

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET  
POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique  
Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou  
Faculté du génie de la construction  
Département de GENIE CIVIL



# MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme Master Professionnel En génie civil  
Option : Construction civile et industrielle (CCI).

## THEME



Etudié par : M<sup>elle</sup> Boubchire Zakia  
M<sup>elle</sup> Louni Meriem

Dirigé par : M<sup>me</sup> ALKAMA.F

PROMOTION 2023/2024

## **Remerciements**

*A l'issue de ce travail ,on remercie ,en premier lieu le bon Dieu de nous avoir donné la force et le courage de le mener à terme.*

*Á nos très chers parents, notre fierté et bien sur la source de notre réussite pour leurs sacrifices et encouragement. Que dieux nous les garde et les protège.*

*Á notre Encadrante la professeur ALKAMA.F pour son professionnalisme, ses remarques pertinentes, son soutiens et sa motivation, nous la remercions infiniment de nous avoir fait confiance et d'avoir autant cru en nous et pour chaque petit détail qu'il nous a appris tout au long de notre cursus.*

*Aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre travail.*

*Á nos très chers frères, soeurs, ami (es) et à toutes les personnes qui ont contribué de loin ou de près à la réussite de ce travail.*

**Boubchir Z ;Louni M**

# *Dédicaces*

*Je dédie ce travail*

*À mes très chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, et leur soutien tout au long de mes études,*

*À mes chères sœurs et chers frères pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,*

*À la mémoire de ma grande-mère Saadia qui m'aimait beaucoup, qui aurait aimé voir ce jour.*

*À mes chères amies Louni Meriem, Khelfaoui Ferroudja, Chaiba Ourdia, Aissat Imane et Achili Sarah pour leur soutien et encouragement durant ce parcours.*

*À ma binôme Louni Meriem qui m'a toujours compris, soutenu, et cru en moi et sans qui ce travail n'aurait jamais été fait.*

*Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infaillible. Merci d'être toujours là pour moi.*

**Boubchir Zakia**

## *Dédicaces*

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail à :

Mes très chers parents, que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments, pour leur patience illimitée, leur encouragement, leur aide, en témoignage de mon profond amour et respect pour leurs grands sacrifices, que dieu les protèges.

À ma chère grand-mère, qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études. Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour, puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorde la santé, une longue vie et de bonheur.

À mes frères, qui ont été mes complices, mes confidents et mes meilleurs supporteurs. Votre présence a été un réconfort constant.

À ma famille élargie, à mes tantes, cousins et cousines, dont le soutien et les encouragements ont été une source de force et de courage.

À mes amies (Zakia, Ourdia, Imane, Ferroudja), qui ont partagé mes joies, mes peines et mes succès. Votre amitié est un trésor que je chérirai toujours.

Je remercie ma chère binôme Zakia Boubchir avec qui j'ai partagé des moments pénibles ainsi que des moments de joie tout au long de mon cursus.

*Louni Meriem*

# **SOMMAIRE**

**Introduction générale**

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

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

**Chapitre III : calcul des éléments non structuraux**

**III.1 – l'acrotère**

**III.2 - les escaliers**

**III.3 – calcul des planchers**

**III.4 – les consoles**

**Chapitre IV : étude du contreventement**

**Chapitre V : modélisation et vérification selon les exigences du RPA**

**Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux**

**VI -1 : Ferrailage des poteaux**

**VI -2 : Ferrailage des poutres**

**VI-3 : Ferrailage des voiles**

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

**Conclusion**

**Bibliographie.**

## INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil dans le domaine de la construction civile et industriel englobe la planification, la conception, la construction et la gestion de projets majeurs tels que les bâtiments, les usines, les infrastructures urbains et industrielles.

Les ingénieurs civils travaillent sur des solutions techniques et logistiques pour assurer la robustesse, la coordination entre différentes disciplines et la prise en compte des réglementations sont essentielles pour mener à bien ces projets complexes, contribuant ainsi au développement durable des communautés et des industries en veillant à leur sécurité et la bonne fonctionnalité.

Donc pour le calcul des éléments constitutifs d'un ouvrage, l'ingénieur fait appel à des règlements et des méthodes manuelles connues (BAEL 91, RPA99 V 2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure, mais après que l'ingénieur civil a été confronté aux exigences des maîtres d'œuvres, la complexité des structures dont la résolution n'est pas facile, voir même impossible avec les méthodes usuelles, il est alors amené à maîtriser de nombreux programmes rapides, permettant le calcul automatique des diverses structures pour un calcul et la justification précise. Parmi ces logiciels on peut citer le SAP, ROBOT et ETABS qui rendent le calcul plus facile.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'une structure en béton armé à usage d'habitation et commercial implanté dans une zone classée comme étant de moyenne sismicité, et cela en utilisant les normes et réglementations en vigueur.

# *Chapitre* I

Description et présentation de  
l'ouvrage

## I. Introduction :

Le génie civil est l'ensemble des activités conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol.

Ces activités se partagent en deux grandes catégories :

- **Les bâtiments :** Le rôle d'un bâtiment est d'abriter des individus pour une utilisation déterminée, pour un usage d'habitation (villas, immeubles,...), industriel (usines, entrepôts,...) ou commercial (acoustique, thermique,...).
- **Les travaux publics :** Les TP peuvent être séparés en deux grandes catégories :
  - ◆ Les voies de communication nous classerons également dans cette catégorie en plus des routes, les voies de navigations et les voies ferrées.
  - ◆ Les ouvrages d'art les ouvrages d'art sont des constructions souvent prestigieuses construits à l'unité. Ils font appel à des techniques de construction complexes.

Dans notre projet on s'intéresse à la première catégorie c'est-à-dire les bâtiments, on a essayé d'étudier un exemplaire, qui est un bâtiment d'usage d'habitation avec un RDC locaux commerciaux.

### I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude et le calcul des éléments d'une tour en béton armé (R+9) à usage multiple habitation et commercial.

Cet ouvrage est implanté à Guelma ; classé selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 modifié en 2003) comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa), il est d'importance moyenne (groupe d'usage 2).

Ce bâtiment est une construction composé de :

- Un RDC à usage commercial
- 09 étages à usage d'habitation
- L'accès aux différents étages sera assuré par des escaliers et un ascenseur.

### Règlementations utilisés et normes de conception :

L'étude de bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- Règle parasismique Algérien (**RPA 99/version 2003**).
- Règle de conception et le calcul aux états limite des structures en béton armé (**BAEL 91/modifié 99**)
- Document technique règlementaire (**DTR-BC 22**) charges permanente et charge d'exploitations.
- Règles de calcul des fondations superficielles (**DTR-BC 2.331**).
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**).

## I.2. Les caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques de notre bâtiment sont relevées des plans architecteur du projet :

- Longueur totale du bâtiment :  $L= 27.03\text{m}$
- Largeur totale du bâtiment :  $B= 25.25\text{m}$
- Hauteur totale du bâtiment :  $H= 31.30\text{m}$
- Hauteur de RDC :  $H_r= 3.40\text{m}$
- Hauteur d'étage courant :  $H_e= 3.10\text{m}$
- Hauteur de l'acrotère :  $H_a= 70\text{cm}$
- Epaisseur de l'acrotère  $E= 10\text{cm}$
- Contrainte admissible de sol :  $\sigma_{\text{sol}} = 2\text{bars}$ .

## I.3. Les éléments de l'ouvrage :

### a- Les planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permettent la transmission des efforts aux éléments de contreventements. il à deux fonctions :

- Fonction mécanique : ils supportent leurs poids propres et les surcharges en les transmettant aux éléments porteurs.
- Fonction d'isolation : ils assurent l'isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux de la structure.

Dans notre cas, nous avons utilisé deux types de planchers :

#### a.1 Les Planchers à corps creux :

Ils sont constitués d'un remplissage en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposée suivant la petite portée. Dans notre cas ils sont disposés pour tous les étages.

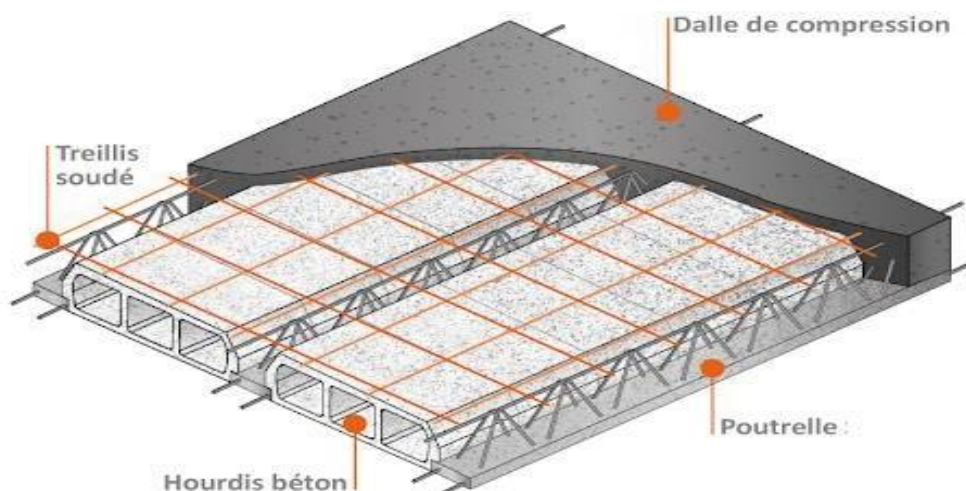


Figure I.1 : Plancher en corps creux

### a.2 Les Planchers à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des planchers en béton armé à âme pleine, coulées surplace sur toute son épaisseur (entre 15 à 30 cm). Dans notre projet, ils sont prévus pour les balcons.

### b- La maçonnerie :

Ouvrage constitué de brique ou de pierres qui sont assemblés par des matériaux élémentaires, liés ou non par du ciment, plâtre ou mortier. Il y'a deux types de murs dans la structure :

- **Murs extérieurs :** réalisés en double cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseur et une âme d'aire de 5cm.
- **Murs intérieurs :** réalisés en simple cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseur.

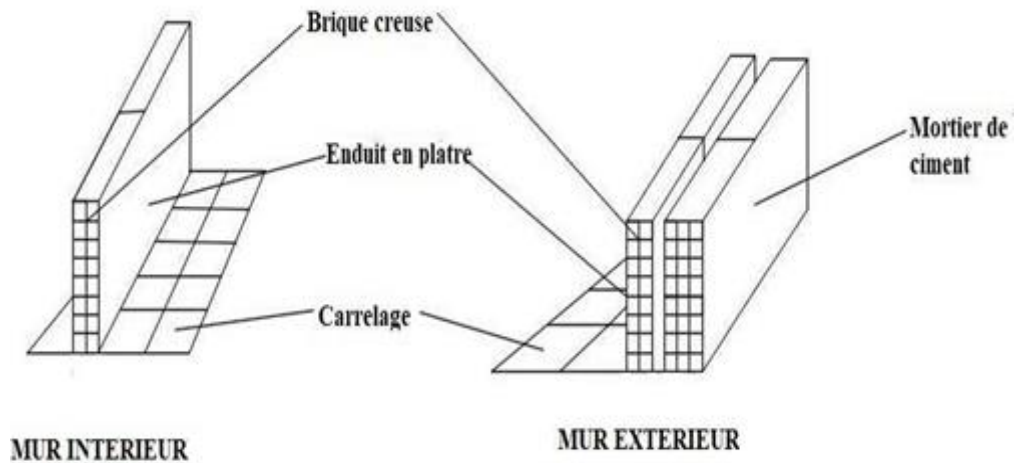


Figure I.2 : Les murs extérieurs et intérieurs

### c- Les escaliers :

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

L'accès entre les différents niveaux est assuré par une cage d'escalier à deux volées en retour et un palier droit.

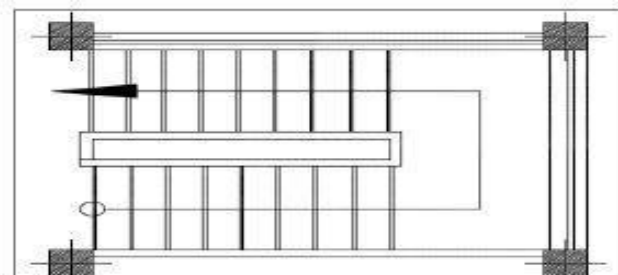


Figure I.3 : Coupe de l'escalier

**d- L'ascenseur :**

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur qui permet l'accès entre les différents étages.

**e- L'acrotère :**

C'est un élément encastré dans les planchers terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde de corps, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales.

**f- Le revêtement :**

Il est utilisé pour protéger les surfaces des infrastructures contre les facteurs environnementaux, il contribue à prolonger la durée de vie des structures en assurant leur résistance aux éléments extérieurs.

Les revêtements utilisés dans ce cas sont :

- le carrelage pour les planchers et les escaliers.
- l'enduit plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.
- le mortier de ciment pour les faces extérieures des murs de façades.

**i- Les fondations :**

C'est l'ensemble des ouvrages enterrés sur lesquels repose une construction. Les fondations assurent la stabilité du bâtiment, elles transmettent au sol le poids total de l'ouvrage en le répartissant de manière à garantir une assise parfaite, leur choix se fait selon l'importance de l'ouvrage et le type de sol d'implantation.

On distingue trois types de fondation :

- Fondations superficielles.
- Fondations profondes.
- Fondations semi-profondes.

**j- Système de coffrage :**

On utilise un système de coffrage en bois pour les poteaux et les poutres et un coffrage métallique pour les voiles.

**I.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire la règle parasismique Algérienne (**RPA 99 Version 2003**), ainsi que les règles de béton armé aux états limites (**BAEL 91 Modifié 99**).

**I.4.1. Le béton :**

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats (graviers et sable) et d'eau aggloméré par un liant hydraulique le plus souvent qui est le ciment. On ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques.

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression  $f_{cj}$  qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge de béton.

**a. Résistance caractéristique du béton à la compression (Art A.2.1.11) :**

Dans le cas courant, le béton est défini au point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge, cette résistance est mesurée sur des cylindres droits de révolution de  $200 \text{ cm}^2$  de section ( $\varnothing=16 \text{ cm}$ ) et ayant une hauteur double de leur diamètre ( $H=32 \text{ cm}$ ). Pour des bétons d'un âge  $j$  inférieur à 28 jours, la résistance caractéristique à la compression est donnée par les formules suivantes :

- Pour  $f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$

$$\text{Si } j \leq 28 \text{ jours} \longrightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.86j} f_{c28}$$

- Pour  $f_{c28} \geq 40 \text{ MPA}$

$$\text{Si } j \leq 28 \text{ jours} \longrightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28}$$

$$j = 28 \text{ jours} \longrightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

Avec :

$f_{cj}$  : la résistance caractéristique à  $j$  jours.

$f_{c28}$  : la résistance caractéristique à 28 jours.

Dans notre projet on adoptera  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ .

**b. La résistance caractéristique du béton à la traction (Art A.2.1.12) :**

La résistance à la traction du béton à  $j$  jours désignée  $f_{tj}$  est faible, elle est de l'ordre de 10% de la résistance à la compression, elle est déterminée :

- En traction directe
- En traction par fendage
- En traction par flexion

La résistance à la traction du béton  $f_{tj}$  est déduite à partir de cette relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

On a  $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$  donc :  $f_{t28} = 0.6 (0.06 \times 25) \iff f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$ .

**c. Les calculs des justifications :**

Les calculs justificatifs seront conduits suivant la théorie des états limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

Nous distinguons deux états limites :

❖ **Etat limite ultime (ELU) :(ArtA4.3.41 BAEL 91 modifiée99)**

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, il est associé l'un des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non renversement).
- Etat limite ultime de la résistance des matériaux (non rupture).
- Etat limite ultime de la stabilité de forme (non flambement).

❖ **Etat limite de service (ELS) :(ArtA4.5.2 BAEL 91 modifiée99)**

Il correspond à un état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de la durabilité des contraintes ne sont plus satisfaites, les déformations nécessaires pour atteindre cet état sont :

- Etat limite de résistance à la compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite des déformations.

Les formules des états limite sont :

- L'état limite ultime =  $1.35G + 1.5Q$
- L'état limite de service =  $G + Q$

Avec :

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

**d. Module d'élasticité du béton :**

Le module d'élasticité est le rapport de contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue :

❖ **Modules d'élasticité instantanée : (Art A.2.1.21 BAEL91 modifié 99)**

Pour un chargement d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée du béton est pris égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour :  $f_{c28} = 25\text{MPa}$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{25} \Rightarrow E_{i28} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

❖ **Modules d'élasticité différée : (Art A.2.1.22 BAEL91 modifié 99)**

Pour un chargement d'une durée d'application supérieure à 24 heures, le module de déformation différée du béton est pris égale a

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{25} \Rightarrow E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

❖ **Module de déformation transversale :**

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

E : module de Young

$\nu$ : coefficient de poisson.

**e. Coefficient de poisson  $\nu$  : (Art A.2.1.3 BAEL 91 modifiée99)**

Le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

Il est pris égale à :

$\nu = 0.2$ (ELS) pour le calcul des sollicitations en considérant le béton non fissuré.

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

**f. Les contraintes du béton :**

❖ **Contrainte limite de compression à l'état limite ultime (ELU)**

Correspond à la perte d'équilibre statique, à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage. Cette contrainte à ELU est donnée par la formule :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Telle que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité de béton.} \\ \gamma_b = 1.50 \text{ en situation durable} \\ \gamma_b = 1.15 \text{ en situation accidentelle} \\ \theta : \text{coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.} \\ \theta = 1 \quad \text{si} \quad t > 24\text{h} \\ \theta = 0.90 \quad \text{si} \quad 24\text{h} \geq t \geq 1\text{h} \\ \theta = 0.85 \quad \text{si} \quad t \leq 1\text{h} \end{array} \right.$$

T : durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

A j= 28 jours en situation courante  $\theta= 1$  (situation durable).

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.15} \rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPA}$$

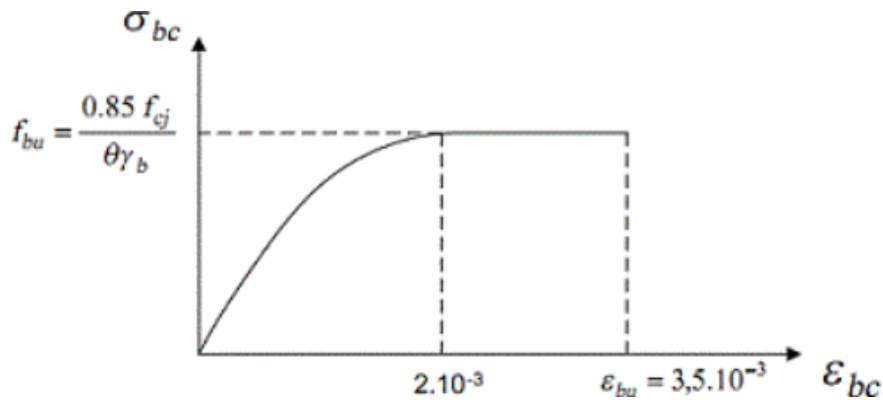


Figure I.4 : Diagramme des contraintes – déformations du béton à l'ELU

❖ **Contrainte limite de compression à l'état limite de service (ELS)**

C'est l'état dans lequel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité.

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA.}$$

Cette relation est illustrée comme suite :

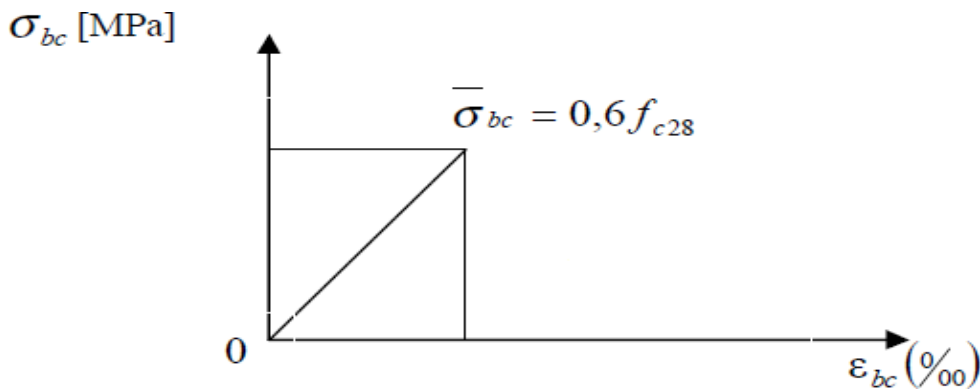


Figure I.5 : Diagramme contraintes- déformation du béton à l'ELS.

Avec :  $\varepsilon_{bc}$  = module d'élasticité

$0 < \varepsilon_{bc} < 2\text{‰} \rightarrow$  Compression pure

$2 < \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰} \rightarrow$  Compression avec flexion

❖ **La contrainte limite de cisaillement dans le béton à l'ELU :**

La contrainte limite de cisaillement notée  $\tau_u$ , elle est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$V_u$  : l'effort tranchant à l'ELU

$b$  : Largeur de la section cisailée

$d$  : Position des aciers tendus,  $d = 0.9 \times h$

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\tau_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPA} \right) = 3.33 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPA} \right) = 2.5 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Avec :

$\tau_u$  : la contrainte ultime de cisaillement.

### 1.4.2. L'acier :

Comme le béton a une faible résistance en traction, on fait introduire l'acier qui équilibre les efforts de traction. On distingue selon sa surface les ronds lisses (RL) et les hautes adhérences (HA).

Pour notre ouvrage on opte pour :

- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400MPa et 500MPa.
- Treillis soudés de type TS520.

#### a. contrainte limite de l'acier :

➤ **contrainte limite ultime (ELU) : (Art A 4.3.2/BAEL 91modifié 99)**

La contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

$\sigma_{st}$  : contrainte admissible d'élasticité de l'acier

$f_e$  : limite d'élasticité garantie

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_s = 1.15 \rightarrow$  situation courante (durable)

$\gamma_s = 1 \rightarrow$  situation accidentelle

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
Fe = 400MPA	$\sigma_{st} = 348\text{MPA}$	$\sigma_{st} = 400\text{MPA}$
Fe = 520MPA	$\sigma_{st} = 452\text{MPA}$	$\sigma_{st} = 520\text{MPA}$

➤ **Contrainte limite de service (ELS) : (Art A 4.3, 2/BAEL 91 modifié 99)**

Afin de réduire les risques d'apparition de fissures dans le béton et selon l'appréciation de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit :

❖ **Fissuration peu préjudiciable : (Art A 4.5, 32/BAEL 91 modifié 99)**

Cas des armatures intérieures, il n'y a aucune vérification à faire en dehors de la vérification à l'ELU.

Pour limiter la fissuration :

- Il convient dans la mesure de ne pas utiliser de gros diamètre que dans les pièces suffisamment épaisses.
- D'éviter de très petit diamètre dans les pièces exposées aux intempéries.
- De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

❖ **Fissuration préjudiciable : (Art A.4.5, 33/BAEL 91 modifié 99)**

Cas des éléments importants, ou exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, \max \left( \frac{1}{2} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right) \text{ (MPa)}$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration, tel que

$\eta = 1$  .....pour les aciers doux (ronds lisses)

$\eta = 1,6$  .....pour les aciers haute adhérence de diamètre  $\geq 6\text{mm}$ .

$\eta = 1,3$  .....pour les aciers haute adhérence de diamètre  $< 6\text{mm}$ .

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

❖ **Fissuration très préjudiciable : (Art .4.5,33/ BAEL 91modifié99)**

$$\sigma_{st} = \min (0,5f_e ; 90\sqrt{\eta}f_{tj}) \text{ (MPa)}$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration, tel que :

$\eta = 1$  .....pour les aciers doux (ronds lisses)

$\eta = 1.6$ .....pour les aciers hautes adhérence de diamètre  $\geq 6\text{mm}$ .

$\eta = 1.3$ .....pour les aciers hautes adhérence de diamètre  $< 6\text{mm}$ .

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

✓ **Diagramme des contraintes-déformation de l'acier : (Art A.2.2,1/BAEL91modifiée99)**

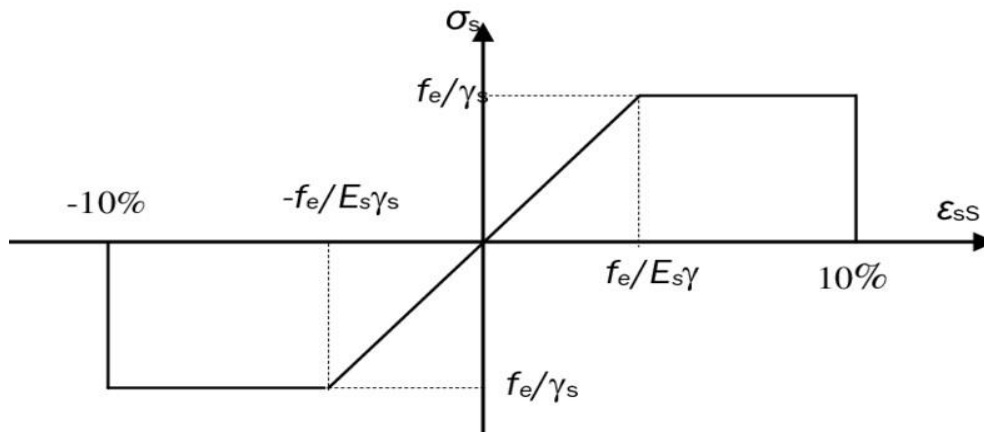


Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

**b. Protection d'armatures (Art 7.1 /BAEL91 modifié 99)**

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

- **C  $\geq 5\text{cm}$**  : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- **C  $\geq 3\text{cm}$**  : pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- **C  $\geq 1\text{cm}$**  : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

**c. Module d'élasticité longitudinale de l'acier**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est près égal à :

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

**Conclusion :**

Nous avons présenté dans ce chapitre une vue globale sur notre projet, les différents règlements à respecter lors de nos prochains calculs (les règles de **BAEL91** et le **RPA99**) et les caractéristiques des matériaux à utiliser.

# *Chapitre* II

## Pré- dimensionnement des éléments

**Introduction :**

Après avoir définie les caractéristiques de notre ouvrage nous passons dans ce chapitre au pré dimensionnement des éléments porteurs du bâtiment.

Le pré dimensionnement des éléments est une étape régie par des lois empiriques, cette étape a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...ect), pour vérifier et justifier la résistance et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations verticales (charges permanentes et surcharges) et horizontales (séisme).

**II. Pré-dimensionnement des éléments:****II.1 Les planchers :**

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

**A - corps creux :**

Les planchers sont constitués de dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée pour réduire la flèche.

Le pré-dimensionnement du plancher à corps creux se fait selon la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur du plancher,} \\ L_{\max} : \text{ portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles} \\ L_{\max} = L - b \end{array} \right\}$$

- L : distance entre axes des poteaux.
- b : largeur du poteau.

**Remarque :**

On prend un poteau de section (25x25) qui est la section minimale exigée par le « RPA99/version 2003 » dans la zone IIa.

Dans notre cas :

- $L_{\max} = 420 - 25 = 395 \text{ cm.}$
- $h_t \geq \frac{395}{22.5} = 17.55 \text{ cm.}$

Nous adopterons un plancher de 20cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm.

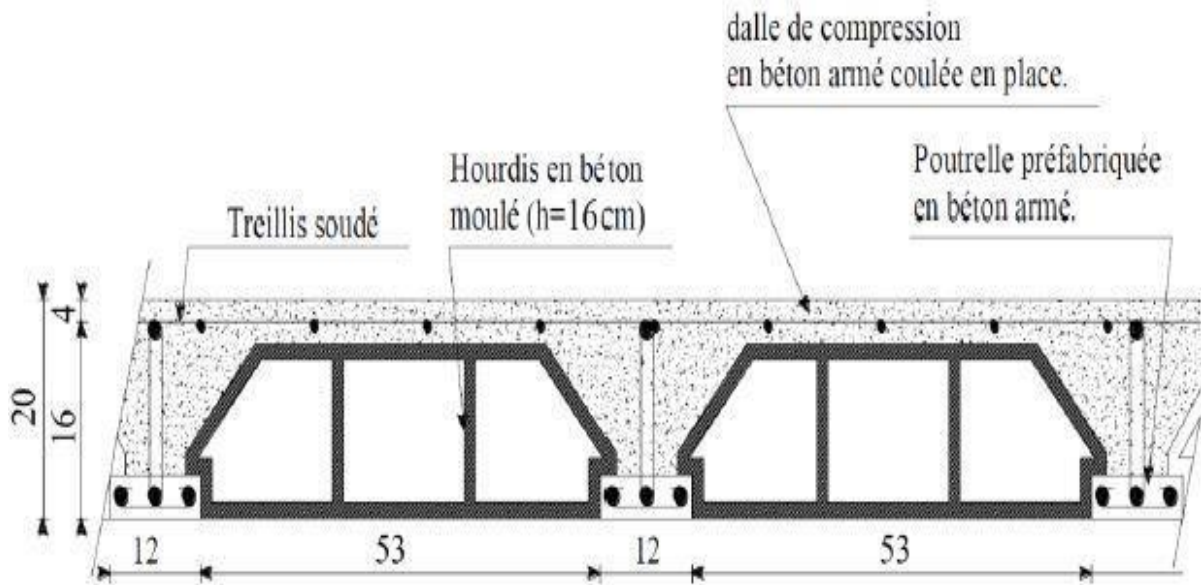


Figure II.1 : Coupe verticale de la dalle en corps creux.

