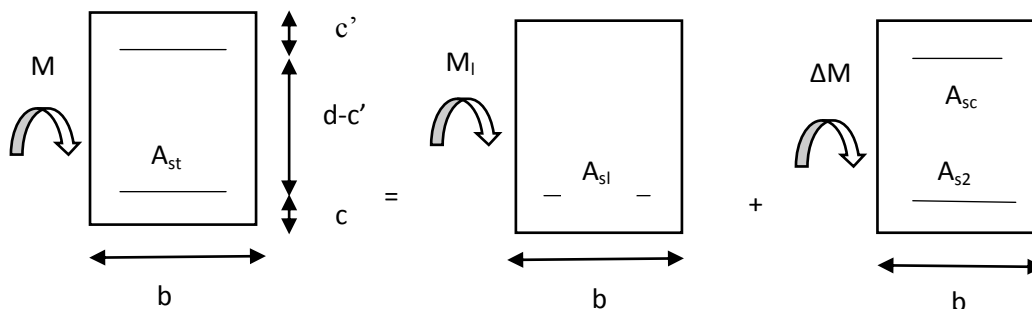


**Figure VI.2.1 :** Disposition de l'armature tendue (SSA)

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} ; \text{ Avec } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ et } \gamma_s = 1,15$$

2<sup>ème</sup> cas :  $\mu \geq \mu_l \longrightarrow$  Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



**Figure VI.2.2 :** Disposition des armatures (SDA)

$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_l}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

**Remarque :**

Pour des raisons de mise en œuvre et pour faciliter le ferrailage, le calcul se fera pour le moment maximal et les sections d'acier adoptées seront retenues pour toutes les travées, on procède de même manière pour les appuis.

Les moments varient peu du premier étage au dernier étage, on adoptera alors les mêmes ferrailages pour les poutres.

**Ferrailage des poutres :**

- **Poutre principales (30x40) :**

- ✓ **En travée :**

La poutre la plus sollicitée sous le moment en travée ( $M_{travée}$ ) est la suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Combinaison : ELU} \\ \text{Moment en travée : } 46,03 \text{kn.m} \end{array} \right.$$

On a :  $b=30\text{cm}$  ;  $h=40\text{cm}$  ;  $d=h-c=40-3=37\text{cm}$ .

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \mu = \frac{46,03 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,079$$

$$\mu = 0,079 < \mu_l = 0,392 \text{ section simplement armée (SSA) ; } A_{sc}=0$$

$$\mu = 0,079 \rightarrow \beta=0,958$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{46,03 \times 10^3}{0,958 \times 37 \times 348} = 3,731 \text{cm}^2$$

- ✓ **Aux appuis :**

La poutre la plus sollicitée sous le moment négatif en appuis ( $M_{appui}$ ) est la suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Combinaison : ELU} \\ \text{Moment sur appui : } 91,49 \text{kn.m} \end{array} \right.$$

On a :  $b=30\text{cm}$  ;  $h=40\text{cm}$  ;  $d=h-c=40-3=37\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \mu = \frac{91,49 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14,2} = 0,157$$

$$\mu = 0,157 < \mu_l = 0,392 \text{ section simplement armée (SSA) ; } A_{sc}=0$$

$$\mu = 0,157 \rightarrow \beta=0,914$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} = \frac{91,49 \times 10^3}{0,914 \times 37 \times 348} = 7,774 \text{cm}^2$$

• Poutres secondaires (25x30)

✓ En travée :

La poutre la plus sollicitée sous le moment en travée ( $M_{travée}$ ) est la suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Combinaison : ELU} \\ \text{Moment en travée : } 28,61 \text{kn.m} \end{array} \right.$$

On a :  $b=25\text{cm}$  ;  $h=30\text{cm}$  ;  $d=h-c=30-3=27\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \mu = \frac{28,61 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,2} = 0,110$$

$\mu = 0,110 < \mu_l = 0,392$  section simplement armée (SSA) ;  $A_{sc}=0$

$\mu = 0,110 \rightarrow \beta=0,942$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{28,61 \times 10^3}{0,942 \times 27 \times 348} = 3,23 \text{cm}^2$$

✓ Aux appuis :

La poutre la plus sollicitée sous le moment négatif en appui ( $M_{appuis}$ ) est la suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Combinaison : ELU} \\ \text{Moment sur appui : } 33,31 \text{kn.m} \end{array} \right.$$

On a :  $b=25\text{cm}$ ;  $h=30\text{cm}$ ;  $d=h-c=30-3=27\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \mu = \frac{33,31 \times 10^3}{25 \times 27^2 \times 14,2} = 0,128$$

$\mu = 0,128 < \mu_l = 0,392$  Section simplement armée (SSA) ;  $A_{sc}=0$

$\mu = 0,128 \rightarrow \beta=0,931$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{33,31 \times 10^3}{0,931 \times 27 \times 348} = 3,80 \text{cm}^2$$

Le ferraillage est résumé dans les tableaux suivants :

✓ Ferraillage des poutres principales (30x40)

	$M_{max}(kN.m)$	$\mu_b$	Obs	$\beta$	$A_{st}$ ( $cm^2$ )	Ferraillage	$A_{Adoptée}$ ( $cm^2$ )
En travée	46,03	0,079	SSA	0,958	3,731	3HA14	4,62
Aux appuis	91,49	0,157	SSA	0,914	7,774	3HA14(fil)+3HA12(chap)	8,01

Tableau VI.2.3 : Ferraillage des poutres principales.

✓ Ferraillage des poutres secondaires :

	$M_{max}(kN.m)$	$\mu_b$	Obs	$\beta$	$A_{St}$ ( $cm^2$ )	Ferraillage	$A_{Adoptée}$ ( $cm^2$ )
En travée	28,61	0,110	SSA	0,942	3,23	3HA14	4,62
Aux appuis	33,31	0,128	SSA	0,931	3,80	3HA14	4,62

Tableau VI.2.4 : Ferraillage des poutres secondaires

**B- Calcul des armatures transversales**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- ✓ Zone nodale  $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi, 30cm)$
- ✓ Zone courante  $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$
- ✓  $\phi$  : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

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

Les quantités et les espacements des armatures transversales sont donnés dans le tableau suivant :

	Calcul de $S_t$ (cm)			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferraillage ( $cm^2$ )
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi, 30cm)$	Min (10 ;16,8,30)	$S_t=10$	0,9	$A_{ad}=2,01$ 4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t < 20cm$	$S_t=15$	1,35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi, 30cm)$	Min (7,5 ;16,8,30)	$S_t=10$	0,75	$A_{ad}=2,01$ 4HA8
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t < 15cm$	$S_t=15$	1,125	

Tableau VI.2.5 : Les quantités et les espacements des armatures transversales

Vérifications à l'ELU :

**a) Condition de non fragilité du béton BAEL ( Art A.4.2.1)**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la condition suivante :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

		$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	Vérifications
<b>Poutre principale</b>	En travée	4,62	1,34	Condition vérifiée
	En appui	8,01		Condition vérifiée
<b>Poutre secondaire</b>	En travée	4,62	0,815	Condition vérifiée
	En appui	4,62		Condition vérifiée

**Tableau VI.2.6 :** Condition de non fragilité du béton

**b) Armatures longitudinales :(Art 7.5.2.1 RPA/version 2003)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Les vérifications des armatures longitudinales sont résumées dans le tableau suivant :

		$A_{st} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}=0,5bh \text{ (cm}^2\text{)}$	Vérifications
<b>Poutre principale</b>	En travée	9,24	6	Condition vérifiée
	En appui	12,63		Condition vérifiée
<b>Poutre secondaire</b>	En travée	9,24	3,75	Condition vérifiée
	En appui	9,24		Condition vérifiée

**Tableau VI.2.7 :** Vérifications armatures longitudinales

**Remarque :**

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA.

**c) Vérification au cisaillement (Art 5.1.1BAEL 91 modifiée 99)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$T_u^{max}$  : effort tranchant max à l'ELU :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \left(0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Les résultats des vérifications au cisaillement sont résumés dans le tableau suivant :

	Effort tranchant $T_u^{max} (KN)$	b (cm)	d (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observations
<b>Poutres principales</b>	104,75	30	37	0,094	3,33	Condition vérifiée
<b>Poutres secondaires</b>	28,09	25	27	0,041	3,33	Condition vérifiée

**Tableau VI.2.8 :** Vérifications au cisaillement.

**d) Influence de l'effort tranchant :**

- Influence sur le béton : (Art A.5.1.313 BAEL91 modifiée99)**

$$T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9b \cdot d \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Les résultats de l'influence de de l'effort tranchant sur le béton sont résumés dans le tableau suivant :

	Efforts tranchant $T_u^{max} (KN)$	b (cm)	d (cm)	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{T}_u$ (MPa)	Observations
<b>Poutres principales</b>	104,75	30	37	1,5	25	666	Condition vérifiée
<b>Poutres secondaires</b>	28,09	25	27			405	Condition vérifiée

**Tableau VI.2.9 :** Influence de l'effort tranchant sur le béton.

- Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL91 modifié 99)**

$$\frac{1,15}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] \leq A_s$$

Avec :  $M_u$  en valeur algébrique.

Et si  $\left[ T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] < 0 \longrightarrow$  la vérification n'est pas nécessaire.

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur les aciers sont résumés dans le tableau suivant :

	$T_u^{max} (KN)$	$M_u$ (Kn.m)	$d$ (cm)	$\left[ T_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right]$	Observations
<b>Poutres principales</b>	104,75	91,49	0,37	-170	Condition vérifiée
<b>Poutres secondaires</b>	28,09	33,31	0,27	-109	Condition vérifiée

**Tableau VI.2.10 :** Influence de l'effort tranchant sur les aciers.

**Remarque :**

D'après les résultats du tableau la vérification n'est pas nécessaire.

**e) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL (Art A.6.1.3) :**

Pour la vérification de l'adhérence des barres on doit vérifier la relation :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Avec :  $\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPa$

$\Psi_s$ : Coefficient de scellement,  $\Psi_s=1,5$  (pour les aciers HA)

Et :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma U_i}$$

$\Sigma U_i$ : Somme des périmètres utiles des barres.

✓ **Poutres principales :**

$$\Sigma U_i = n\pi\phi = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,376 cm$$

$$\tau_{se} = \frac{104,75 \times 10^3}{0,9 \times 370 \times 263,76} = 1,19 MPa$$

$\tau_{se} = 1,19 MPa < \overline{\tau_{se}} = 3,15 MPa \rightarrow$  Condition vérifiée.

✓ **Poutres secondaires :**

$$\Sigma U_i = n\pi\phi = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,376 cm$$

$$\tau_{se} = \frac{28,09 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 263,76} = 0,43 MPa$$

$\tau_{se} = 0,43 MPa < \overline{\tau_{se}} = 3,15 MPa \rightarrow$  Condition vérifiée.

**f) Ancrage des armatures BAEL (Art A.6.1.22)**

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } L_s = 50 \text{ cm}$$

Selon le RPA :

La longueur minimale de recouvrement est :  $L=40\varphi$

$$L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$L_r = 60 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à  $L_a = 0, 4L_s$  pour les aciers HA.

- Pour les  $\phi 14$  :  $L_a = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm}$

**Vérifications à l'ELS :****1- Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**2- Etat limite de déformation (la flèche) (BAEL 5 Art B.6.5)**

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

On prendra L la plus grande portée des poutres dans chacun des deux directions

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS :

Les résultats sont montrés dans le tableau comme suit :

	Lmax	$\bar{f} = \frac{L}{500} (m)$	$f_{etabs} (m)$	Observations
<b>Poutres principales</b>	4,65	0,0093	$8,89 \times 10^{-4}$	Condition vérifiée
<b>Poutres secondaires</b>	4,00	0,008	$4,8 \times 10^{-4}$	Condition vérifiée

**Tableau VI.2.11 : Vérification de la flèche**

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principales et secondaires).

3- Vérifications des contraintes :

✓ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

✓ Vérification de la contrainte dans le béton (Art.A.4.5.2/BAEL)

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Après avoir extrait les moment maximums à l'ELS de l'ETABS, les vérifications des contraintes dans le béton et les aciers sont résumées comme suit :

		Moments à l'ELS (kn.m)	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	b	d	ρ	β <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ̄ <sub>st</sub> (MPa)	Obs	K <sub>1</sub>	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Obs
Poutres principales	Travées	33,64	9,24	30	37	0,84	0,869	113,23	348	CV	23,17	4,9	15	CV
	Appuis	66,70	12,63			1,13	0,854	167,13		CV	19,25	8,68		CV
Poutres secondaires	Travées	11,81	9,24	25	27	1,37	0,844	56,1		CV	17,05	3,3		CV
	Appuis	15,81	9,24			1,37	0,844	75,1		CV	17,05	4,4		CV

Tableau VI.2.12 : Vérifications des contraintes à l'ELS

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessous les conditions sur les contraintes dans les aciers et le béton sont vérifiées.

## Schéma de ferrailage des poutres :

## Poutres principales :(30x40) :

## ➤ En travée :

Armatures longitudinales : 3HA14 (fil)

Armatures transversales : 1 cadre en HA8 + étrier en HA8

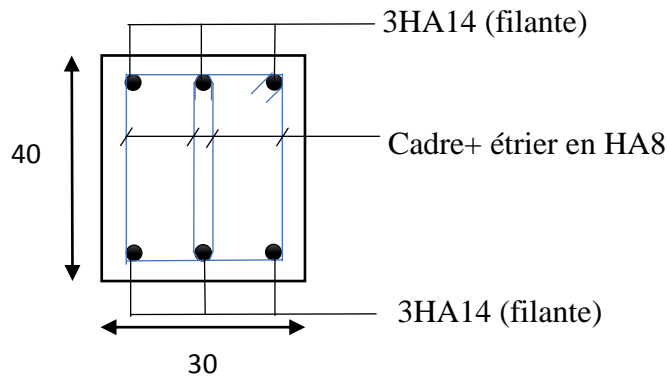


Figure VI-2.3 : Ferrailage en travée de la poutre principale

## ➤ Sur appuis :

Armatures longitudinales : 3HA14 (fil) + 3HA12 (chap)

Armatures transversales : 1 cadre en HA8 + étrier en HA8

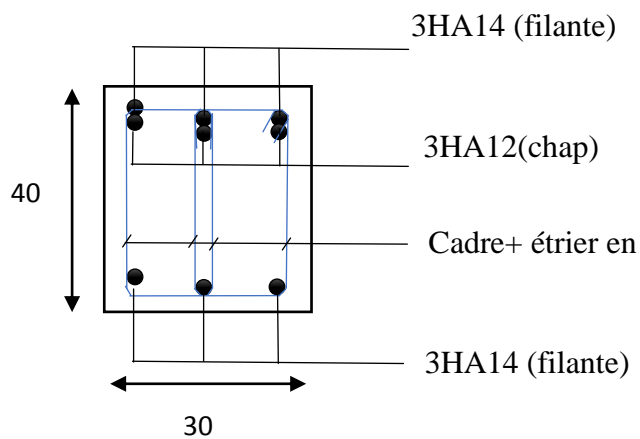


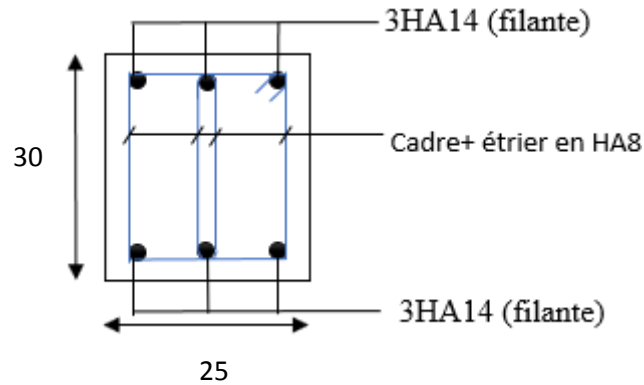
Figure VI-2.4 : Ferrailage sur appui de la poutre principale

**Poutres secondaires : (25x30).**

➤ **En travée :**

**Armatures longitudinales : 3HA14 (fil)**

**Armatures transversales : 1 cadre en HA8 + étrier en HA8**

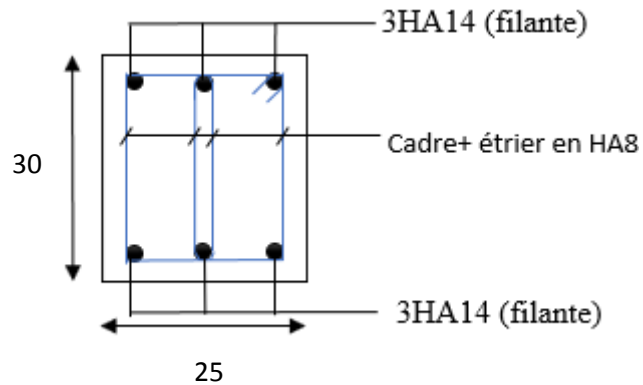


**Figure VI-2.5 :** Ferrailage en travée de la poutre secondaire.

➤ **Sur appuis :**

**Armatures longitudinales : 3HA14 (fil)**

**Armatures transversales : 1 cadre en HA8 + étrier en HA8**



**Figure VI-2.6 :** Ferrailage sur appui de la poutre secondaire.

### VI.3 Ferrailage des voiles

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 charges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

#### VI.3.1 Combinaison d'action

Les combinaisons d'actions à prendre sont données ci-dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \dots\dots L'ELU \\ G+Q \dots\dots\dots L'ELS \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA99/ Version 2003}$$

#### VI.3.2 Ferrailage des voiles

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures de montage.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en 3 zones :

**-Zone I** : S-Sol 2 et S-Sol 1

**- Zone II** : RDC et 1<sup>ère</sup> étage.

**-Zone III** : 2<sup>ème</sup> au 5<sup>ème</sup> étage.

#### VI.3.3 Comportement d'un voile

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voile élancé :  $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court :  $\frac{h}{l} < 1.5$

### VI.3.4 Exposé de la méthode

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**) et (**M**).

#### a- Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du voile.

V et V' : bras de levier  $\Rightarrow V = V' = L_{voile}/2$

Avec : B = L.e

B : section de béton

L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile

$V = V' = \frac{L}{2}$ , V' : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée

I : Moment d'inertie du voile

M : moment dans le voile

N : Effort normal dans le voile

$$L_t = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\min} - \sigma_{\max}} \times L_{voile}$$

L<sub>t</sub> : Longueur de la zone tendue.

#### b- Calcul des efforts normaux :

$$N_T = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{voile}}{2}$$

**c- Armatures verticales :(Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003)**

- ❖ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0,20%**.
- ❖ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à **0, 20%** de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{min} \geq A = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{min} = \frac{Bf_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL 91 modifier 99 Art A4.2.1)}$$

Avec : B : section du béton tendue

- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ❖ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ❖ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la largeur du voile . Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

**d-Armatures horizontales : (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\emptyset$  et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

**Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :
- La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA9} \\ \text{/Version2003.}$$

**e-Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

**f- 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

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.