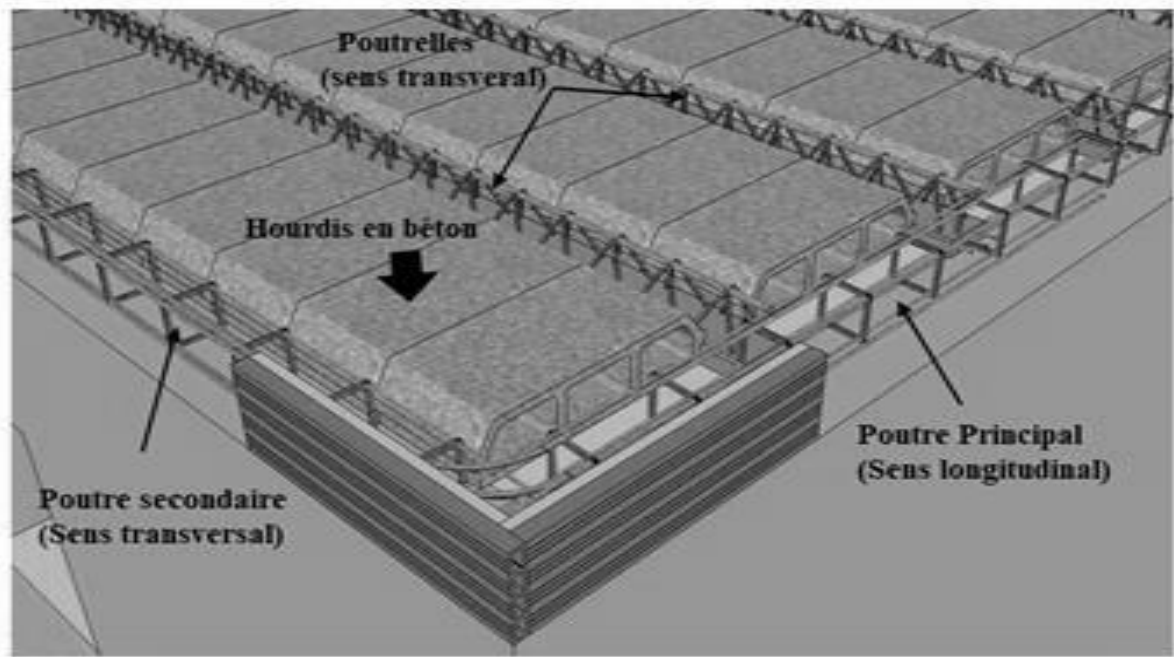


Figure II.2 : Schéma illustratif du sens des poutrelles.

- Les poutrelles sont perpendiculaires aux poutres principales et parallèles aux poutres secondaires.
- Selon notre plan, les poutres principales sont dans le sens longitudinal et les poutres secondaires sont dans le sens transversal.

**B - dalle pleine :**

La dalle pleine est une aire en béton armé coulé sur un coffrage plat, le pré dimensionnement des dalles pleines se fait en vérifiant les conditions suivantes :

- **Résistance à la flexion :**

Pour qu'une dalle pleine résiste à la flexion, elle doit avoir une épaisseur déterminée par la formule suivante :

$$\text{Si } \alpha \leq 0.4 \quad : e_p \geq \frac{L_x}{30} \text{ panneau travaillant dans un seul sens,}$$

$$\text{Si } 0.4 \leq \alpha \leq 1 : e_p \geq \frac{L_x}{40} \text{ panneau travaillant dans les deux sens.}$$

Avec :  $L_x$  : petit côté du panneau de la dalle considéré,

$L_y$  : grand coté du panneau de la dalle pleine.

- $\alpha \leq \frac{L_x}{L_y} = \frac{420}{480} = 0.875 \quad \rightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1$

$$e_p \geq \frac{420}{40} = 10.5 \text{ cm}$$

- **Résistance au feu :**

$e = 7 \text{ cm}$  pour une heure de coup de feu

$e = 11 \text{ cm}$  pour deux heures de coup de feu

$e = 17 \text{ cm}$  pour quatre heures de coup de feu

- **Isolation acoustique :**

Selon les règles techniques « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

$$e_p \geq \max (12 \text{ cm}; 11 \text{ cm}; 13 \text{ cm})$$

Donc on opte pour une épaisseur de 15cm.

**II.2 les poutres:**

Les poutres sont des éléments qui participent à reprendre les charges d'une partie de la construction, leurs dimensions sont définies par les relations suivantes :

- $h_t$  : hauteur comprise entre  $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$
- $b$  : largeur comprise entre  $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$
- $L_{max}$  : Longueur entre axe de la plus grande travée dans le sens considéré.

Selon le RPA 99/version 2003(Art.7.5.1), le dimensionnement des poutres doit respecter les conditions suivantes :

La hauteur :  $h \geq 30 \text{ cm}$

La largeur :  $b \geq 20 \text{ cm}$

Le rapport :  $\frac{h}{b} \leq 4$

On distingue trois types de poutres :

- Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.
- Poutres secondaires qui assurent le chaînage.
- Poutre palière.

○ **Poutres principales (sens longitudinal) :**

Ce sont des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles.

**Hauteur :** elle est définie par :

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

$$L_{max} = 480 - 25 = 455 \text{ cm.}$$

Dans notre cas :  $L_{max} = 455 \text{ cm}$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \Rightarrow \quad \frac{455}{15} \leq h_t \leq \frac{455}{10} \quad \Rightarrow \quad 30.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 45.5 \text{ cm}$$

On prend :  **$h_t = 35 \text{ cm}$** .

**Largeur :** elle est définie par :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t \quad \Rightarrow \quad 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \quad \Rightarrow \quad 14 \leq b \leq 24.5$$

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

○ **poutres secondaires (sens transversale) :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

**Hauteur :** elle est définie par :

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

$$L_{max} = 420 - 25 = 395 \text{ cm.}$$

Dans notre cas :  $L_{max} = 395 \text{ cm}$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \Rightarrow \quad \frac{395}{15} \leq h_t \leq \frac{395}{10} \quad \Rightarrow \quad 26.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 39.5 \text{ cm.}$$

On prend :  **$h_t = 30 \text{ cm}$** .

**Largeur :** elle est définie par :

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h \quad \Rightarrow \quad 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \quad \Rightarrow \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

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

○ **Poutres palière :**

L : portée libre entre nus d'appuis : L = 430cm.

● **La hauteur h :**

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

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10} \implies \frac{430}{15} \leq h_t \leq \frac{430}{10} \implies 28.66\text{cm} \leq h_t \leq 43\text{cm}.$$

On prend : **h<sub>t</sub> = 35cm.**

● **Largeur b :**

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h \implies 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \implies 14\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

On prend : **b = 20cm.**

**Vérification des conditions exigées par le RPA :**

Condition	Poutres principale (cm)	Poutres secondaires (cm)	Poutre palière (cm)	Vérification
h ≥ 30cm	35	30	35	Vérifiée
b ≥ 20cm	25	25	20	Vérifiée
h/b ≤ 4	1.4	1.2	1.75	Vérifiée

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Poutre principale : (25x35) cm<sup>2</sup>.
- Poutre secondaire : (25x30) cm<sup>2</sup>.
- Poutre palière : (20x35) cm<sup>2</sup>.

**II.3 Les voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés, d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'une autre part à reprendre une partie des charges verticales. Son épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur d'étage (h<sub>e</sub>) et des conditions de rigidité aux extrémités

● **Epaisseur des voiles :**

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (h<sub>e</sub>) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de 15cm.

Nous opterons pour le 3<sup>ème</sup> cas puisque c'est celui qui correspond au type de voiles utilisés dans notre structure.

$$e \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{Avec: } h_e = h - e_p$$

e<sub>p</sub> : épaisseur du plancher.

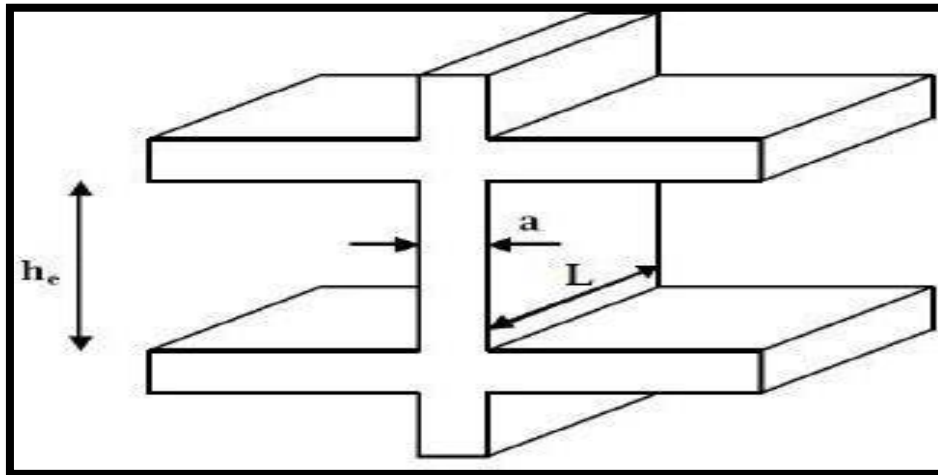
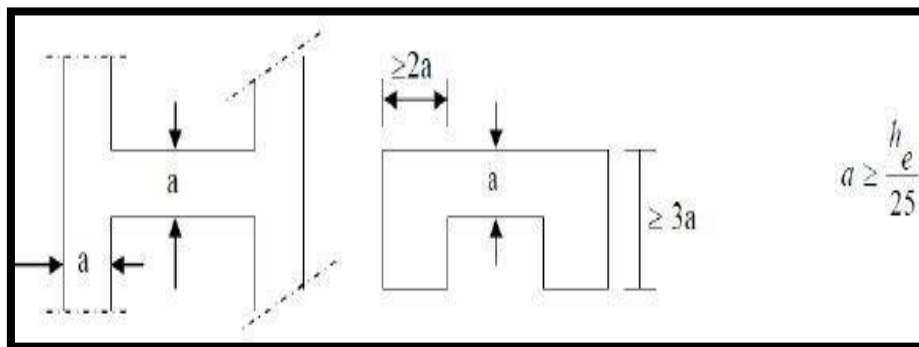
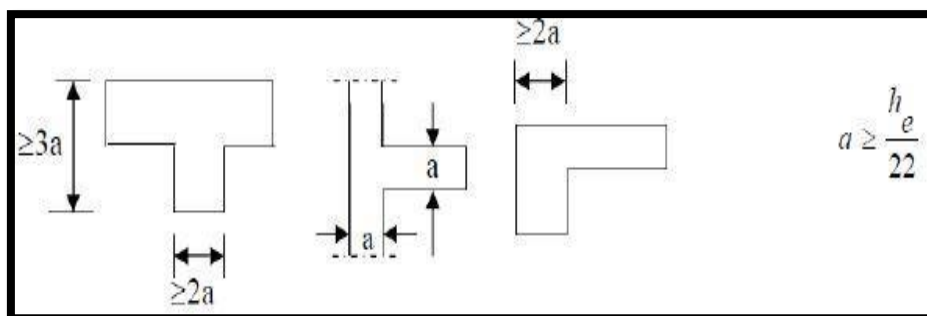


Figure II.4 : Coupe de voile en élévation.

1<sup>er</sup> Cas :



2<sup>ème</sup> Cas :



3<sup>ème</sup> Cas :



Figure II.5 : Coupe de voile en plan.

- **Au niveau de RDC :**

On a:  $h_e = h_r - e_p = 340 - 20 = 320\text{cm}$ .

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{320}{20} = 16\text{cm} \longrightarrow e = 20\text{cm}$$

- **Au niveau des étages courant :**

On a:  $h_e = h - e_p = 310 - 20 = 290\text{cm}$ .

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{290}{20} = 14.5\text{cm} \longrightarrow e = 20\text{cm}$$

On prend  $e = 20\text{cm}$  pour les voiles.

❖ **Vérfications des exigences du RPA 99/version 2003 (Art.7.7.1) :**

Pour qu'un voile assure sa fonction, il doit être au moins sur une longueur de 4fois son épaisseur et que cette dernière soit supérieure à 15cm.

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{\min} \geq 4 e_p \\ e_p \geq 15\text{cm} \end{array} \right.$$

Avec :  $L_{\min}$  : portée minimale des voiles.

$e_p$  : épaisseur du voile.

$$\text{On a : } e_p = 20\text{cm} \longrightarrow L_{\min} \geq 4e_p \longrightarrow L_{\min} = 4 \times 20 = 80\text{cm}$$

Donc :  $L_{\min} = 80\text{cm} \longrightarrow$  c'est la longueur minimale admissible pour nos voiles.

## II.4 Les poteaux:

Dans un premier temps, on dimensionne les poteaux à l'ELS en compression simple en supposant que seul le béton reprend les charges normales  $N_s = G + Q$ . Cependant la section calculée n'est pas définitive tant que les autres vérifications vis-à-vis des autres sollicitations ne sont pas faites.

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :  $\sigma_{bc} : 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$ .

$N_s$  : effort normal maximal à la base du poteau.

$G$  : charge permanente

$Q$  : surcharge d'exploitation

$\sigma_{bc}$  : contrainte limite de service du béton en compression

✓ Exigences de RPA 99/version 2003(Art.7.4.1) :

Le dimensionnement des poteaux doit satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$
  - $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20\text{cm}$
  - $1/4 < b/h < 4$
- } → pour la zone II.a

Avec (b, h) : section transversale des poteaux.

L'effort normal  $N_s$  est déterminé à partir de la descente de charge donnée par les règles du BAEL91. On aura donc à déterminer les charges et les surcharges des différents niveaux du bâtiment.

### II.5 Détermination des charges et des surcharges :

Pour désigner les valeurs des charges permanentes  $G$  et les surcharges d'exploitations  $Q$ , on se réfère au document technique réglementaire (DTR B.C.22).

**Charge permanentes (G) :**

$$G = \rho \times e \text{ (kn/m}^2\text{)}$$

Avec :

$G$  : charge permanente (kn/m<sup>2</sup>)

$e$  : épaisseur de l'élément (m)

$\rho$  : poids volumique (kn/m<sup>3</sup>)

Les charges peuvent se résumer dans les tableaux ci-dessous pour chaque élément :

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

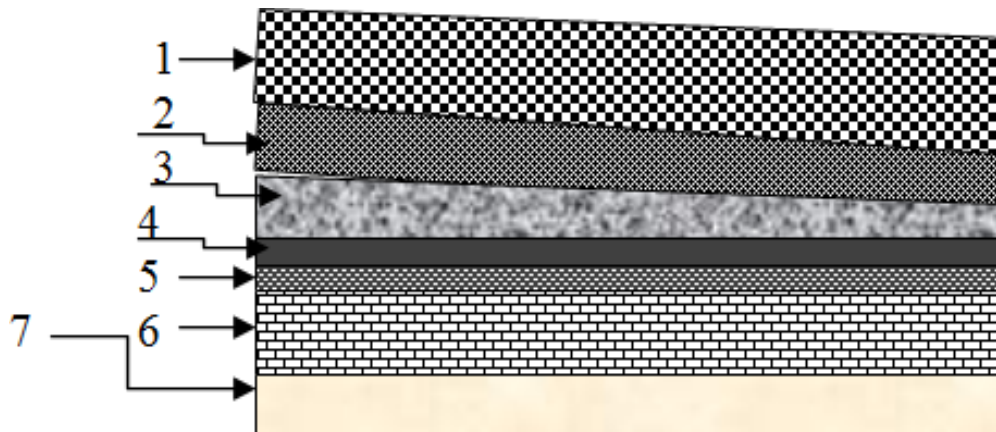


Figure II.6 : Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible

N <sup>0</sup>	Composition	Epaisseur(m)	P (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane	0.04	0.25	0.01
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
				<b>G<sub>tot</sub>=5.83KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II.1 : Charge permanente due aux plancher terrasse inaccessible.

➤ Plancher d'étage courant :

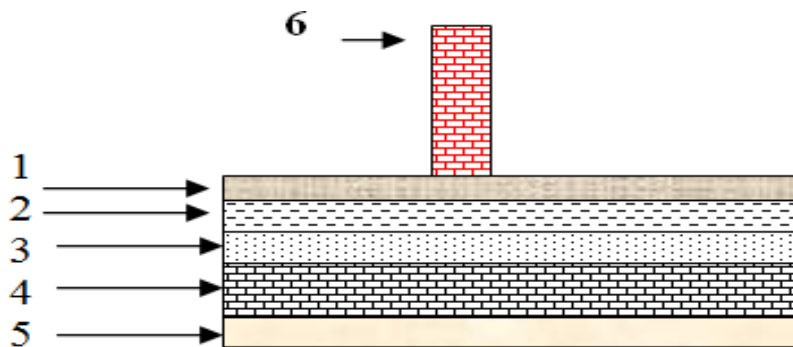


Figure II.7: Coupe verticale d'un plancher des étages courants.

N <sup>0</sup>	Composition	Epaisseur(m)	P (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	20	0.40
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison en brique creuse	0.10	9	0.90
				<b>G<sub>t</sub>= 5.1KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II-2 : Charge permanentes dues aux planchers étage courants.

➤ **Maçonnerie :**

Il y'a deux type du mur : mur extérieur et mur intérieur.

**a. Mur extérieur :**

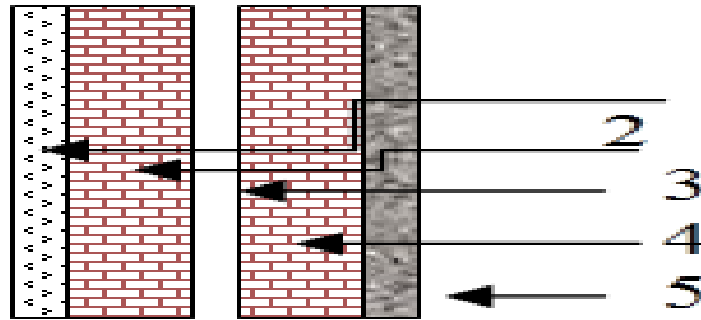


Figure II.8 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

N <sup>0</sup>	Composition	Epaisseur(m)	P (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	-	/
4	Briques creuses	0.10	9	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				<b>G<sub>t</sub>= 2.36 KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II-3 : Charge permanentes des murs extérieurs

**b. Mur intérieur :**

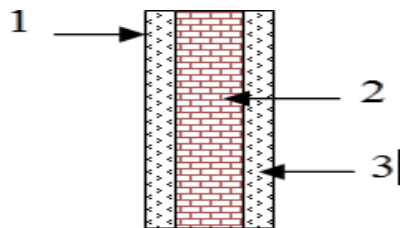


Figure II.9 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

N <sup>0</sup>	Composition	Epaisseur(m)	P (KN/m <sup>2</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				<b>G<sub>t</sub>= 1.3KN/m<sup>2</sup></b>

Tableau II-4 : Charge permanentes des murs intérieurs

➤ Dalle pleine :

N°	Composition	Epaisseur(m)	P (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Mortier de pose	0.02	18	0.36
2	Couche de sable	0.02	20	0.40
3	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
4	Carrelage	0.02	20	0.40
5	Dalle pleine	0.15	25	3.75
				<b>G<sub>t</sub>= 5.27 KN/m<sup>2</sup></b>

**Tableau II-5 : Charge permanentes d'une dalle pleine.**

**B. Surcharge d'exploitation :**

De la même manière que pour les charge permanentes, nous déterminerons les charges d'exploitation relatives aux différents éléments quelles sont donnée par **DTR** comme suit :

Elément	Surcharge (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.50
Plancher RDC commercial	4.00
Balcons (dalle pleine)	3.5
Acrotère	1.00
Escalier	2.50

**Tableau II-6 : Surcharge des éléments.**

○ **Descente de charges :**

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

**Charges et surcharges revenant au poteau sollicité :**

**Surface d'influence :**

Le poteau le plus sollicité dans notre cas c'est le poteau (E2), ce dernier est représenté ci-dessous :

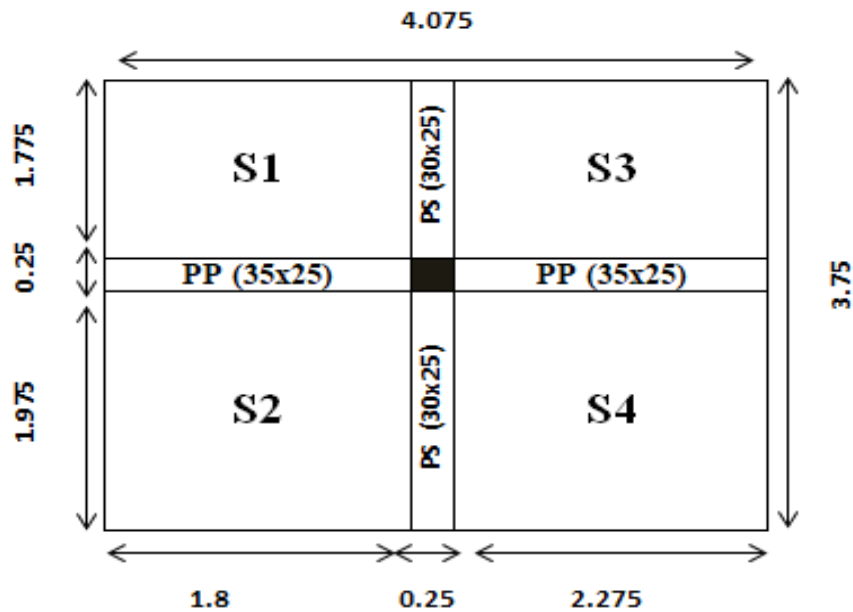


Figure II.10: Surface d'influence de poteau.

**Section nette:**

$$S_n = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_n = (1.775 \times 1.8) + (1.975 \times 1.8) + (1.775 \times 2.275) + (2.275 \times 1.975)$$

$$S_n = 15.27 \text{ m}^2.$$

**Section brute :**

$$S_b = 4.075 \times 3.75 = 15.28 \text{ m}^2.$$

**Calcul des poids revenant à chaque élément :****1. Poids de plancher :**

$$P = G_t \times S_{\text{nette}}$$

- **Plancher terrasse :**

$$P_{\text{pt}} = S_{\text{nette}} \times G_t$$

$$P_{\text{pt}} = 15.27 \times 5.83 = 89.02 \text{ kn}$$

- **Etage courant :**

$$P_{\text{pc}} = S_{\text{nette}} \times G_t$$

$$P_{\text{pc}} = 15.27 \times 5.10 = 77.87 \text{ kn}$$

**2. Poids des poutres :**

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

Avec:  $\rho$ : poids volumique du béton est de  $25 \text{ kn/m}^3$ .

L : longueur de la poutre.

- **Poutre principale :**

$$P_{pp} = (0.25 \times 0.35) \times (2.275 + 1.8) \times 25 = 8.91 \text{ kn}$$

- **Poutre secondaire :**

$$P_{ps} = (0.25 \times 0.30) \times (1.775 \times 1.975) \times 25 = 7.03 \text{ kn}$$

- **charge permanente total des poutres :**

$$P_{p \text{ tot}} = P_{pp} + P_{ps} = 12.97 + 10.5 = 23.47 \text{ kn.}$$

### 3. Poids des poteaux :

$$P_{\text{poteau}} = (b \times h \times \rho_{\text{béton}}) \times L$$

Le dimensionnement des Poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le **RPA** :  $\min(b, h) \geq 25\text{cm}$  pour la zone IIa. Pour tous les poteaux des niveaux de notre structure:  $b = h = 25\text{cm}$ .

- **Poteau RDC:**  $G_{\text{pot RDC}} = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 3.40 = 5.31\text{kn.}$
- **Poteau d'étage courant:**  $G_{\text{pot}} = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 3.10 = 4.84\text{kn.}$

### 4. Surcharge d'exploitation:

- **Plancher terrasse:**

$$Q_0 = 15.27 \times 1.00 = 15.27\text{kn.}$$

- **Plancher étage courant:**

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_9 = 15.27 \times 1.5 = 22.90\text{kn.}$$

- **Plancher RDC:**

$$Q_{\text{RDC}} = 15.27 \times 4 = 61.08\text{kn.}$$

### Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

La dégression des surcharges d'exploitation n'est pas obligatoire. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérée comme indépendantes.

Dans notre cas, la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, donc on peut utiliser la formule préconisée par le **D.T.R.B.C2, 2, p17**.

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

Avec:

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

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

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

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

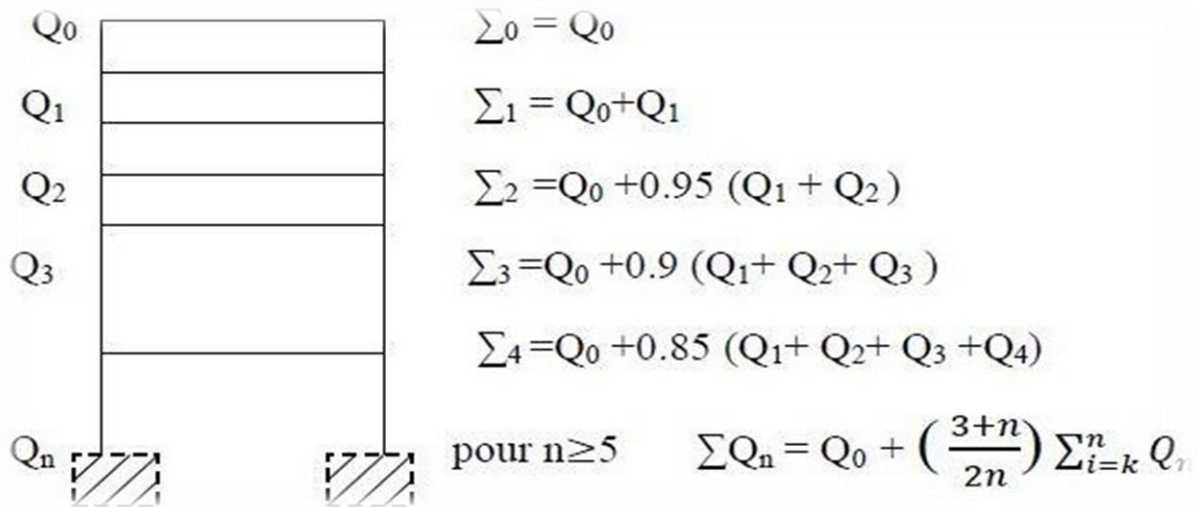


Figure II.11 : Dégression vertical des surcharges d’exploitation.

❖ Les valeurs des coefficients de dégression en fonction des étages :

Niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666

Tableau II.7 : Coefficient de dégression de charges.

❖ Les surcharges cumulées:

$Q_0 = 15.27\text{KN}$

$Q_0 + Q_1 = 15.27 + 22.90 = 38.175\text{KN}$

$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 15.27 + 0.95 (22.90 \times 2) = 58.789\text{KN}$

$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15.27 + 0.90 (22.90 \times 3) = 77.113\text{KN}$

$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 15.27 + 0.85 (22.90 \times 4) = 93.147\text{KN}$

$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 15.27 + 0.80 (22.90 \times 5) = 106.89\text{KN}$

$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 15.27 + 0.75 (22.90 \times 6) = 118.342\text{KN}$

$Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 15.27 + 0.714(22.90 \times 7) = 114.479\text{KN}$

$Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 15.27 + 0.687(22.90 \times 8) = 141.156\text{KN}$

$Q_0 + 0.666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 15.27 + 0.666(22.90 \times 9) = 152.56\text{KN}$

❖ Tableau récapitulative de la descente des charges :

Niveaux	Charges permanentes					Charge d'exploitation		Efforts normaux	Section (cm <sup>2</sup> )	
	Poids de plancher	Poids de Poteau	Poids de poutre	G total	G <sub>c</sub> cumulé	Q Plancher	Q <sub>c</sub> cumulé	N=G <sub>c</sub> +Q <sub>c</sub>	S calculée	S adoptée
9	89.02	4.84	15.94	109.8	109.8	15.27	15.27	125.07	166.76	35x35
8	77.87	4.84	15.94	98.65	208.45	22.905	38.147	246.597	328.79	35x35
7	77.87	4.84	15.94	98.65	307.1	22.905	58.789	365.889	487.852	35x35
6	77.87	4.84	15.94	98.65	405.75	22.905	77.113	482.863	643.81	40x40
5	77.87	4.84	15.94	98.65	504.4	22.905	93.147	597.547	796.72	40x40
4	77.87	4.84	15.94	98.65	603.05	22.905	106.89	709.94	946.58	40x40
3	77.87	4.84	15.94	98.65	701.7	22.905	118.342	820.042	1093.38	45x45
2	77.87	4.84	15.94	98.65	800.35	22.905	114.479	914.829	1219.77	45x45
1	77.87	4.84	15.94	98.65	899	22.905	141.156	1040.156	1368.87	50x50
RDC	77.87	5.31	15.94	99.12	998.12	61.08	152.562	1150.682	1534.24	50x50

**Tableau II.8 : Section des poteaux adoptés.**

On calcul S (trouvée) à partir de cette loi :  $\nu = \frac{Nd}{S \cdot f_{c28}} \leq 0.3$  d'où  $S = \frac{N}{0.3 \times f_{c28}}$

Avec:  $f_{c28} = 25\text{MPa} = 2.5 \text{ KN/cm}^2$ .

**Remarque :** les sections S<sub>adoptées</sub> sont celles prises après modification nécessaire après modélisation et après vérification de la structure.

**Vérification :**

♦ **Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :**

Selon l'article (Art7.4.1) du RPA99 version 2003 : les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions de tableau ci-dessous :

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeur calculée et Vérification	Observation
Pot 7/9	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 30 > 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{310}{20} = 15.5 < 35\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$	Condition vérifiée
Pot 4/6	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 35 > 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{310}{20} = 15.5 < 35\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4$	Condition vérifiée
Pot 2/3	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 40 > 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{310}{20} = 15.5 < 35\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4$	Condition vérifiée
Pot RDC/1	$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(b, h) = 45 > 25\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b, h) \geq \frac{he}{20}$	$\frac{he}{20} = \frac{340}{20} = 17 < 35\text{cm}$	Condition vérifiée
	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$	$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{50}{50} = 1 < 4$	Condition vérifiée

Tableau II.9 : Vérification des sections des poteaux recommandation du RPA.

✓ **Vérification au flambement :**

Lorsqu'une pièce élancée (poteau) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversal, c'est le flambement.

Il faut vérifier l'élancement des poteaux:

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

Avec:

$L_f$  : longueur de flambement ( $L_f = 0.7L_0$ ) ;

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

$L_0$  : hauteur libre de Poteau;

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

$I$  : moment d'inertie du poteau ( $I = \frac{bh^3}{12}$ ).

Donc :  $\lambda = 0.7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b} \leq 50$

Niveau (x)	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	S (cm <sup>2</sup> )	I (cm)	L <sub>0</sub> (cm)	L <sub>f</sub> (cm)	λ	condition
9	35	35	125052	1225	10.10	310	217	21.48	Vérifiée
8	35	35	125052	1225	10.10	310	217	21.48	Vérifiée
7	35	35	125052	1225	10.10	310	217	21.48	Vérifiée
6	40	40	213333.33	1600	11.55	310	217	21.48	Vérifiée
5	40	40	213333.33	1600	11.55	310	217	18.79	Vérifiée
4	40	40	213333.33	1600	11.55	310	217	18.79	Vérifiée
3	45	45	341718.75	2025	12.99	310	217	18.79	Vérifiée
2	45	45	341718.75	2025	12.99	310	217	16.70	Vérifiée
1	50	50	520833.33	2500	14.43	310	217	16.70	Vérifiée
RDC	50	50	520833.33	2500	14.43	340	238	18.32	Vérifiée

**Tableau II.10 : Vérification des conditions aux flambements.**

On remarque que la condition de l'élancement  $\lambda \leq 50$  est vérifiée, donc tous les poteaux sont prémunis contre le risque de flambement.

**Conclusion :**

- Poutres principales : (25 x 35) cm<sup>2</sup>.
- Poutres secondaires : (25 x 30) cm<sup>2</sup>.
- Poutre palière : (20 x 35) cm<sup>2</sup>.
- Epaisseur des voiles : 20cm
- Epaisseur plancher en corps creux : 16+4 = 20cm
- Epaisseur de la dalle pleine : 15cm
- Sections adoptées pour les poteaux:
  - RDC et 1<sup>er</sup> étage : 50x50
  - 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage : 45x45
  - 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage : 40x40
  - 7<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage : 35x35

# *Chapitre* III

## Calcul des éléments non structuraux

### III Introduction :

Dans ce chapitre on va procéder au calcul des éléments secondaires que comporte la construction.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges, l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications des éléments suivants :

- L'acrotère
- Les escaliers
- Les planchers
- Salle machine
- Les balcons

#### III.1. L'acrotère :

L'acrotère est une élévation située à l'extrémité d'un mur, il est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse pour assurer la sécurité.

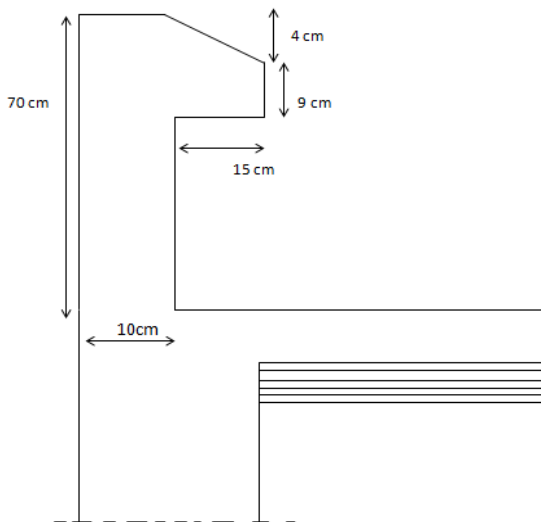


Figure III.1.1: coupe transversale de l'acrotère.

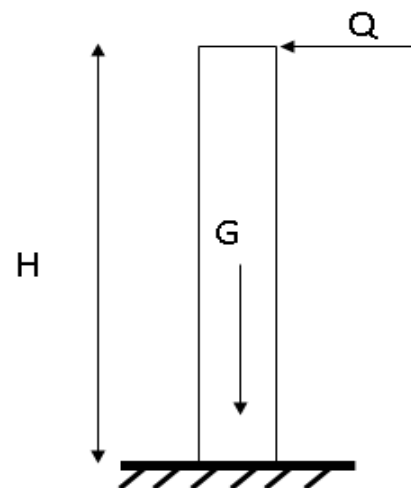


Figure III.1.2: Schéma statique

#### III.1. 1. Calcul de la force sismique : (Art 6.2.3 RPA99)

Le RPA préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule :

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

Avec :

A : coefficient de l'accélération de la zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage.

Zone II.a ; groupe d'usage 2  $\implies$  A = 0.15

$C_p$  : facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0.3 et 0.8

Dans notre cas on prend :  $C_p = 0.8$  (l'acrotère est un élément en console)

$W_p$  : poids propre de l'acrotère

$$W_p = 2.1625 \text{ KN/ml}$$

$$D'où : F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.1625 = 0.99 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.99 \text{ KN/ml} < Q = 1.00 \text{ KN/ml.}$$

### Conclusion :

L'acrotère sera calculé avec un effort horizontal  $Q = 1 \text{ KN/ml}$  supérieur à la force sismique. Le calcul au séisme est inutile.

Le calcul se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande de 1m de largeur, il est soumis à un effort « N » dû à son poids propre et à un effort latéral « Q » dû à la main courante provoquant un moment de renversement « M » dans la section d'encastrement.

L'acrotère est exposé aux intempéries donc les fissurations sont préjudiciables.

### III.1. 2. Calcul des sollicitations :

#### ❖ Effort normal dû au poids propre :

$$G = \rho \times S \times 1 \text{ ml.}$$

Avec :

$$\rho : \text{masse volumique du béton } \rho = 25 \text{ KN/m}^3.$$

S : Section transversale de l'acrotère.

$$G = 25 \left[ (0.57 \times 0.1) + (0.09 \times 0.25) + \left( \frac{0.15 \times 0.04}{2} \right) \right]$$

$$G = 2.0625 \text{ Kn/m}$$

#### ❖ Moment de renversement :

$$M_Q = Q \times h \times 1 \text{ ml}$$

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

$$h = 0.7 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_Q = 1 \times 0.7 \times 1 = 0.7 \text{ KN.m}$$

#### ❖ Effort tranchant :

$$T = Q \times 1 \text{ ml}$$

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

$$\text{Donc : } T = 1 \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ kn.}$$

❖ Effort normal dû au poids propre :

$$N_G = G \times 1ml$$

Avec :  $G = 2.0625\text{KN/ml}$

Donc :  $N_G = 2.0625 \times 1ml = 2.06$

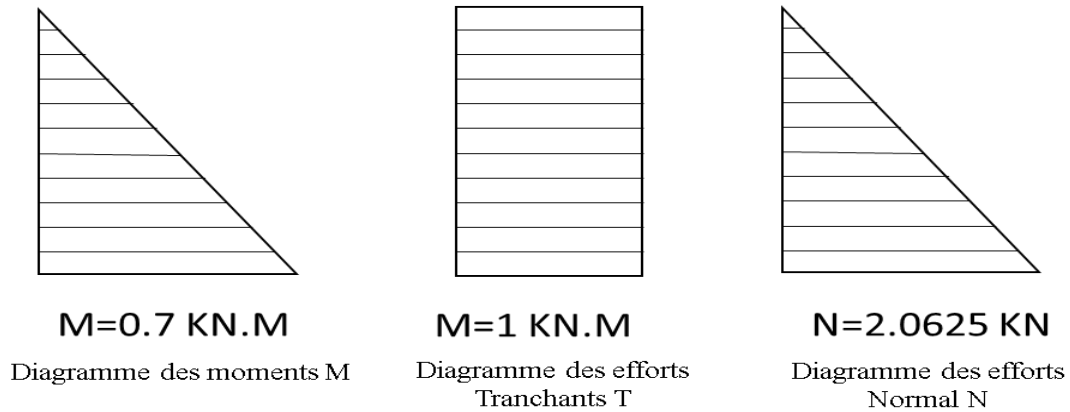


Figure III.1.3: Diagrammes des efforts internes.

III.1.3. Calcul des combinaisons des charges :

Les combinaisons des charges			
ELU 1.35 G + 1.5Q	N <sub>u</sub>	$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q$	$N_G = 2.0625\text{KN}; N_Q = 0$ $N_u = 1.35 \times 2.0625 = 2.78\text{KN}$
	M <sub>u</sub>	$M_u = 1.35M_G + 1.5M_Q$	$M_G = 0; M_Q = 0.7 \text{ KN.m}$ $M_u = 1.5 \times 0.7 = 1.05 \text{ KN.m}$
	T <sub>u</sub>	$T_u = 1.5Q$	$T_u = 1.5 \times 1 = 1.5\text{KN}$
ELS G + Q	N <sub>s</sub>	$N_s = N_G + N_Q$	$N_s = N_G = 2.0625\text{KN}$
	M <sub>s</sub>	$M_s = M_G + M_Q$	$M_s = M_Q = 0.7\text{KN.m}$
	T <sub>u</sub>	$T_u = 1$	$T_u = 1\text{KN}$

Tableau III.1.1 : les combinaisons des charges

III.1.4. Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage revient à calculer une section rectangulaire (bxh) soumise à la flexion composée. Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS pour une bande de 1m de largeur.

Avec : c : enrobage

d : hauteur utile (h – c)

e : excentricité

h : épaisseur de la section

M<sub>f</sub>: moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

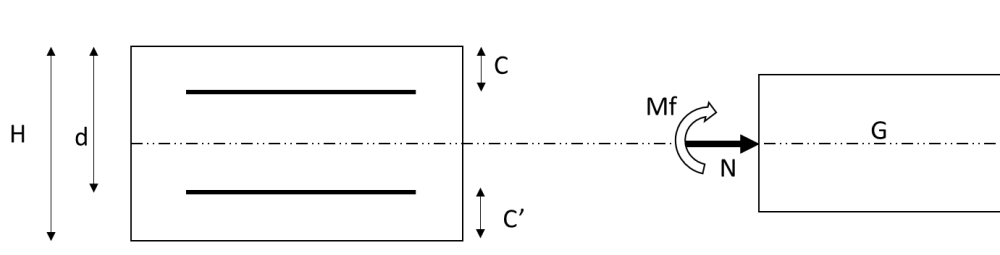


Figure III.1.4: Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.

III.1.5. Calcul à l'ELU :

1. Calcul de l'excentricité :

L'excentricité en (m)	$e_u = \frac{M_u}{N_u}$	$M_u = 1.05 \text{KN.m}$ $N_u = 2.78 \text{KN}$ $e_u = \frac{1.05}{2.78} = 0.377 \text{m}$
Distance entre CDG de la section et CDG des armatures tendues g (m)	$g = \frac{h}{2} - c$	$h = 0.1 \text{m}$ $c = 0.002 \text{m}$ $g = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{m}$
Observation	$e_u > g$	$0.377 \text{m} > 0.03 \text{m}$

Tableau III.1.2 : l'excentricité.

$e_u > g$  donc le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieure de la section, donc elle est partiellement comprimée (SPC) alors cette section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on se ramène à la flexion composée.

2. Calcul de la section d'armateurs en flexion simple :

Flexion simple		
<b>Moment fictif <math>M_f</math> (KN.m)</b>	$M_f = N_u (e_u + \frac{h}{2} - c)$	$N_u = 2.78 \text{ KN}; h = 0.1 \text{ m}; e_u = 0.377 \text{ m} \quad c = 0.02$ $M_f = 2.78 (0.377 + \frac{0.1}{2} - 0.02)$ $M_f = 1.131 \text{ KN.m}$
<b>Moment réduit <math>\mu</math></b>	$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$	$M_f = 1.131 \text{ KN.m}; b = 1 \text{ m}; d = 0.08 \text{ m}$ $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$ $\mu = \frac{1.131}{1 \times (0.08)^2 (14.2 \times 10^3)} = 0.01244$
<b>Vérification</b>	$\mu < \mu_1$	Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1.05}{0.7} = 1.5$ (Situation courante) $\rightarrow \mu_1 = 0.392$ $\mu = 0.01244 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{SSA}$
<b>Armatures fictives <math>A_r</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	$A_f = \frac{M_f}{\beta \sigma_{st} d}$	$M_f = 1.131 \text{ KN.m}$ $\beta = 0.994; d = 0.08 \text{ m}$ $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$ $A_f = \frac{1.131}{0.08 \times 348 \times 10^3 \times 0.994} = 4.087 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.41 \text{ cm}^2$

Tableau III.1.3 : armateurs en flexion simple

3. Calcul en flexion composée

Tableau III.1.4 : armateur en flexion composée

Flexion composée		
Armatures réelles $A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_u = A_{St} = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}}$	$A_f = 0.41 \text{ cm}^2$ ; $N_U = 2.78 \text{ KN}$ $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$ $A_{St} = 0.41 - \frac{2.78 \times 10}{348} = 0.33 \text{ cm}^2$

III.1.6. Vérifications à l'ELU :

1. Vérification de la Condition de non fragilité (Art A.4.2.1/ BAEL 91) :

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

- Armatures principales :

Non fragilité du béton		
Armatures réelles $A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{st} = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}}$	$A_{st} = 0.33 \text{ cm}^2$
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min} = \frac{0.23 f_{t28} b \cdot d}{f_e} \left( \frac{e_s - 0.445 \cdot d}{e_s - 0.185 \cdot d} \right)$	$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ $f_e = 400 \text{ MPa}$ ; $b = 100 \text{ cm}$ ; $d = 8 \text{ cm}$ $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.7}{2.0625} = 33.9 \text{ cm}$ $A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 8 \times 2.1}{400} \left( \frac{33.9 - 0.445 \times 8}{33.9 - 0.185 \times 8} \right)$ $A_{min} = 0.90 \text{ cm}^2$ .
Observation		$A_{st} = 0.33 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.90 \text{ cm}^2$

Tableau III.1.5 : vérifications condition non fragilité

On remarque que  $A_{st} < A_{min}$ , on adoptera donc la section minimale d'armatures :

$$A_s = A_{min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

La section d'acier adoptée :  $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

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

- Armatures de répartitions  $A_r$  :

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ , avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

2. **Vérification au cisaillement : (Art A.5.2.1/BAEL91) :** Comme la fissuration est préjudiciable le BAEL impose à vérifier :

Vérification au cisaillement		
<b>Contrainte de cisaillement <math>\tau_u</math> (MPa)</b>	$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$	$V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{KN} = 1.5 \times 10^3 \text{ N}$ $B = 1000 \text{mm} ; d = 80 \text{mm}$ $V_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019 \text{MPa}$
<b>Contrainte de cisaillement admissible <math>\tau_{adm}</math> (MPa)</b>	$\tau_{adm} = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right)$	$F_{c28} = 25 \text{MPa}, \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{situation durable}$ $\tau_{adm} = \min \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5}, 4 \text{MPa} \right)$ $\tau_{adm} = \min (2.5, 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}.$
<b>Vérification</b>	$\tau_u \leq \tau_{adm}$	0.19 2.5 $\rightarrow$ condition vérifiée

Tableau III.1.6 : vérifications au cisaillement

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. **Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3/BAEL91)**

Tableau III.1.7 : vérifications de l'adhérence

Vérification de l'adhérence		
<b>Contrainte tangentielle <math>\tau_s</math> (MPa)</b>	$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 d (4\pi\phi)}$	$V_u = 1.5 \times 10^3 \text{N} ; d = 80 \text{cm} ; \pi = 3.14 ; \phi = 0.8 \text{cm}$ $\tau_s = \frac{1500}{0.9 \times 80 \times 4 \times 3.14 \times 0.8 \times 10} = 0.20 \text{MPa}$
<b>Contrainte tangentielle limite <math>\tau_{adm}</math></b>	$\tau_{adm} = \Psi f_{t28}$	$f_{t28} = 2.1 \text{MPa} ; \Psi = 1.5 \text{ pour HA}$ $\tau_{adm} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$
<b>Vérification de l'adhérence</b>	$\tau_s \leq \tau_{adm}$	0.20MPa < 3.15MPa $\rightarrow$ Vérifiée

Avec :

$\Psi$  : coefficient de scellement pour les aciers de haute adhérence.

5. **Vérification de l'ancrage des barres verticales : (Art A.6.2.21/BAEL91)**

Ancrage des barres		
<b>Ancrage des barres <math>L_s</math> (cm)</b>	$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s}$	$\phi = 0.8 \text{cm} ; f_e = 400 \text{MPa} ; \tau_s = 2.84 \text{MPa}$ $L_s = \frac{0.8(400)}{4(2.84)} = 28.16 \text{cm} \rightarrow L_s = 30 \text{cm}$

Tableau III.1.8 : vérifications de l'ancrage des barres

Avec :  $\tau_s = 0.6(\Psi)^2 f_{t28} = 0.6 (1.5)^2 (2.1) = 2.84 \text{MPa}.$

**6. Espacement des barres (Art A.8.2.42/BAEL91)**

Armatures principales :  $S_t = 25\text{cm} < \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 30\text{cm} \rightarrow$  condition vérifiée.

Armatures de répartition :  $S_t = 25\text{cm} < \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 40\text{cm} \rightarrow$  condition vérifiée.

**III.1.7. Vérifications à l'ELS :**

**1. Vérification à l'état d'ouverture des fissures (Art 4.5, 33/ BAEL91) :**

Vérification à l'état d'ouverture des fissures		
Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; \max [0,5 f_e ; 100 \sqrt{n f_{t_{28}}}] \right]$	$f_e = 400\text{MPa} ; f_{t_{28}} = 2.1\text{MPa}$ $\eta = 1.6$ pour les HA $\bar{\sigma}_s = \min [266.68 ; 201.633]$ $\bar{\sigma}_s = 201.633\text{MPa}$
Contrainte d'acier calculée	$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$ Avec : $\rho = \frac{100 A_s}{bd}$	$\rho = \frac{100(2.01)}{100 \times 8} = 0.251$ $0.251 \rightarrow \beta = 0.912$ $\sigma_s = \frac{0.7 (10^6)}{0.912(8)(2.01)(10^3)}$ $\sigma_s = 47.73 \text{ MPa}$
Vérification	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	$47.73 \leq 201.633$ $\rightarrow$ Condition vérifiée

**Tableau III.1.9 : Vérification des fissures**

**2. Vérification de la contrainte dans le béton :**

Vérification de la contrainte dans le béton		
Contrainte de béton calculée $\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K}$	$\rho = \frac{100(2.01)}{100 \times 8} = 0.251 \rightarrow k = 44.17$ $\sigma_b = \frac{47.73}{56.43} = 1.08 \text{ MPa}$
Contrainte limite de béton	$\sigma_b = 0.6 f_{c28}$	$\sigma_b = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$
Vérification	$\frac{\sigma_s}{K} \leq 0.6 f_{c28}$	$1.08 \text{ MPa} < 15\text{MPa} \rightarrow$ condition vérifiée.

**Tableau III.1.10 : vérifications de la contrainte**

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé.

**Conclusion :**

Après toutes vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

- Armatures principales : 4HA8
- Armatures de répartition : 4HA8

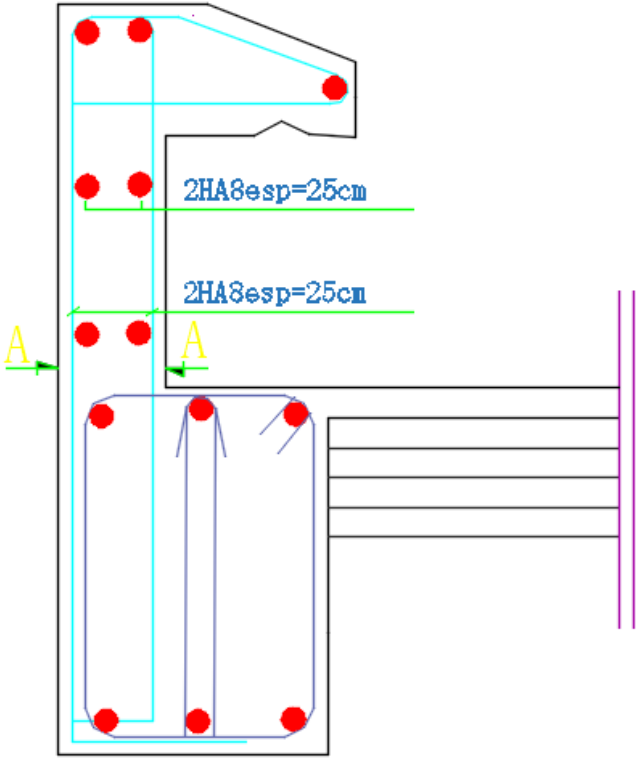


Figure III.1.5: coupe verticale de ferrailage de l'acrotère.

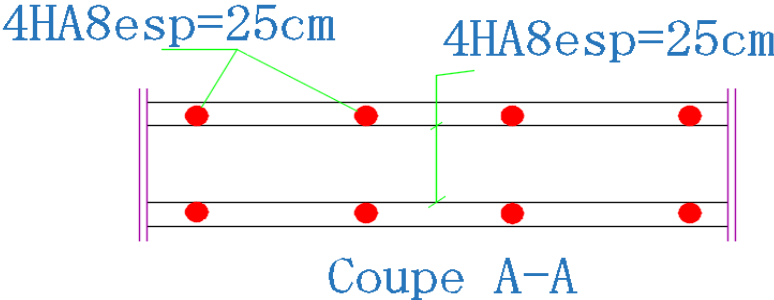


Figure III.1.6: coupe horizontale de ferrailage de l'acrotère.

## III.2. Les escaliers :

### III.2.1. Définition :

Les escaliers sont des structures composées de marches permettant de monter ou descendre entre différents niveaux d'un bâtiment ou d'un espace extérieur.

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

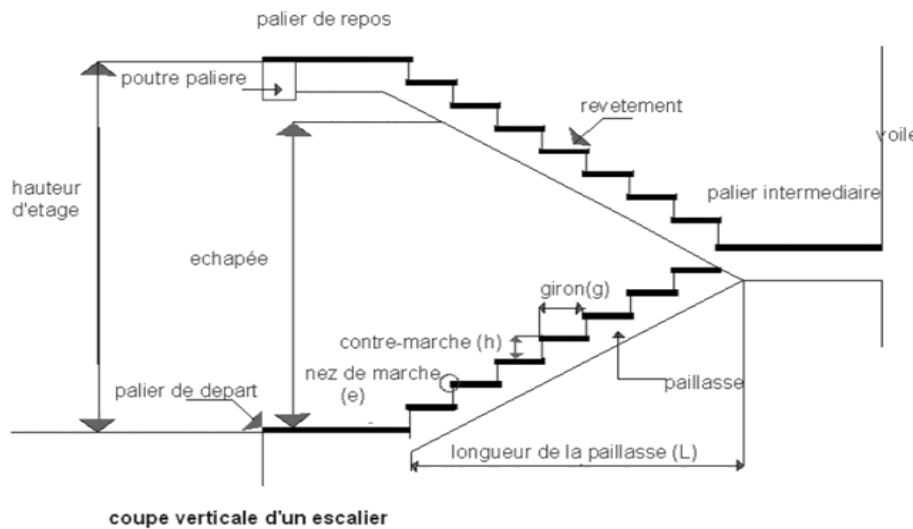


Figure III.2.1 : Coupe verticale d'un escalier

### III.2.2. Terminologie :

- **Marche** : est la partie d'un escalier sur laquelle on pose le pied pendant la montée ou la descente de l'escalier.

Le nombre de marche est :  $m = n - 1$

n : le nombre de contre marche

- **Contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives, elle sert à supporter les marches.

Le nombre de contre marche est :  $n = \frac{H}{h}$

H : hauteur de volée

h : hauteur du contre marche

- **Hauteur de marche** : est la hauteur de contre marche, elle doit être identique pour toutes les marches d'un escalier.

**h = 15cm** pour les lieux publics

**h = 17cm** pour l'habitation

- **Le giron** : profondeur d'une marche sans le nez de marche, c'est la mesure horizontale d'une marche

- **La volée** : une suite continue de marches entre deux parties horizontales, constitué de marches et paillasse
- **La paillasse** : est la dalle oblique qui supporte les marches et les contre marches d'un escalier en béton
- **Le palier** : est une plateforme constituant un repos entre deux volée intermédiaires et /ou à chaque étage (la longueur d'un palier de repos doit être de 3marches au moins)  $L_p \geq 3g$  ou 1.10m
- **L'embranchement** : est la largeur de la marche

Maison individuelle :  $W \geq 80\text{cm}$

Bâtiment collectif :  $W \geq 120\text{cm}$

### III.2.3. Les différents types d'escaliers :

Il existe une grande variété de types d'escaliers, chacun ayant ses propres caractéristiques et utilisations, notamment :

- **Escaliers droits** : composé d'une série de marches sans palier ni virage.
- **Escaliers tournants** : ils comportent un ou plusieurs virages à 90 ou 180 degrés, ce qui permet de changer de direction tout en montant ou descendant.
- **Escaliers à limon centrale** : avec un limon central supportant les marches, offrant une esthétique particulière et une sensation de légèreté.

### III.2.4. Prédimensionnement de l'escalier :

Notre structure comporte une cage d'escalier menant de riez de chaussée à l'étage courant, et de ce dernier aux autres étages, ils sont composés de deux volées parallèles et un palier de repos.

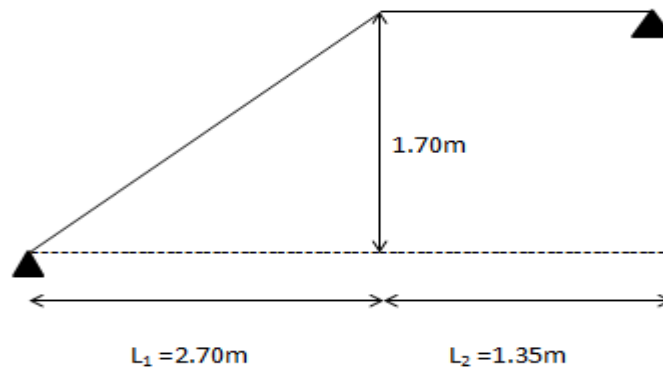


Figure III.2.2 : le schéma statique de l'escalier

$L_1$  : longueur projetée de la volée.

$L_2$  : longueur du palier d'arrivée.

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

$$60\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm}$$

Avec :  $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$  et  $24\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$

- La hauteur de marche h on la prend :  $h = 17\text{cm}$
- Nombre de contre marches n :  $n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20$
- Nombre de marche m :  $m = n - 1 = 20 - 1 = 19$
- Le giron g :  $g = 30\text{cm}$

Donc pour une volée en aura :  $n = 10$  et  $m = 9$

Vérifier la relation de blondel :

- $60\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{cm}$
- $2h+g = 2 \times 17 + 30 = 34 + 30 = 64\text{cm}$
- $60\text{cm} \leq 2h+g \leq 66\text{ cm} \dots\dots\dots$  **condition vérifiée.**

Calcul d'épaisseur de la paillasse et du palier :

L'épaisseur de la paillasse et du palier est donnée par la relation :

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

Avec :

L : longueur totale de la paillasse et celle de palier.

Calcul de L :

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{170}{270} = 0.629 \implies \alpha = 32.19^\circ$$

$$L = \frac{270}{\cos\alpha} + 135 = 454.04\text{cm}$$

Donc :

$$\frac{454.04}{30} = 15.13 \leq e_p \leq \frac{454.04}{20} = 22.70$$

Soit :  $e_p = 20\text{cm}$ .