**g- Les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

**h-Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1.5e, 30cm\}$$

Avec :  $e=25cm$  : épaisseur du voile.

$$S_t \leq 1.5e$$

$$S_t \leq 37.5 \text{ cm}$$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min\{37.5; 30cm\} \Rightarrow S_t \leq 30cm$$

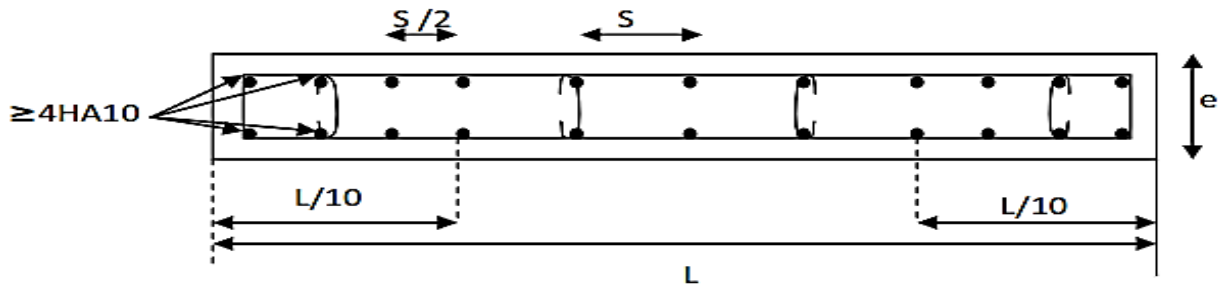
**i-Longueur de recouvrement: (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)**

Elles doivent être égales à :

- ❖  $40 \varnothing$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖  $20 \varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

**j-Diamètre maximal :**

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.



**Figure VI.3.1** : Coupe transversale d'un trumeau ferrillé [Cours Master1 C.C.I. Module BETON4.Chapitre : Les Voiles]

**VI.3.4 Vérification à L'ELS****1-Contrainte du béton à l'ELS :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t\max}}{B + 15A_{\text{vadjp}}}$$

Avec :

$N_{t\max}$  : effort normal max appliqué

B : section de béton

$A_{\text{vadjp}}$  : section d'armatures adoptée

**2- Contrainte de cisaillement :**

✓ *D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :*

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5Mpa$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{L \times e \times 0.9}$$

L : Longueur du voile

e : épaisseur du voile

✓ D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0.9}$$

Avec

$\tau_u$ : la contrainte de cisaillement

Pour la fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma b}\right); 4 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

**Exemple de calcul de voile :**

**1- Caractéristiques géométriques :**

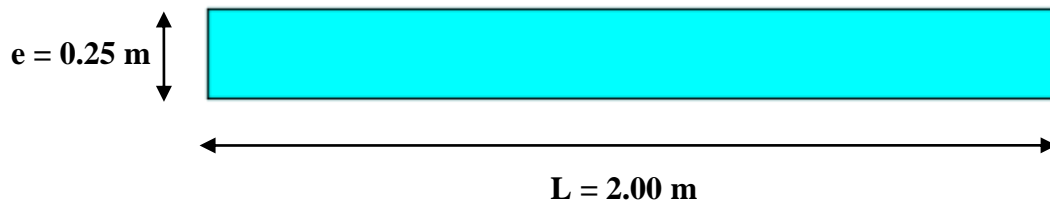
**Zone I:**

**VL<sub>1</sub>**

**Zone I**

$$L = 2.00 \text{ m} , \quad e = 0.25 \text{ m} , \quad B = 0.5 \text{ m}^2 , \quad I = 0.166 \text{ m}^4$$

$$V = \hat{V} = \frac{L}{2} = 1 \text{ m.}$$



**Figure VI.3.2 :** Coupe du voile longitudinale.

**2-Sollicitation de calcul :**

$$N_{\max} = 525,45 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{corr}} = 1018,573 \text{ KN.m} \longrightarrow T_{\text{corr}} = 196,54 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{525,45}{0.5} + \frac{1018,573 \times 1}{0.1667} = 7162,338 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I} = \frac{525,45}{0.5} - \frac{1018,573 \times 1}{0.166} = -5060,538 \text{ KN/m}^2$$

**3-Calcul de  $L_t$  :**

$$L_t = \frac{L \times \sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} = \frac{2 \times 7162,338}{7162,338 + 5060,538} = 1,17 \text{ m}$$

**5-Calcul de la hauteur utile  $d$  :**

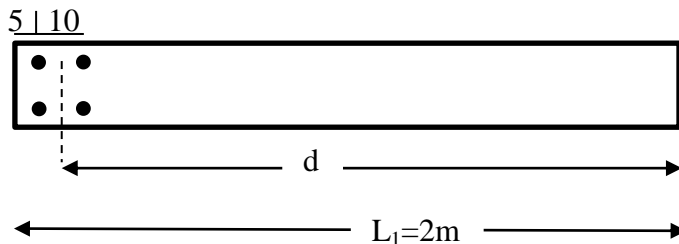
$$\text{Longueur de la zone d'extrémité : } \frac{L_1}{10} = \frac{2}{10} = 0,20 \text{ m} = 20 \text{ cm}$$

Cette longueur est faible, on va concentrer les armatures tendues (de calcul) tout à fait à l'extrémité (c'est-à-dire les 4 barres d'extrémité).

On prends un potelet avec un espacement de 10 (cm) pour les armatures verticales.

$$\frac{D}{2} = 10 \text{ cm} \longrightarrow D=20 \text{ cm} < \begin{cases} 30 \text{ cm} \\ 1,5 b = 1,5 \times 25 = 37,7 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d = L_1 - 5 - \frac{10}{2} = 200 - 5 - 5 = 190 \text{ cm}$$

**6- Calcul du moment par rapport au centre de gravité des armatures tendues :**

$$M = M_1 - N_1 \left( d - \frac{L_1}{10} \right) = 1018,573 - 525,45 \left( 1,9 - \frac{2}{10} \right)$$

$$M = 545,668 \text{ kn.m.}$$

**7- Ferrailage du trumeau :**

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} \quad \text{Avec : } \sigma_b = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \theta = 0,85$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ (accidentelle)}$$

$$\sigma_b = 21,7 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{545,668 \times 10^6}{250 \cdot 1900^2 \cdot 21,7} = 0,043 < \mu_l = 0,392$$

→ SSA (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

$$\mu = 0,043 \rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_1 = \frac{M}{\beta d \sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$A = A_1 + \frac{N}{100 \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{545,668 \times 10^6}{0,979 \cdot 1900 \cdot 400} = 733,385 \text{ mm}^2 = 7,33 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A = A_1 + \frac{N}{100 \sigma_s} = 3,7 + \frac{525,45}{100 \times 40} = 7,33 + 0,13 = 7,46 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ HA16} = 8,04 \text{ cm}^2$$

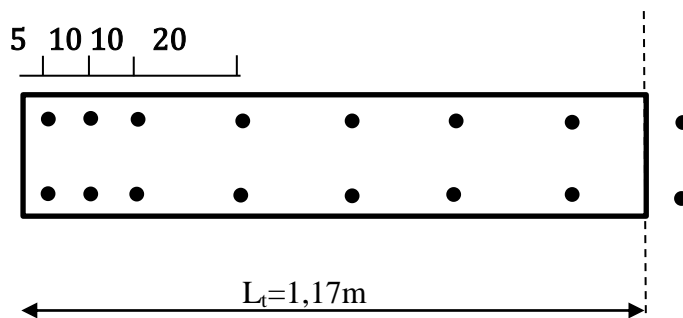


Figure VI-3-3: Disposition des armatures verticales sur la longueur tendue du voile

	Ferraillage adoptée	Section totale (cm <sup>2</sup> )	Espacement
$A_{v \text{ adp}}$	2(4)HA16 + (2)9 HA8	25,15	$S_t = 10\text{cm}$ $S_t = 20\text{cm}$

Tableau VI.3.1: Ferraillage adopté pour le voile longitudinal  $V_{L1}$ .

### 8- Vérification :

➤ Section de la zone tendue :  $b l_t = 0,25(1,17) = 0,2925 \text{ m}^2$

$$0,002 b l_t = 0,002 \times 0,2925 = 5,85 \text{ cm}^2$$

Ferraillage de la zone tendue :  $4 \text{ HA16} + (2)5 \text{ HA8} = 8,04 + 5,03 = 13,07 \text{ cm}^2 > 5,85 \text{ cm}^2$   
condition vérifiée.

➤ Section totale de béton :  $b L_1 = 0,25(2) = 0,5 \text{ m}^2 = 5000 \text{ cm}^2$

$$\text{Section totale d'armatures : } (2(4) \text{ HA16} + 2(9) \text{ HA8}) = 2(8,04) + 2(4,53) = 25,15 \text{ cm}^2$$

$$\frac{S_a}{S_b} = \frac{25,15}{5000} = 0,50\% > 0,15\% \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Longueur de la zone courante :  $L_1 - 2(25) = 150\text{cm}$

Section brute de la zone courante :  $25 \times 150 = 3750\text{cm}^2$

Section d'armatures de cette zone courante :  $2(7) \text{ HA8} = 7,04\text{cm}^2$

$$\frac{7,04}{3750} = 0,19\% > 0,10\% \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 9-Calcul des armatures horizontales :

Selon le **BAEL** :  $A_h \geq \frac{A_v}{4} = \frac{13,07}{4} = 3,26 \text{ cm}^2$

➔  $A_h = 3,26\text{cm}^2$

Soit :  $5\text{HA12} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$

### 10- Armatures transversales :

D'après l'article [Art 7.7.4.3 RPA99/V2003] :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré. On opte pour 4 épingles de **HA8/m<sup>2</sup>**.

### 11-Vérification à l'ELS :

#### • Espacement des barres :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1.5 e; 30\text{cm} \} \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

$$S_t = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_h = 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### • Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t \max}}{B + 15 \times A_{v \text{ adp}}} = \frac{525,45}{0,25 + 15 \times 25,15} = 5,57\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### • Vérification au cisaillement :

➤ D'après RPA99modifiées 2003 (Art A.7.7.2) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5\text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{1.4 \times 196,54}{2 \times 0.25 \times 0.9 \times 10^3} = 0.61 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,61 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ D'après BAEL91 modifiées 99 (Art A.5.1.21) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{196,54}{2 \times 0,25 \times 0,9 \times 10^3} = \mathbf{0,346 \text{ MPa}}$$

Pour la fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma b}\right); 4 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :





		Ferrailage de la zone tendue (cm <sup>2</sup> )	0,002bl <sub>t</sub> Cm <sup>2</sup>	Obs	S <sub>b</sub> totale Cm <sup>2</sup>	S <sub>a</sub> totale Cm <sup>2</sup>	$\frac{S_a}{S_b}$ (%) ≥ 0,15%	Obs	Lc (cm)	S <sub>bc</sub> (cm <sup>2</sup> )	Sac (Cm <sup>2</sup> )	$\frac{S_{ac}}{S_{bc}}$ ≥ 0,10%	Obs
2m	Zone I	4HA16+2(5) HA12 =19,34	5,15	CV	5000	36,44	0,72	CV	150	3750	2(7) HA12=15,84	0,42	CV
	Zone II	4HA14+2(5) HA10 =14,01	5,4	CV		26,42	0,53	CV			2(7) HA10=10,98	0,29	CV
	Zone III	4HA14+2(5) HA8 =11,17	5,5	CV		21,36	0,43	CV			2(7) HA10=7,04	0,19	CV

		Ferrailage de la zone tendue (cm <sup>2</sup> )	0,002bl <sub>t</sub> Cm <sup>2</sup>	Obs	S <sub>b</sub> totale Cm <sup>2</sup>	S <sub>a</sub> totale Cm <sup>2</sup>	$\frac{S_a}{S_b}$ (%) ≥ 0,15%	Obs	Lc (cm)	S <sub>bc</sub> (cm <sup>2</sup> )	Sac (Cm <sup>2</sup> )	$\frac{S_{ac}}{S_{bc}}$ ≥ 0,10%	Obs
2,5m	Zone I	2(8) HA14=24,62	6,75	CV	6250	46,2	0,74	CV	200	5000	2(11) HA14=33,88	0,68	CV
	Zone II	2(8) HA14=24,62	6,85	CV		46,2	0,74	CV			2(11) HA14=33,88	0,68	CV
	Zone III	2(8) HA12=18,1	6,85	CV		33,9	0,54	CV			2(11) HA12=24,86	0,5	CV

		Ferraillage de la zone tendue (cm <sup>2</sup> )	0,002bl <sub>t</sub> Cm <sup>2</sup>	Obs	S <sub>b</sub> totale Cm <sup>2</sup>	S <sub>a</sub> totale Cm <sup>2</sup>	$\frac{S_a}{S_b}$ (%) ≥ 0,15%	Obs	Lc (cm)	S <sub>bc</sub> (cm <sup>2</sup> )	Sac (Cm <sup>2</sup> )	$\frac{S_{ac}}{S_{bc}}$ ≥ 0,10%	Obs
1,5m	Zone I	4HA14+2(5) HA10	6,7	CV	3750	20,16	0,54	CV	120	3000	2(5) HA10=7,86	0,26	CV
	Zone II	4HA14+2(5) HA10	6,75	CV		20,16	0,54	CV			2(5) HA10=7,86	0,26	CV
	Zone III	4HA14+2(5) HA10	4,1	CV		20,16	0,54	CV			2(5) HA10=7,86	0,26	CV



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

**Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

**VII-I) Les principaux rôles de la fondation :**

Transmettre les charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage (le terrain d'assise ne doit pas se tasser, et la structure ne doit pas se déplacer).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation : Un **effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.

**Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.

**Un moment** : qui peut s'exercer dans de différents plans.

**VII-2- Type de fondation :**

Selon la hauteur d'encastrement « D », c'est-à-dire l'épaisseur minimale des terres qui se trouvent au-dessus de la base de la fondation, et la largeur de la base « B », on peut définir les fondations comme étant :

● **Superficielles** : si  $D < 1,5.B$

● **Semi-profondes**: si  $1,5.B < D < 5.B$

● **Profondes** : si  $D > 5.B$

**a- Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles.
- Les radiers.
- Les semelles isolées.

**b- Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

→ **Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondations repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2$  bars (sol meuble)
- Absence de nappe phréatique, donc il n'y a pas de risque de remontée des eaux.

**Remarque :**

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosée à 150 Kg/m<sup>3</sup> de ciment.

### **VII-3- Le choix de type de fondation:**

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage à fonder.
- La nature du terrain et sa résistance.
- La profondeur du bon sol.
- Le tassement du sol.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité d'exécution (coffrage).
- L'économie.
- La capacité portante du sol.

#### **VII-3-1-Dimensionnement :**

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service pour leur dimensionnement et à l'état limite ultime pour leurs armatures.

**a-semelles isolées :**

Les semelles isolées sont des fondations sous poteaux. Leurs dimensions sont homothétiques à celles des poteaux. Pour le pré dimensionnement il faut considérer l'effort normal  $N_{s_{max}}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

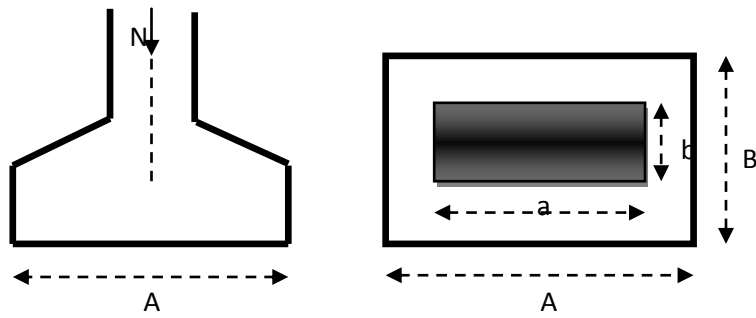


Figure VII.1 : Schéma d'une semelle isolée

Avec :

$N$  : l'effort normal agissant sur la semelle à l'ELS

$S$  : surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$ : Contrainte admissible du sol

Exemple de calcul :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{Ser}=1411.74\text{KN} \\ \sigma_{sol} = 0,2 \text{ Mpa}=200 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1411.74}{200}} = 2.656\text{m}$$

On prend :  $A=B=3\text{m}$

Remarque :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au risque de chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

**B) Semelles filantes :**

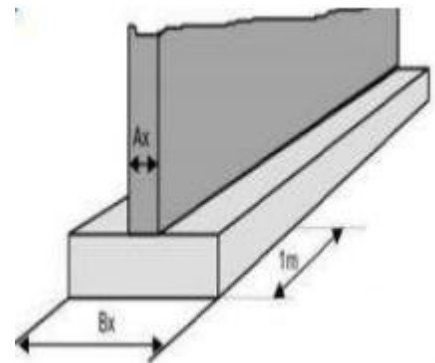
**Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal  $N_s$ , données par la combinaison la plus défavorable.

$$N_s = G+Q$$

La largeur  $B$  de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{BL} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{L\bar{\sigma}_{sol}}$$



Avec :

**B** : Largeur de la semelle

**L** : Longueur de la semelle sous voile

**G** : Charge permanent à la base du voile considéré

**Q** : Charge d'exploitation à la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$ : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

a) Sens longitudinal:

Voiles	Ns (KN)	L(m)	B (m)	S=B×L (m <sup>2</sup> )	n	S <sub>TOTAL</sub> (m <sup>2</sup> )
VL	528.75	1.50	1.76	2.64	12	31.68
						Σ=31.68

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal)

b) Sens transversal :

Voiles	Ns (KN)	L (m)	B (m)	S=B×L m <sup>2</sup> )	n	S <sub>TOTAL</sub> (m <sup>2</sup> )
VT1	439.35	2.00	1.10	2.20	4	8.80
VT2	678.36	2.50	1.36	3.39	4	13.56
						Σ=22.36

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 31.68 + 22.36 = 54.04 \text{m}^2$$

VII.3.2.2. Pré-dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

a) Hypothèse de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

**b) Etape de calcul :**

**Détermination de la résultante des charges:**

**$R \Sigma Ni$**

Avec:

**R** : réaction du sol donnée en fonction de la contrainte  $\sigma_{sol}$ .

$\Sigma Ni$  : charges verticales totales à la base de la fondation (charges permanentes et d'exploitation).

- **Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :**

$$e = \frac{\Sigma Ni \cdot ei + \Sigma Mi}{R}$$

Avec :

**ei**: position de Ni par rapport au centre de la file considérée

- **Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si: } e < \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ \text{Si : } e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire} \end{array} \right.$$

➤  $q_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right)$

➤  $q_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right)$

➤  $q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$

- **Détermination de la largeur de la semelle :  $B \geq \frac{q(\frac{L}{4})}{\sigma_{sol}}$**

Avec: **L** : distance entre nus des poteaux.

On fera le calcul pour le portique longitudinal (file de poteaux le plus sollicité).