### III.2.5. Détermination des sollicitations :

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée, en tenant compte des types d'appuis sur lesquelles elle repose.

#### 1. Charge permanente :

##### A. La paillasse :

- Poids des marches :  $G_m = \frac{h \times \gamma b}{2} = \frac{25 \times 0.17}{2} = 2.125\text{KN/m}$ .
- Poids de la paillasse :  $G_p = \frac{h \times \gamma b}{2 \cos 32.19} = \frac{0.2 \times 25}{\cos 32.19} = 5.90\text{KN/m}$ .

- Poids des revêtements :
  - Carrelage:  $e \times \gamma \times 1m = 0.02 \times 20 \times 1m = 0.4KN/m$ .
  - Couche de sable :  $e \times \gamma_b \times 1m = 18 \times 1 \times 0.02 = 0.36KN/m$ .
  - Mortier de pose :  $e \times \gamma_b \times 1m = 20 \times 1 \times 0.02 = 0.4KN/m$ .
  - Poids de garde-corps :  $0.2 \times 1m = 0.20KN/m$ .
  - Enduit en ciment :  $e \times \gamma_b \times 1m = 18 \times 0.02 \times 1 = 0.36KN/m$ .

**Poids total(G) = 9.74KN/m**

**B. Le palier :**

- Poids propre du palier :  $e \times \gamma_b \times 1m = 25 \times 0.15 \times 1m = 3.75KN/m$ .
- Poids total du revêtement.  $0.36 + 0.4 + 0.4 + 0.36 = 1.52KN/m$ .

**Poids total(G) = 5.27KN/m**

**2. Surcharge d'exploitation :**

Selon le (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation, la surcharge d'exploitation des escaliers est définie telle que :  $Q = 2.5 \times 1 = 2.5KN/m$

**III.2.6. Calcul à l'ELU :**

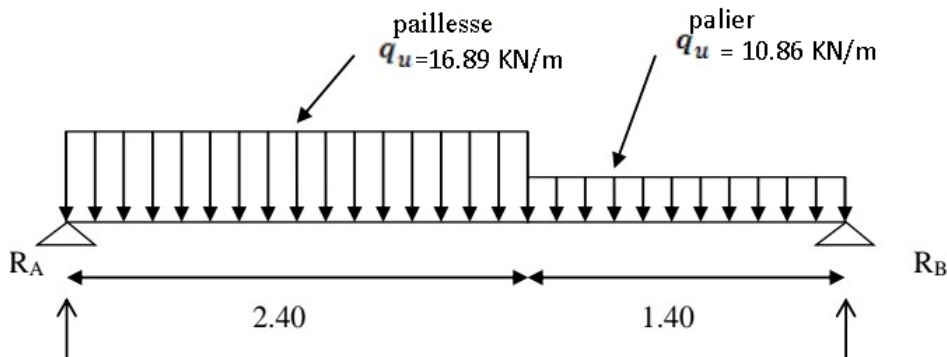
**1. Combinaisons de charge :**

	ELU : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1m [KN/ml]$	ELS : $q_s = (G + Q) \times 1m [KN/ml]$
Palier	$q_u^{palier} = (1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 10.86KN/m$ .	$q_s^{palier} = (5.27 + 2.5) \times 1m = 7.77KN/ml$ .
Paillasse	$q_u^{paillasse} = (1.35 \times 9.74 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 16.89KN/m$ .	$q_s^{paillasse} = (9.74 + 2.5) \times 1m = 12.24KN/m$

**Tableau III.2.1 : Combinaisons des charges à l'ELU**

**2. Calcul des efforts internes à l'ELU :**

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



**Figure III.2.3 : Schéma statique du chargement appliqué à l'escalier à l'ELU.**

**a. Réaction aux appuis :**

$$\Sigma F/y = 0$$

$$R_A - 16.89 \times 2.7 - 10.86 \times 1.35 + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = (16.89 \times 2.7) + (10.86 \times 1.35)$$

$$\mathbf{R_A + R_B = 60.26KN/m.}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$-(16.89 \times 2.7) \left(\frac{2.7}{2}\right) - (10.86 \times 1.35) \left(\frac{1.35}{2} + 2.7\right) + R_B(1.35 + 2.7) = 0$$

$$4.05 R_B = 61.56 + 49.48$$

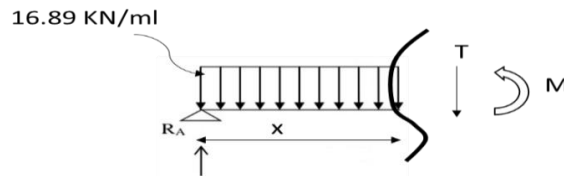
$$4.05 R_B = 111.04$$

$$R_B = \frac{111.04}{4.05}$$

$$\mathbf{R_B = 27.41KN.}$$

$$\text{Donc : } R_A = 60.26 - R_B = 60.26 - 27.41$$

$$\mathbf{R_A = 32.85kn.}$$

**b. Calcul des efforts et moments fléchissant :****1<sup>er</sup> tronçon :  $0 < x < 2.7m$** 

$$\Sigma F/y = 0$$

$$T(x) = R_A - 16.89(x)$$

$$X=0 \implies T(x) = 32.85KN$$

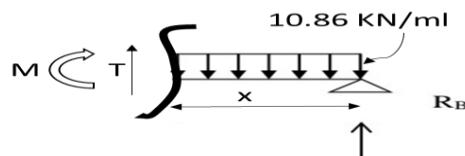
$$X=2.7m \implies T(x) = -12.75KN$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$M(x) = R_A(x) - 16.89 \frac{x^2}{2}$$

$$X=0 \implies M(x) = 0$$

$$X=2.7m \implies M(x) = 27.13KN.m$$

**2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 < x < 1.35m$** 

$$\Sigma F/y = 0$$

$$T(x) = -R_B + 10.86(x)$$

$$X=0 \implies T(x) = -27.41KN$$

$$X=1.35m \implies T(x) = -12.75KN$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$M(x) = R_B(x) - 10.86 \frac{x^2}{2}$$

$$X=0 \implies M(x) = 0$$

$$X=1.35\text{m} \implies M(x) = 27.11\text{KN.m}$$

### C. Calcul de moment maximal $M(x)_{\max}$ :

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

$$T(x) = 0$$

$$T(x) = R_A - 16.89(x) = 32.85 - 16.89(x) = 0 \implies x = \frac{32.85}{16.89} = 1.94\text{m.}$$

Pour  $x = 1.94\text{m}$ ,  $M(x) = M(x)_{\max}$

En remplaçant la valeur de  $x$  dans l'équation  $M(x)$

$$M(x) = 32.85 (1.94) - 16.89 \left(\frac{1.94^2}{2}\right) = 63.72 - 31.78 = 31.94$$

$$M_{\max} = M(1.94) = 31.94\text{KN.m}$$

### Remarque :

Pour le calcul de  $M_0$ , l'escalier est supposé comme étant une poutre isostatique simplement appuyé aux extrémités.

Pour tenir compte de l'encastrement de l'ensemble on doit multiplier le moment isostatique maximal par 0.85 est la valeur de travée sera considéré comme étant le moment en travée. Les moments sur appuis sont déterminés par la multiplier par 0.3, on applique la méthode de forfaitaire.

- Aux appuis :  $M_a = -0.3 M_{\max} = -0.3 (31.94) = -9.58\text{KN.m}$
- En travée :  $M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85 (31.94) = 27.15\text{KN.m}$

D. Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant :

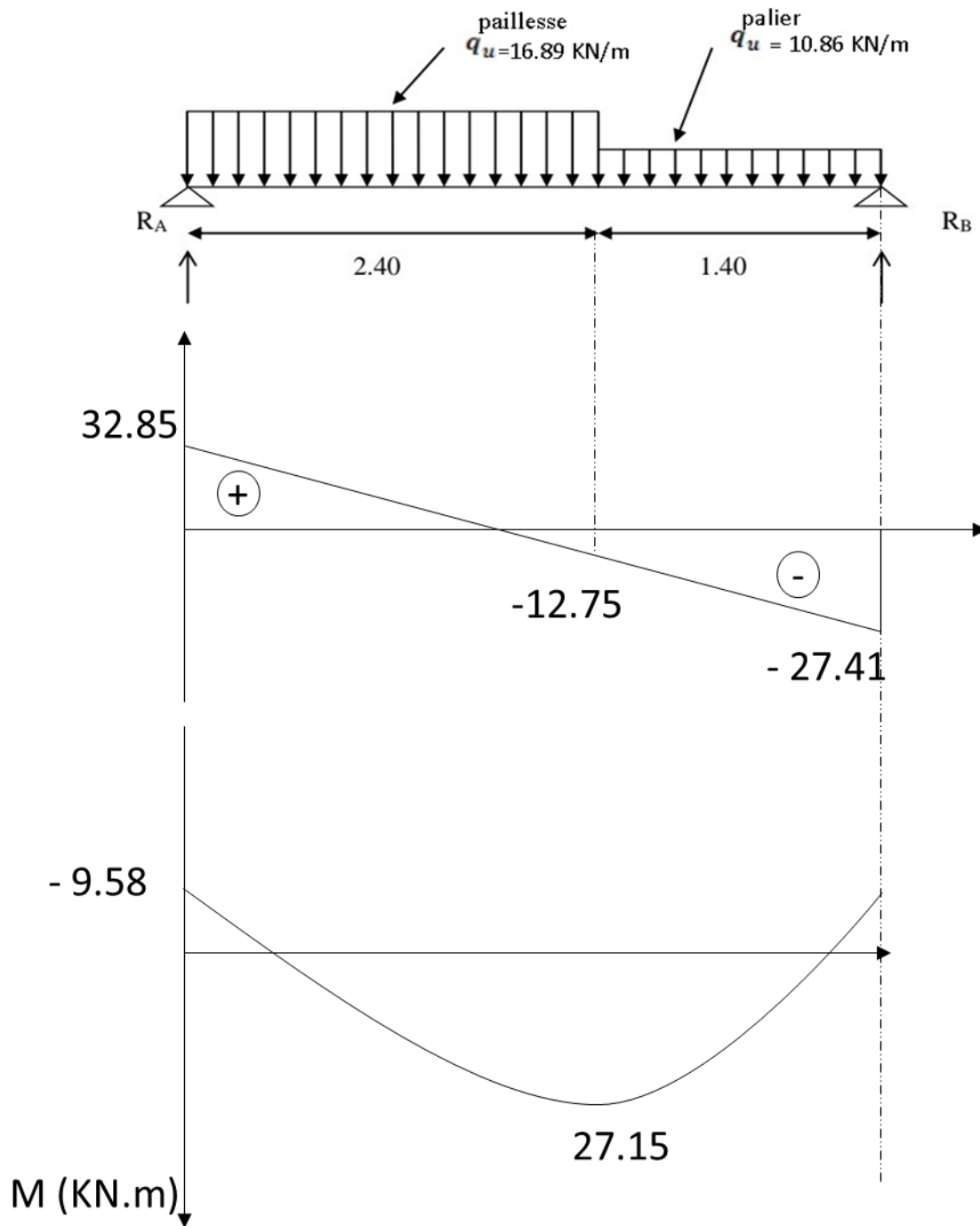


Figure III.2.4 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants.

### 3. Calcul des armatures à l'ELU :

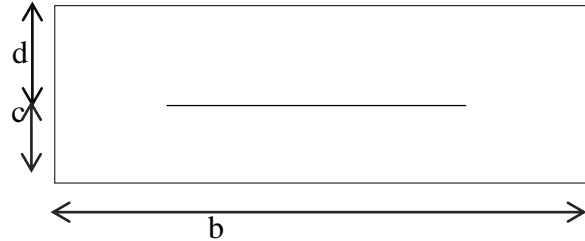
Le ferrailage se fera pour une bande de 1m en flexion simple, pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et les moments fléchissant calculés avant.

h : la hauteur = 20cm

b : la largeur = 100cm

c = c' l'enrobage = 2cm

d : hauteur utile (d=h- c) = 18cm



**Moment réduit  $\mu$  :**  $\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$ , avec  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{MPa}$  et  $\mu_l = 0.392$

**Armature  $A_f$  :**  $A_f = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$ , avec  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$  et  $\beta$  (dans l'abaque)

**Armatures de répartition  $A_r$  :**  $A_r = \frac{A}{4}$

#### A. Armatures principales :

##### ❖ Aux appuis :

$M_{\max} = -9.58 \text{KN.m}$

**Moment réduit  $\mu$  :**  $\mu = \frac{9.58 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \implies \beta = 0.990$

$\mu < \mu_l \implies$  La section est simplement armée.

**Armature fictive  $A_f$  :**  $A_f = \frac{9.58 \times 10^6}{0.990 \times 180 \times 348} = 154.48 \text{mm}^2 = 1.54 \text{cm}^2$

On opte pour **4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 25cm**.

##### ❖ En travée :

$M_{\max} = 27.15 \text{KN.m}$

**Moment réduit  $\mu$  :**  $\mu = \frac{27.15 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.06 < \mu_l = 0.392 \implies \beta = 0.969$

$\mu < \mu_l \implies$  La section est simplement armée.

**Armature  $A_f$  :**  $A_f = \frac{27.15 \times 10^6}{0.969 \times 180 \times 348} = 447.29 \text{mm}^2 = 4.47 \text{cm}^2$

On opte pour **4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>** avec **S<sub>t</sub> = 25cm**.

#### B. Armatures de répartition :

##### ❖ Aux appuis :

$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2$

On opte pour : **4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>** avec : **S<sub>t</sub> = 25cm**.

❖ **En travée :**

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

On opte pour : **4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup>** avec : **S<sub>t</sub> = 25cm.**

**III.2.7. Vérification à l'ELU :****1. Condition de non fragilité (Art 4.2.1/BAEL91 modifier99) :**

On doit vérifier  $A \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0.23(100)(18)(2.1)}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**  $A = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \implies$  condition vérifiée.
- **En travée :**  $A = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \implies$  condition vérifiée.

**2. L'adhérence des barres (Art 6.1.3/BAEL91 modifié 99) :**

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  doit être inférieure à la valeur limite ultime  $\tau_{s \text{ adm.}}$ .

$$\tau_s = \frac{Vu}{0.9d \Sigma \mu} = \frac{Vu}{0.9d n \pi \emptyset}$$

Avec :  $V_u =$  effort tranchant égale à 32.85KN

$d$  : hauteur utile égale à 18cm

$\Sigma \mu$  : Somme des périmètres utile des barres.

$n$  : nombre de barres.

$\emptyset$  : diamètre des barres.

$$\tau_{s \text{ adm}} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa. Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ et } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

❖ **Aux appuis :  $\emptyset = 10\text{mm}$** 

$$\tau_s = \frac{32.85 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 4 \times 3.14 \times 10} = 1.61 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 1.61 \text{ MPa} < \tau_{s \text{ adm}} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

❖ **En travée :  $\emptyset = 12\text{mm}$** 

$$\tau_s = \frac{32.85 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 4 \times 12 \times 3.14} = 1.34 \text{ MPa.}$$

$$\tau_s = 1.34 \text{ MPa} < \tau_{s \text{ adm}} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

**3. Espacement des barres :**

Il ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

❖ **Armatures principales :**

$$S_t \leq \text{Min} (3h; 33\text{cm}) = \text{Min} (60\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$\text{Aux appuis : } S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm}$$

**En travée :**  $S_t = 25\text{cm} \leq 33\text{cm}$

Ils sont vérifiés dans les deux cas.

❖ **Armatures secondaires :**

$S_t \leq \text{Min} (4h; 45\text{cm}) = \text{Min} (80\text{cm}; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

**Aux appuis :**  $S_t = 25\text{cm} \leq 45\text{cm}$

**En travée :**  $S_t = 25\text{cm} \leq 45\text{cm}$

Ils sont vérifiés dans les deux cas.

**4. Longueur du scellement droit (BAEL 91 Art6.1.2.3) :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction et de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 2.84\text{MPa.}$$

$$\Psi = 1.5 \quad \text{et } f_{t28} = 2.1\text{MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.84} = 422.53\text{mm} ; L_s = 42.25\text{cm}$$

On remarque que  $L_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle la barre est armée, donc on opte pour un crochet dont la longueur est fixée forfaitairement à  $0.4L_s$ .

$$L_s = 0.4L_s = 0.4 (42.25) = 16.9\text{cm.}$$

Donc on prend :  **$L_s = 17\text{ cm}$ .**

**5. Longueur d'ancrage mesurée hors crochets (BAEL91/Art A5 .2.2) :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \tau_{u \text{ adm}} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.167\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{32.85 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.182\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.182\text{MPa} < \tau_{u \text{ adm}} = 1.167\text{MPa} \quad \implies \quad \text{condition vérifiée.}$$

**6. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (BAEL 91 / Art A .5.2.1 ,313)**

$$\frac{2Vu}{bd} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$V_u^{\text{max}} \leq 0.267 a b f_{c28}$$

Avec :  $a$  : désigne la section d'appuis égale à  $0.9d$ .

$$a = 0.9 \times 180 = 162\text{mm}$$

$$V_u^{\text{max}} \leq 0.267 \times 162 \times 1000 \times 25 = 1081350\text{N} = 1081.350\text{KN}$$

$$\text{Donc : } V_u^{\text{max}} = 32.85\text{KN} < 1081.350\text{KN} \quad \implies \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 7. Influence de l'effort tranchant sur les aciers :

$$A_a \geq \frac{Vu + Mu}{\frac{0.9d}{f_e} \gamma_s} \implies A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \times \left( V_u + \frac{Mu}{0.9d} \right)$$

Avec :  $V_u$  : effort tranchant en valeur absolue au niveau de l'appui.

$M_u$  : moment au droit de l'appui pris avec son signe.

$$A_a \geq \frac{1.15}{400} \times \left( 32.85 \times 10^3 - \frac{9.58 \times 10^6}{0.9(180)} \right)$$

$$A_a \geq -75.57 \text{ mm}^2 \geq -0.75 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2 \geq -0.75 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

### III.2.8. Calcul à l'ELS :

#### 1. Combinaison des charges :

ELS :  $q_s = G + Q \times 1\text{m}$  [KN/ml]

$$q_s^{\text{paillasse}} = G + Q = 9.74 + 2.5 = 12.24 \text{ KN/m.}$$

$$q_s^{\text{palier}} = G + Q = 5.27 + 2.5 = 7.77 \text{ KN/ml.}$$

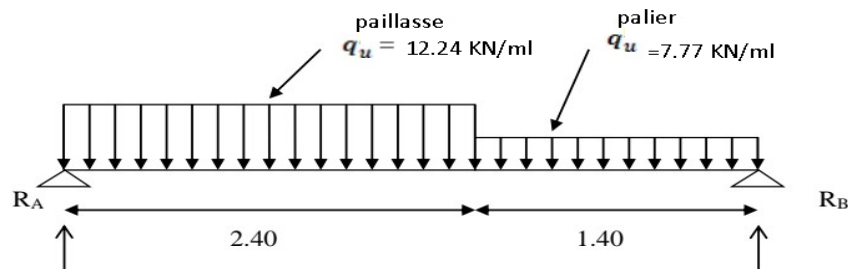


Figure III.2.3 : Schéma statique du chargement appliqué à l'escalier à l'ELS.

#### A. Réaction aux appuis :

$$\Sigma F/y = 0$$

$$R_A - 12.24 \times 2.7 - 7.77 \times 1.35 + R_B = 0$$

$$R_A + R_B = (12.24 \times 2.7) + (7.77 \times 1.35)$$

$$R_A + R_B = 43.53 \text{ KN/m.}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$-(12.24 \times 2.7) \left(\frac{2.7}{2}\right) - (7.77 \times 1.35) \left(\frac{1.35}{2} + 2.7\right) + R_B (1.35 + 2.7) = 0$$

$$4.05 R_B = 44.61 + 35.40$$

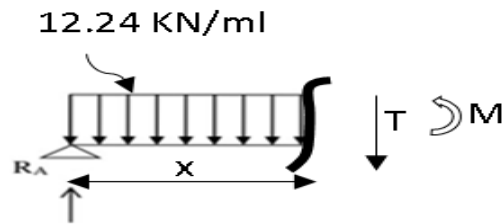
$$4.05 R_B = 80.01$$

$$R_B = \frac{80.01}{4.05}$$

$$\mathbf{R_B = 19.75 \text{ KN.}}$$

$$\text{Donc : } R_A = 43.53 - R_B = 43.53 - 19.75$$

$$\mathbf{R_A = 23.78 \text{ KN.}}$$

**B. Calcul des efforts et moments fléchissant :****1<sup>er</sup> tronçon :  $0 < x < 2.7\text{m}$** 

$$\Sigma F/y = 0$$

$$T(x) = R_A - 12.24(x)$$

$$X=0 \implies T(x) = 23.78\text{KN}$$

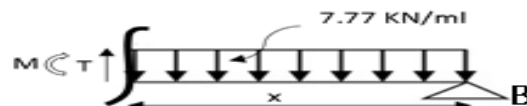
$$X=2.7\text{m} \implies T(x) = -9.26\text{KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$M(x) = R_A(x) - 12.24 \frac{x^2}{2}$$

$$X=0 \implies M(x) = 0$$

$$X=2.7\text{m} \implies M(x) = 19.59\text{KN.m}$$

**2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 < x < 1.35\text{m}$** 

$$\Sigma F/y = 0$$

$$T(x) = -R_B + 7.77(x)$$

$$X=0 \implies T(x) = -19.75\text{KN}$$

$$X=1.35\text{m} \implies T(x) = -9.26\text{KN}$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$M(x) = R_B(x) - 7.77 \frac{x^2}{2}$$

$$X=0 \implies M(x) = 0$$

$$X=1.35\text{m} \implies M(x) = 19.59\text{KN.m}$$

### C. Calcul de moment maximal $M(x)_{\max}$ :

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

$$T(y) = 0$$

$$T(x) = R_A - 12.24(x) = 23.78 - 12.24(x) = 0 \implies x = \frac{23.78}{12.24} = 1.94\text{m.}$$

Pour  $x = 1.94\text{m}$ ,  $M(x) = M(x)_{\max}$

En remplaçant la valeur de  $x$  dans l'équation  $M(x)$

$$M(x) = 23.78 (1.94) - 12.24 \left( \frac{1.94^2}{2} \right) = 46.13 - 23.03 = 23.1$$

$$M_{\max} = M(1.94) = 23.1 \text{ KN.m}$$

### Remarque :

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

- Aux appuis :  $M_a = -0.3 M_{\max} = -0.3 (23.1) = -6.93 \text{ KN.m}$
- En travée :  $M_t = 0.85 M_{\max} = 0.85 (23.1) = 19.63 \text{ KN.m}$

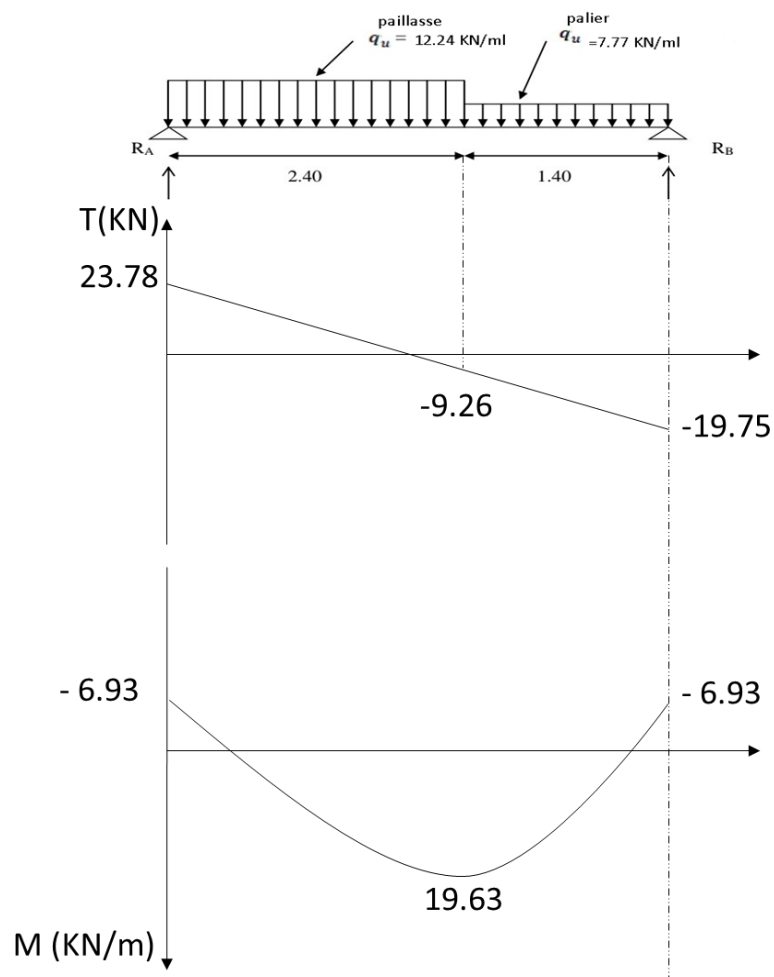


Figure III.2.4 : Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants.

**III.2.9. Vérification à l'ELS :**

**1. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91.Art 5.34) :**

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

**2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

	En travée	Aux appuis
Le moment	$M_{max} = 19.63 \text{KN.m}$	$M_{max} = 6.93 \text{KN.m}$
A	$A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2$	$A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$
$\rho = \frac{100.A}{bd}$	$\rho = \frac{100(4.52)}{100 \times 18} = 0.251$	$\rho = \frac{100(3.14)}{100 \times 18} = 0.174$
Données	Dans l'abaque : $\beta = 0.920$ $K = 47.5$	Dans l'abaque : $\beta = 0.932$ $K = 58.53$
$\sigma_s = \frac{M_{max}}{\beta d A_{st}}$ Avec : $d = 13 \text{cm}$	$\sigma_s = \frac{19.63 \times 10^6}{0.912 (180)(452)}$ $\sigma_s = 264.55 \text{MPa}$	$\sigma_s = \frac{6.93 \times 10^6}{0.938 (180)(314)}$ $\sigma_s = 131.55 \text{ MPa}$
$\sigma_{bc} = \frac{\tau_s}{K}$	$\sigma_{bc} = \frac{264.55}{47.5}$ $\sigma_{bc} = 5.56 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc} = \frac{131.55}{58.53}$ $\sigma_{bc} = 2.24 \text{MPa}$
Vérification dans le béton $\sigma_{bc} < 15 \text{MPa}$	$\sigma_{bc} = 5.56 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$ $\implies$ Condition vérifiée.	$\sigma_{bc} = 2.24 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$ $\implies$ Condition vérifiée.
Vérification dans l'acier $\sigma_s < 348 \text{MPa}$	$\sigma_s = 264.55 \text{ MPa} < 348 \text{MPa}$ $\implies$ Condition vérifiée.	$\sigma_s = 131.55 \text{ MPa} < 348 \text{MPa}$ $\implies$ Condition vérifiée.

**Tableau III.2.2: vérifications des contraintes**

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

**3. Etat limite de déformation (Art B.6.8.424/BAEL91) :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$       **Avec :**     $h$  : hauteur de la pailleasse.

$L$  : longueur libre de la plus grande travée.

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$       **Avec :**     $M_t$  : moment max en travée.

$M_0$  : moment max isostatique.

**❖ Vérification :**

On a :  $h = 20 \text{cm} = 0.20 \text{m}$  ;  $L = 4.05 \text{m}$

$M_t = 19.63 \text{KN.m}$  ;  $M_0 = 23.1 \text{KN.m}$

$\frac{h}{L} = \frac{0.20}{4.05} = 0.045 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \implies$  **condition non vérifiée.**

$\frac{h}{L} = 0.045 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{19.63}{10(23.1)} = 0.085 \implies$  **condition non vérifiée.**

**Remarque :**

Vu que les conditions ne sont pas vérifiées on doit calculer la flèche.

**4. Calcul de la flèche (BAEL91/Art B.6.5.2) :**

$$f_v = \frac{5}{384} \frac{q_s L^4}{E_v \times I} \leq f_{adm}$$

**Avec :**

$q_s$  : moment maximal en travée (à l'ELS).

$E_v$  : Module de déformation longitudinal déferée du béton.

$$E_v : 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10819 \text{ MPa}$$

$f_{adm}$  : Flèche admissible pour L est au plus égale à 5m (BAEL/Art b.6.5.3)

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{405}{500} = 0.81 \text{ c}$$

$I$  : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

**On a :**

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \quad \text{Avec : } S_{xx} : \text{Moment statique.}$$

$B_0$  : Aire de la section homogène.

$$B_0 = b \cdot h + 15 A_t = 100 \times 20 + 15 \times 5.65 = 2084.75 \text{ cm}^2$$

**❖ Moment statique de la section homogénéisé :**

$$S_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{xx} = \frac{100 (20^2)}{2} + 15 \times 4.52 \times 18 = 21220.4 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{21220.4}{2084.75} = 10.17 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.17 = 9.83 \text{ cm.}$$

**❖ Moment d'inertie de la section homogénéisé :**

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$I = \frac{100}{3} (10.17^3 + 9.83) + 15 \times 4.52 (9.83 - 2)^2 = 35390.63 \text{ cm}^4.$$

$$AN : f_v = \frac{5}{384} \frac{12.24 \times 4.05^4}{10^3 \times 10819 \times 35390.63 \times 10^{-8}} = 0.05 \text{ cm} < f_{adm} = 0.81 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour les deux volées.

**• Aux appuis :**

$A_s=4HA10=3.14 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$

$A_r=4HA10= 3.14 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement  $S_t=25 \text{ cm}$

**• En travée :**

$A_s= 4HA12=4.52 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement  $S_t=25 \text{ cm}$

$A_r= 4HA10=3.14 \text{ cm}^2$  ; avec un espacement  $S_t=25 \text{ cm}$

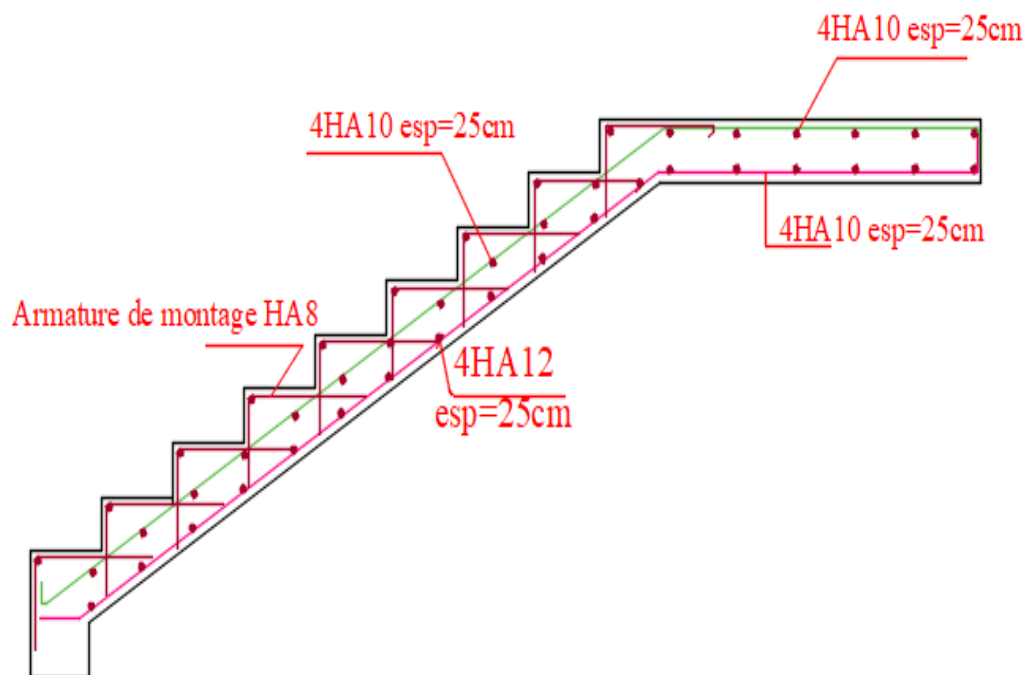


Figure III.2.4 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

### III.3. Calcul des plancher :

#### III.3.1. Introduction :

La structure comporte des planchers en corps creux, dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées dans le sens de la petite portée et sur lesquelles repose le corps creux.

Dans notre cas, on fera l'étude pour trois types de planchers pour différences leur charges d'exploitation (habitation, commercial et dernier étage). Les poutrelles sont de section en T, distantes de 65 cm ente axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique et thermique.

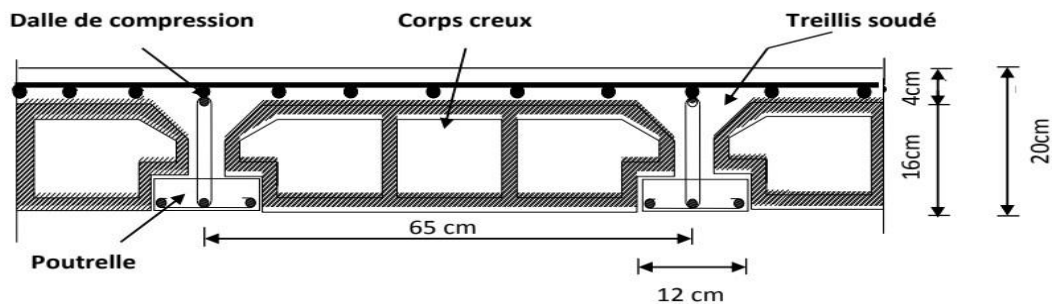


Figure III.3.1 : coupe transversale dans un plancher en corps creux

#### III.3.2. Plancher en corps creux :

##### 1. Ferrailage de la dalle de compression :

La table de compression de 4 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudée de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ; et 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles. (Art B.6.8.4 BAEL91/modifiée99).

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

##### A. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

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

Avec :

L : Distance entre axe des poutrelles égale à 65 cm.

$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier utilisé. ( $f_e=520 \text{ MPa}$ )

$A_{\perp}$  : Section des armatures perpendiculaire aux poutrelles.

D'où :

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

Nous adopterons :  $A_{\perp} = 6 \text{ } \varnothing 6$  ;  $A_{\perp} = 1.17 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 15 \text{ cm}$

##### B. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = (A_{\perp})/2 = 1.17/2 = 0.58 \text{ cm}^2$$

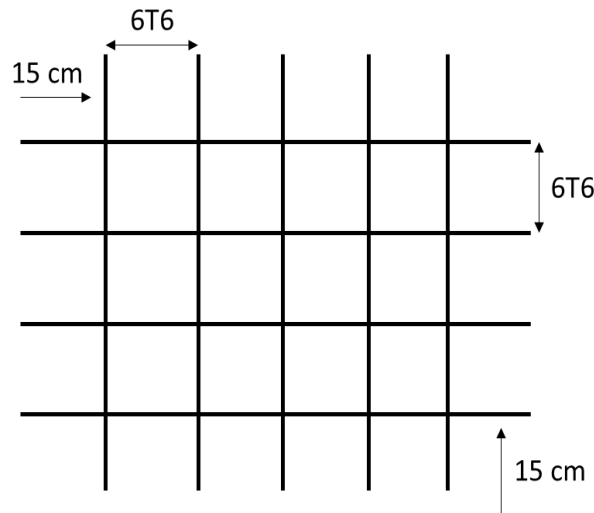
On prend :  $A_{||} = 6 \text{ } \varnothing 6$  ;  $A_{||} = 1.17 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $St = 15 \text{ cm}$ .

**Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous adopterons un treillis soudé (TLE520) de maille  $(150 \times 150) \text{ mm}^2$ .

$A_{\perp}$  Adopté = 1.17 6HA6 avec un espacement  $St = 15 \text{ cm}$

$A_{||}$  adopté = 1.17 6HA6 avec un espacement  $St = 15 \text{ cm}$



**Figure III.2 : Treillis soudée de  $(15 \times 15) \text{ cm}$**

**III.3. Etude de la poutrelle :**

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles successives. Le calcul se fait en deux étapes :

- Avant coulage de la dalle de compression.
- Après coulage de la dalle de compression.

**1. Disposition des poutrelles :**

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

- **Critère de la petite portée :** les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.
- ❖ **Critère de la continuité :** si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, le règlement BAEL préconise que la largeur  $b_1$  de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté d'une poutrelle, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_{\max}}{2} \end{array} \right.$$

Avec :

$L$  : distance entre axe des poutrelles.

$L_{\max}$  : longueur de la plus grande travée (la plus sollicitée),  $L_{\max} = 420 \text{ cm}$ .

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

$b$  : largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

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

D'où :

$$\left[ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{420}{2} = 42 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{420 \times 2}{6} = 140 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$b_1 \leq \min\{26.5 ; 42 ; 140\} \text{ donc : } b_1 = 26.5 \text{ cm.}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26.5 + 12) = 65 \text{ cm.}$$

## 2. 1<sup>er</sup> Etape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur les deux extrémités, elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de la main d'œuvre.

### A. Chargement :

Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$

Poids du corps creux :  $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$

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

Surcharge de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

### B. Calcul à l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

#### ❖ Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35(0.74) + 1.5(1) = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

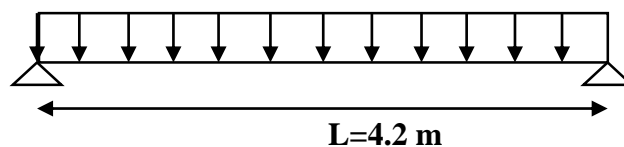


Figure III.3.3.1 : Schéma statique de la poutrelle

## ❖ Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.2)^2}{8} = 5.51 \text{ KN.m}$$

## ❖ Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2.5 \times 4.2}{2} = 5.25 \text{ KN}$$

## ❖ Ferrailage :

Soit l'enrobage  $c = 2 \text{ cm}$

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

$$\mu_u = \frac{M_t}{b d^2 \times \sigma_{bc}} \quad \text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5.51 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 8.08 > \mu_1 = 0.392 \implies \text{La section est doublement armée (SDA)}$$

**Conclusion :**

La section de la poutrelle est très faible, il est impossible de réaliser deux nappes d'armature, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour soulager la poutrelle et supporter les charges qui lui sont appliquées et d'une façon à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

**3. 2<sup>ème</sup> Etape : Après coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T, avec une inertie constante.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge qui sera considéré comme étant uniformément répartie sur l'ensemble des poutrelles.

La poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

## ❖ Charge permanentes et surcharge d'exploitation :

**Charge permanentes :**

- Poids propre du plancher courant :  $G = 5.10 \times 0.65 = 3.31 \text{ KN/ml}$
- Poids propre du plancher terrasse :  $G = 5.83 \times 0.65 = 3.79 \text{ KN/ml}$

**Surcharge d'exploitation :**

- Étage courant :  $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.97 \text{ KN/ml}$
- Dernier étage :  $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

## ❖ Combinaisons des charges :

**1<sup>er</sup> type : Usage habitation :**

- A l'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$   
 $q_u = (1.35 \times 3.31) + (1.5 \times 0.97) = 5.92 \text{ KN/ml}$
- A l'ELS :  $q_s = G + Q$   
 $q_s = 3.31 + 0.97 = 4.28 \text{ KN/ml}$

**2<sup>em</sup> type : Dernier étage :**

- A l'ELU :  $q_u = 1.35G + 1.5Q$   
 $q_u = (1.35 \times 3.79) + (1.5 \times 0.65) = 6.09 \text{ KN/ml}$
- A l'ELS :  $q_s = G + Q$   
 $q_s = 3.79 + 0.65 = 4.44 \text{ KN/ml}$

**Remarque :**

Pour nos calculs, on prend le cas le plus défavorable (plancher dernier étage).

$$G = 3.79 \text{ KN/ml}; Q = 0.65 \text{ KN/ml}$$

**❖ Choix de la méthode :**

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

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de caquot.
- ✓ Méthode des trois moments.

La vérification de la méthode à utiliser :

**❖ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

Pour l'application de la méthode forfaitaire, il faut assurer les conditions suivantes :

1) La surcharge d'exploitation doit être au plus égale à deux fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/m}^2$ .

$$Q \leq \max(2G ; 5 \text{ KN/m}^2) \text{ avec : } Q = 0.65 \text{ KN/ml}$$

$$2G = 7.58 \text{ KN/ml}$$

$$0.65 \leq (7.58 ; 5 \text{ KN/m}^2) \implies \text{la condition est vérifiée.}$$

2) Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées considérées  $\implies$  **La condition est vérifiée**

3) Les portés successifs des travées sont dans un rapport compris entre **0.8** et **1.25** :

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

$$\left. \begin{array}{l} \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{380}{420} = 0.9 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{420}{380} = 1.1 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{380}{320} = 1.18 \\ \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{320}{380} = 0.84 \end{array} \right\} \implies \text{La condition est vérifiée.}$$

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.  $\implies$  **La condition est vérifiée.**

**Conclusion :**

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

❖ **Application de la méthode forfaitaire :**❖ **Principe de la méthode : (BAEL91 modifié 99)**

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

❖ **Exposé de la méthode :**

Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \text{ Avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée.

$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

$M_w$  : la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche.

$M_e$  : la valeur absolue du moment sur l'appui de droite.

$M_t$  : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

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

- ✓  $M_t \geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w + M_e}{2}$  condition générale.
- ✓  $M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$  dans une travée intermédiaire.
- ✓  $M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$  dans une travée de rive.

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

- $0.6 M_0$  pour une poutre à deux travées ;
- $0.5 M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0.4 M_0$  pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

❖ **Application de la méthode :****1. Calcul des sollicitations à ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 3.79 \text{ KN/ml} \\ Q = 0.65 \text{ KN/m} \\ q_u = 6.09 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Calcule le rapport des charges :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

$$\alpha = \frac{0.65}{3.79 + 0.65} = 0.146$$

		Une travée intermédiaire	Une travée de rive
$\alpha$	$1 + 0.3\alpha$	$\frac{1 + 0.3\alpha}{2}$	$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}$
0.44	1.043	0.521	0.621

Tableau III.3.1 : les sollicitations à l'ELU

1<sup>er</sup> cas :

❖ Calcul des moments fléchissant :

- Calcule des moments isostatiques :

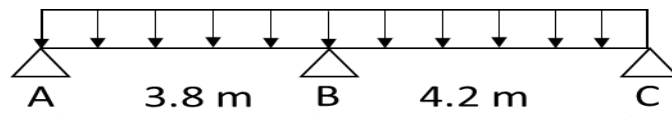


Figure III.3.2 : Schéma statique de 1<sup>er</sup> cas

- En travée :

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

Travée	A B	BC
L(m)	3.8	4.2
$M_0$ (KN.m)	10.99	13.42

Tableau III.3.2 : Moment isostatique en travée

- Aux appuis :

$$M_{\text{appui}} = \beta M_0$$

Appuis	A	B	C
Coefficient forfaitaire $\beta$	0.3	0,6	0.3
$M_{\text{appui}}$ (KN.m)	3.297	8.11	4.026

Tableau III.3.3 : Moment isostatique aux appuis

- Calcule des moments en travée :

Travée de rive :

$$\text{Travée AB : } \left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_A + M_B}{2} \\ M_{tAB} \geq \max\{1.05 \times 10.99; 1.043 \times 10.99\} - \frac{4.53 + 11.07}{2} \\ M_{tAB} \geq \max\{11.53; 11.46\} - 5.703 \\ M_{tAB} \geq 5.757 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \\ M_{tAB} \geq 0.621 \times 10.99 = 6.824 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend :  $M_{tAB} = 6.824 \text{ KN.m}$

Travée BC :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_B+M_C}{2} \\ M_{tBC} \geq \max\{1.05 \times 13.42 ; 1.132 \times 13.42\} - \frac{8.11+4.026}{2} \\ M_{tBC} \geq \max\{14.091 ; 13.99\} - 6.068 \\ M_{tBC} \geq 8.023 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \\ M_{tBC} \geq 0.621 \times 13.42 = 8.33 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On prend:  $M_{tBC}=8.33 \text{ KN.m}$

Travée	A B	B C
$M_t$ KN.m	6.824	8.33

Tableau III.3.4 : Moment en travée

❖ Calcul de l'effort tranchant :

$$T(x) = \pm \frac{qL_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{2}$$

Travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_A = \frac{qL}{2} + \frac{M_B-M_A}{2} \\ T_B = -\frac{qL}{2} + \frac{M_B-M_A}{2} \\ T_A = \frac{6.09 \times 3.8}{2} + \frac{(-8.11)-(-3.297)}{2} = 9.165 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{6.09 \times 3.8}{2} + \frac{(-8.11)-(-3.297)}{2} = -13.977 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée BC :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_B = \frac{qL}{2} + \frac{M_C-M_B}{2} \\ T_C = -\frac{qL}{2} + \frac{M_C-M_B}{2} \\ T_B = \frac{6.09 \times 4.2}{2} + \frac{(-4.026)-(-8.11)}{2} = 14.831 \text{ KN} \\ T_C = -\frac{6.09 \times 4.2}{2} + \frac{(-4.026)-(-8.11)}{2} = -10.747 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée	A B	B C		
$T_i$	$T_A$	9.165	$T_B$	14.831
$T_{i+1}$	$T_B$	-13.977	$T_C$	-10.747

Tableau III.3.5 : effort tranchant

- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

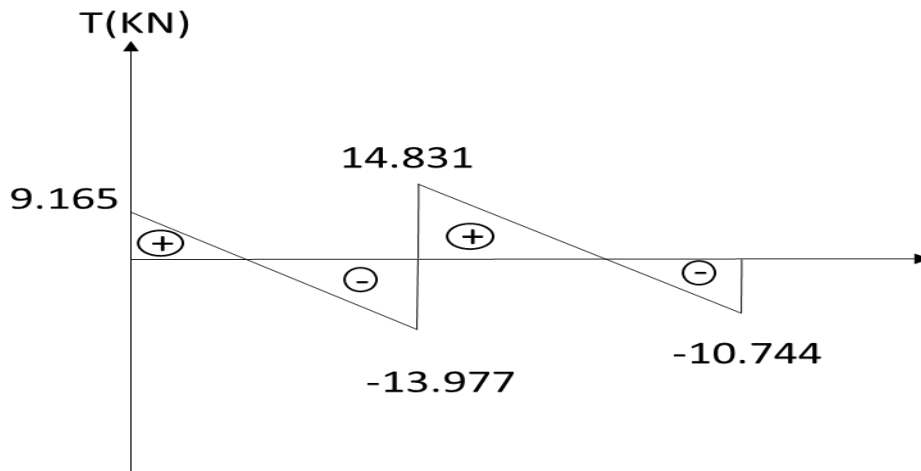


Figure III.3.3 : Diagramme des efforts tranchants

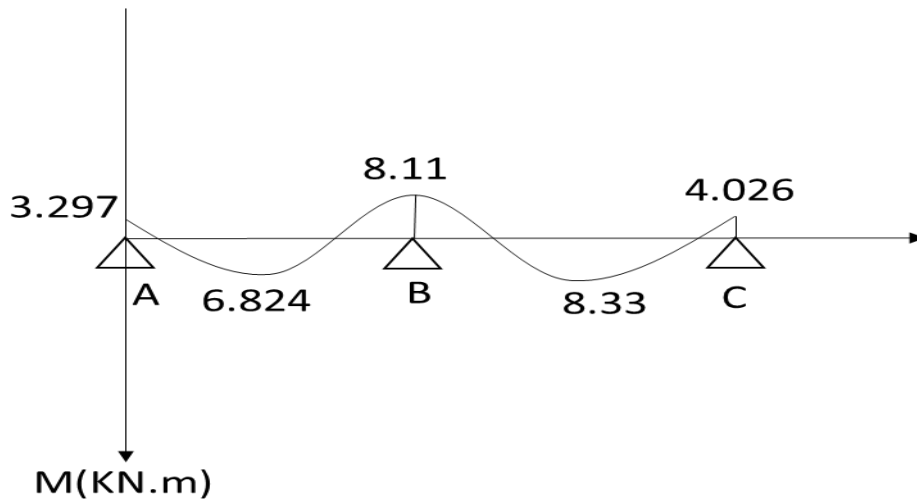


Figure III.3.4 : Diagramme des moments fléchissant.

2<sup>em</sup> cas :

- ❖ Calcul des moments fléchissant :
- Calcul des moments isostatiques :

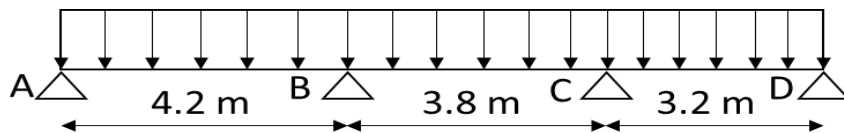


Figure III.3.5 : Schéma statique de 2<sup>em</sup> cas

- En travée :

Travée	A B	B C	C D
L m	4.2	3.8	3.2
M <sub>0</sub> KN.m	13.42	10.99	7.79

**Tableau III.3.6 : Moment isostatique en travée**

- Aux appuis :

Appuis	A	B	C	D
Coefficient forfaitaire β	0.3	0.5	0.5	0.3
M <sub>appui</sub> KN.m	4.026	6.71	5.495	2.337

**Tableau III.3.7 : Moment isostatique aux appuis**

- Calcule des moments en travée :

Travée de rive :

Travée AB :

$$\left\{ \begin{aligned}
 M_{tAB} &\geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_A+M_B}{2} \\
 M_{tAB} &\geq \max\{1.05 \times 13.42 ; 1.043 \times 13.42\} - \frac{4.026+6.71}{2} \\
 M_{tAB} &\geq \max\{14.091 ; 13.99\} - 5.368 \\
 M_{tAB} &\geq 8.723 \text{ KN.m}
 \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned}
 M_{tAB} &\geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \\
 M_{tAB} &\geq 0.621 \times 13.42 = 8.33 \text{ KN.m}
 \end{aligned} \right.$$

On prend : **M<sub>tAB</sub>=8.723 KN.m**

Travée CD :

$$\left\{ \begin{aligned}
 M_{tCD} &\geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_C+M_D}{2} \\
 M_{tCD} &\geq \max\{1.05 \times 7.79 ; 1.043 \times 7.79\} - \frac{5.495+2.337}{2} \\
 M_{tCD} &\geq \max\{8.179 ; 8.124\} - 3.916 \\
 M_{tCD} &\geq 4.263 \text{ KN.m} \\
 M_{tCD} &\geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \\
 M_{tCD} &\geq 0.621 \times 7.79 = 4.837 \text{ KN.m}
 \end{aligned} \right.$$

On prend : **M<sub>tCD</sub>=4.837 KN.m**

**Travée intermédiaire :**

Travée BC :

$$\left\{ \begin{aligned}
 M_{tBC} &\geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_C+M_B}{2} \\
 M_{tBC} &\geq \max\{1.05 \times 10.99; 1.043 \times 10.99\} - \frac{5.495+6.71}{2} \\
 M_{tBC} &\geq \max\{11.539; 11.462\} - 6.10 \\
 M_{tBC} &\geq 5.439 \text{ KN.m}
 \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned}
 M_{tBC} &\geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \\
 M_{tBC} &\geq 0.521 \times 10.99 = 5.725 \text{ KN.m}
 \end{aligned} \right.$$

On prend :  $M_{tBC} = 5.725 \text{ KN.m}$

Travée	A B	B C	C D
Mt KN.m	8.723	5.725	4.835

**Tableau III.3.8 : Moment en travée**

**Calcul de l'effort tranchant :**

$$T(x) = \pm \frac{qL_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{2}$$

Travée AB :

$$\left\{ \begin{aligned}
 T_A &= \frac{qL}{2} + \frac{M_B - M_A}{2} \\
 T_B &= -\frac{qL}{2} + \frac{M_B - M_A}{2}
 \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned}
 T_A &= \frac{6.09 \times 4.2}{2} + \frac{-6.71 + 4.026}{2} = 11.447 \text{ KN} \\
 T_B &= -\frac{6.09 \times 4.2}{2} + \frac{-6.71 + 4.026}{2} = -14.131 \text{ KN}
 \end{aligned} \right.$$

Travée BC :

$$\left\{ \begin{aligned}
 T_B &= \frac{qL}{2} + \frac{M_C - M_B}{2} \\
 T_C &= -\frac{qL}{2} + \frac{M_C - M_B}{2}
 \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned}
 T_B &= \frac{6.09 \times 3.8}{2} + \frac{-5.495 + 6.71}{2} = 12.178 \text{ KN} \\
 T_C &= -\frac{6.09 \times 3.8}{2} + \frac{-5.495 + 6.71}{2} = -10.964 \text{ KN}
 \end{aligned} \right.$$

Travée CD :

$$\left\{ \begin{aligned}
 T_C &= \frac{qL}{2} + \frac{M_D - M_C}{2} \\
 T_D &= -\frac{qL}{2} + \frac{M_D - M_C}{2}
 \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned}
 T_C &= \frac{6.09 \times 3.2}{2} + \frac{-2.337 + 5.495}{2} = 11.323 \text{ KN} \\
 T_D &= -\frac{6.09 \times 3.2}{2} + \frac{-2.337 + 5.495}{2} = -9.992
 \end{aligned} \right.$$

Travée	A B		B C		C D	
$T_i$	$T_A$	11.447	$T_B$	12.178	$T_C$	11.323
$T_{i+1}$	$T_B$	-14.131	$T_C$	-10.964	$T_D$	-9.992

Tableau III.3.9 : efforts tranchants.

- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

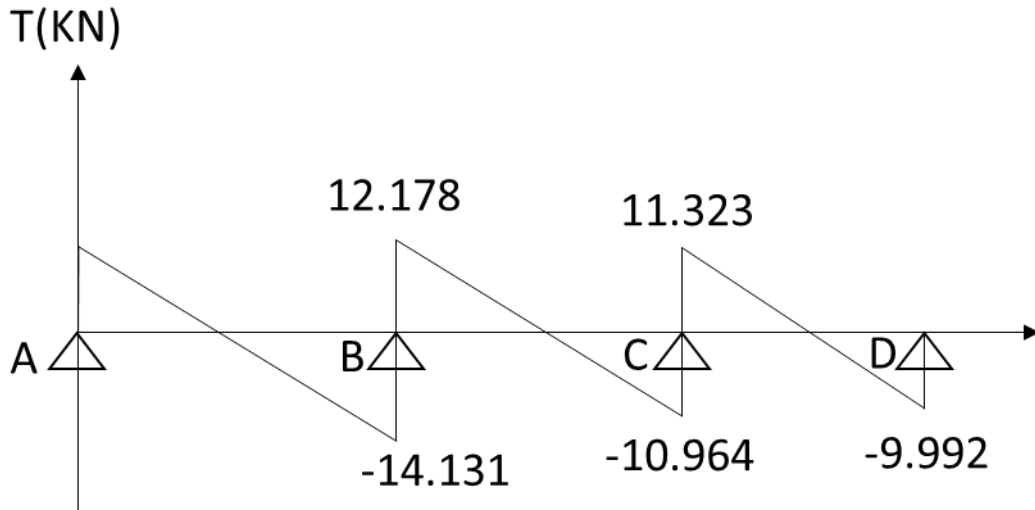


Figure III.3.6 : Diagramme des efforts tranchants

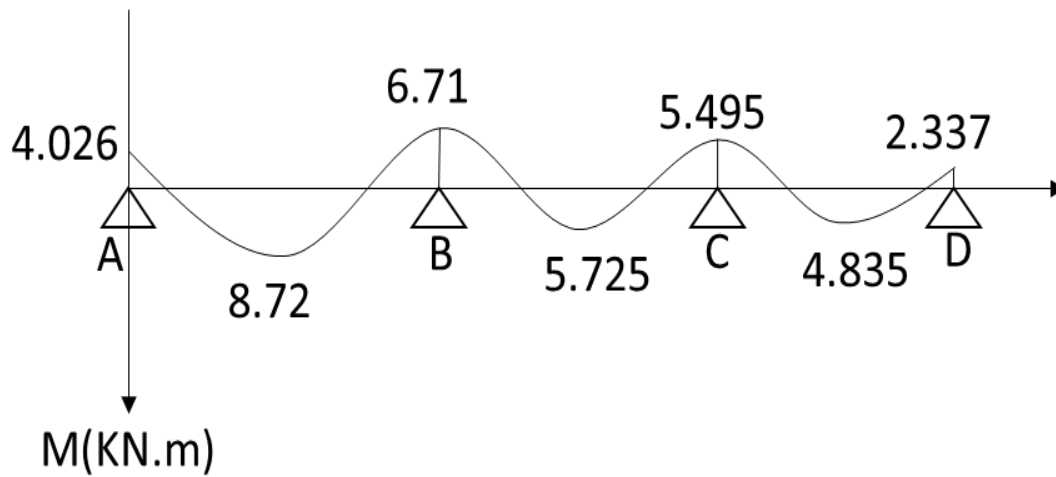


Figure III.3.7 : Diagramme des moments fléchissant

3<sup>em</sup> cas :

❖ Calcul des moments fléchissant :

- Calcule des moments isostatiques :

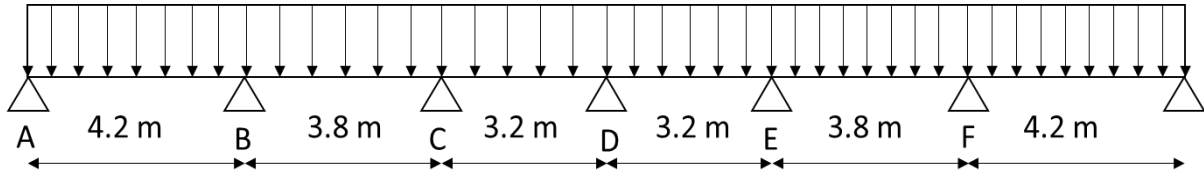


Figure III.3.8 : Schéma statique de 3<sup>em</sup> cas.