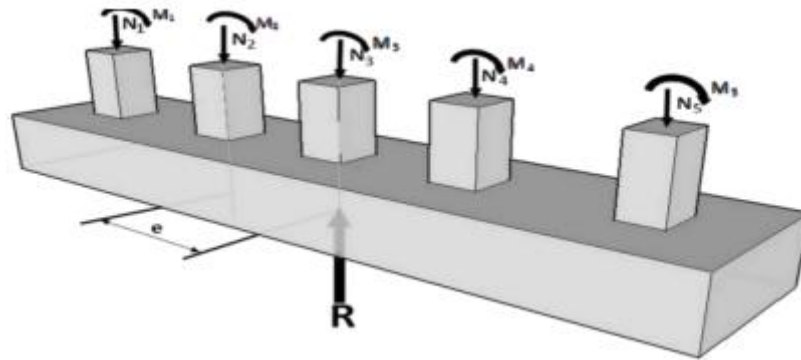


Figure VII.3 : Semelles filante sous poteaux.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	Nser (KN)	M (KN.m)	ei (m)	Nser×ei
4	785.13	3.24	13.85	10874.05
8	1046.27	1.27	9.20	9625.68
12	897.52	-3.22	4.65	4173.47
16	1411.74	0.02	0.00	0.00
20	897.75	3.36	-4.65	-4174.54
24	1090.10	-1.36	-9.20	-100028..92
28	830.93	-2.89	-13.85	-11508.38
Somme	6959.44	0.42	/	-1038.64

Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces:

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{(-1038.64) + (0.42)}{6959.44} = -0.149m$$

- Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle:

On a :

$$e = -0.149 m < \frac{L}{6} = \frac{11.05}{6} = 1.841m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{6959.44}{27.7} \times \left( 1 - \frac{6 \times (-0.149)}{27.7} \right) = 259.35 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{6959.44}{27.7} \times \left( 1 + \frac{6 \times (-0.149)}{27.7} \right) = 243.134 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{6959.44}{27.7} \times \left( 1 + \frac{3 \times (-0.149)}{27.7} \right) = 247.188 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle:**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{247.188}{200} = 1.235 \text{ m}$$

✓ **Donc on opte pour  $B = 1.25 \text{ m} \rightarrow S = B \times L = 1.25 \times 27.7 = 34.625 \text{ m}^2$**

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :

$$S_p = S \times n$$

**n** : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 34.625 \times 7 = 242.375 \text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est:

$$S_t = S_p + S_v = 242.375 + 54.04 = 296.415 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{\text{bat}} = 306.085 \text{ m}^2$

$$\text{Donc : } \frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{296.415}{306.085} = 0.96 \times 100 > 50\% S_{\text{bat}}$$

### Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

### C) Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et voiles de l'ossature et qui sont soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier. Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.

## VII.4.1: Pré dimensionnement du radier :

## a) Condition forfaitaire :

## ▪ Sous voiles:

Epaisseur du radier est:

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \rightarrow \frac{465}{8} \leq h \leq \frac{465}{5} \Rightarrow 58.125 \leq h \leq 93\text{cm}$$

✓ On prend:  $h = 80\text{cm}$

## ▪ Dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$  ; avec un minimum de 25cm

$$h_d \geq \frac{465}{20} = 23.25\text{cm}$$

✓ On prend:  $h_d = 30\text{ cm}$

## ▪ Nervure (poutre) :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{465}{10} = 46.5\text{cm} \rightarrow \text{Soit : } h_n = 85\text{cm}$$

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \rightarrow 34 \leq b_n \leq 59.5\text{ cm}$$

soit :  $b_n = 50\text{cm}$

## b) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie:

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface

$$K = \begin{cases} 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Très mauvais sol} \\ 40 \text{ MPa} \rightarrow \text{sol moyen} \\ 120 \text{ MPa} \rightarrow \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen alors  $K=40 \text{ MPa}$

$I$  : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m)

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée :  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

$$D'où \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.77 \text{ m}$$

✓ On prend:  $h=85 \text{ cm}$

**Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant:

$h_n = 85 \text{ cm}$  (hauteur de la nervure)

$b_n = 50 \text{ cm}$  (largeur de la nervure)

$h_d = 30 \text{ cm}$  (hauteur de la dalle)

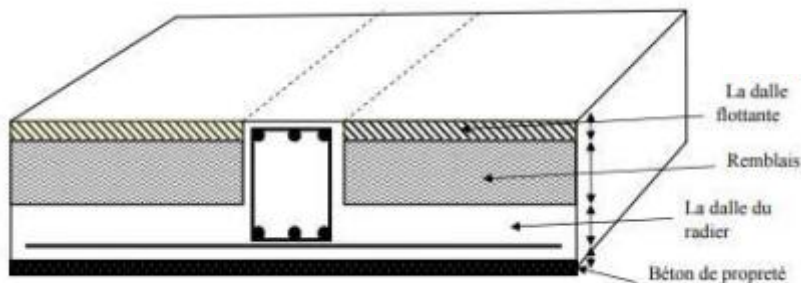


Figure VII.5 : La coupe verticale d'un radier générale

**VII.4.2: Calcul de la surface du radier :**

Charge permanente de la structure :  $G = 29464.66 \text{ KN}$

Charge d'exploitation de la structure :  $Q = 4773.09 \text{ KN}$

## a) Combinaison d'actions :

## ▪ A l'ELU :

$$N_U = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 29464.66 + 1.5 \times 4773.09 = 46936.926\text{KN}$$

## ▪ A l'ELS :

$$N_S = G + Q = 29464.66 + 4773.09 = 34237.75\text{KN}$$

## b) Détermination de la surface du radier :

## ▪ A l'ELU :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_U}{1,33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{46936.92}{1,33 \times 200} = 176.45\text{m}^2$$

## ▪ A l'ELS :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_S}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{34237.75}{200} = 171.18\text{m}^2$$

D'où :

$$S_{\text{rad}} = \max(S_{\text{rad}}^{\text{ELU}}, S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 176.45\text{m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 306.085\text{m}^2 > S_{\text{rad}} = 176.45\text{m}^2$$

## Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{85}{2}; 30\text{cm}\right) = 42.5\text{cm}$$

✓ Soit un débord de :  $L_{\text{deb}}=45\text{cm}$ 

$$S_{\text{deb}} = P \cdot L_{\text{deb}}$$

$$S_{\text{deb}} = (11.05 + 27.7) \times 2 \times 0,45 = 34.875\text{m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 306.085 + 34.875 = 340.96\text{m}^2$$

Donc : La surface totale du radier  $S_{\text{rad}}=340.96\text{m}^2$

## VII.4.3: Calcul des sollicitations :

## a) Charges permanentes :

## ▪ Poids de radier :

$G =$  Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

## ▪ Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 340.96 \times 0.3 \times 25 = 2557.2 \text{ KN}$$

## ▪ Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_n - h_d) \times \rho_b \times \sum (L_x \cdot n + L_y \times m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0.5 \times (0.85 - 0.3) \times 25 \times ((27.7 \times 7) + (11.05 \times 4)) = 1636.93 \text{ KN}$$

## ▪ Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \times \sum (L_x \cdot n + L_y \times m) = 0.5 \times (27.7 \times 7 + 11.05 \times 4) = 119.05 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (340.96 - 119.05) \times (0.85 - 0.3) \times 17 = 2074.85 \text{ KN}$$

## ▪ Poids de la dalle flottante

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot e_{\text{pdalle flottante}} \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (340.96 - 119.05) \times 0.10 \times 25 = 554.775 \text{ KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 2557.2 + 1636.93 + 2074.85 + 554.775 = 6823.755 \text{ KN}$$

Donc : Le poids total du radier  $G_{\text{rad}} = 6823.755 \text{ KN}$ .

## b) Charges d'exploitations :

$$\text{Surcharge de bâtiment : } Q = 4773.09 \text{ KN}$$

$$\text{Surcharge du radier : } Q = 5 \times 340.96 = 1704.8 \text{ KN}$$

## c) Poids total de la structure :

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 29464.66 + 6823.755 = 36288.415 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 4773.09 + 1704.8 = 6477.89 \text{ KN}$$

## d) Combinaison d'actions :

- A l'ELU :

$$N_U = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 36288.415 + 1.5 \times 6477.89 = 58706.195 \text{ KN}$$

- A l'ELS :

$$N_S = G + Q = 36288.415 + 6477.89 = 42766.305 \text{ KN.}$$

#### VII.4.4 : Les Vérifications :

##### a) Vérification à la contrainte de cisaillement (BAEL91 Art A.5.1.1) :

Nous devons vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $b=100 \text{ cm}$  ;  $d=0.9h_d=0.9 \times 30=27 \text{ cm}$

$$T_U^{max} = \frac{q_u L_{max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{58706.195 \times 1}{340.96} \times \frac{4}{2} = 344.358 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{344.358 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.27 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

##### b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure.

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :  $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

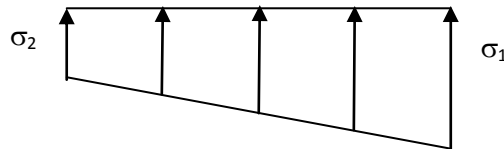


Figure VII.6 : Diagramme des contraintes

On doit vérifier que :

- A l'ELU :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol} \text{ (d'après le DTU 13.12/2,31)}$$

- A l'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \text{ (d'après le DTU 13.12/2,31)}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V \\ \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

- ❖ Le centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 13.06 \text{ m} \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 6.22 \text{ m}$$

- ❖ Moment d'inertie du radier:

$$I_{XX} = \frac{bh^3}{12} = \frac{27.70 \times 11.05^3}{12} = 37373.74 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = \frac{bh^3}{12} = \frac{11.05 \times 27.7^3}{12} = 19571.32 \text{ m}^4$$

- a) Sens longitudinal :

$$M_{Ox} = 22392.721 \text{ KN.m} ; \quad T_{Ox} = 1246.50 \text{ KN} \quad \text{(Valeurs obtenues a partir du logiciel ETABS)}$$

- A l'ELU :

$$M_x = 22392.721 + (1246.50 \times 0,85) = 23452.246 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{58675.674}{340.96} + \frac{23452.246}{19571.32} \times 13.06 = 187.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{58675.674}{340.96} - \frac{23452.246}{19571.32} \times 13.06 = 156.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 187.73 + 156.44}{4} = 179.90 \text{ KN/m}^2$$

✓  $\sigma_m = 179.90 \text{ KN/m} < 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

▪ **A l'ELS :**

$$M_x = 22392.721 + (1246.50 \times 0,85) = 23452.246 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{42743.697}{340.96} + \frac{23452.246}{19571.32} \times 13.06 = 141.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{42743.697}{340.96} - \frac{23452.246}{19571.32} \times 13.06 = 109.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 141.02 + 109.71}{4} = 133.19 \text{ KN/m}^2$$

✓  $\sigma_m = 133.19 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

b) **Sens transversal :**

$$M_{0y} = 20531.656 \text{ KN.m} \quad T_{0y} = 1143.22 \text{ KN} \quad (\text{Valeurs obtenues à partir du logiciel etabs})$$

$$M_y = 20531.656 + 1143.22 \times (0,85) = 21503.40 \text{ KN.m}$$

▪ **A l'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{58675.647}{340.96} + \frac{21503.40}{37373.47} \times 6.22 = 175.66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{58675.647}{340.96} - \frac{21503.40}{37373.47} \times 6.22 = 168.51 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 175.66 + 168.51}{4} = 173.87 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 170.62 \text{ KN/m}^2 < 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

▪ **A l'ELS :**

$$M_y = 20531.656 + 1143.22 \times (0,85) = 21503.40 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{42743.697}{340.96} + \frac{21503.40}{37373.47} \times 6.22 = 128.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{42743.697}{340.96} - \frac{21503.40}{37373.47} \times 6.22 = 121.78 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 128.94 + 121.78}{4} = 127.15 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_m = 127.15 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

## c) Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P > P' \quad \text{Avec :} \quad P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{\text{radier}} \times z$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P : \text{ Poids total du bâtiment à la base du radier.} \\ \alpha = 1,5 : \text{ Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement.} \\ \gamma_w : \text{ Poids volumique de l'eau } (\gamma_w = 10 \text{ NK/m}^3). \end{array} \right.$$

$z$  : profondeur de l'infrastructure ( $h = 0,8\text{m}$ ).

AN:

$$P' = 1,5 \times 10 \times 340,96 \times 0,85 = 4347,24 \text{KN.}$$

$$p = (G_{\text{superstructure}} + G_{\text{infrastructure}}) = 36265,807 \text{KN}$$

$$P = 36265,807 \text{KN} > P' = 4347,24 \text{KN} \rightarrow \text{Condition est vérifiée.}$$

→ Pas de risque de soulèvement de la structure.

## d) Vérification au poinçonnement (Art. A.5.2.4.BAEL91modifiées 99):

On doit vérifier que :

$$N'_u \leq \frac{0,07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N'_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1 m).

$h$  : Épaisseur totale du radier.

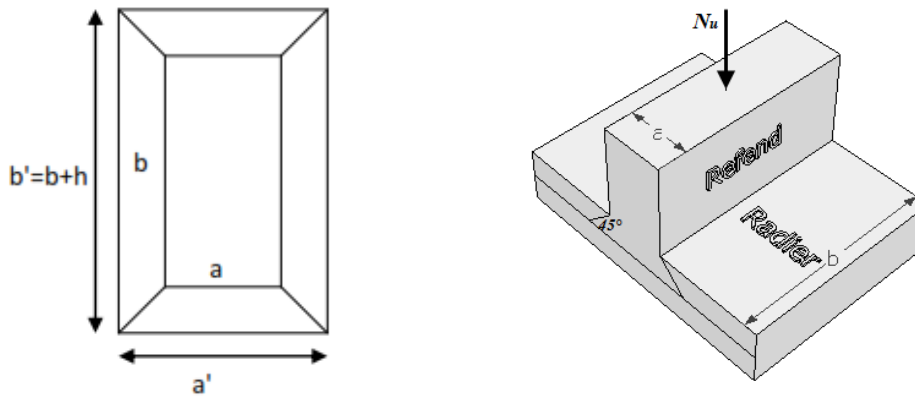


Figure VII.7 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Calcul du périmètre utile :

1. Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,85) = 5.2 \text{ m.}$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 5.2 \times 0,85 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 3315 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1462.53 < N'_u = 3315 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Voile :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,25 + 4 + 2 \times 0,85) = 11,9 \text{ m.}$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 11,9 \times 0,85 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 7586.25 \text{ KN.}$$

$$N_u = 1221.69 \text{ KN} < N'_u = 7522.5 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e). Vérification de la stabilité au renversement :(Art A.10.1.5 RPA99/Version 2003) :

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement :  $(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4})$

$$e_x = \frac{M_x}{N_s} = \frac{23452.246}{42743.697} = 0,54 \text{ m} < \frac{27.7}{4} = 6.925 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_s} = \frac{21503.40}{42743.697} = 0.503 \text{ m} < \frac{27.7}{4} = 6.925 \text{ m} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.4.5 : Ferrailage du radier :

VII.4.5.1 : Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **BAEL91**.

❖ **Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés :**

✓ On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas:** Si  $\alpha < 0,4$   $\implies$  **La flexion longitudinale est négligeable**

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8}; \quad M_{0y} = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas:** Si  $0,4 < \alpha \leq 1$   $\implies$  **Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :**

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = q_u \cdot \mu_x \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_x \cdot M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ Avec } (L_x < L_y)$$

**Remarque :**

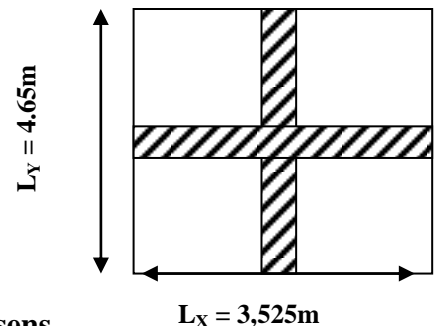
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins ; et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

❖ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$L_x = 4 \text{ m} ; \quad L_y = 4.65 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{4.65} = 0,86$$

$0,4 < \rho = 0.86 < 1 \implies$  **La dalle travaille dans les deux sens**



Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

- A l'ELU :  $\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(175.66 ; 168.51) = 175.66 \text{KN/m}^2$
- A l'ELS :  $\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(128.94 ; 121.78) = 128.94 \text{KN/m}^2$

D'où :

- A l'ELU :  $q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(175.66 - \frac{6823.755}{340.96}\right) \times 1\text{m} = 155.64 \text{KN/ml}$
- A l'ELS :  $q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(125.80 - \frac{6823.755}{340.96}\right) \times 1\text{m} = 105.78 \text{KN/ml}$

❖ Calcul à l'ELU :

- Moments fléchissant :

Suivant la petite portée :  $M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2$

Suivant la grande portée :  $M_{0y} = \mu_y M_x$

Avec :  $\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficient données en fonction du rapport  $\rho$  et du coefficient du Poisson  $\nu = 0,86$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0498 \\ \mu_y = 0,693 \end{array} \right.$$

AN:

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0,0498 \times 155.71 \times 4^2 = 124.06 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,693 \times 124.06 = 85.97 \text{KN.m}$$

Remarque :

Comme le panneau étudié est un panneau intermédiaire et afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- 0,75 : pour les moments en travées.
- 0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires.
- 0,30 : pour les moments sur appuis de rive.

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 124.06 = 93.045 \text{KN}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 85.97 = 64.477 \text{KN.m}$$

▪ **Moments aux appuis :**

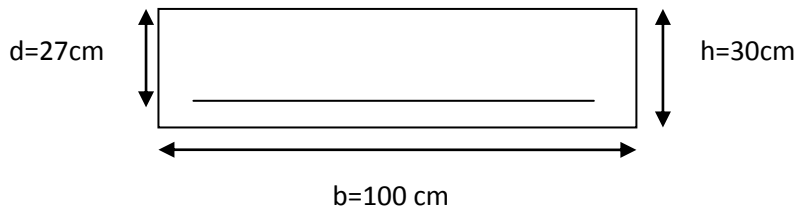
$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 124.06 = -62.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 85.97 = -42.985 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec :  $b=100\text{cm}$  ;  $h=30\text{ cm}$  ;  $d=27\text{ cm}$



$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} ; A_u = \frac{Mu}{\beta_1 d \delta s t} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

**Remarque :**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

❖ **Vérification à L'ELU :**

a) **Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :**

Armatures parallèles a  $L_x$  :

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{bh} \geq \omega_0 \frac{3 \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} bh$$

Sens	Zone	Mu (KN.m)	$\mu$	$\mu_1$	OBS	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>adoptée</sub>	St (cm)
Xx	appuis	62.03	0.06	0.392	SSA	0.969	6.81	7HA12	7.92	14
	travée	93.045	0.09		SSA	0.953	10.40	7HA14	10.77	14
Yy	appuis	42.985	0.041		SSA	0.979	4.67	7HA12	7.92	14
	travée	64.477	0.062		SSA	0.968	7.08	7HA14	10.77	14

**Tableau VII.4 :** Ferraillage du radier

Avec :

$\omega_0$ : pourcentage de référence qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètre et de la résistance à la compression du béton .