- En travée :

Tableau III.3.10 : Moment isostatique en travée

Travée	A B	B C	C D	D E	E F	F G
L m	4.2	3.8	3.2	3.2	3.8	4.2
M <sub>0</sub> KN.m	13.42	10.99	7.79	7.79	10.99	13.42

- Aux appuis :

Tableau III.3.11 : Moment isostatique aux appuis

Appuis	A	B	C	D	E	F	G
Coefficient forfaitaire β	0.3	0,5	0,4	0,4	0,4	0,5	0.3
M <sub>appui</sub> KN.m	4.026	6.71	4.396	3.116	4.396	6.71	4.026

- Calcule des moments en travée :

Travée de rive :

Travée AB :

$$\left\{ \begin{aligned}
 M_{tAB} &\geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_A+M_B}{2} \\
 M_{tAB} &\geq \max\{1.05 \times 13.42 ; 1.043 \times 13.42\} - \frac{4.026+6.71}{2} \\
 M_{tAB} &\geq \max\{14.09 ; 13.99\} - 5.365 \\
 M_{tAB} &\geq 8.725 \text{ KN.m}
 \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned}
 M_{tAB} &\geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \\
 M_{tAB} &\geq 0,621 \times 13.42 = 8.33 \text{ KN.m}
 \end{aligned} \right.$$

On prend : M<sub>tAB</sub>=8.72 KN.m

Travée FG :

$$\left\{ \begin{aligned}
 M_{tFG} &\geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_F+M_G}{2} \\
 M_{tFG} &\geq \max\{1.05 \times 13.42 ; 1.043 \times 13.42\} - \frac{6.71 +4.026}{2} \\
 M_{tFG} &\geq \max\{14,09 ; 13.99\} - 5.365 \\
 M_{tFG} &\geq 8.725 \text{ KN.m}
 \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tFG} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \\ M_{tFG} \geq 0,621 \times 13.42 = 8.33 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**On prend :  $M_{tFG} = 8.725 \text{ KN.m}$**

**Travée intermédiaire :**

$$\text{Travée BC : } \left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_B+M_C}{2} \\ M_{tBC} \geq \max\{1.05 \times 10.99; 1.043 \times 10.99\} - \frac{6.71+4.396}{2} \\ M_{tBC} \geq \max\{11.539; 11.462\} - 5.53 \\ M_{tBC} \geq 6.01 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \\ M_{tBC} \geq 0,521 \times 10.99 = 5.72 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**On prend :  $M_{tBC} = 6.01 \text{ KN.m}$**

$$\text{Travée CD : } \left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} \geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_C+M_D}{2} \\ M_{tCD} \geq \max\{1.05 \times 7.79; 1.043 \times 7.79\} - \frac{4.396+3.116}{2} \\ M_{tCD} \geq \max\{8.179; 8.124\} - 3.756 \\ M_{tCD} \geq 4.423 \text{ KN.m} \\ M_{tCD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \\ M_{tCD} \geq 0.521 \times 7.79 = 4.058 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**On prend :  $M_{tCD} = 4.423 \text{ KN.m}$**

$$\text{Travée DE : } \left\{ \begin{array}{l} M_{tDE} \geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_D+M_E}{2} \\ M_{tDE} \geq \max\{1.05 \times 7.79; 1.043 \times 7.79\} - \frac{3.116+4.396}{2} \\ M_{tDE} \geq \max\{8.179; 8.124\} - 3.756 \\ M_{tDE} \geq 4.423 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tDE} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \\ M_{tDE} \geq 0,521 \times 7.79 = 4.058 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

**On prend :  $M_{tDE} = 4.423 \text{ KN.m}$**

$$\begin{aligned}
 \text{Travée EF : } & \left\{ \begin{aligned}
 M_{iEF} &\geq \max\{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_E+M_F}{2} \\
 M_{iEF} &\geq \max\{1.05 \times 10.99; 1.043 \times 10.99\} - \frac{4.396+6.71}{2} \\
 M_{iEF} &\geq \max\{11.539; 11.462\} - 5.553 \\
 M_{iEF} &\geq 5.986 \text{ KN.} \\
 M_{iEF} &\geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \\
 M_{iEF} &\geq 0,521 \times 10.99 = 5.725 \text{ KN.m}
 \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

On prend :  $M_{iEF} = 5.986 \text{ KN.m}$

Travée	A B	B C	C D	D E	E F	F G
Mt KN.m	8.72	6.01	4.423	4.423	5.986	8.72

Tableau III.12: Moment en travée

Calcul de l'effort tranchant :

$$T(x) = \pm \frac{qL_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{2}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Travée AB : } & \left\{ \begin{aligned}
 T_A &= \frac{qL}{2} + \frac{M_B - M_A}{2} \\
 T_B &= -\frac{qL}{2} + \frac{M_B - M_A}{2} \\
 T_A &= \frac{6.09 \times 4.2}{2} + \frac{-6.71 + 4.026}{2} = 11.447 \text{ KN} \\
 T_B &= -\frac{6.09 \times 4.2}{2} + \frac{-6.71 + 4.026}{2} = -14.131 \text{ KN}
 \end{aligned} \right. \\
 \text{Travée BC : } & \left\{ \begin{aligned}
 T_B &= \frac{qL}{2} + \frac{M_C - M_B}{2} \\
 T_C &= -\frac{qL}{2} + \frac{M_C - M_B}{2} \\
 T_B &= \frac{6.09 \times 3.8}{2} + \frac{-4.396 + 6.71}{2} = 12.571 \text{ KN} \\
 T_C &= -\frac{6.09 \times 3.8}{2} + \frac{-4.396 + 6.71}{2} = -10.414 \text{ KN}
 \end{aligned} \right. \\
 \text{Travée CD : } & \left\{ \begin{aligned}
 T_C &= \frac{qL}{2} + \frac{M_D - M_C}{2} \\
 T_D &= -\frac{qL}{2} + \frac{M_D - M_C}{2} \\
 T_C &= \frac{6.09 \times 3.2}{2} + \frac{-3.116 + 4.396}{2} = 11.024 \text{ KN} \\
 T_D &= -\frac{6.09 \times 3.2}{2} + \frac{-3.116 + 4.396}{2} = -8.464 \text{ KN}
 \end{aligned} \right. \\
 \text{Travée DE : } & \left\{ \begin{aligned}
 T_D &= \frac{qL}{2} + \frac{M_E - M_D}{2} \\
 T_E &= -\frac{qL}{2} + \frac{M_E - M_D}{2}
 \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_D = \frac{6.09 \times 3.2}{2} + \frac{-4.396 + 3.116}{2} = 9.104 \text{ KN} \\ T_E = -\frac{8.37 \times 3.2}{2} + \frac{-4.396 + 3.116}{2} = -10.384 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée EF :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_E = \frac{qL}{2} + \frac{M_F - M_E}{2} \\ T_F = -\frac{qL}{2} + \frac{M_F - M_E}{2} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_E = \frac{6.09 \times 3.8}{2} + \frac{-6.71 + 4.376}{2} = 10.577 \text{ KN} \\ T_F = -\frac{8.37 \times 3.8}{2} + \frac{-6.71 + 4.376}{2} = -12.738 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée FG:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_F = \frac{qL}{2} + \frac{M_G - M_F}{2} \\ T_G = -\frac{qL}{2} + \frac{M_G - M_F}{2} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_F = \frac{6.09 \times 4.2}{2} + \frac{-4.026 + 6.71}{2} = 14.131 \text{ KN} \\ T_G = -\frac{6.09 \times 4.2}{2} + \frac{-4.026 + 6.71}{2} = -13.956 \text{ KN} \end{array} \right.$$

	AB	BC	CD	DE	EF	FG
$T_i$	$T_A$ 11.44	$T_B$ 12.57	$T_C$ 11.02	$T_D$ 9.10	$T_E$ 10.57	$T_F$ 14.13
$T_{i+1}$	$T_B$ -14.13	$T_C$ -10.41	$T_D$ -8.46	$T_E$ -10.38	$T_F$ -12.73	$T_G$ -13.95

Tableau III.3.13 : efforts tranchants

- Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants :

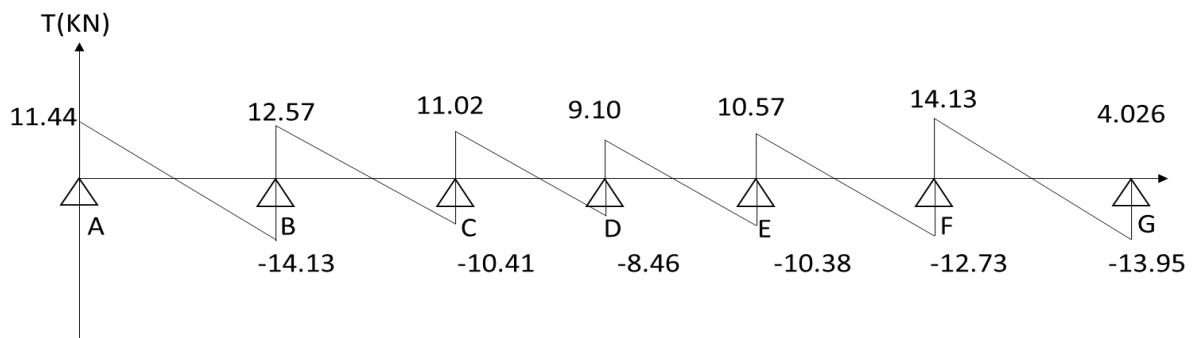


Figure III.3.9 : Diagramme des efforts tranchants

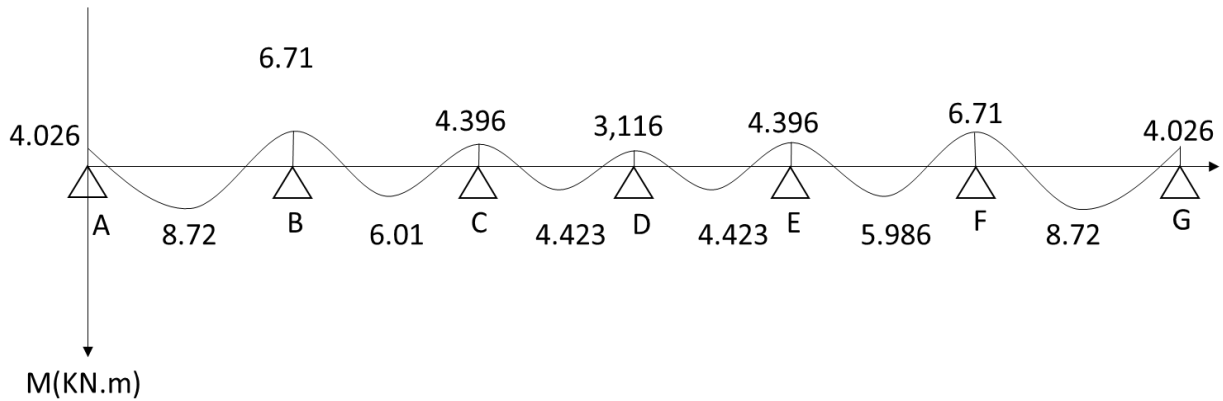


Figure III.3.10 : Diagramme des moments fléchissant

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée.

$$M_t^{\max} = 8.72 \text{ KN.m} \quad M_a^{\max} = 8.11 \text{ KN.m} \quad T^{\max} = 14.13 \text{ KN}$$

### III.3. Ferrailage à l'ELU :

#### 1. Armatureur longitudinale :

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{\max} = 8.72 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 8.11 \text{ KN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivants :  $b=65 \text{ cm}$  ;  $b_0=12 \text{ cm}$  ;  $h_t=20 \text{ cm}$  ;  $h_0=4 \text{ cm}$  ;  $d=0.9h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$

#### A. En travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{\text{tab}} = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} (d - 0.5h_0)$$

$$M_{\text{tab}} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 (0.18 - 0.5 \times 0.04) = 59.072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 14.34 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} < M_{\text{tab}} \implies \text{l'axe neutre se localise dans la table de compression.}$$

D'où la section se calcule comme une section rectangulaire de  $(65 \times 20)$ .

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.72}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.029$$

$$\mu = 0.029 < 0.392 \implies \text{S.S.A}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \beta = 0.980 \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{8.72 \times 10^3}{0.980 \times 18 \times 348} = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

**B. Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 8.11 \text{ KN.m}$$

La table est entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 20 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{8.11}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.146$$

$$\mu = 0.2 < 0.392 \implies \text{S.S.A}$$

$$A = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{avec : } \beta = 0.890 \quad \text{et} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{8.11 \times 10^3}{0.890 \times 18 \times 348} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \text{ HA10} = 1.57 \text{ cm}^2$$

**2. Armature transversale :****A. Diamètre des barres : (Art.A.7.2.2.1/BAEL 91/modifiée 99) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \varphi_t = \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_{t \max} \right) \\ \varphi_t = \min \left( \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) = 0,57 \text{ cm} \\ \varphi_t = 0,57 \text{ cm} \quad \text{avec :} \end{array} \right.$$

$\varphi_t$  : diamètre des armateurs transversales.  
 $\varphi_{\text{Max}}$  : diamètre maximale des armateurs longitudinales.  
H : hauteur du plancher.  
 $b_0$  : largeur de lame.

$$\text{On adopte : } 2 \text{ HA8} = 1,01 \text{ cm}^2$$

Les armateurs transversaux seront réalisés par un étrier de  $\emptyset 8$ .

**B. Espacement des armateurs transversales : (Art.A.5.1.22/ BAEL 91/ modifiée 99).**

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

$$S_t \leq \min (0,9 \times 18; 40 \text{ cm})$$

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

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

**III.3.4. Vérification a ELU :****1. Condition non fragilité : (Art A.4.2.1 BAEL 91/modifiée 99).****• En travée :**

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

$$A_{\min} = 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 1.412 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.412 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.36 \text{ cm}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28}/f_e$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 \leq A_t = 1.57 \text{ cm}^2 \implies \text{la condition vérifiée.}$$

## 2. Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A.5.1.1 BAEL 91/modifiée 99).

$$V_u^{\max} = 14.13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{v^{\max}}{b_0 d} = \frac{14.13 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.65 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.65 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \tau_u$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \implies \text{Condition vérifiée}$$

## 3. Vérification de la contrainte d'adhérence et entrainement des barres : (Art A.6.1.3 BAEL 91/modifiée 99).

$$\tau_{se} = \frac{v_v}{0.9 d \Sigma u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

Avec :

$\Psi$  : coefficient de scellement.

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

$$\Sigma u_i = n \pi \phi = 3 \times 3.14 \times 10$$

$$\Sigma u_i = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.13 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.925 \text{ MPa}$$

$$3.15 \text{ MPa} \geq 0.925 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} \geq \tau_{se} \implies \text{Condition vérifiée pas de risque d'entrainement des barres.}$$

#### 4. L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :(Art A.5.1.313 BAEL 91/modifiée 99).

Sur le béton :

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times f_{c28} / \gamma_s \times 0.9d \times b_0$$

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times 25 \times 10^{-1} / 1.5 \times 0.9 \times 18 \times 12$$

$$V_u^{\max} \leq 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 14.13 \text{ KN} \leq 129,6 \text{ KN} \implies \text{Condition vérifiée}$$

#### 5. Influence de l'effort tranchant sur les armateurs longitudinaux :

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1,5}{f_e} \left( v_u - \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

$$A_a \geq \frac{1,5}{400 \times 10^2} \left( 14.13 - \frac{8.11}{0,9 \times 0.18} \right) \times 10^3$$

$$A_a \geq - 1,34 \text{ cm}^2 \implies \text{Condition vérifiée}$$

#### 6. Ancrage des barres :(Art A.6.1.23 BAEL 91/modifiée 99).

Vu que dépasse l'épaisseur de la poutre, on adoptera un crochet dont la largeur est fixée forfaitairement à  $0,4L_s$ .

$$0,4L_s = 16 \text{ cm}$$

**D'où :  $L_c = 16 \text{ cm}$**

### III.3.5. Vérification à ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de durabilité de la construction, les vérifications qui sont relative :

- 1) Etats limite d'ouvertures des fissures.
- 2) Etats limite de résistance de béton en compression.
- 3) Etats limite de déformation

#### 1) Combinaison de charge à l'ELS :

La charge étant la même sur toutes les travées poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculées à l'ELU sont proportionnelles à cette charge ( $q_u$ ).

Il suffit donc de multiplier les résultats du calcul à l'ELU par ( $q_s$ ) et de diviser par ( $q_u$ ) pour obtenir les valeurs à l'ELS, c'est-à-dire par le coefficient :

$$I = \frac{q_s}{q_u} = \frac{4.44}{6.09} = 0,73$$

	ELU	ELS
<b>Moment maximum aux appuis</b>	$M_a^{\max} = 8.11 \text{ KN.m}$	$M_a^{\max} = 8.11 \times 0,73 = 5.92 \text{ KN.m}$
<b>Moment maximum en travée</b>	$M_t^{\max} = 8.72 \text{ KN.m}$	$M_t^{\max} = 8.72 \times 0,73 = 6.36 \text{ KN.m}$
<b>L'effort tranchant maximum</b>	$T^{\max} = 14.13 \text{ KN}$	$T^{\max} = 14.13 \times 0,73 = 10.31 \text{ KN}$

Tableau III.14: vérification à l'état limite de service (ELS)

## ❖ Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.4.5.32/BAEL 91 modifié 99)

La fissuration peut nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

## ❖ Etat limite de résistance du béton en compression :

Selon l'article (A.4.5.2 du BAEL 91, modifié 99) nous vérifierons que :

## • Dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

## • Dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$\beta$ ;  $k_1$ : valeurs tirées du tableau des sections rectangulaires en flexion simple sans armateurs comprimés en fonction de  $\rho$ , qui est égale à :

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d}$$

## • En travée :

**La contrainte dans l'acier :**

$$\rho = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.09 \quad \Longrightarrow \quad \beta_1 = 0,856 ; k_1 = 19.72$$

$$\sigma_s = \frac{M^{\max}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{10.12 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2.36} = 174.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad \Longrightarrow \quad 174.90 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

**La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{174,90}{19,72} = 8,869 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \implies 8,869 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

**La contrainte dans l'acier :**

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{12 \times 18} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,09 \implies \beta_1 = 0,856 ; k_1 = 19,72$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^m}{\beta d A_s} = \frac{5,92 \times 10^3}{0,856 \times 18 \times 2,36} = 162,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \implies 162,80 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

**La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{162,80}{19,72} = 8,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \implies 8,25 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

❖ **Etat limite de déformation :**

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.

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut se dispenser du calcul de la flèche du plancher si les conditions suivantes sont vérifiées

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} ; \frac{20}{420} \geq \frac{1}{22,5} ; 0,047 \geq 0,04 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t^S}{M_0} ; \frac{1}{15} \frac{10,12}{13,05} ; 0,047 \geq 0,051 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$3) \frac{A}{b_0 d} \geq \frac{3,6}{f_e} ; \frac{4,62}{12 \times 18} \geq \frac{3,6}{400} ; 0,02 \geq 0,009 \quad \text{condition vérifiée.}$$

**Avec :** L= 420 cm (longueur entre nus d'appuis).

h= 20 cm (hauteur totale de la poutrelle).

Vu que la deuxième condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

$$\bar{f} = \frac{M_t L^2}{10 E_v I_{fv}} < \bar{f} ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{420}{500} = \mathbf{84 \text{ cm} = 8,4 \text{ mm}}$$

**Avec :**

$\bar{f}$  : la flèche admissible.

**E<sub>v</sub>** : module de déformation différé.

$$E_v : : 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.87 \text{ MPa.}$$

$I_{fv}$  : inertie fictive pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \nu_0 \lambda_v}$$

$I_0$  : moment d'inertie de la section homogénéisée  $n=15$  par rapport au centre de gravité de la section.

• **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) 4 + 15 \times 2.36$$

$$B_0 = 487.4 \text{ cm}^2$$

• **Calcul V1 et V2 :**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 = 3461.2 \text{ cm}^3$$

$$V1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

$$V2 = h - V1 = 20 - 7.10 = 12.9 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} [7.10^3 + 12.9^3] + 4 [65 - 12] \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7.10 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.36 (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021.06 \text{ cm}^4.$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0,011$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3 b_0}{b} \right) \rho}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times 2,1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{60} \right) 0,011} = 1,49$$

$$\mu = \text{Max} \left( 0 ; 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right)$$

$$\mu = \text{Max} (0 ; 0.71) = 0,71$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 20021.06}{1 + 1.49 \times 0.71} = 10701.766 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t L^2}{10 E_v I_{Fv}} < \bar{f}$$

$$f = \frac{6.36 \times 10^3 \times 420^2}{10 \times 10818,865 \times 10701.766} = 0.96 \text{ mm} < \bar{f} = 8.4 \text{ mm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

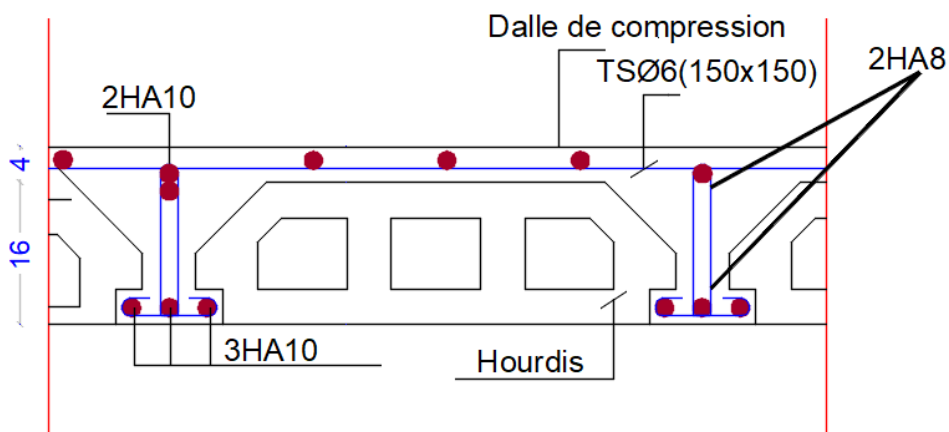
Après toutes les vérifications, nous avons adopté le ferrailage suivant :

Armateurs en travées : 3HA10=2.36 cm<sup>2</sup>.

Armateurs en appuis : 2HA10=1.57 cm<sup>2</sup>.

Armateurs transversaux : 2HA8=1.1 cm<sup>2</sup>. Avec un espacement de 15 cm.

## ferrailage de plancher



**III.4. La dalle pleine de la salle machine :**

**III.4.1. Définition :**

La cage d'ascenseur est un élément de la structure qui permet le déplacement vertical de personnes ou d'objets entre les différents niveaux d'un immeuble. Il est principalement composé d'un système de levage (moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contrepoids.

D'après le nombre de niveaux que comportent notre structure (9niveaux), et une hauteur de 34.73m ; un ascenseur a été prévu pour faciliter la circulation verticale entre les niveaux, munie d'une dalle pleine. La vitesse d'entraînement est de ( $v = 1\text{m/s}$ ), la charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes agissant sur un rectangle  $U_0 = 80\text{cm}$  et  $V_0 = 80\text{cm}$  engendré par le système de levage.

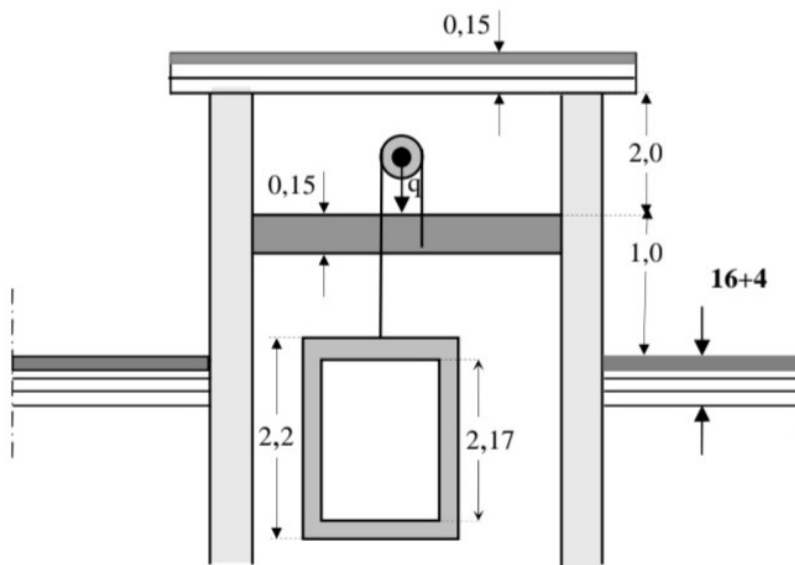


Figure III.4.1 : cage de l'ascenseur.

**III.4.2. Caractéristiques de la salle machine :**

La surface de la salle machine est de :  $1.95 \times 2.10 = 4.19\text{m}^2$

La charge totale du système de levage et la cabine chargée est de : 9t ( $P = 90\text{KN}$ ).

**III.4.3. Prédimensionnement :**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :  $h_t = \frac{Lx}{30}$

$$h_t = \frac{Lx}{30} = \frac{195}{30} = 6.5\text{cm}$$

Le RPA 2003 exige une hauteur  $h_t \geq 12\text{cm}$  on adopte donc une hauteur  $h_t = 15\text{cm}$ .

**III.4.4. Détermination des sollicitations :**

**1. Les charges :**

$G_1$	Poids de système de levage	90KN
$G_2$	Poids propre de la dalle et les revêtements	$25 \times 0.15 = 3.75\text{KN/m}^2$
$Q$	Charge d'exploitation	$1 \text{ KN /m}^2$

Tableau III.4.1 : les charges de la cage d'ascenseur

## 2. Combinaisons de charges :

ELU	ELS
$q_u = 1.35 G_2 + 1.5 Q$	$q_s = G_2 + Q$
$q_u = 1.35 (3.75) + 1.5(1) = 6.56 \text{KN/m}$	$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 \text{KN/m}$

Tableau III.4.2 : les charges de la cage d'ascenseur

## 3. Mode de fonctionnement du panneau :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \longrightarrow \text{l'annexe E.3 du BAEL91}$$

Avec :

$L_x$  : la petite portée de la cabine

$L_y$  : la grande portée de la cabine

$$L_x < L_y$$

- Si  $\rho < 0.4$  le panneau travaille dans un seul sens ( $l_x$ ) au centre de la dalle pour une bande de 1m de largeur

Avec :  $M_{0x} = \frac{q l^2 x}{8}$

$$M_{0y} = 0$$

- Si  $0.4 \leq \rho \leq 1$  le panneau travaille dans les deux sens

Sens  $l_x$  :  $M_{x0} = \mu_x q (l_x)^2$

Sens  $l_y$  :  $M_{y0} = \mu_y M_{x0}$

$M_{0x}$  et  $M_{0y}$  : coefficient multiplicateurs données en fonction de  $\rho$  et du coefficient de poisson.

Tel que :

$\nu$  : coefficient de poisson; dont les valeurs sont :  $\nu = 0$  à l'ELU

$\nu = 0.2$  à l'ELS

Dans notre cas :  $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{195}{210} = 0.92 \implies 0.4 \leq \rho \leq 1$

La dalle travaille dans les deux sens. On considère dans une première phase la dalle simplement appuyée sur les quatre cotés.

La dalle est donc soumise aux charges suivantes :

- Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle ; dans ce cas les moments au centre de la dalle, ont pour expressions :

-dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \times q_u (l_x)^2$

- dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \times M_x$

- Charges concentriques sur un rectangle concentrique de la dalle :

$-M_x = p (M_1 + \nu M_2)$

$$-M_y = p (\nu M_1 + M_2)$$

Avec :  $M_1$  et  $M_2$  : coefficients donnés par les abaques de PIGEAUD

$p$  : la charge totale appliquée sur le rectangle.

### III.4.5. Calcul des moments :

#### 1. Calcul des moments engendrés par le système de levage :

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par la charge localisée.

Rectangle d'impact		
$U = a + 2\xi e_0 + h_t$ $V = b + 2\xi e_0 + h_t$	$\xi = 1$ pour le revêtement en béton $\xi = 0.75$ pour un revêtement moins résistant <b>Dans notre cas, on prend : <math>\xi = 1</math></b> $e_0 = 5\text{cm}$ étant l'épaisseur du revêtement $h_t = 15\text{cm}$ épaisseur de la dalle $a = b = 80\text{cm}$ côtés du rectangle sur lequel agit la charge P	$U = 80 + 2(1)(5) + 15$ $U = 105\text{cm}$ $V = 80 + 2(1)(5) + 15$ $V = 105\text{cm}$

Tableau III.4.3 : calcul des coefficients

$M_1$  et  $M_2$  : coefficients donnés en fonction de  $(\rho ; \frac{U}{L_x} ; \frac{V}{L_y})$  à partir des abaques de PIGEAUD

Donc on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{195}{210} = 0.9 \\ \frac{U}{L_x} = \frac{105}{195} = 0.54 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{210} = 0.5 \end{array} \right.$$

A partir des abaques de PIGEAUD nous aurons après interpolation :  $M_1 = 0.089$

$$M_2 = 0.073$$

Les moments fléchissant	A l'ELU $\nu=0$	A l'ELS $\nu=0.2$
$M_x = p (M_1 + \nu M_2)$	$M_{xu} = 1.35 p M_1$ $M_{xu} = 1.35(90)(0.089)$ $M_{xu} = 10.81\text{KN.m}$	$M_{xs} = p (M_1 + \nu M_2)$ $M_{xs} = (90)((0.089 + (0.2)(0.073))$ $M_{xs} = 9.32\text{KN.m}$
$M_y = p (\nu M_1 + M_2)$	$M_{yu} = 1.35 p M_2$ $M_{yu} = 1.35(90)(0.073)$ $M_{yu} = 8.87\text{KN.m}$	$M_{ys} = p (\nu M_1 + M_2)$ $M_{ys} = (90)((0.2)(0.089) + (0.073))$ $M_{ys} = 8.17\text{KN.m}$

Tableau III.4.3 : calcul les Moments fléchissant.

#### 2. Calcul du moment dû au poids propre de la dalle :

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1m) la valeur des moments est :

Sens  $L_x$  :  $M_x = \mu_x \times q_u \times (l_x)^2$

Sens  $L_y$  :  $M_y = \mu_y \times M_x$

Où :  $\mu_x$  et  $\mu_y$  : coefficients donnés par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL91 en fonction du rapport ( $\rho ; \nu$ ).

	A l'ELU $\nu=0$	A l'ELS $\nu=0.2$
$\mu_x$	0.0458	0.0529
$\mu_y$	0.778	0.846
$M_{x0} = \mu_x \times q \times (l_x)^2$	$M_{xu} = 0.0458 \times 6.56 \times 1.95^2$ $M_{xu} = 1.142 \text{KN.m}$	$M_{xs} = 0.0529 \times 4.75 \times 1.95^2$ $M_{xs} = 0.955$
$M_{y0} = \mu_y \times M_{x0}$	$M_{yu} = 0.778 \times 1.142$ $M_{yu} = 0.888 \text{KN.m}$	$M_{ys} = 0.846 \times 0.955$ $M_{ys} = 0.808 \text{KN.m}$

Tableau III.4.4 : calcul des Moments dû au poids propre de la dalle.

3. Superposition des moments :

A l'ELU	A l'ELS
$M_x^u = M_{xu} + M_{xu}'$ $M_x^u = 1.142 + 10.81$ $M_x^u = 11.95 \text{KN.m}$	$M_x^s = M_{xs} + M_{xs}'$ $M_x^s = 0.955 + 9.32$ $M_x^s = 10.27 \text{KN.m}$
$M_y^u = M_{yu} + M_{yu}'$ $M_y^u = 0.888 + 8.87$ $M_y^u = 9.76 \text{KN.m}$	$M_y^s = M_{ys} + M_{ys}'$ $M_y^s = 0.808 + 8.17$ $M_y^s = 8.98 \text{KN.m}$

Tableau III.4.5: calcul superposition des moments.

Afin de tenir en compte les encastremets de la dalle ; les moments calculés seront munis en leurs effectuant un coefficient de 0.85 en travée et de (-0.3) aux appuis.

	A l'ELU	A l'ELS	
En travée $M^t = 0.85M$	$M_x^t = 0.85 (11.95)$ $M_x^t = 10.16 \text{KN.m}$	$M_x^t = 0.85 (10.27)$ $M_x^t = 8.73 \text{KN.m}$	
	$M_y^t = 0.85 (9.76)$ $M_y^t = 8.29 \text{KN.m}$	$M_y^t = 0.85 (8.98)$ $M_y^t = 7.63 \text{KN.m}$	
	Aux appuis $M^a = -0.3M$	$M_x^a = -0.3 (11.95)$ $M_x^a = -3.58 \text{KN.m}$	$M_x^a = -0.3 (10.27)$ $M_x^a = -3.08 \text{KN.m}$
		$M_y^a = -0.3 (9.76)$ $M_y^a = -2.93 \text{KN.m}$	$M_y^a = -0.3 (8.98)$ $M_y^a = -2.69 \text{KN.m}$

Tableau III.4.6: calcul superposition des moments.

III.4.6. Ferrailage :

1. Calcul des armatures :

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

Avec :

H : La hauteur = 15cm    B : La largeur = 100cm    C : L'enrobage = 2cm = c'

d = h - c = 13cm

Moment réduit  $\mu$  :  $\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$  , avec  $F_{bu} = 14.2 \text{MPa}$  et  $\mu_1 = 0.392$

Armatures fictive  $A_f$  :  $A_f = \frac{M}{\beta \sigma_{st}}$  , avec  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$  et  $\beta$  depuis l'abaque.

## ➤ Sens x-x :

	En travée	Aux appuis
Les moments (KN.m)	10.16	3.58
Moment réduit $\mu$	$\mu = \frac{10.16 \times 10^6}{10^3 \times 130^2 \times 14.2}$ $\mu = \mathbf{0.042}$	$\mu = \frac{3.58 \times 10^6}{10^3 \times 130^2 \times 14.2}$ $\mu = \mathbf{0.014}$
Vérification $\mu < \mu_1$	0.042 < 0.392 CV	0.015 < 0.392 CV
La section est simplement armée		
Valeur de $\beta$	0.979	0.993
Armatures fictives (cm <sup>2</sup> )	$A_f = \frac{10.16 \times 10^6}{0.979 \times 130 \times 348}$ $A_f = \mathbf{2.29}$	$A_f = \frac{3.58 \times 10^6}{0.993 \times 130 \times 348}$ $A_f = \mathbf{0.79}$
A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	<b>4 HA 10 = 3.14cm<sup>2</sup></b>	
Espacement des barres longitudinales st (cm)	<b>25</b>	

Tableau III.4.7: Armatures fictives sens x-x.

## ➤ Sens y-y :

	En travée	Aux appuis
Les moments (KN.m)	8.29	2.93
Moment réduit $\mu$	$\mu = \frac{8.29 \times 10^6}{10^3 \times 130^2 \times 14.2}$ $\mu = \mathbf{0.034}$	$\mu = \frac{2.93 \times 10^6}{10^3 \times 130^2 \times 14.2}$ $\mu = \mathbf{0.012}$
Vérification $\mu < \mu_1$	0.034 < 0.392 CV	0.012 < 0.392 CV
La section est simplement armée		
Valeur de $\beta$	0.983	0.994
Armatures fictives (cm <sup>2</sup> )	$A_f = \frac{8.29 \times 10^6}{0.983 \times 130 \times 348}$ $A_f = \mathbf{1.86}$	$A_f = \frac{2.93 \times 10^6}{0.994 \times 130 \times 348}$ $A_f = \mathbf{0.65}$
A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	<b>4 HA 10 = 3.14cm<sup>2</sup></b>	
Espacement des barres longitudinales st (cm)	<b>25</b>	

Tableau III.4.7: Armatures fictives sens y-y.

## III.4.7 Vérification à l'ELU :

## 1. Condition de non fragilité (BAEL 91 modifié 99/ Art.A.4.2,1) :

La section minimale des armatures tendues, est déterminée à partir d'un pourcentage de référence  $w=0.8\%$  (zone IIa) qui dépend de la nuance des aciers et de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.

A(cm <sup>2</sup> )	3.14
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min} = \rho_0 \times b \times h \left(\frac{3-\rho}{2}\right)$ ; Avec : $\rho = 0.9$ $\rho_0$ : taux d'armatures dans chaque direction, $\rho_0 = 0.8\%$ $A_{x \min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \left(\frac{3-0.9}{2}\right) = 1.26$ $A_{y \min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \left(\frac{3-0.9}{2}\right) = 1.26$
Vérification $A > A_{\min}$	$3.14 > 1.26 \implies$ Condition vérifiée

Tableau III.4.8: Vérification condition de non fragilité.

La condition est vérifiée pour les deux sens.

### 2. Diamètre maximal des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art.A.7.2, 1) :

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément.

$$\varnothing_{\max} = \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15\text{mm.}$$

$$\varnothing_{\text{adopté}} = 10\text{mm.}$$

Donc :  $\varnothing_{\text{adopté}} = 10\text{mm} < \varnothing_{\max} = 15\text{mm} \implies$  condition vérifiée.

### 3. Espacement des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art.A.8.2, 42) :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Direction la plus sollicitée : min (2h, 25cm).

Direction perpendiculaire : min (3h, 33cm).

**Sens x-x:**

**S<sub>t</sub> = 25cm**

$$S_{t \min} < \min (2h, 25\text{cm}) \implies S_{t \min} < \min (30, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$$

Donc :  $S_t = 25\text{cm} \leq S_{t \min} = 25\text{cm} \implies$  condition vérifiée

**Sens y-y :**

**S<sub>t</sub> = 25cm**

$$S_{t \min} < \min (3h, 33\text{cm}) \implies S_{t \min} < \min (45, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Donc :  $S_t = 25\text{cm} \leq S_{t \min} = 33\text{cm} \implies$  condition vérifiée

### 4. Vérifier le poinçonnement (CBA 93(Art 5.2.4.2)) :

À l'état limite ultime, la force résistante au poinçonnement "Q<sub>u</sub>" est déterminé par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable de la présence d'un ferrailage horizontale.

$Q_u$ (KN)	Charge de calcul à l'état limite ultime $Q_u = 1.35 P = 1.35(90)$ $Q_u = 121.5 \text{KN}$
$0.045 U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	$U_c = 2(U+V) = 2(105 + 105) = 420 \text{cm} = 4.20 \text{m}$ $0.045(4.20) \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{KN}$
Vérification	$Q_u \leq 0.045 U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ $121.5 \leq 472.5 \implies$ condition vérifiée

Tableau III.4.9: Vérification de poinçonnement.

Avec :

$U_c$  : périmètre du contour de la surface sur laquelle agit la charge au niveau de Feuillet moyen.

$h$  : épaisseur totale de la dalle.

### 5. Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

**Au milieu de U :**  $T_{\max} = V_u = \frac{Qu}{2(U+V)} = \frac{1.35 \times 90}{2(1.05+1.05)} = \frac{121.5}{4.20} = 28.93 \text{KN}.$

**Au milieu de V :**  $T_{\max} = V_u = \frac{Qu}{3U} = \frac{1.35 \times 90}{3(1.05)} = \frac{121.5}{3.15} = 38.57 \text{KN}.$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{38.57 \times 10^3}{10^3 \times 130} = 0.296 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.296 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

### III.4.8. Vérification à l'ELS :

#### 1. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91.Art 5.34) :

La dalle de la salle machine n'est pas exposée aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

#### 2. Vérification des contraintes dans l'acier (Art 4.5.2/BAEL91):

##### A. Sens x-x :

##### • En travée :

$$M_t = 8.73 \text{KN.m} ; A_t = 3.14 \text{cm}^2$$

On doit vérifier :

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

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100(3.14)}{100 \times 13} = 0.242 \implies K = 48.29 \text{ et } \beta = 0.921$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta.d.A_t} = \frac{8.73 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} = 232.21 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{232.21}{48.29} = 4.81 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_{ax} = 3.08 \text{KN.m} ; A_a = 3.14 \text{cm}^2$$

**On doit vérifier :**

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

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100(3.14)}{100 \times 13} = 0.242 \implies K = 48.29 \text{ et } \beta = 0.921$$

$$\sigma_S = \frac{Max}{\beta.d.A_a} = \frac{3.08 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} = 81.92 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K} = \frac{81.92}{48.29} = 1.69 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

**B. Sens y-y :**

- **En travée :**

$$M_t = 7.63 \text{KN.m} ; A_t = 3.14 \text{cm}^2$$

**On doit vérifier :**

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

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100(3.14)}{100 \times 13} = 0.242 \implies K = 48.29 \text{ et } \beta = 0.921$$

$$\sigma_S = \frac{M_t}{\beta.d.A_t} = \frac{7.63 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} = 202.95 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K} = \frac{202.95}{48.29} = 4.20 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$M_{ax} = 2.69 \text{KN.m} ; A_a = 3.14 \text{cm}^2$$

**On doit vérifier :**

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

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b.d} = \frac{100(3.14)}{100 \times 13} = 0.242 \implies K = 48.29 \text{ et } \beta = 0.921$$

$$\sigma_S = \frac{Max}{\beta.d.A_a} = \frac{2.69 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} = 71.55 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_S}{K} = \frac{71.55}{48.29} = 1.48 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

**3. Vérification de la flèche :**

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyé sur ces côtés, on peut se dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_x}$
- $\frac{A_x}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

**Avec :**

h : hauteur de la dalle.

$M_t$  : moment en travée dans le sens x-x.

$M_x$  : moment isostatique de référence dans la direction (x-x) pour une bande de 1m.

$A_x$  : section d'armature par bande de largeur égale à 1m.

B : largeur de la bande ; égale à 1m.

D : hauteur utile de la bande.

**Donc on a :**

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{195} = 0.07 \geq \frac{M_t}{20M_x} = \frac{8.73}{20(10.27)} = 0.04 \implies \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{bd} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \implies \text{condition vérifiée.}$$

**Remarque :**

Les conditions sont vérifiées. Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (la flèche est vérifiée).

**Conclusion :**

Le ferrailage de la dalle de la salle machine est comme suite :

Armatures dans les sens x-x :

- En travée : **4HA10** avec (esp = 25cm)
- Aux appuis : **4HA10** avec (esp = 25cm)

Armatures dans le sens y-y :

- En travée : **4HA10** avec (esp = 25cm)
- Aux appuis : **4HA10** avec (esp = 25cm)

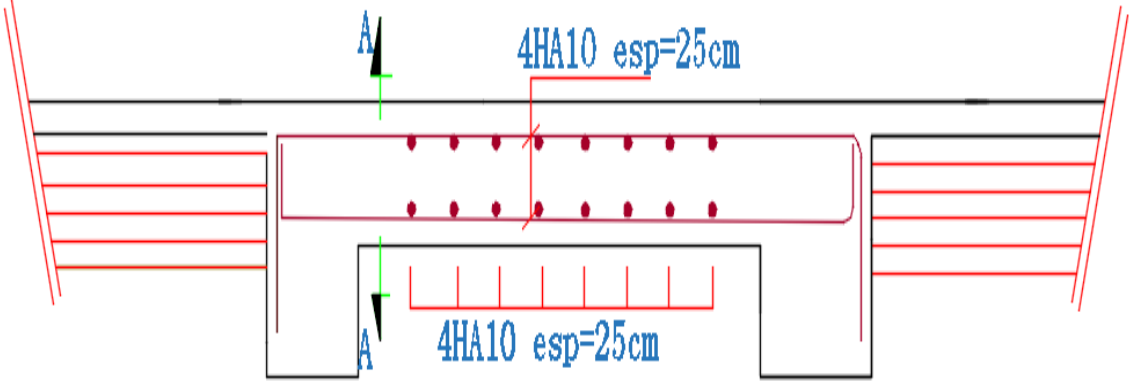


Figure III.4.2 : ferrailage de la salle machine

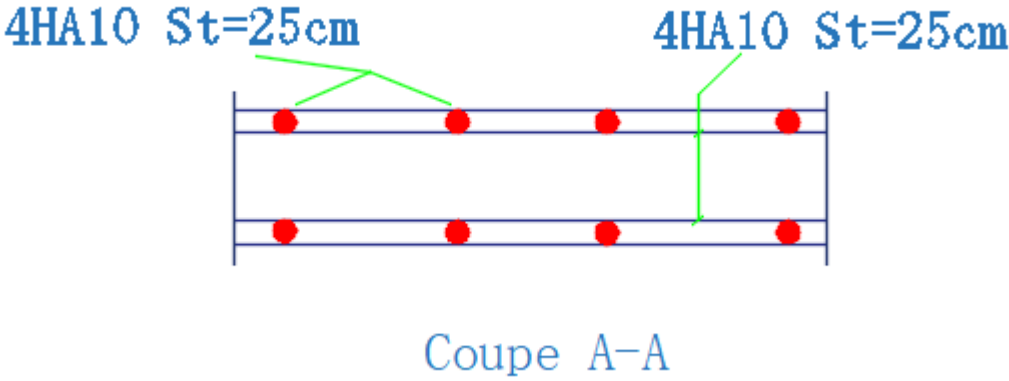
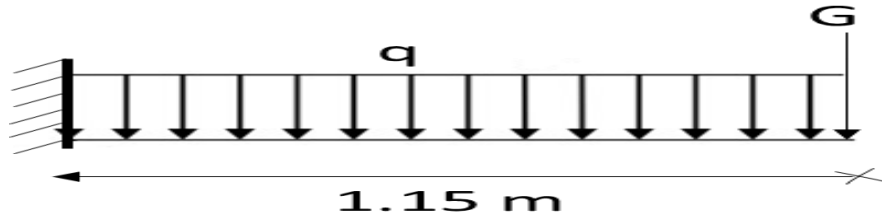


Figure III.4.3 : ferrailage de la salle machine coupe A-A

**III.5. Les consoles :**

Les consoles sont des éléments horizontaux encastrés au niveau des poutres de rive. Les consoles sont réalisées en dalle pleine coulée sur place.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :



**Figure III.5 : Schéma statiques de la console.**

$q$  : charge et surcharge pondérée de la dalle.

$G$  : charge permanente du grande-corps.

**III.5.1. Pré dimensionnement :**

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par :

$$e > \frac{L}{10}$$

Avec :

**L : largeur de console**

$$e > \frac{L}{10} = \frac{115}{10} = 11.5\text{cm}$$

**on prend:  $e = 15\text{cm}$**

**III.5.2. Détermination des sollicitations de calcul :**

Le balcon se calcul comme une console soumise au :

- Poids des revêtements
- Poids propre de la dalle
- Poids du garde - corps
- Surcharge d'exploitation

Le calcul se fera pour une bande de 1m à la flexion simple

**III.5.3. Détermination des charges et surcharges :****1. Charges permanentes :**

Poids propre revenant à la dalle plein  $G = 5.27\text{KN/m}^2$ .

**2. Charge concentrée :**

Poids propre de garde-corps  $g = 1.62 \times 1 \text{ KN}$ .

### 3. Surcharge exploitation :

Selon le (DTR C 2-2) pour une construction à usage d'habitation et service, la surcharge d'exploitation est définie telle que  $Q = 3.5\text{KN/m}^2$ .

### 4. Combinaisons des charges :

	ELU	ELS
	$q_u = 1.35G + 1.5Q$	$q_s = G + Q$
La dalle	$q_{u1} = 1.35 (5.27) + 1.5 (3.5)$ $q_{u1} = 12.365\text{KN/m}$	$q_{s1} = 5.27 + 3.5$ $q_{s1} = 8.77\text{KN}$
Le garde-corps	$g_u = 1.35 (1.62) = 2.187\text{KN}$	$g_s = 1.62\text{KN}$
La main courante	$q_{u2} = 1.5 (1) = 1.5\text{KN}$	$q_{s2} = 1\text{KN}$

Tableau III.5.1 : combinaisons des charges

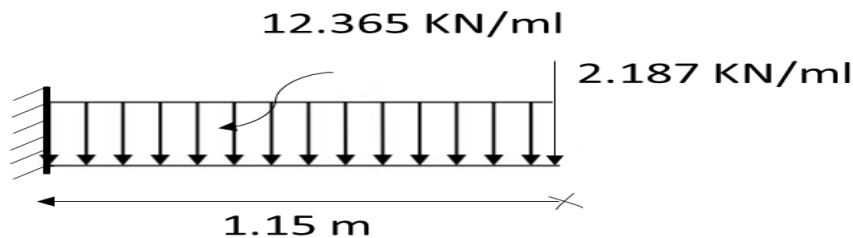


Figure III.5.3.1 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

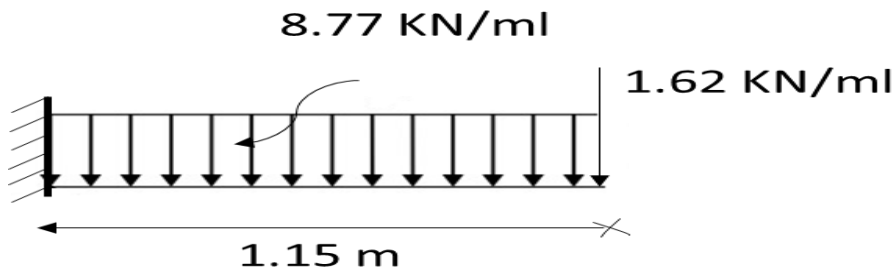


Figure III.5.3.2 : Schéma statique de calcul à l'ELS.

#### III.5.4. Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU :

1. Le moment fléchissant :  $M_u = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + g_u \times l$

$$M_u = 12.365 \times \frac{1.15^2}{2} + 2.187 \times 1.15 = 10.69$$

$$M_u = 10.69\text{KN.m}$$

2. L'effort tranchant :  $T_u = q_{u1} \times l + g_u$

$$T_u = 12.365 \times 1.15 + 2.187$$

$$T_u = 16.40\text{KN}$$

#### III.5.5. Calcul du ferrailage à l'ELU :

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

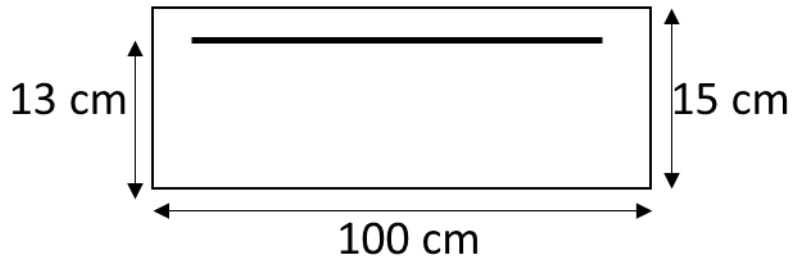


Figure III.5.5.1 : Schéma statique de calcul de la console.

h : la hauteur = 15cm

b : la largeur = 100cm

c : l'enrobage = 2cm = c'

d : hauteur utile (d=h- c) = 13cm

### 1. Armature principale :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.69 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.044$$

0.044 < 0.392  $\implies$  Section simplement armée.

$$A_s = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} \quad \text{avec : } B=0.978$$

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

$$A_s = \frac{10.69 \times 10^6}{0.978 \times 130 \times 348} = 241.61 \text{ mm}^2 = 2.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.41 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup> avec espacement S<sub>t</sub>=25 cm

### 2. Armatures de répartition A<sub>r</sub> :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4}$$

$$A_r = 0.785 \text{ cm}^2$$

On prend : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> avec espacement S<sub>t</sub>= 25 cm

## III.5.6. Vérification à l'ELU :

### 1. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL91 modifié 99) :

On doit vérifier  $A > A_{\min}$

Condition de non fragilité	
A (cm <sup>2</sup> )	A = 3.14cm <sup>2</sup>
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	f <sub>t28</sub> = 2.1MPa, f <sub>e</sub> = 400 MPa, b = 100cm, d = 13cm $A_{min} = \frac{0.23 \times 2.1}{400} \times 100 \times 13$ A <sub>min</sub> = 1.57
Vérification	3.14 > 1.57 $\implies$ condition vérifiée

**Tableau III.5.2 : vérification condition non fragilité**

**2. L’espacement des barres :**

Armatures Principales	S <sub>t max</sub> ≤ min {3h, 33cm}	S <sub>t max</sub> ≤ min {45cm, 33cm}	<b>25 &lt; 33cm CV</b>
Armatures de Répartitions	S <sub>t max</sub> ≤ min {4h, 45cm}	S <sub>t max</sub> ≤ min {60cm, 45cm}	<b>25 &lt; 45cm CV</b>

**Tableau III.5.3 : vérification l’espacement des barres**

**3. Vérification de l’effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.13f_{c28}, 5\text{MPa}\} = 3.25 \text{ MPa. (Fissurations préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{16,40 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.126 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.126 \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \implies \text{condition vérifiée.}$$

**III.5.7. Calcul à l’ELS :**

**1. Le moment fléchissant :  $M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + g_s \times l$**

$$M_s = 8.77 \times \frac{1.15^2}{2} + 1.62 \times 1.15$$

$$M_s = 7.66 \text{ KN.m}$$

**2. L’effort tranchant :  $T_s = q_{s1} \times l + g_s$**

$$T_s = 8.77 \times 1.15 + 1.62$$

$$T_s = 11.70 \text{ KN}$$

**III.5.8. Vérification à l’ELS :**

**1. Etat limite d’ouverture des fissures (BAEL 91. Art.5.34) :**

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

**2. Vérification des contraintes dans le béton et l’acier (BAEL 91. Art.4.5.2) :**

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\tau_s}{K}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{\max}}{\beta d A_{st}}$$

$$\rho = \frac{100.A}{bd} = \frac{100(3.14)}{100 \times 13} = 0.24 \implies \text{Dans l'abaque : } \beta = 0.922 ; K = 49.10$$

$$\sigma_s = \frac{7.66 \times 10^6}{0.922 (130)(314)} = 203.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{203.53}{49.10} = 4.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée.}$$

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

### 3. Etat limite de déformation (Art B.6.8.424/BAEL91) :

Il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \frac{0.15}{1.15} = 0.130 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \implies \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3.14}{(100)(13)} = 0.002 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \implies \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.130 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{7.66}{10(7.66)} = 0.1 \implies \text{condition vérifiée.}$$

#### Remarque :

Vu que les conditions sont vérifiées il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche (BAEL/B.6.5.2).

#### Conclusion :

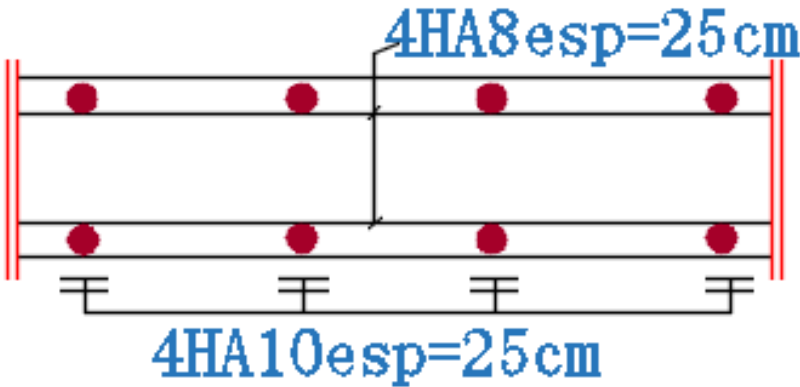
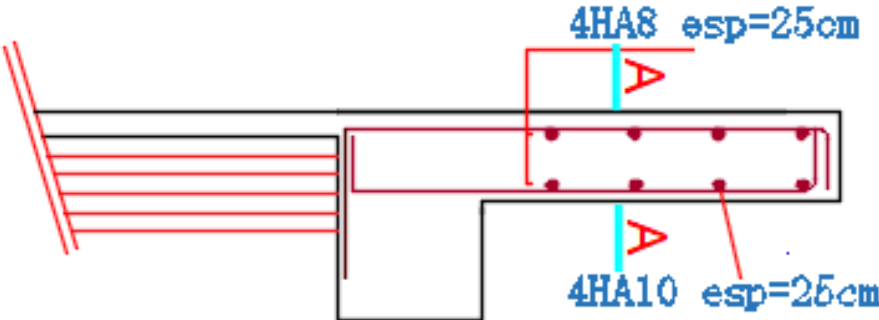
- **Armatures principales :**

$A_s = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$  avec espacement  $St = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de réparation :**

$4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec espacement  $St = 25 \text{ cm}$

# ferrailage DP15



Coupe A-A

# *Chapitre V*

Etude de contreventement

### V.1. Introduction :

Le contreventement est l'ensemble des éléments qui assurent la résistance de la structure aux sollicitations horizontales tel que le vent et les séismes. Dans ce chapitre, nous allons étudier le système structurel et les caractéristiques géométriques des éléments de contreventements qui peut être assuré par :

- Un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques- voile.
- Un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.
- Portiques auto –stables en béton armé avec ou sans remplissage en maçonnerie rigide.

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel et économique, on s'intéresse à la :

- Détermination et la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques.
- Comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auquel nous allons attribuer une inertie fictive.

#### 1) Calcul des rigidités linéaire des poteaux et des poutres :

La rigidité linéaire d'un poteau est :  $K_{\text{poteau}} = \frac{I_{\text{pot}}}{h_c}$

La rigidité linéaire d'une poutre est :  $K_{\text{poutre}} = \frac{I_{\text{ptr}}}{L_c}$

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

#### ❖ Identification des paramètres :

**Poteaux :**  $h_c = h + \frac{1}{2} e_{\text{pot}}$

Avec :

$e_p$  : largeur des poteaux.

$h_c$  : hauteur des poteaux entre axe des poutres.

$h$  : hauteur entre nus des poteaux.  $h = h_e - h_{\text{poutre}}$ .