Donc:  $\omega_0 = 0.0008$  pour fe 400

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0,86}{2} \times 100 \times 30 = 2,56cm^2$$

$$\omega_y = \frac{A_{min}^y}{bh} \leq \omega_0 \rightarrow A_{min}^y \geq \omega_0 \cdot b \cdot h$$

$$A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 30 = 2.4cm^2$$

Sens	Zone	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
<b>Xx</b>	Appuis	7.92	2.56	Condition vérifiée
	Travée	10.77	2.56	Condition vérifiée
<b>Yy</b>	Appuis	7.92	2.4	Condition vérifiée
	Travée	10.77	2.4	Condition vérifiée

**Tableau VII.5 :** Vérification de la condition de non fragilité.

**b) Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

✓ **Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33cm\} = \min \{3 \times 30; 33cm\} = 33cm$$

$$S_t = 14cm < 33cm \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45cm\} = \min \{4 \times 30; 45cm\} = 45cm$$

$$S_t = 14cm < 45cm \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c) Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{Mpa}$$

$$b=100\text{cm}; d=27\text{cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{58706.195 \times 1}{340.96} \times \frac{4.65}{2} = 400.31\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{400.31 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.48\text{Mpa}$$

$$\tau_u = 1.48 \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Calcul à l'E.L.S :

$$\rho = 0.86 \text{ et } v = 0.2 \longrightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0569 \\ \mu_y = 0.791 \end{cases}$$

▪ Moments fléchissant :

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0569 \times 105.85 \times 4^2 = 96.36\text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.791 \times 96.36 = 76.22\text{KN.m}$$

▪ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 96.36 = 72.27\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 76.22 = 57.16\text{KN.m}$$

▪ Moments aux appuis :

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 96.36 = -48.18$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 76.22 = -38.11\text{KN.m}$$

❖ Vérification à L'ELS :

a) Vérification des contraintes :

▪ Dans le béton :

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Exemple de calcul :

- Sens x-x :

Aux appuis :  $A_s = 7.92 \text{ cm}^2$  (section adoptée)

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 7.92}{100 \times 27} = 0,293 \quad \longrightarrow \quad \beta = 0.915 \quad \left\{ \begin{array}{l} K_1 = 43.02 \\ K = 0.023 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\sigma_s = \frac{48.18 \times 10^3}{0,915 \times 27 \times 7.92} = 246.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.023 \times 246.23 = 5.66 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

→ Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	$A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	$M_s$	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	OBS
Xx	Appuis	7.92	48.18	0.293	0.915	43.02	246.23	348	5.72	15	C.V
	Travée	10.77	72.27	0.398	0.903	36.55	275.22	348	7.52	15	C.V
Yy	Appuis	7.92	38.11	0.293	0.915	43.02	194.77	348	4.52	15	C.V
	Travée	10.77	57.16	0.398	0.903	36.55	217.68	348	5.95	15	C.V

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS

Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, , on va adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

VII.4.5.2: Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

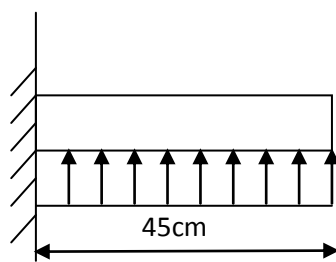


Figure VII.8 : Schéma statique du débord.

## ❖ Sollicitation de calcul :

## ▪ A l'ELU :

$$P_u = q_u = 155.71 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-155.71 \times 0,45^2}{2} = -15.76 \text{ KN.m}$$

## ▪ A l'ELS :

$$P_s = q_s = 105.85 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-105.85 \times 0,45^2}{2} = -10.71 \text{ KN.m}$$

## ❖ Calcul des armatures principales :

$$b = 100 \text{ cm}; d = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{15.76 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0,0152 < 0.392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,014 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15.76 \times 10^6}{0.992 \times 270 \times 348} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_a = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$

## ❖ Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3,26 \text{ cm}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

## ❖ Calcul des armatures de répartition :

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

Soit :  $A_r = 5\text{HA}10 = 3.93$  avec :  $S_t = 20 \text{ cm}$

## ❖ Vérification à l'ELS :

## a) Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 27} = 0,209$$

$$\rho_1 = 0,209 \rightarrow \beta_1 = 0,926 \rightarrow \alpha_1 = 0,222$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,222}{15(1 - 0,222)} = 0,019 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} = \frac{10,71 \times 10^{-2}}{0,926 \times 0,27 \times 5,65 \times 10^{-3}} = 75,81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 0,019 \times 75,81 = 1,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 75,81 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VII.4.5.3 : Ferrailage des nervures :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux directions.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

**a) Chargement simplifié admis :**

Les nervures seront considérées comme des poutres encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

**Remarque :**

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

❖ **Cas de chargement trapézoïdal :**

- Moment fléchissant :  $l_m = l_x \left( 0,5 - \frac{l^2}{6} \right)$
- Effort tranchant :  $l_t = l_x \left( 0,5 - \frac{l^2}{4} \right)$

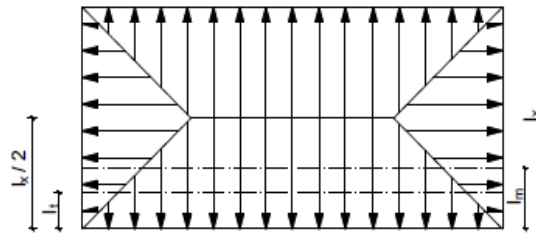
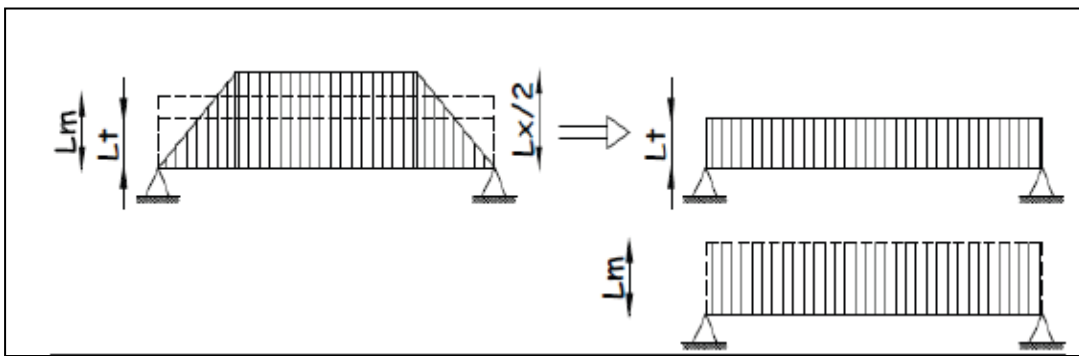


Figure VII.9: Répartition trapézoïdale

❖ Le Chargement simplifié :



❖ Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant :  $l_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant :  $l_t = 0.25 \times l_x$

Pour les moments fléchissants :

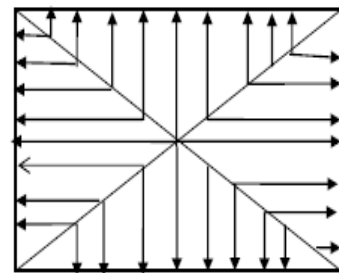
$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

▪ Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_t$$



Figures VII.9 : Répartition triangulaire

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

b). Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

➤ Sens longitudinal :

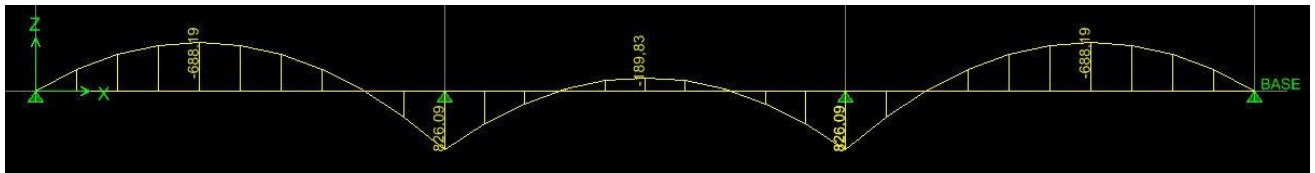


Figure VII.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

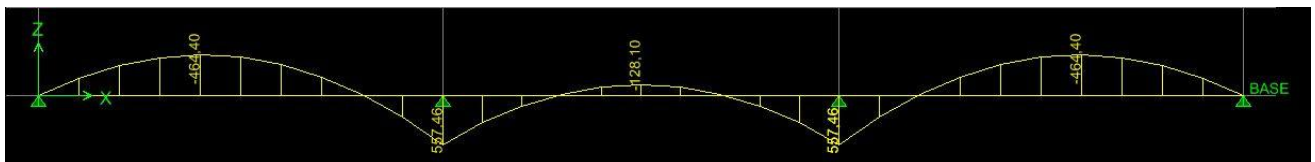


Figure VII.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

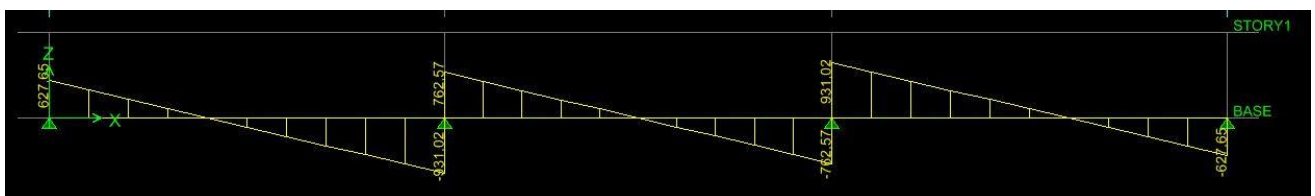


Figure VII.13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

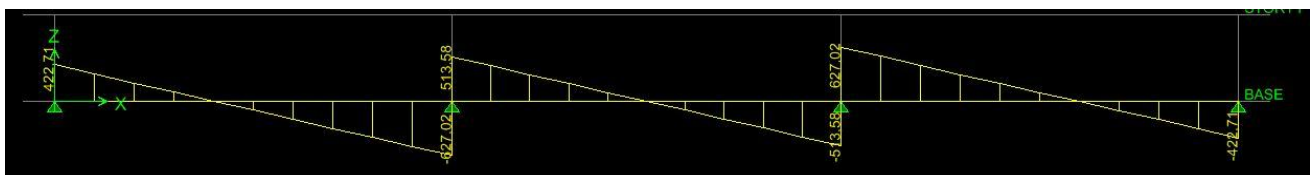


Figure VII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Sens transversal :

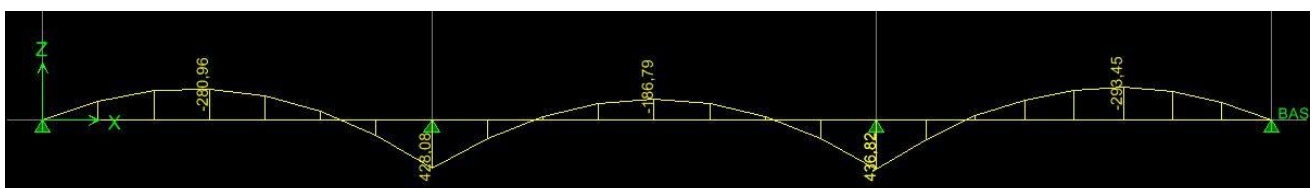


Figure VII.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

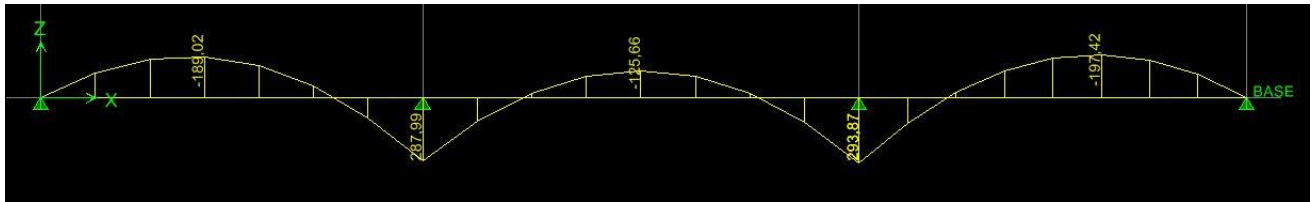


Figure VII.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

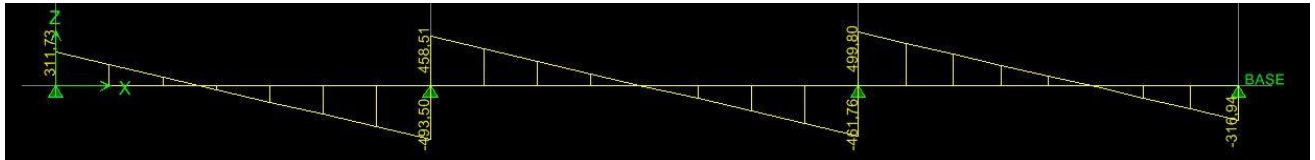


Figure VII.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

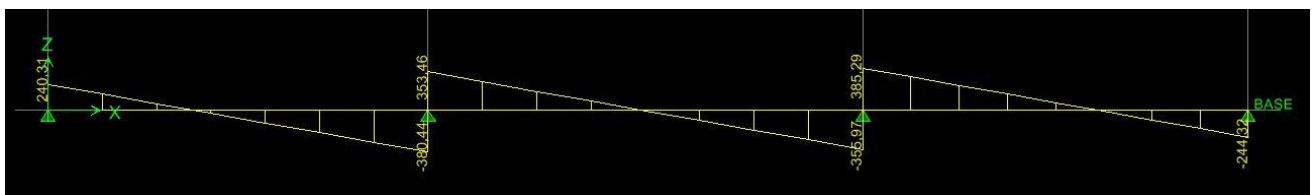


Figure VII.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

Récapitulatif :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{a_{max}}$ (KN.m)	826.09	557.46	436.82	293.87
$M_{t_{max}}$ (KN.m)	688.19	464.40	293.45	197.42
$T_{MAX}$ (KN)	931.02	627.02	499.80	385.29

Tableau VII.9 : Les efforts internes dans les nervures.

C)- Calcul des Armatures :

- Armatures longitudinales :  $h_n = 85\text{cm}$   $b_n = 50\text{cm}$   $d = 82\text{cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \quad A_u = \frac{M_u}{\beta d \delta_{st}} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad \delta_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>u</sub>	μ <sub>l</sub>	β <sub>1</sub>	Section	A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )
Xx	Appuis	826.09	0.192	0.392	0.892	S.S.A	28.23	5HA20(fil)+5HA20(chap)=31.42
	Travée	688.19	0.160		0.912	S.S.A	23	5HA20(fil)+5HA16(chap)=25.76
Yy	Appuis	436.82	0.101		0.946	S.S.A	16.18	5HA16(fil)+5HA14(chap)=17.76
	Travée	293.45	0.068		0.965	S.S.A	15.12	5HA16(fil)+5HA14(chap)=17.76

Tableau VII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.

- Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

✓ Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8\text{mm}$$

✓ Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{85}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min \{21, 25; 24\} = 21.25\text{cm}$$

Soit : S<sub>t</sub>=10 cm

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{85}{2} = 42.5\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20\text{cm}$$

✓ Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 45 = 2.7\text{cm}^2$$

Soit : A<sub>t</sub>=6HA8=3.01cm<sup>2</sup> (deux cadre et un étrier)

✓ Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm<sup>2</sup>/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 85 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \times 0.85} = 3,52 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>**

**e. Vérification à l'ELU :**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 45 \times 82 \times \frac{2.1}{400} = 4.45 \text{ cm}^2$$

✓ **Sens longitudinal :**

**Aux appuis :**

$$A_a = 28.08 > A_{\min} = 4.45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travées :**

$$A_t = 28.08 > A_{\min} = 4.45 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Sens transversal:**

**Aux appuis :**

$$A_a = 17.27 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travées :**

$$A_t = 17.27 > A_{\min} = 4.45 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : ( Effort tranchant)**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$T_u^{\max} = 931.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{931.02}{45 \times 82} = 0.25 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**e. Vérification à l'ELS :**

❖ **Vérification des contraintes :**

✓ **Dans le béton :**

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

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	obs
Xx	Appuis	31.42	557.46	0.766	0.867	22.59	249.63	11.05	15	C.V
	Travée	25.76	464.40	0.628	0.883	27.37	248.98	9.09	15	C.V
Yy	Appuis	17.76	436.82	0.433	0.899	34.50	333.64	9.67	15	C.V
	Travée	17.76	293.45	0.433	0.899	34.50	344.26	9.67	15	C.V

Tableau VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens longitudinal :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	lm	lt	qu	qs	Qum	$\Sigma$ Qum	Qsm	$\Sigma$ Qsm	Qut	$\Sigma$ Qut	Qst	$\Sigma$ Qst
A-B	1	3.55	4.65	0.763	Trapézoidale	1.43	1.26	136.93	93.46	195.83	402.14	133.66	274.48	172.22	344.76	117.55	235.31
	2	4	4.65	0.860	Trapézoidale	1.51	1.26	136.93	93.46	206.31		140.81		172.54		117.76	
B-C	1	3.55	4.55	0.780	Trapézoidale	1.41	1.23	136.93	93.46	193.73	397.04	132.23	271.00	169.07	337.11	115.40	230.09
	2	4	4.55	0.879	Trapézoidale	1.48	1.23	136.93	93.46	203.31		138.77		168.03		114.69	
C-D	1	3.55	4.65	0.763	Trapézoidale	1.43	1.26	136.93	93.46	195.83	402.14	133.66	274.48	172.22	344.76	117.55	235.31
	2	4	4.65	0.860	Trapézoidale	1.51	1.26	136.93	93.46	206.31		140.81		172.54		117.76	

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	lm	lt	qu	qs	Qum	$\Sigma$ Qum	Qsm	$\Sigma$ Qsm	Qut	$\Sigma$ Qut	Qst	$\Sigma$ Qst
A-B	1	3.55	4.65	0.763	Trapézoidale	1.43	1.26	136.93	93.46	195.83	402.14	133.66	274.48	172.22	344.76	117.55	235.31
	2	4	4.65	0.860	Trapézoidale	1.51	1.26	136.93	93.46	206.31		140.81		172.54		117.76	
B-C	1	3.55	4.55	0.780	Trapézoidale	1.41	1.23	136.93	93.46	193.73	397.04	132.23	271.00	169.07	337.11	115.40	230.09
	2	4	4.55	0.879	Trapézoidale	1.48	1.23	136.93	93.46	203.31		138.77		168.03		114.69	
C-D	1	3.55	4.65	0.763	Trapézoidale	1.43	1.26	136.93	93.46	195.83	402.14	133.66	274.48	172.22	344.76	117.55	235.31
	2	4	4.65	0.860	Trapézoidale	1.51	1.26	136.93	93.46	206.31		140.81		172.54		117.76	

Sens transversal :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	lm	lt	qu	qs	Qum	$\Sigma$ Qum	Qsm	$\Sigma$ Qsm	Qut	$\Sigma$ Qut	Qst	$\Sigma$ Qst
A-B	1	3.5	4.65	0.753	Triangulaire	1.17	0.88	136.93	93.46	159.59	319.18	108.93	217.86	119.81	239.63	81.78	163.56
	2	3.5	4.65	0.753	Triangulaire	1.17	0.88	136.93	93.46	159.59		108.93		119.81		81.78	
B-C	1	4	4.65	0.860	Triangulaire	1.33	1.00	136.93	93.46	182.39	364.78	124.49	248.98	136.93	273.86	93.46	186.92
	2	4	4.65	0.860	Triangulaire	1.33	1.00	136.93	93.46	182.39		124.49		136.93		93.46	
C-D	1	3.55	4.65	0.763	Triangulaire	1.18	0.89	136.93	93.46	161.87	323.74	110.48	220.97	121.53	243.05	82.95	165.89
	2	3.55	4.65	0.763	Triangulaire	1.18	0.89	136.93	93.46	161.87		110.48		121.53		82.95	



**Chapitre VIII :**  
**Etude de mur plaque**

**Introduction :**

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

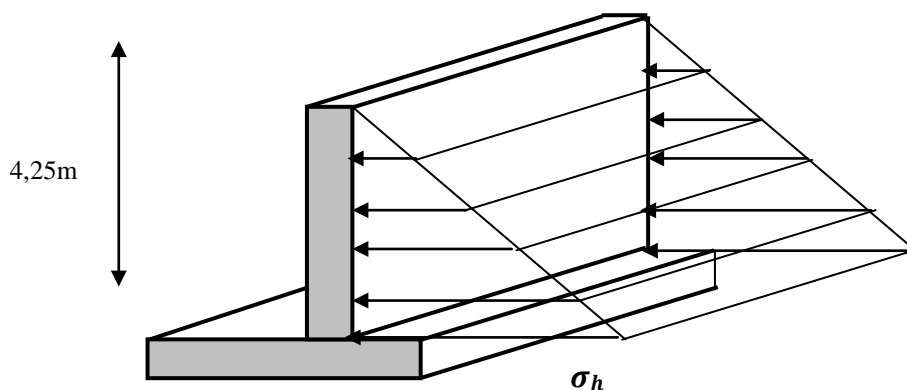
Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations ; et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

**Dimensionnement :**

L'épaisseur minimale imposée par le (**RPA99/2003 Art 10.1.2**) est égale à 15 cm. On opte pour une épaisseur de 20cm.

Le voile périphérique est encastrement des 4 cotés (poteaux, poutres et fondations) et peut être considéré comme une dalle pleine sollicitée en flexion simple par une pression triangulaire due à la pression des terres



**Figure VIII-1** : Pression des terres sur le voile périphérique

**Déterminations des sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont  $\sigma_h$  et  $\sigma_v$ , tel que :

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v$$

$$\sigma_v = \gamma \cdot h + q$$

**Avec :**

$K_0$  : Coefficient de poussée des terres ( $1 - \sin\varphi$ )

$\sigma_h$  : Contrainte horizontale.

$\sigma_v$  : Contrainte verticale.

$\phi$  : L'angle de frottement interne.

**Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :**

- Surcharge éventuelle :  $q=10\text{kn/m}^2$
- Poids volumiques des terres :  $\gamma=20\text{kn/m}^3$
- Angles de frottement interne :  $\phi=30^\circ$
- Cohésion :  $C=0$
- La contrainte admissible du sol :  $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$
- $B=0$  : angle de la surface du remblai horizontal.
- $\lambda=0$  : la paroi du mur est verticale.
- $\delta=0$  : obliquité nulle de la force de poussée des terres  $\rightarrow$  Rankine est applicable
- Coefficient de la poussée des terres :  $K_0 = 1 - \sin\phi = 1 - \sin(30^\circ) = 0,5$

**Calcul des sollicitations :**

**Calcul à l'ELU :**

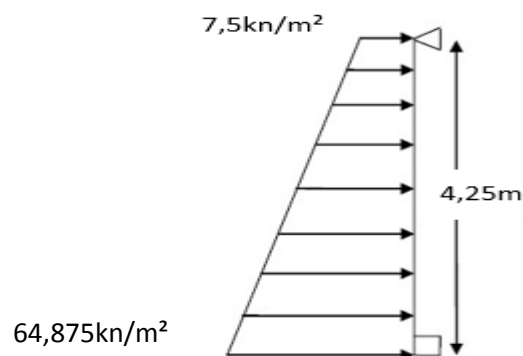
$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0 \cdot (1,35 \cdot \gamma \cdot h + 1,5 q) ; 0 \leq h \leq 4,25\text{m}$$

Pour :

$$h=0 \quad \Rightarrow \sigma_h = 0,5 (1,5 \times 10) = 7,50 \text{ kN/m}^2$$

$$h=4,25\text{m} \Rightarrow \sigma_h = 0,5 \times (1,35 \times 20 \times 4,25 + 1,5 \times 10) = 64,875 \text{ kN/m}^2$$

Diagramme des contraintes à l'ELU



**Calcul à l'ELS :**

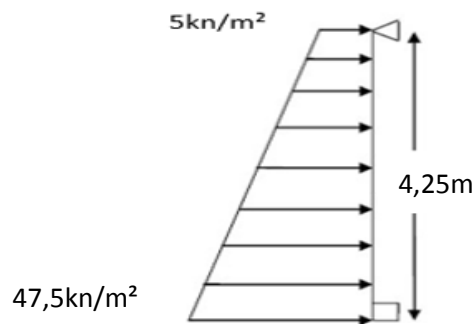
$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0 \cdot (\gamma \cdot h + q) ; 0 \leq h \leq 4,25\text{m}$$

Pour :

$$h=0 \Rightarrow \sigma_h = 0,5 \times 10 = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$h=4,25\text{m} \Rightarrow \sigma_h = 0,5 \times (20 \times 4,25 + 10) = 47,5 \text{ kN/m}^2$$

Diagramme des contraintes à l'ELS



**Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m**

- ELU :  $q_u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3(64,875) + 7,5}{4} = 50,53 \text{ kN/ml}$ .
- ELS :  $q_s = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3(47,5) + 5}{4} = 36,375 \text{ kN/ml}$

**Ferraillage du mur plaque :**

ELU :

- Identification des panneaux :

$$\begin{cases} l_x = 4,25 \text{ m} \\ l_y = 4,65 \text{ m} \end{cases}$$

On a :  $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,25}{4,65} = 0,913$

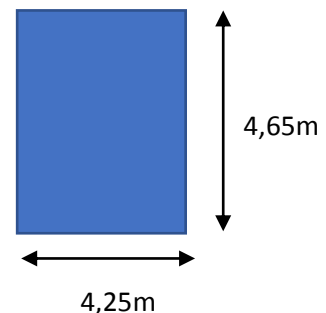
$0,4 < \rho = 0,913 < 1$ , ; le panneau travaille dans deux sens.

$$\rho = 0,913 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0448 \\ \mu_y = 0,798 \end{cases}$$

$v = 0$

$$M_0^x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0448 \times 50,53 \times 4,25^2 = 40,9 \text{ kN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \cdot M_0^x = 0,798 \times 40,9 = 32,63 \text{ kN.m}$$



**Moments en tenant compte des conditions d'appuis :**

Sens x-x :

Aux appuis :  $M_a = 0,5M_0^x = 0,5 \times 40,9 = 20,45kn.m$

En travée :  $M_t = 0,75M_0^x = 0,75 \times 40,9 = 30,675kn.m$

Sens y-y :

Aux appuis :  $M_a = 0,5M_0^y = 0,5 \times 40,9 = 20,45kn.m$

En travée :  $M_t = 0,75M_0^y = 0,75 \times 32,63 = 24,472kn.m$

**Calcul des armatures :**

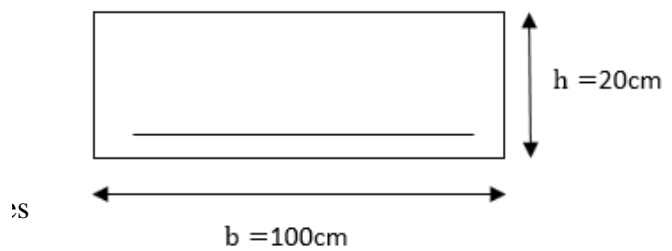
On a :

$h = 25cm$

$b = 100cm$

$d = 23cm$

$c = 2cm$



- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,15 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical).
- $A \geq 0,0015. b.h = 0,0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$ .
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m<sup>2</sup> de **HA8**.

**b** = 1 = 100 cm ; **h** : épaisseur du voile = 20 cm.

Le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

On a :  $\mu = \frac{M_u}{b.d^2.f_{bu}}$  ;  $A_{st} = \frac{M_u}{\beta.d.\sigma_s}$  ;  $A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} = 2,17cm^2$

Sens	M <sub>u</sub> (kn.m)	μ	β	Obs	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
x-x	M <sub>a</sub> =20,45	0,027	0,986	SSA	2,17	2,59	6HA10=4,71	16cm
	M <sub>t</sub> =30,675	0,040	0,980	SSA	2,17	3,91	6HA12=6,78	16cm
y-y	M <sub>t</sub> =24,472	0,032	0,984	SSA	2,17	3,10	6HA10=4,71	16cm

**Tableau VIII-1 : Ferrailage du mur plaque**

**Vérification des espacements des barres :**

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

$$S_t < \min(2h ; 25\text{cm})$$

$$S_t = 16\text{cm} < 25\text{cm} \quad \text{condition vérifiée .}$$

**Longueur de scellement des barres :**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$$

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

$$\text{pour les HA10 ; } L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27\text{cm} \rightarrow L_s = 35\text{cm}$$

$$\text{pour les HA12 ; } L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32\text{cm} \rightarrow L_s = 45\text{cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal , la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à 0,4 pour les barres à haute adhérence selon le BAEL91 modifiée 99 ( Art A.6.1,21).

$$\text{Pour } \phi 10 \quad L_a = 14\text{cm.}$$

$$\text{Pour } \phi 12 \quad L_a = 18\text{cm.}$$

**Vérification à l'ELS :**

$$M_0^x = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0448 \times 36,375 \times 4,25^2 = 29,424\text{kn.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \cdot M_0^x = 0,798 \times 29,424 = 23,48\text{ kn.m}$$

**Sens x-x :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5M_0^x = 0,5 \times 29,424 = 14,712\text{kn. m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75M_0^x = 0,75 \times 29,424 = 22,068\text{kn. m}$$

**Sens y-y :**

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0,5M_0^y = 0,5 \times 23,48 = 11,74\text{kn. m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,75M_0^y = 0,75 \times 23,48 = 17,61\text{kn. m}$$

**Vérification de contraintes :**

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

- **Dans les aciers :**

On doit vérifier que : **Art.A.4.5.33 BAEL**

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

Avec :

$f_e$  : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés exprimée en MPa.

$f_{tj}$  : la résistance caractéristique à la traction du béton , exprimée en MPa.

$\eta$  : coefficient numérique , dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1,6 pour les armatures de hautes adhérences , sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6mm pour lesquels nous prendrons 1,3.

D'où :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = \min (266,67; 181,75) \rightarrow \bar{\sigma}_{st} = 181,75 \text{ MPa}$$

2 Dans le béton :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s} ; \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Sens	Zone	$A_s$	$M_s$	$\rho$	$\beta$	$K_1$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_b$	Observation
x-x	Appuis	4,71	14,712	0.20	0,975	185	139,29	181,75	CV	15	0,75	C V
	Travée	6,78	22,068	0,295	0,970	151,7	145,9	181,75	CV	15	0,96	C V
y-y	Travée	4,71	17,61	0,20	0,975	185	166,73	181,75	CV	15	4,415	C V

**Tableau VIII-2 : Vérification des contraintes à l'ELS**

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 si on vérifie les trois conditions suivantes :

$$\left( \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} ; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \right)$$

Avec :

$h = 25\text{cm}$  : hauteur totale

$L$  : portée entre nus d'appuis.

$M_t$  : moment maximum en travée.

$M_0$  : valeur maximum du moment isostatique

$A$  : section d'armature.

$b$  : section d'armatures

$d$  : hauteur utile de la section droite.

**Sens x-x** :  $q_s = 36,375\text{kn/ml}$

$$M_{0x} = q_s \frac{l^2}{8} = 36,375 \frac{4,2^2}{8} = 72,75\text{kn.m}$$

$$M_t = 0,75 \times M_{0x} = 0,75 \times 72,75 = 54,56\text{kn.m}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{25}{425} = 0,058 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$  Condition non vérifiée
- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{6,78}{100 \times 23} = 0,0029 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105$  Condition vérifiée
- $\frac{h}{L} = \frac{25}{425} = \mathbf{0,058} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{54,56}{10 \times 72,75} = 0,075$  Condition non vérifiée

**Sens y-y** :  $q_s = 36,375\text{kn/ml}$

$$M_{0x} = q_s \frac{l^2}{8} = 36,375 \frac{4,25^2}{8} = 82,128\text{kn.m}$$

$$M_t = 0,75 \times M_{0x} = 0,75 \times 82,128 = 61,6\text{kn.m}$$

- $\frac{h}{L} = \frac{25}{465} = 0,053 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$  Condition non vérifiée
- $\frac{A_s}{b.d} = \frac{6,78}{100 \times 18} = 0,0028 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105$  Condition vérifiée
- $\frac{h}{L} = \frac{25}{465} = \mathbf{0,053} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{61,6}{10 \times 82,128} = 0,075$  Condition non vérifiée

### Vérification de la flèche :

❖ **Sens x-x** :  $L = 4,25\text{m}$

On doit vérifier que :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s}{E_v l} \leq \bar{f}$$

La flèche admissible de la dalle est  $\bar{f} = \frac{l}{500}$

Avec :

$$q_s = 36,375 \text{ kn/ml}$$

$l = 425 \text{ cm}$  : portée entre nus d'appuis .

$E_v$  : module de déformation différé égal à 10818,86 MPa ( chapitre 1)

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

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t(V_2 - C)^2$$

$B_0$  : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 25) + 15 \times 6,78 = 2601,7 \text{ cm}^2$$

**$S_{xx}$  : moment statique :**

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 25^2}{2} + 15 \times 6,78 \times 23 = 33589,1 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{33589,1}{2601,7} = 12,91 \text{ cm}$$

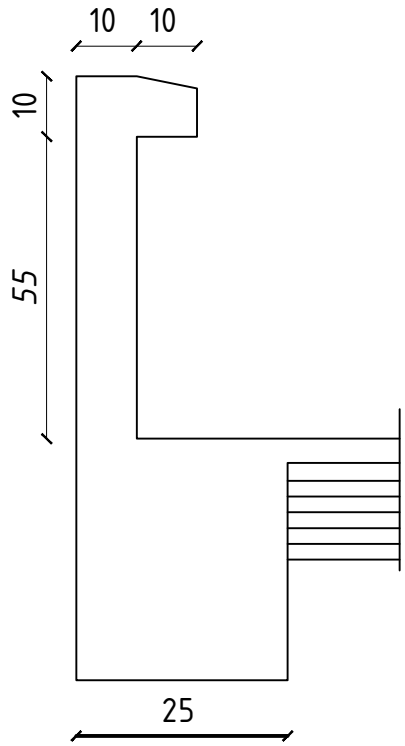
$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12,91 = 12,09 \text{ cm}$$

$$I = \frac{100}{3}(12,91^3 + 12,09^3) + 15 \times 6,78(12,09 - 2)^2 = 140982,46 \text{ cm}^3$$

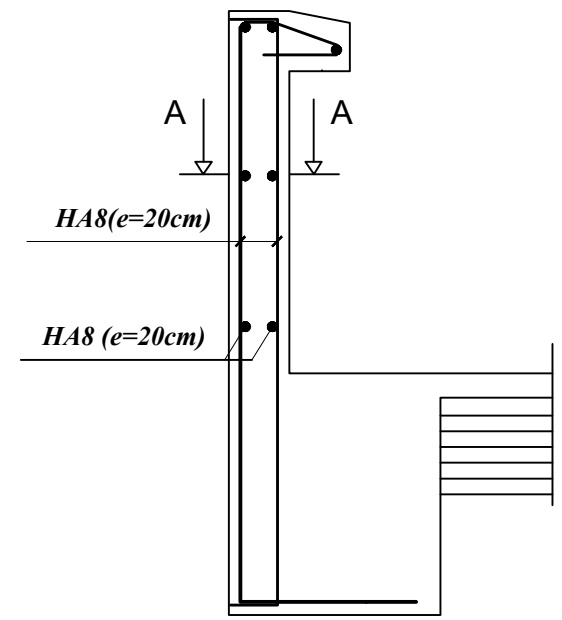
$$f = \frac{5}{384} \frac{36,375 \times 4,25^2 \times 10^3}{10818,86 \times 10^6 \times 140982,46 \times 10^{-8}} = 0,0005 \leq \bar{f} = \frac{4,25}{500} = 0,0085 \quad \text{CV}$$

❖ **Sens y-y : L=4,65m**

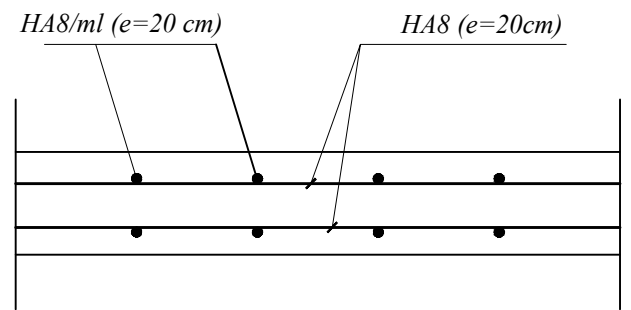
$$f = \frac{5}{384} \frac{36,375 \times 4,65^2 \times 10^3}{10818,86 \times 10^6 \times 140982,46 \times 10^{-8}} = 0,0006 \leq \bar{f} = \frac{4,25}{500} = 0,0085 \quad \text{CV}$$



Coffrage de l'acrotère

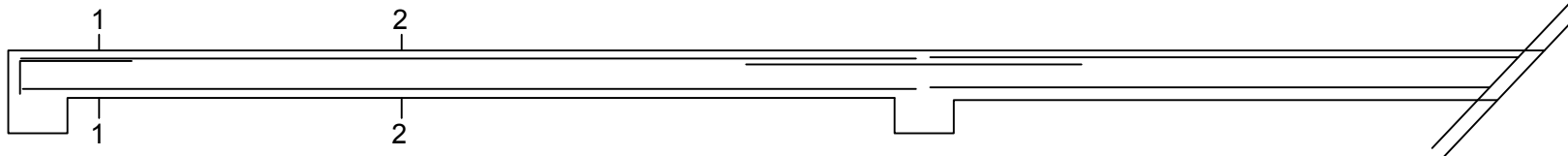


Ferrailage de l'acrotère



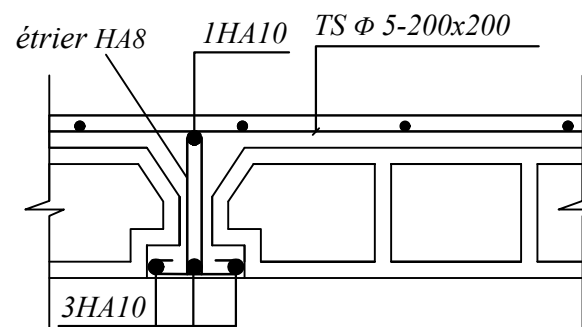
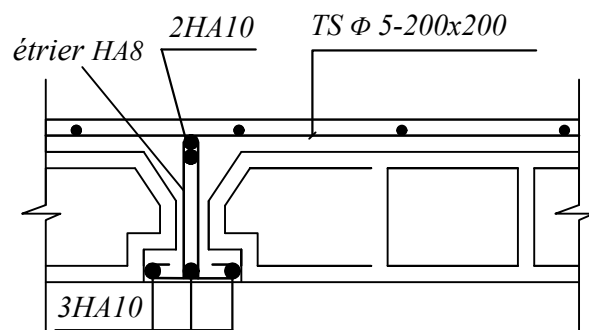
Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUD MAMMERRI Tizi Ouzou Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil	
DIRIGE PAR : CHERIFI.F	Ferrailages de L'Acrotère
ETUDIER PAR : SAHI LOUIZA BELKACEM SAMIA	



*Coupe 1 - 1*

*Coupe 2 - 2*



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

CHERIFI. F

*ETUDIER PAR:*

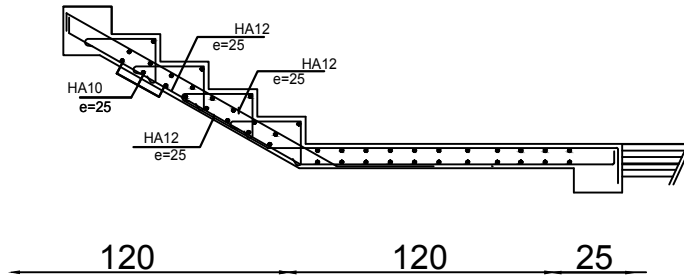
*SAHI LOUIZA*

*BELKACEM SAMIA*

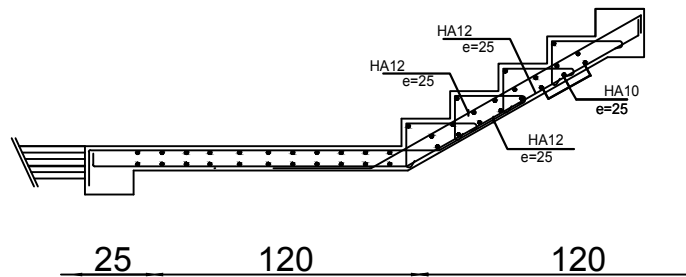
Ferrailages de

Plancher et poutrelles

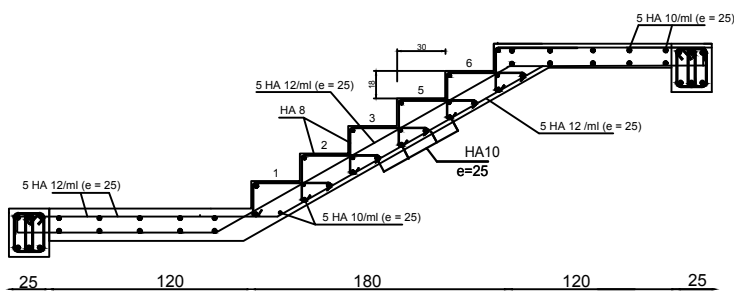
## Ferraillage de volee N 3



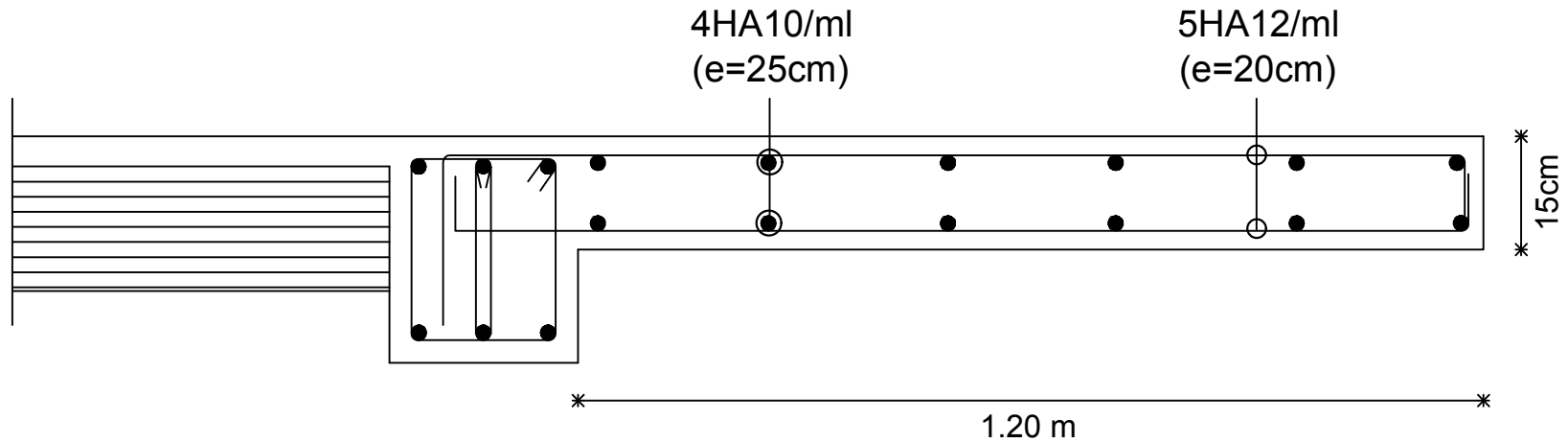
## Ferraillage de volee N 1



## Ferraillage de volee N 2



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou Faculté du Genie de la Construction Département de Genie Civil	
DIRIGE PAR: CHERIF F	Ferrailages des escaliers
APPROUVE PAR: HART LOUHA BELKACEM BANZA	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

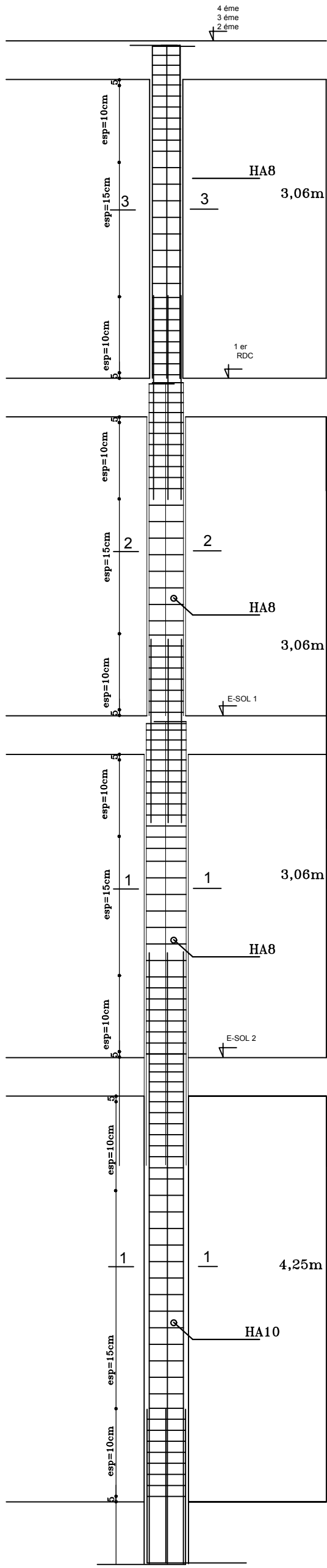
CHERIFI. F

*ETUDIER PAR:*

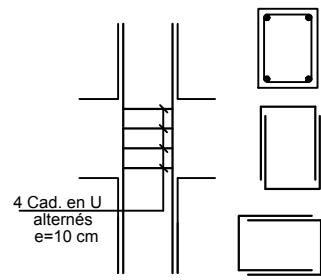
*SAHI LOUIZA*

*BELKACEM SAMIA*

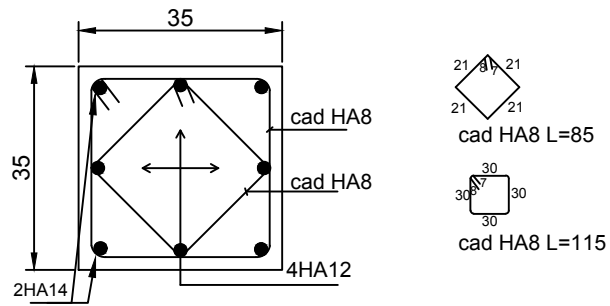
Ferraillages  
des Balcon



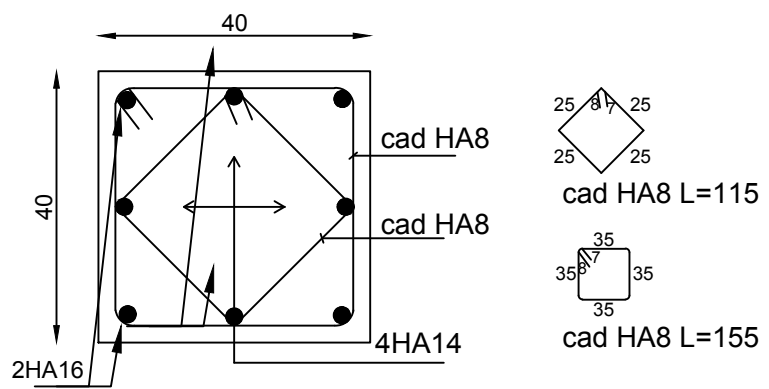
NOEUDS COUPE



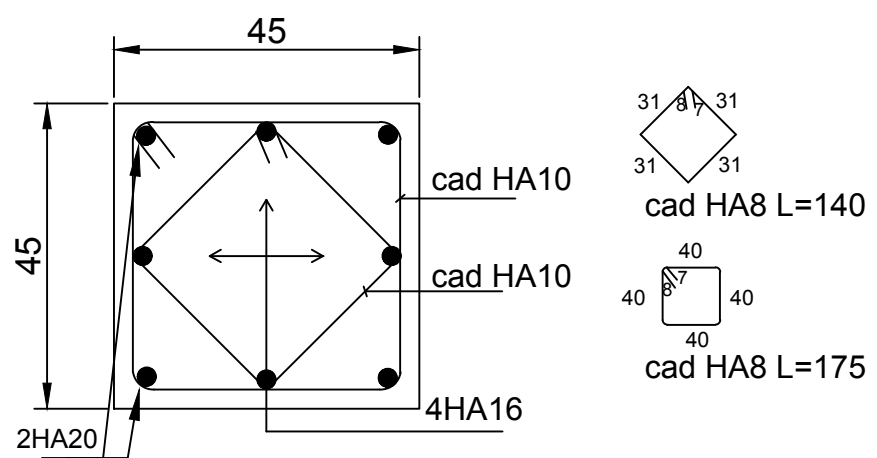
coupe 3-3



coupe 2-2



coupe 1-1



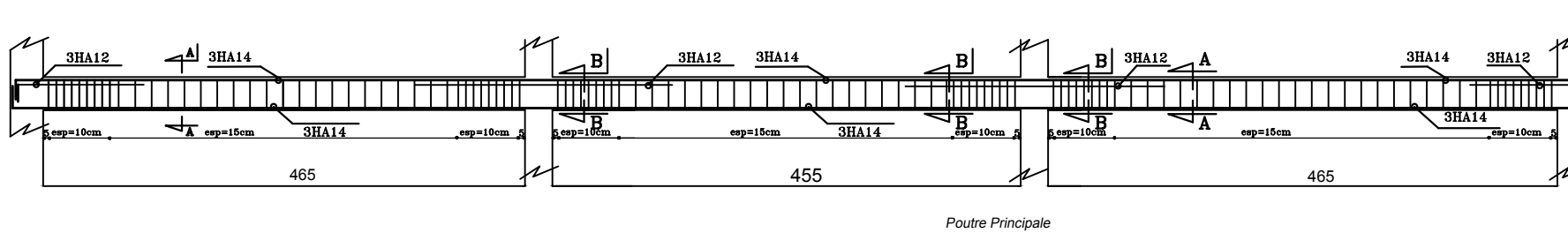
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculte du Genie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :  
 CHERIFI. F

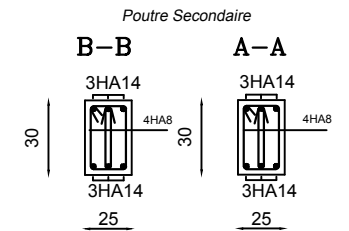
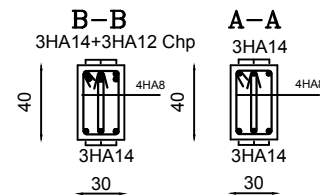
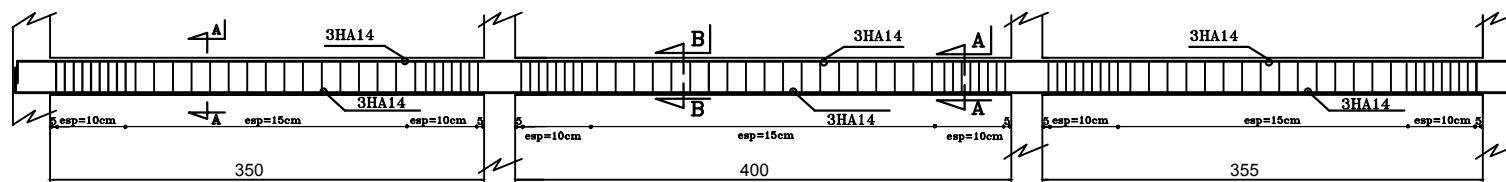
**ETUDIER PAR:** SAHI LOUIZA  
 BELKACEM SAMIA

Ferrailages  
 des poteaux

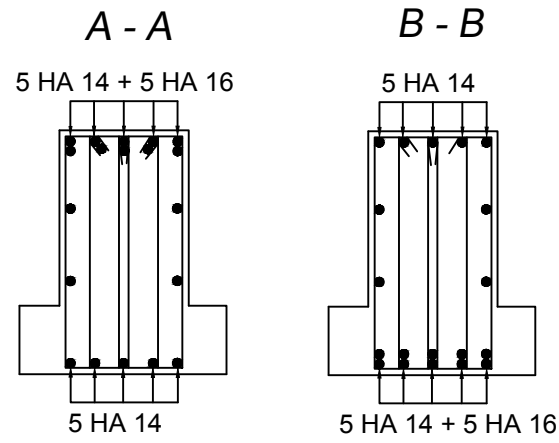
### Exemple de ferrailage des Poutres Principales



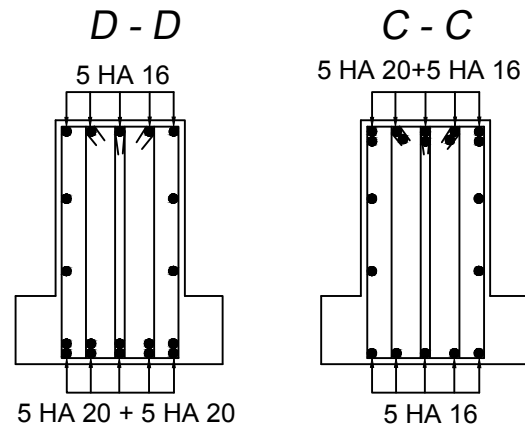
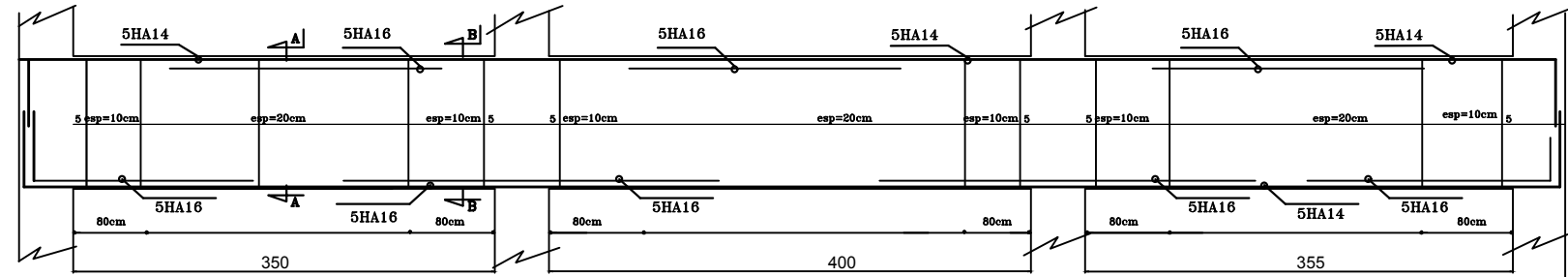
### Exemple de ferrailage des Poutre Secondaire



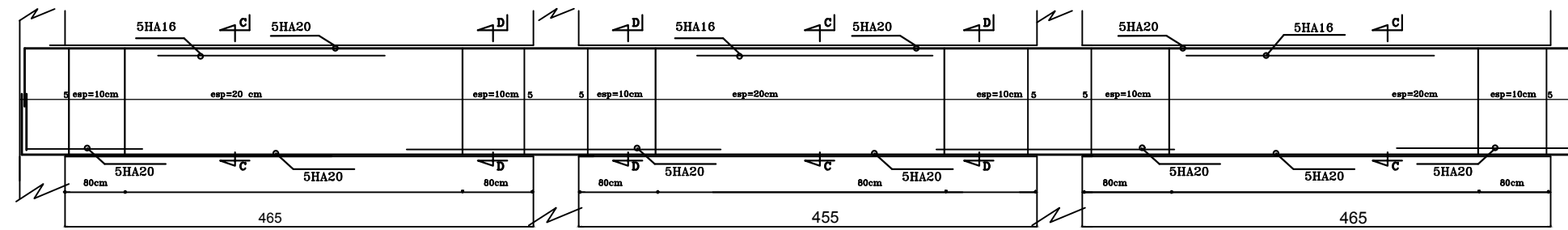
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOU D MAMMERRI Tizi Ouzou Faculté du Genie de la Construction Département de Genie Civil	
DIRIGE PAR : CHERIF. F	<h2>Ferrillages des Poutres</h2>
ETUDIER PAR : SABI LOUYA BELKACEM SAMIA	



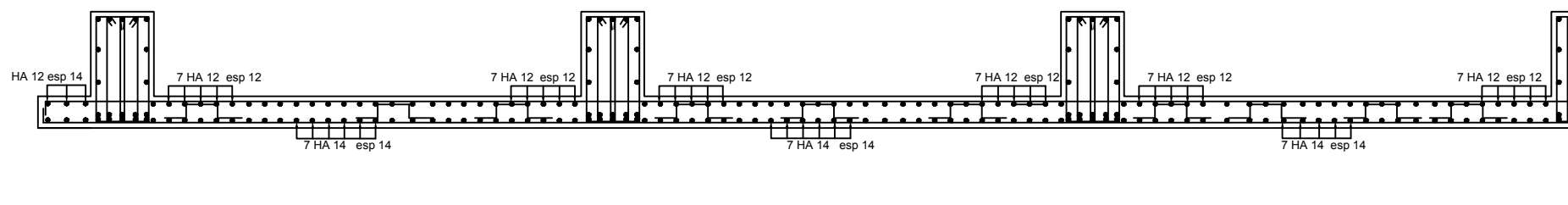
## Exemple de ferrailage de Nervure Fils 2



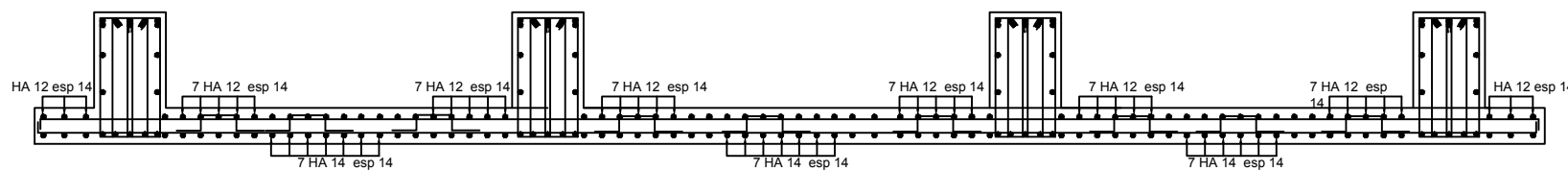
## Exemple de ferrailage de Nervure Fils C



## Exemple de ferrailage de Radier sens xx



## Exemple de ferrailage de Radier sens yy



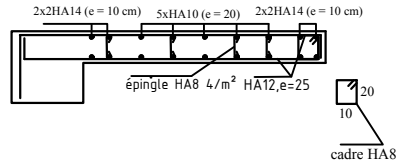
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculte du Genie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR:  
 CHERIFI F

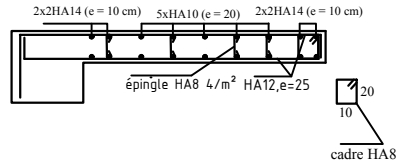
ETUDIER PAR:  
 SAHI LOUIZA  
 BELKACEM SAMIA

Ferrailages  
 des fondations

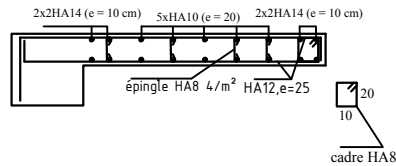
### Ferrailage voile de 1,5 m Zone I



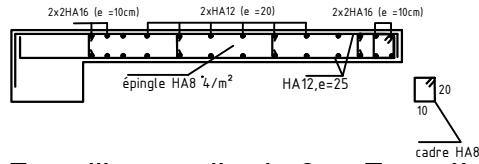
### Ferrailage voile de 1,5 m Zone II



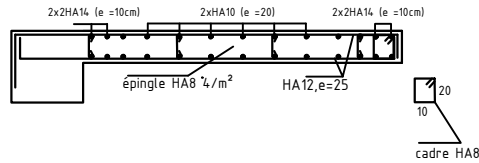
### Ferrailage voile de 1,5 m Zone III



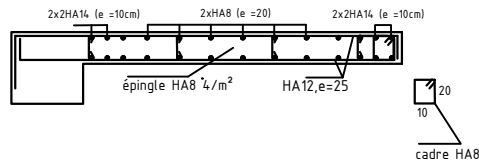
### Ferrailage voile de 2 m Zone I



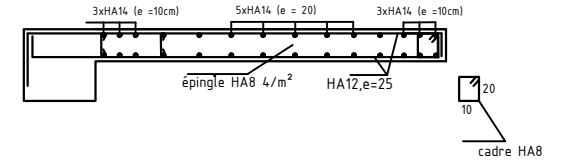
### Ferrailage voile de 2 m Zone II



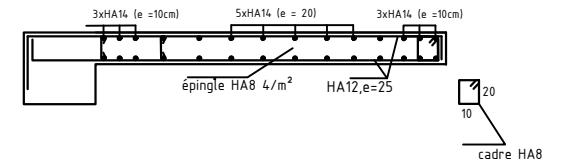
### Ferrailage voile de 2 m Zone III



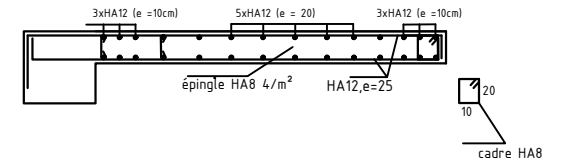
### Ferrailage voile de 2,5 m Zone I



### Ferrailage voile de 2,5 m Zone II



### Ferrailage voile de 2,5 m Zone III

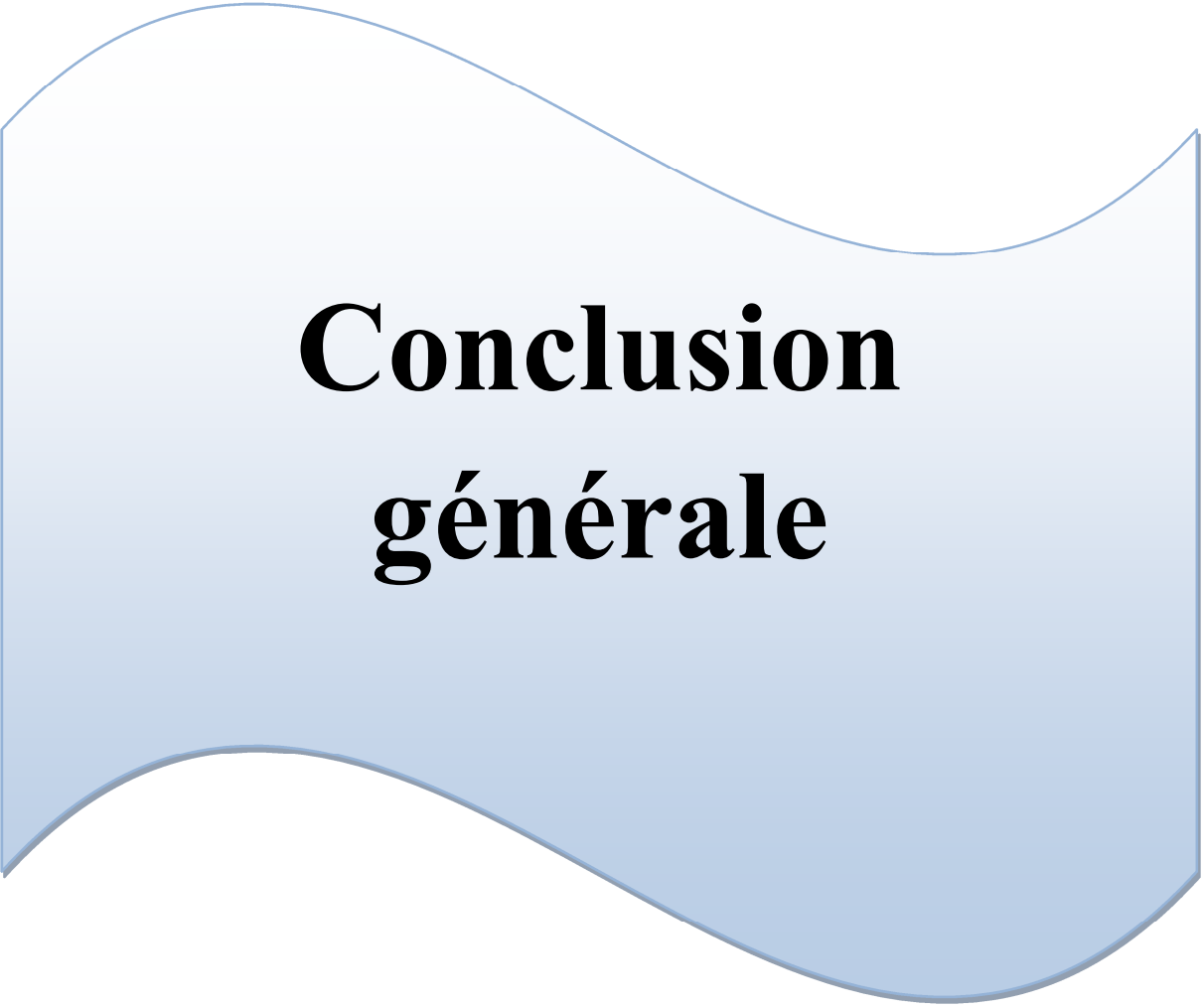


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Universite de MOULOU D MAMMERRI Tizi Ouzou  
 Faculte du Genie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :  
 CHERIFI. F

ETUDE PAR:  
 SAHI LOUIZA  
 BELKACEM SAMIA

Ferrailages  
 des voiles



**Conclusion  
générale**

# CONCLUSION GÉNÉRALE

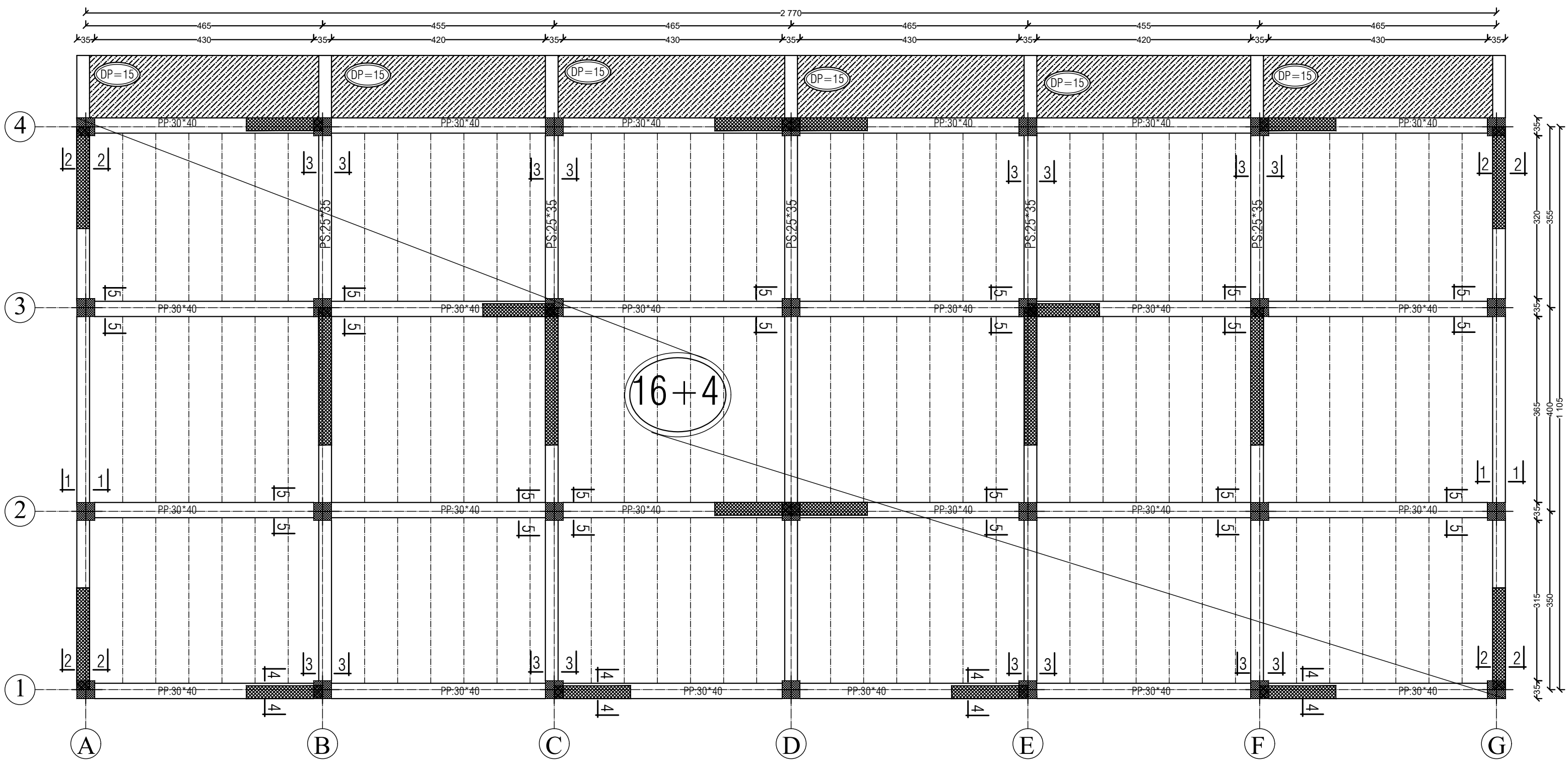
Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, les approfondir en se basant sur les documents techniques, l'application des règlements et de certaines méthodes de calculs, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

L'élaboration de ce projet de fin d'étude a été une expérience dont l'objectif est de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur.

En fin le rôle principal de l'ingénieur en génie civil est de réduire le risque sismique à un niveau minimal, de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et sécuritaires en respectant le facteur économique

Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+18.36 m



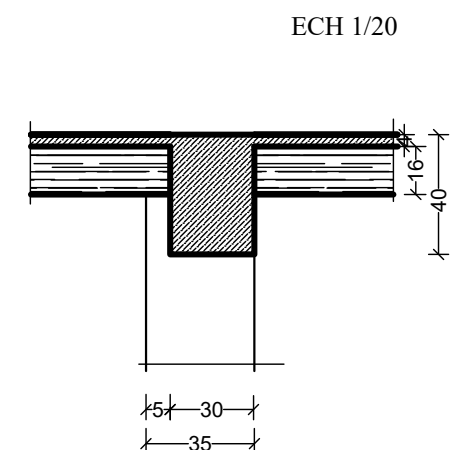
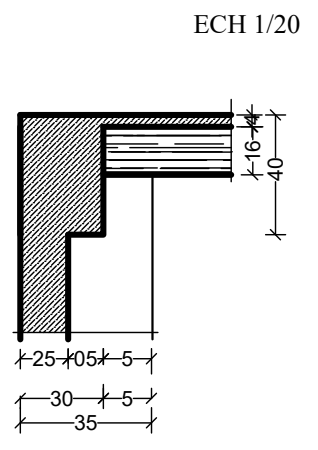
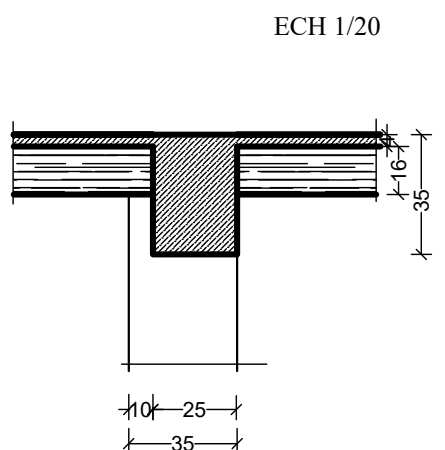
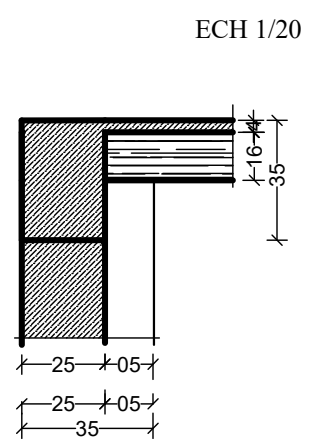
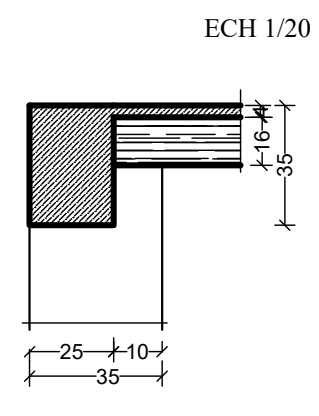
COUPE 1-1

COUPE 2-2

COUPE 3-3

COUPE 4-4

COUPE 5-5



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU  
 Département Génie de la Construction  
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE  
**Mémoire de fin d'étude**

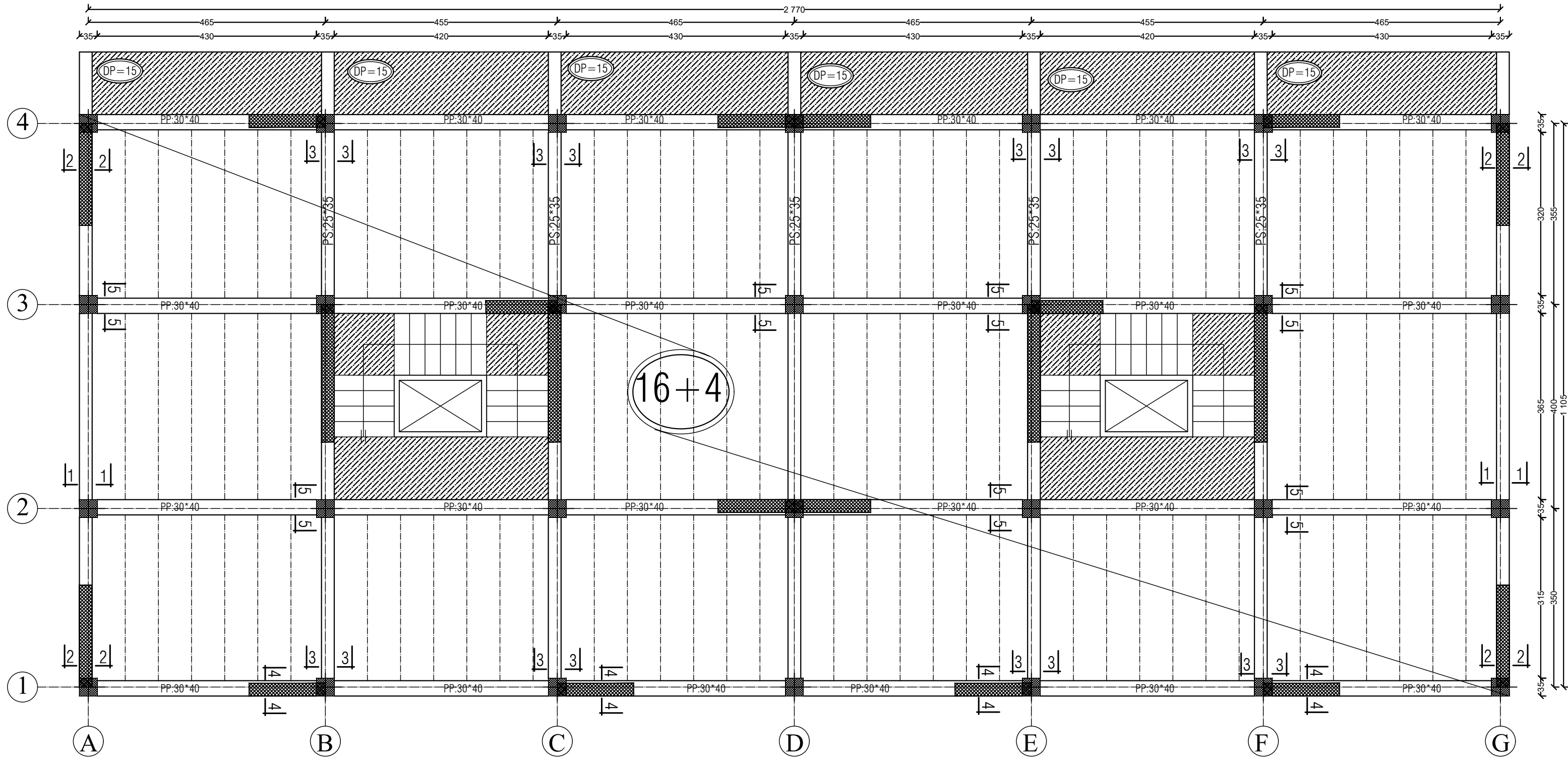
Etude d'un bâtiment **R+5+deux**  
**entre-sol** à usage d'habitation

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

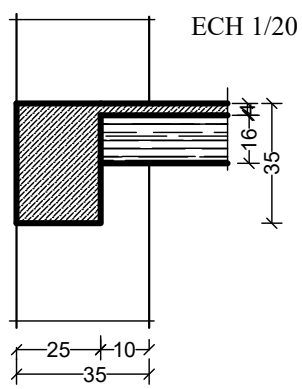
Réalisée par : SAHI Louiza  
 BELKACEM Samia  
 Encadrée par : Mme.CHERIFLI

promotion :2021/ 2022

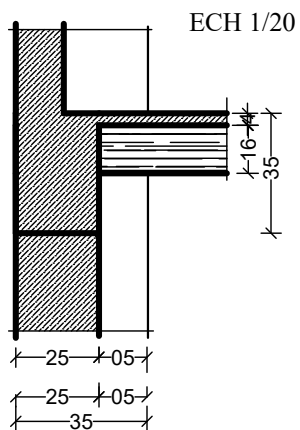
# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+9.18;+12.24;+15.30 m



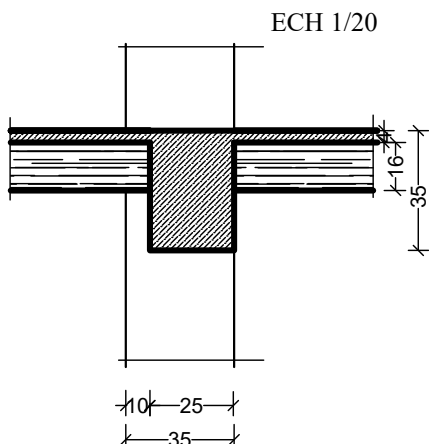
COUPE 1-1



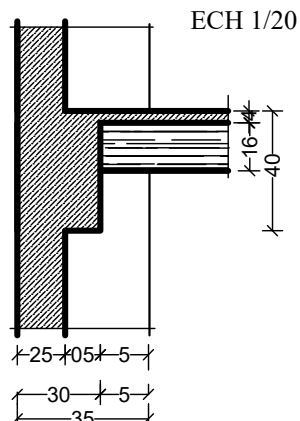
COUPE 2-2



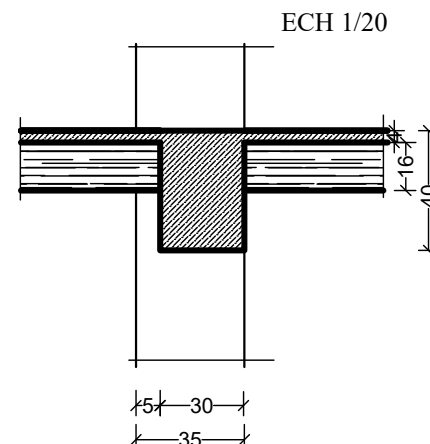
COUPE 3-3



COUPE 4-4



COUPE 5-5



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU  
Département Génie de la Construction  
Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE  
**Mémoire de fin d'étude**

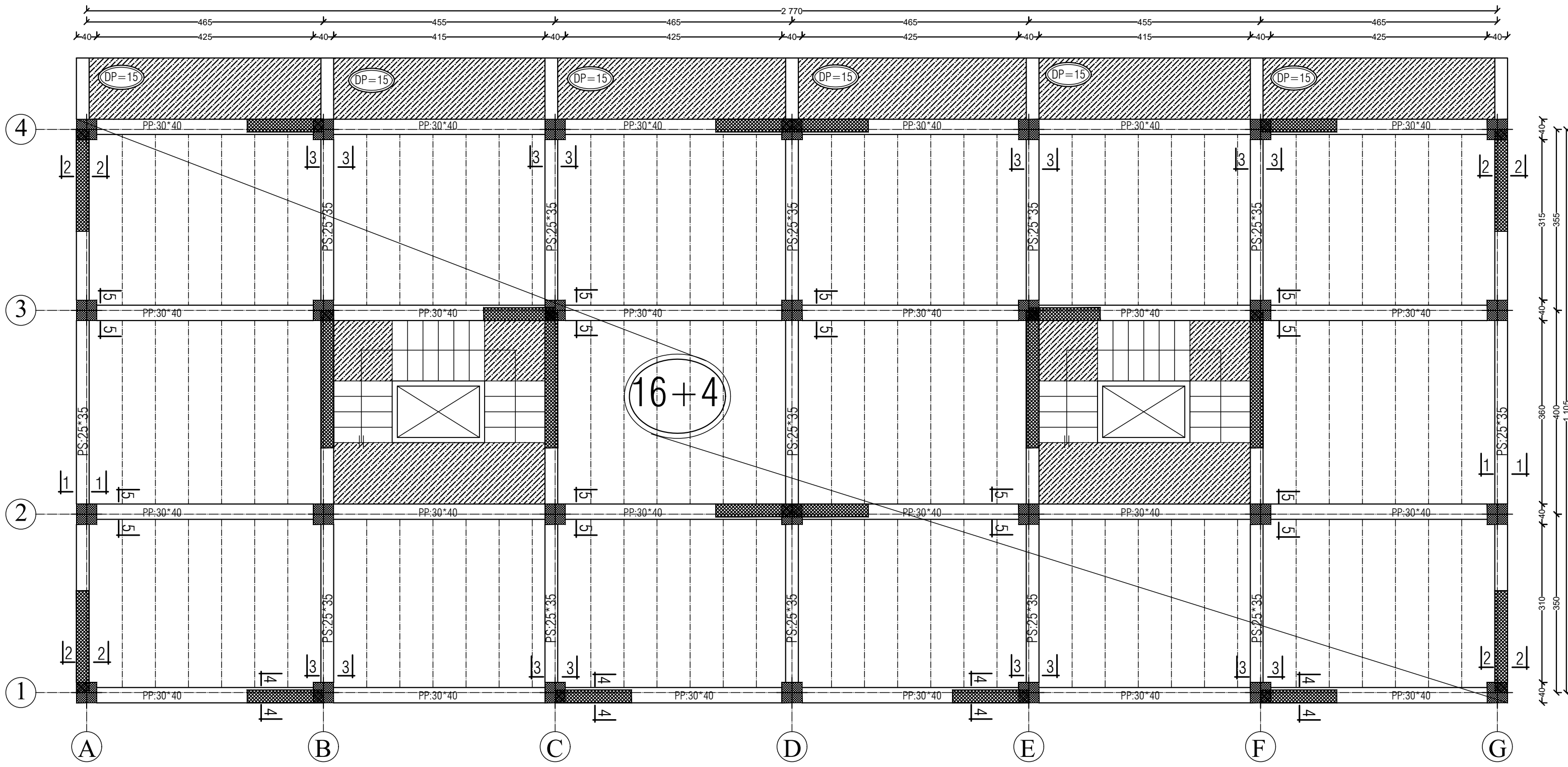
Etude d'un bâtiment R+5+deux  
entre-sol à usage d'habitation

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

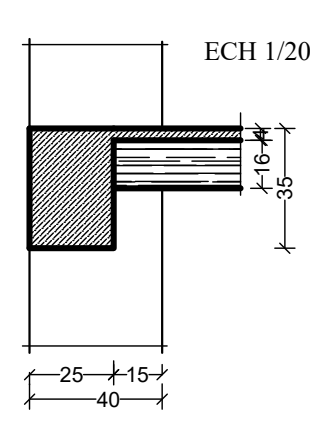
Réalisée par : SAHI Louiza  
BELKACEM Samia  
Encadrée par : Mme.CHERIFLI F

promotion :2021/ 2022

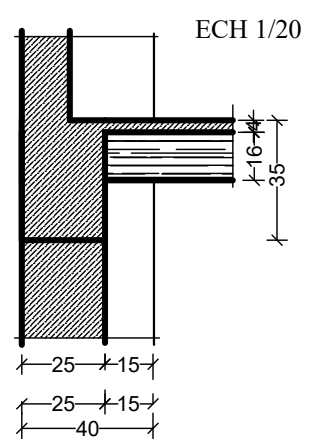
# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :+ 3.06;+6,12 m



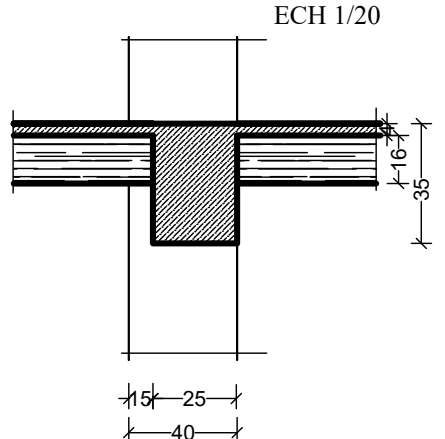
COUPE 1-1



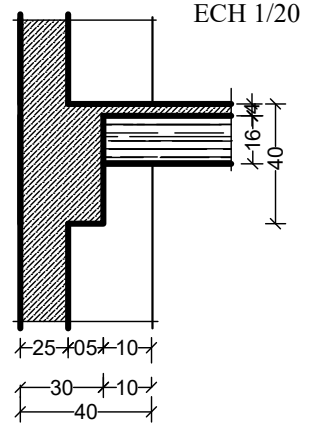
COUPE 2-2



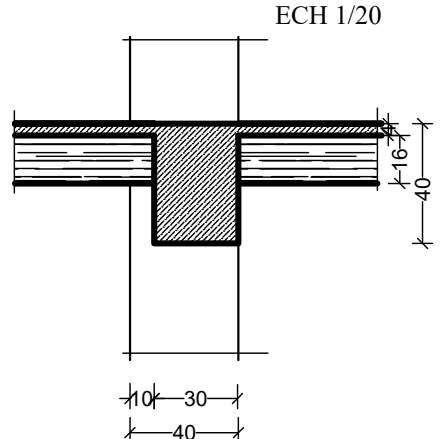
COUPE 3-3



COUPE 4-4



COUPE 5-5



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERI TIZI OUZOU  
 Département Génie de la Construction  
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE  
**Mémoire de fin d'étude**

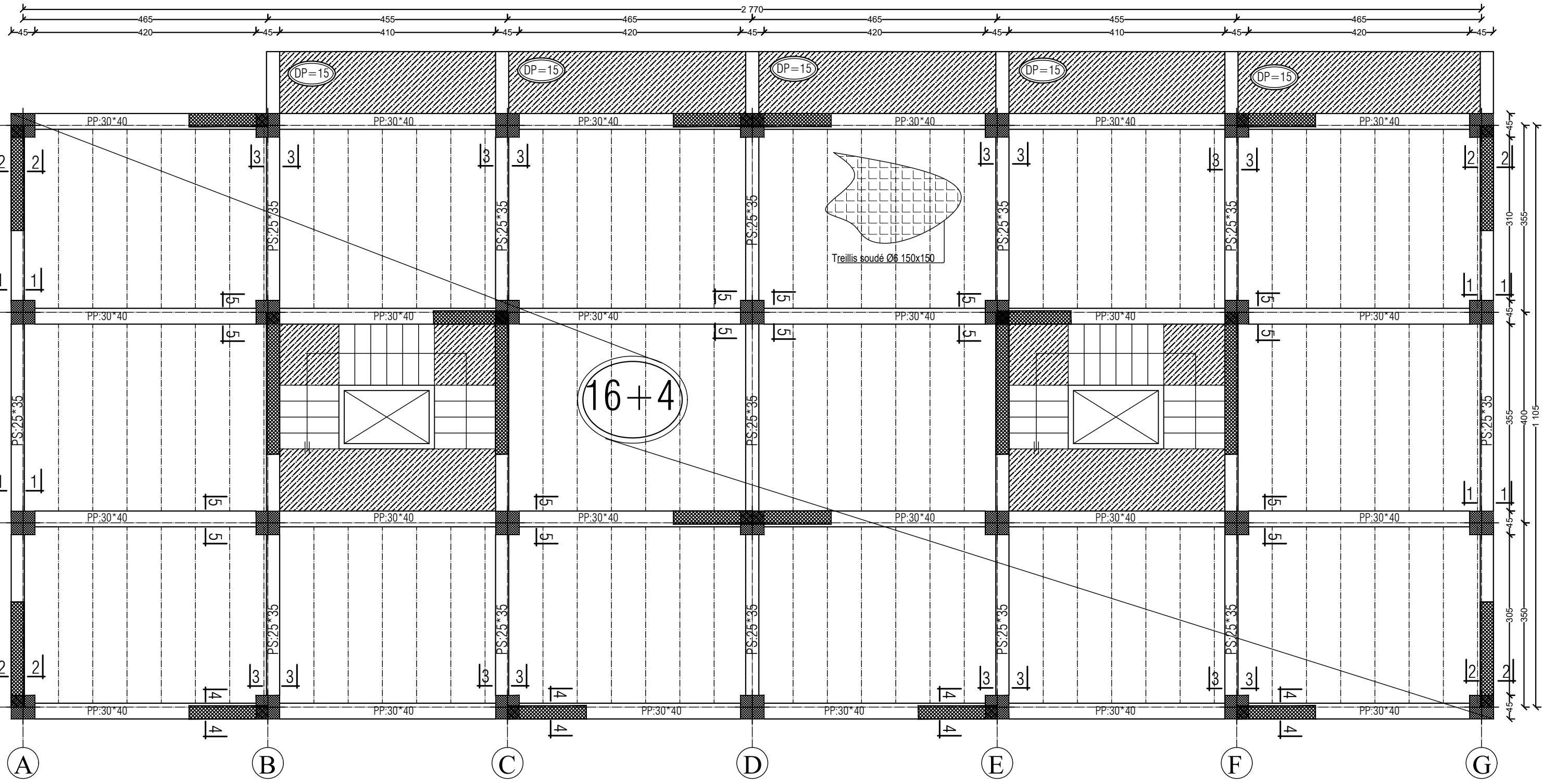
Etude d'un bâtiment R+5+deux  
 entre-sol à usage d'habitation

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

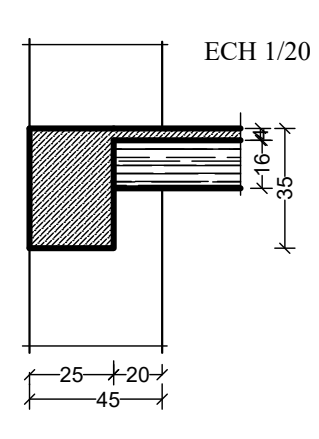
Réalise par : SAHI Louiza  
 BELKACEM Samia  
 Encadrée par : Mme.CHERIFLI.F

promotion :2021/ 2022

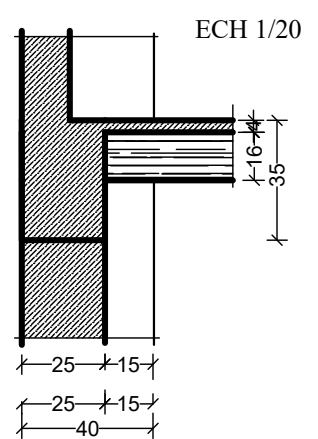
# PLAN DE COFFRAGE PLANCHER NIV :-3,06 ;+0.00 m



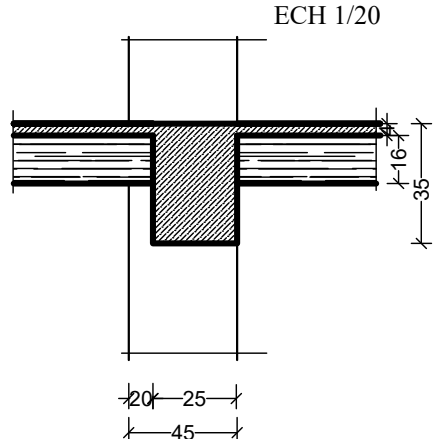
COUPE 1-1



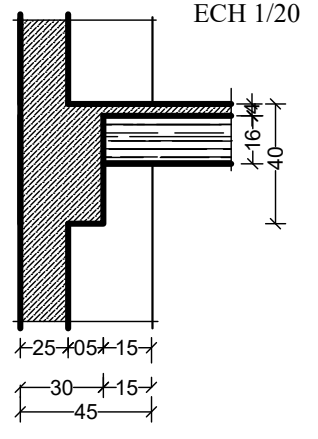
COUPE 2-2



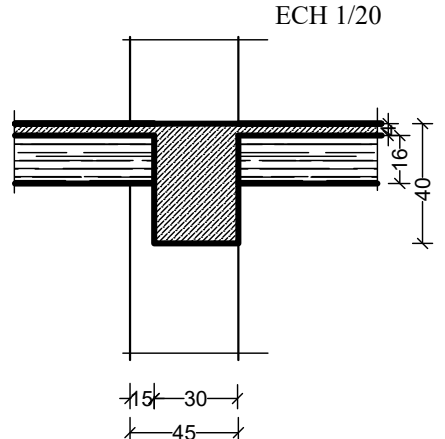
COUPE 3-3



COUPE 4-4



COUPE 5-5



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMERTI TIZI OUZOU  
 Département Génie de la Construction  
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE  
**Mémoire de fin d'étude**

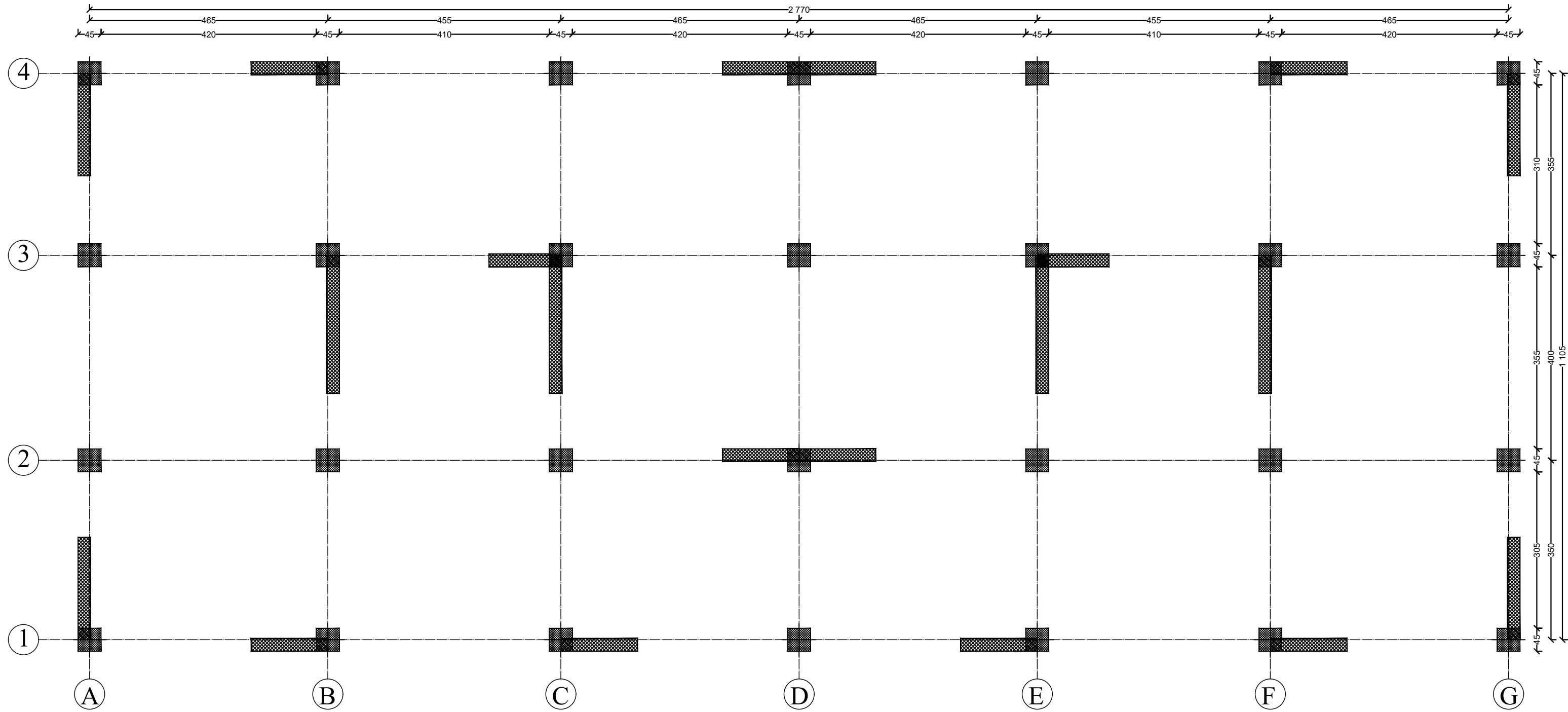
Etude d'un bâtiment R+5+deux  
 entre-sol à usage d'habitation

PLAN DE COFFRAGE DES PLANCHERS

Réalise par : SAHI Louiza  
 BELKACEM Samia  
 Encadrée par : Mme.CHERIFLI.F

promotion :2021/ 2022

# PLAN DISPOSITIONS DES VOILES



UNIVERSITE MOLOUDE MAMMARI TIZI OUZOU  
 Département Génie de la Construction  
 Filière Génie Civil

OPTION: CONSTRUCTION CIVIL ET INDUSTRIELLE  
*Mémoire de fin d'étude*

Etude d'un bâtiment **R+5+deux**  
**entre-sol** à usage d'habitation

PLAN DISPOSITION DES VOILES

Réalise par : SAHI Louiza  
 BELKACEM Samia  
 Encadrée par : Mme.CHERIFLI.F

promotion :2021/ 2022