**Poutre :**  $L_c = L + \frac{1}{2} e_{\text{pot}}$

Avec :

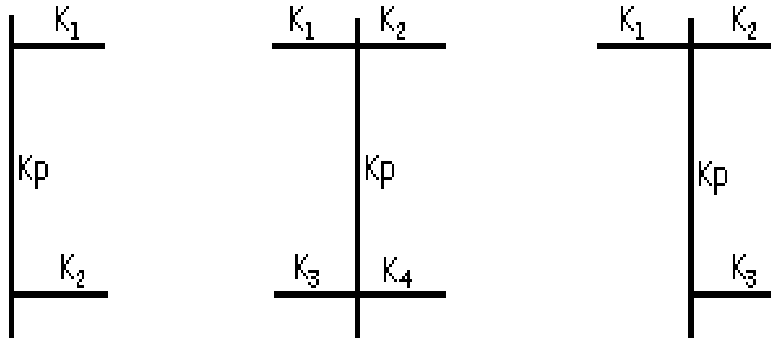
$L$  : longueur de la poutre entre nus des appuis  $L = L_c - \frac{1}{2} e_{\text{pot}}$

$L_c$  : longueur de la poutre entre axe des poteaux.

$e_p$  : largeur des poteaux.

2) Calcul des coefficients K (rigidités moyennes) :

1<sup>er</sup> cas : étages courants : 
$$K = \frac{\Sigma K \text{ poutre } \times (\text{poutre sup} + \text{poutre inf})}{2 K_{\text{poteau}}}$$



2<sup>ème</sup> cas : premier niveau : 
$$K = \frac{\Sigma K \text{ poutre } \times (\text{poutre sup})}{K_{\text{poteau}}}$$

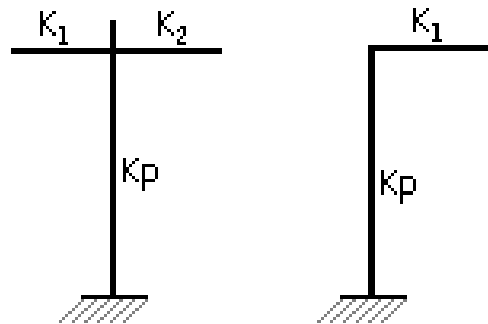


Figure IV.1 : Disposition des rigidités.

3) Calcul des coefficients de correction  $a_j^i$  des rigidités des poteaux :

1<sup>er</sup> cas : étage courant : 
$$a_j^i = \frac{K}{2+K}$$

2<sup>ème</sup> cas : premier niveau :

- Poteau encasté à la base : 
$$a_j^i = \frac{0.5+K}{2+K}$$

- Poteau articulé à la base : 
$$a_j^i = \frac{0.5+K}{1+2K}$$

4) Calcul des rigidités des poteaux « i » au niveau « j » :

$$r_j^i = \frac{12 \times E}{h_{cj}^2} \times a_j^i \times K_{\text{pot } j}^i$$

Avec :

$E_i$  : module de déformations instantanées du béton.

$R_{ix} = \Sigma r_{ij}$  Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

$R_{ix} = \sum r_{ij}$  Pour chaque niveau dans le sens longitudinal.

Les résultats des rigidités linéaires,  $K$ ,  $a_j^i$  et  $r_{ji}$ , sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	B (Cm)	h (Cm)	I (Cm <sup>4</sup> )	h <sub>e</sub> (Cm)	h <sub>p</sub> (Cm)	h (cm)	e <sub>pot</sub> (Cm)	h <sub>c</sub> (Cm)	K <sub>poteau</sub>
<b>9</b>	35	35	125052.08	310	35	275	35	292.5	<b>427.53</b>
<b>8</b>	35	35	125052.08	310	35	275	35	292.5	<b>427.53</b>
<b>7</b>	35	35	125052.08	310	35	275	35	292.5	<b>427.53</b>
<b>6</b>	40	40	213333.33	310	35	275	40	295	<b>723.16</b>
<b>5</b>	40	40	213333.33	310	35	275	40	295	<b>723.16</b>
<b>4</b>	40	40	213333.33	310	35	275	40	295	<b>723.16</b>
<b>3</b>	45	45	341718.75	310	35	275	45	297.5	<b>1148.63</b>
<b>2</b>	45	45	341718.75	310	35	275	45	297.5	<b>1148.63</b>
<b>1</b>	50	50	520833.33	310	35	275	50	300	<b>1736.11</b>
<b>RDC</b>	50	50	520833.33	340	35	305	50	330	<b>1578.28</b>

**Tableau V.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X**

Niveau	B (Cm)	H (Cm)	I (Cm <sup>4</sup> )	h <sub>e</sub> (Cm)	h <sub>p</sub> (Cm)	h (Cm)	e <sub>pot</sub> (Cm)	h <sub>c</sub> (Cm)	K <sub>poteau</sub>
<b>9</b>	35	35	125052.08	310	35	275	35	292.5	<b>427.53</b>
<b>8</b>	35	35	125052.08	310	35	275	35	292.5	<b>427.53</b>
<b>7</b>	35	35	125052.08	310	35	275	35	292.5	<b>427.53</b>
<b>6</b>	40	40	213333.33	310	35	275	40	295	<b>723.16</b>
<b>5</b>	40	40	213333.33	310	35	275	40	295	<b>723.16</b>
<b>4</b>	40	40	213333.33	310	35	275	40	295	<b>723.16</b>
<b>3</b>	45	45	341718.75	310	35	275	45	297.5	<b>1148.63</b>
<b>2</b>	45	45	341718.75	310	35	275	45	297.5	<b>1148.63</b>
<b>1</b>	50	50	520833.33	310	35	275	50	300	<b>1736.11</b>
<b>RDC</b>	50	50	520833.33	340	35	305	50	330	<b>1578.28</b>

Tableau V.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y

Niveaux	Travée	B (Cm)	h (Cm)	I (Cm <sup>4</sup> )	L <sub>0</sub>	e <sub>pot</sub> (Cm)	L (Cm)	h <sub>poutre</sub> (Cm)	L <sub>c</sub> (Cm)	K <sub>poutre</sub>
ET7→ ET9	1 → 2	25	35	89322.91	350	35	315	35	332.5	268.64
	2 → 3	25	35	89322.91	350	35	315	35	332.5	268.64
	3 → 4	25	35	89322.91	385	35	350	35	367.5	243.05
	4 → 5	25	35	89322.91	480	35	445	35	462.5	193.13
	5 → 6	25	35	89322.91	385	35	350	35	367.5	243.05
	6 → 7	25	35	89322.91	350	35	315	35	332.5	268.64
	7 → 8	25	35	89322.91	350	35	315	35	332.5	268.64
ET4→ ET6	1 → 2	25	35	89322.91	350	40	310	35	330	270.67
	2 → 3	25	35	89322.91	350	40	310	35	330	270.67
	3 → 4	25	35	89322.91	385	40	345	35	365	244.72
	4 → 5	25	35	89322.91	480	40	440	35	460	194.18
	5 → 6	25	35	89322.91	385	40	345	35	365	244.72
	6 → 7	25	35	89322.91	350	40	310	35	330	270.67
	7 → 8	25	35	89322.91	350	40	310	35	330	270.67
ET2→ ET3	1 → 2	25	35	89322.91	350	45	305	35	327.5	272.74
	2 → 3	25	35	89322.91	350	45	305	35	327.5	272.74
	3 → 4	25	35	89322.91	385	45	340	35	362.5	246.40
	4 → 5	25	35	89322.91	480	45	435	35	457.5	195.24
	5 → 6	25	35	89322.91	385	45	340	35	362.5	246.40
	6 → 7	25	35	89322.91	350	45	305	35	327.5	272.74
	7 → 8	25	35	89322.91	350	45	305	35	327.5	272.74
RDC→ET1	1 → 2	25	35	89322.91	350	50	300	35	325	274.83
	2 → 3	25	35	89322.91	350	50	300	35	325	274.83
	3 → 4	25	35	89322.91	385	50	335	35	360	248.11
	4 → 5	25	35	89322.91	480	50	430	35	455	196.31
	5 → 6	25	35	89322.91	385	50	335	35	360	248.11
	6 → 7	25	35	89322.91	350	50	300	35	325	274.83
	7 → 8	25	35	89322.91	350	50	300	35	325	274.83

Tableau V.3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.

Niveaux	Travée	B (Cm)	H (Cm)	I (Cm <sup>4</sup> )	L <sub>0</sub>	e <sub>pot</sub> (Cm)	L (Cm)	h <sub>poutre</sub> (Cm)	L <sub>c</sub> (Cm)	K <sub>poutre</sub>
<b>ET7 → ET9</b>	<b>A → B</b>	25	35	89322.91	420	35	385	35	<b>402.5</b>	<b>221.92</b>
	<b>B → C</b>	25	35	89322.91	380	35	345	35	<b>362.5</b>	<b>246.40</b>
	<b>C → D</b>	25	35	89322.91	320	35	285	35	<b>302.5</b>	<b>295.28</b>
	<b>D → E</b>	25	35	89322.91	320	35	285	35	<b>302.5</b>	<b>295.28</b>
	<b>E → F</b>	25	35	89322.91	380	35	345	35	<b>362.5</b>	<b>246.40</b>
	<b>F → G</b>	25	35	89322.91	420	35	385	35	<b>402.5</b>	<b>221.92</b>
<b>ET4 → ET6</b>	<b>A → B</b>	25	35	89322.91	420	40	380	35	<b>400</b>	<b>223.30</b>
	<b>B → C</b>	25	35	89322.91	380	40	340	35	<b>360</b>	<b>248.11</b>
	<b>C → D</b>	25	35	89322.91	320	40	280	35	<b>300</b>	<b>297.74</b>
	<b>D → E</b>	25	35	89322.91	320	40	280	35	<b>300</b>	<b>297.74</b>
	<b>E → F</b>	25	35	89322.91	380	40	340	35	<b>360</b>	<b>248.11</b>
	<b>F → G</b>	25	35	89322.91	420	40	380	35	<b>400</b>	<b>223.30</b>
<b>ET2 → ET3</b>	<b>A → B</b>	25	35	89322.91	420	45	375	35	<b>397.5</b>	<b>224.71</b>
	<b>B → C</b>	25	35	89322.91	380	45	335	35	<b>357.5</b>	<b>249.85</b>
	<b>C → D</b>	25	35	89322.91	320	45	275	35	<b>297.5</b>	<b>300.24</b>
	<b>D → E</b>	25	35	89322.91	320	45	275	35	<b>297.5</b>	<b>300.24</b>
	<b>E → F</b>	25	35	89322.91	380	45	335	35	<b>357.5</b>	<b>249.85</b>
	<b>F → G</b>	25	35	89322.91	420	45	375	35	<b>397.5</b>	<b>224.71</b>
<b>RDC → ET1</b>	<b>A → B</b>	25	35	89322.91	420	50	370	35	<b>395</b>	<b>226.13</b>
	<b>B → C</b>	25	35	89322.91	380	50	330	35	<b>355</b>	<b>251.61</b>
	<b>C → D</b>	25	35	89322.91	320	50	270	35	<b>295</b>	<b>302.78</b>
	<b>D → E</b>	25	35	89322.91	320	50	270	35	<b>295</b>	<b>302.78</b>
	<b>E → F</b>	25	35	89322.91	380	50	330	35	<b>355</b>	<b>251.61</b>
	<b>F → G</b>	25	35	89322.91	420	50	370	35	<b>395</b>	<b>226.13</b>

Tableau V.4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.

eaux	Travée	$K_{poutre}$ (Cm <sup>3</sup> )	Poteaux	$K_{poteau}$ (Cm <sup>3</sup> )	K	$a_j^j$	E (MPa)	$h_c$ (Cm <sup>3</sup> )	$r_j^i$ (N/m)	$R_x^j$ (N/m)
ET7→ET9	1 - 1	268.64	1	427.53	0.63	0.24	32164.2	292.5	462.89	3510.25
	2 - 2	268.64	2	427.53	0.63	0.24	32164.2		462.89	
	3 - 3	243.05	3	427.53	0.57	0.22	32164.2		424.32	
	4 - 4	193.13	4	427.53	0.45	0.18	32164.2		347.16	
	5 - 5	243.05	5	427.53	0.57	0.22	32164.2		424.32	
	6 - 6	268.64	6	427.53	0.63	0.24	32164.2		462.89	
	7 - 7	268.64	7	427.53	0.63	0.24	32164.2		462.89	
	8 - 8	268.64	8	427.53	0.63	0.24	32164.2		462.89	
ET4→ET6	1 - 1	270.67	1	723.16	0.37	0.16	32164.2	295	513.17	3848.79
	2 - 2	270.67	2	723.16	0.37	0.16	32164.2		513.17	
	3 - 3	244.72	3	723.16	0.34	0.14	32164.2		449.03	
	4 - 4	194.18	4	723.16	0.27	0.12	32164.2		384.88	
	5 - 5	244.72	5	723.16	0.34	0.14	32164.2		449.03	
	6 - 6	270.67	6	723.16	0.37	0.16	32164.2		513.17	
	7 - 7	270.67	7	723.16	0.37	0.16	32164.2		513.17	
	8 - 8	270.67	8	723.16	0.37	0.16	32164.2		513.17	
ET2→ET3	1 - 1	272.74	1	1148.63	0.24	0.11	32164.2	297.5	551	4157.55
	2 - 2	272.74	2	1148.63	0.24	0.11	32164.2		551	
	3 - 3	246.40	3	1148.63	0.21	0.1	32164.2		500.91	
	4 - 4	195.24	4	1148.63	0.17	0.08	32164.2		400.73	
	5 - 5	246.40	5	1148.63	0.21	0.1	32164.2		500.91	
	6 - 6	272.74	6	1148.63	0.24	0.11	32164.2		551	
	7 - 7	272.74	7	1148.63	0.24	0.11	32164.2		551	
	8 - 8	272.74	8	1148.63	0.24	0.11	32164.2		551	
ET1	1 - 1	274.83	1	1736.11	0.16	0.07	32164.2	300	521.17	3871.56
	2 - 2	274.83	2	1736.11	0.16	0.07	32164.2		521.17	
	3 - 3	248.11	3	1736.11	0.14	0.06	32164.2		446.72	
	4 - 4	196.31	4	1736.11	0.11	0.05	32164.2		372.27	
	5 - 5	248.11	5	1736.11	0.14	0.06	32164.2		446.72	
	6 - 6	274.83	6	1736.11	0.16	0.07	32164.2		521.17	
	7 - 7	274.83	7	1736.11	0.16	0.07	32164.2		521.17	
	8 - 8	274.83	8	1736.11	0.16	0.07	32164.2		521.17	
RDC	1 - 1	274.83	1	1578.28	0.17	0.08	32164.2	330	447.51	3356.32
	2 - 2	274.83	2	1578.28	0.17	0.08	32164.2		447.51	
	3 - 3	248.11	3	1578.28	0.16	0.07	32164.2		391.57	
	4 - 4	196.31	4	1578.28	0.12	0.06	32164.2		335.63	
	5 - 5	248.11	5	1578.28	0.16	0.07	32164.2		391.57	
	6 - 6	274.83	6	1578.28	0.17	0.08	32164.2		447.51	
	7 - 7	274.83	7	1578.28	0.17	0.08	32164.2		447.51	
	8 - 8	274.83	8	1578.28	0.17	0.08	32164.2		447.51	

Tableau V.5 : Rigidités des portiques dans le sens X-X.

Niveaux	Travée	$K_{poutre}$ ( $cm^3$ )	Poteau x	$K_{poteau}$ ( $cm^3$ )	K	$a_j^j$	E (MPA)	$h_c$ ( $cm^3$ )	$r_j^j$ (N/m)	$R_{y^j}$ (N/m)
<b>ET7→ET9</b>	<b>A → A</b>	221.92	1	427.53	0.52	0.21	32164.2	292.5	<b>405.03</b>	<b>3066.67</b>
	<b>B → B</b>	246.40	2	427.53	0.57	0.22	32164.2		<b>424.32</b>	
	<b>C → C</b>	295.28	3	427.53	0.69	0.26	32164.2		<b>501.47</b>	
	<b>D → D</b>	295.28	4	427.53	0.69	0.26	32164.2		<b>501.47</b>	
	<b>E → E</b>	246.40	5	427.53	0.57	0.22	32164.2		<b>424.32</b>	
	<b>F → F</b>	221.92	6	427.53	0.52	0.21	32164.2		<b>405.03</b>	
	<b>G → G</b>	221.92	7	427.53	0.52	0.21	32164.2		<b>405.03</b>	
<b>ET4→ET6</b>	<b>A → A</b>	223.30	1	723.16	0.31	0.13	32164.2	295	<b>416.95</b>	<b>3303.53</b>
	<b>B → B</b>	248.11	2	723.16	0.34	0.15	32164.2		<b>481.09</b>	
	<b>C → C</b>	297.74	3	723.16	0.41	0.17	32164.2		<b>545.25</b>	
	<b>D → D</b>	297.74	4	723.16	0.41	0.17	32164.2		<b>545.25</b>	
	<b>E → E</b>	248.11	5	723.16	0.34	0.15	32164.2		<b>481.09</b>	
	<b>F → F</b>	223.30	6	723.16	0.31	0.13	32164.2		<b>416.95</b>	
	<b>G → G</b>	223.30	7	723.16	0.31	0.13	32164.2		<b>416.95</b>	
<b>ET2→ET3</b>	<b>A → A</b>	224.71	1	1148.63	0.19	0.1	32164.2	297.5	<b>500.91</b>	<b>3706.73</b>
	<b>B → B</b>	249.85	2	1148.63	0.22	0.1	32164.2		<b>500.91</b>	
	<b>C → C</b>	300.24	3	1148.63	0.26	0.12	32164.2		<b>601.09</b>	
	<b>D → D</b>	300.24	4	1148.63	0.26	0.12	32164.2		<b>601.09</b>	
	<b>E → E</b>	249.85	5	1148.63	0.22	0.1	32164.2		<b>500.91</b>	
	<b>F → F</b>	224.71	6	1148.63	0.19	0.1	32164.2		<b>500.91</b>	
	<b>G → G</b>	224.71	7	1148.63	0.19	0.1	32164.2		<b>500.91</b>	
<b>ET1</b>	<b>A → A</b>	226.13	1	1736.11	0.13	0.06	32164.2	330	<b>446.72</b>	<b>3573.76</b>
	<b>B → B</b>	251.61	2	1736.11	0.14	0.07	32164.2		<b>521.17</b>	
	<b>C → C</b>	302.78	3	1736.11	0.17	0.08	32164.2		<b>595.63</b>	
	<b>D → D</b>	302.78	4	1736.11	0.17	0.08	32164.2		<b>595.63</b>	
	<b>E → E</b>	251.61	5	1736.11	0.14	0.07	32164.2		<b>521.17</b>	
	<b>F → F</b>	226.13	6	1736.11	0.13	0.06	32164.2		<b>446.72</b>	
	<b>G → G</b>	226.13	7	1736.11	0.13	0.06	32164.2		<b>446.72</b>	
<b>RDC</b>	<b>A → A</b>	226.13	1	1578.28	0.14	0.08	32164.2	330	<b>447.51</b>	<b>3468.19</b>
	<b>B → B</b>	251.61	2	1578.28	0.16	0.09	32164.2		<b>503.44</b>	
	<b>C → C</b>	302.78	3	1578.28	0.19	0.1	32164.2		<b>559.39</b>	
	<b>D → D</b>	302.78	4	1578.28	0.19	0.1	32164.2		<b>559.39</b>	
	<b>E → E</b>	251.61	5	1578.28	0.16	0.09	32164.2		<b>503.44</b>	
	<b>F → F</b>	226.13	6	1578.28	0.14	0.08	32164.2		<b>447.51</b>	
	<b>G → G</b>	226.13	7	1578.28	0.14	0.08	32164.2		<b>447.51</b>	

Tableau V.6 : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.

## IV.2. Rigidités des refends (voiles) :

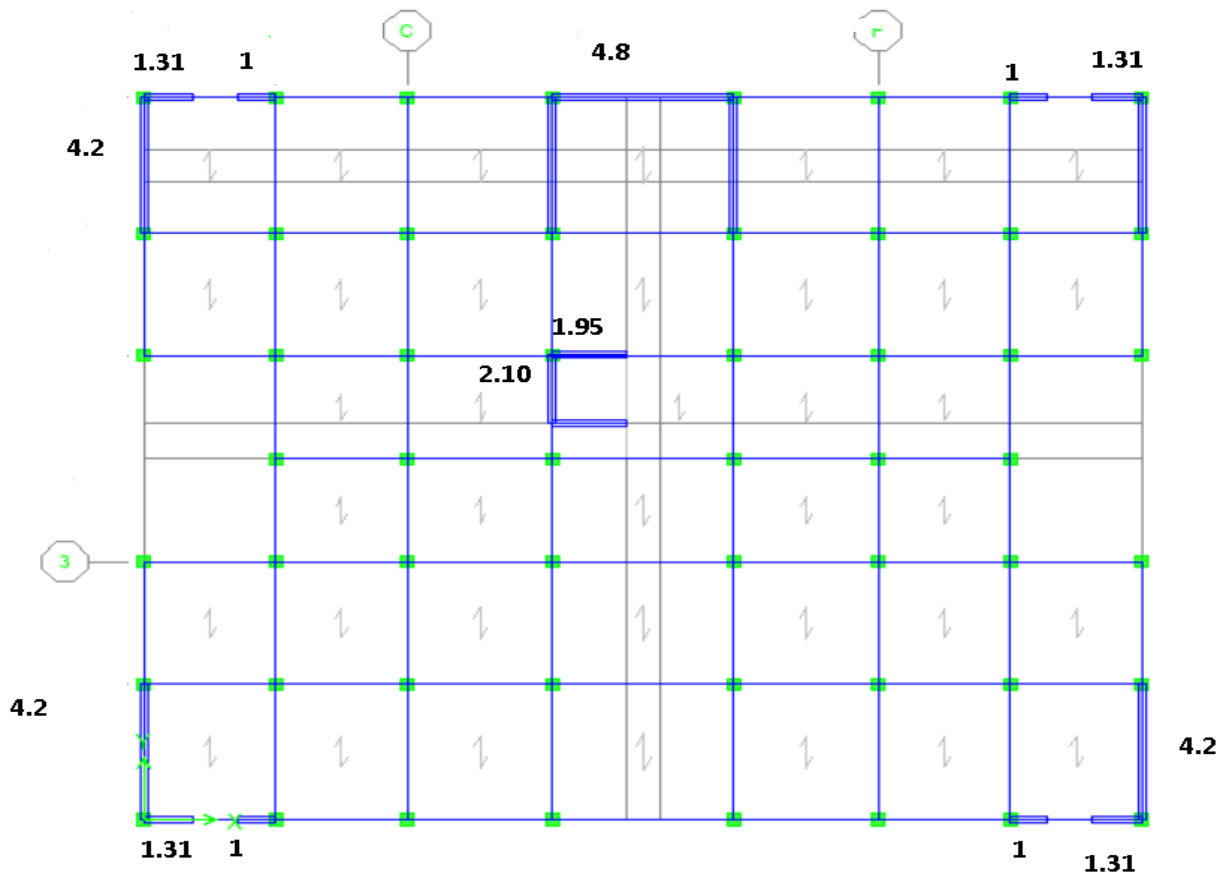


Figure V.2 : Disposition des voiles.

## Caractéristique géométrique des voiles :

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur lesquelles agissent, elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultats de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l'effort sismique d'une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d'autre part.

## 1) Calcul des inerties des voiles :

## ❖ Les voiles longitudinaux (x-x) :

$$I_x = \frac{l x e^3}{12} ; I_y = \frac{e x l^3}{12}$$

$I_x \ll I_y$  :  $I_x$  est négligeable devant  $I_y$ .

## ❖ Les voiles transversaux (y-y) :

$$I_x = \frac{e x l^3}{12} ; I_y = \frac{l x e^3}{12}$$

$I_y \ll I_x$  :  $I_y$  est négligeable devant  $I_x$ .

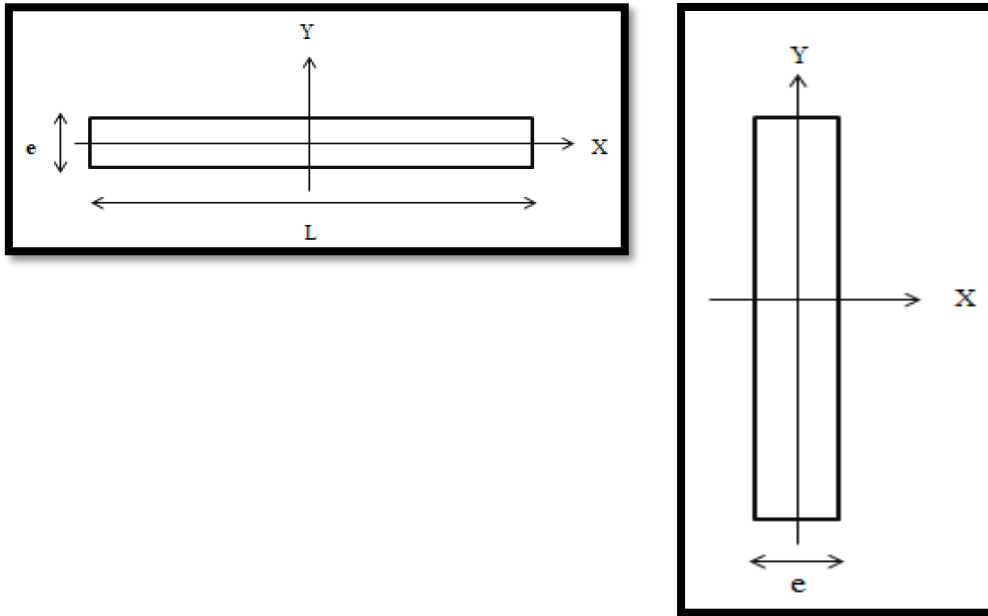


Figure V.3 : coupe des voiles en plan.

2) Calcul des rigidités des voiles :

Dans le sens longitudinal :  $r_x^j = \frac{12 E I_y}{h^3}$

Dans le sens transversal :  $r_y^j = \frac{12 E I_x}{h^3}$

Niveaux	Voiles	E (Cm)	L (Cm)	I <sub>x</sub> (Cm <sup>4</sup> )	E (MPa)	h <sub>e</sub> (Cm)	r <sub>x</sub> <sup>j</sup> (N/m)	R <sub>x</sub> <sup>j</sup> = Σ r <sub>x</sub> <sup>j</sup>
1ET → ET9	VL1	20	131	3746818.33	32164.2	310	48543.55	2618286.71
	VL2	20	100	1666666.67	32164.2	310	21593.23	
	VL3	20	195	12358125	32164.2	310	160111.12	
	VL4	20	480	184320000	32164.2	310	2388038.81	
RDC	VL1	20	131	3746818.33	32164.2	340	36794.24	1984565.92
	VL2	20	100	1666666.67	32164.2	340	16366.88	
	VL3	20	195	12358125	32164.2	340	121358.39	
	VL4	20	480	184320000	32164.2	340	1810046.41	

Tableau IV.7 : Rigidité des voiles longitudinaux X-X.

Niveaux	Voiles	E (Cm)	L (Cm)	I <sub>y</sub> (Cm <sup>4</sup> )	E (MPa)	h <sub>e</sub> (Cm)	r <sub>y</sub> <sup>j</sup> (N/m)	R <sub>y</sub> <sup>j</sup> = Σ r <sub>y</sub> <sup>j</sup>
1ET→ET9	VL1	20	420	123480000	32164.2	310	1599799.44	1799774.37
	VL2	20	210	15435000	32164.2	310	199974.93	
RDC	VL1	20	420	123480000	32164.2	340	1212589.68	1364163.39
	VL2	20	210	15435000	32164.2	340	151573.71	

Tableau V.8 : Rigidité des voiles longitudinaux Y-Y.

Calcul des rigidités de l'ensemble « portique + voiles » :

Niveaux	Portiques		Voiles		Portiques + voiles	
	R <sub>x</sub> <sup>j</sup>	R <sub>y</sub> <sup>j</sup>	R <sub>x</sub> <sup>j</sup>	R <sub>y</sub> <sup>j</sup>	R <sub>x</sub> <sup>j</sup>	R <sub>y</sub> <sup>j</sup>
ET7→ET9	3510.25	3066.67	2618286.71	1799774.37	2621796.96	1802841.04
ET4→ET6	3848.79	3303.53	2618286.71	1799774.37	2622135.5	1803077.9
ET2→ET3	4157.55	3706.73	2618286.71	1799774.37	2622444.26	1803481.1
ET1	3871.56	3573.76	2618286.71	1799774.37	2622158.27	1803348.13
RDC	3356.32	3468.19	1984565.92	1364163.39	1987922.24	1367631.58

Tableau V.9 : Rigidité de l'ensemble « portique + voiles ».

### IV.3. Inertie fictive des portiques et des refends :

Dans le cas où une ossature est composée à la fois de portique et murs de refends, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Alber Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1tonnes, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à 1m<sup>4</sup>, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

#### 1) Calcul de l'inertie fictive :

L'inertie des portiques est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{f_n}{D_n}$$

Avec :

D<sub>n</sub> : déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

$$D_n = \Sigma \Delta_n$$

$\Delta_n$  : déplacement du portique au niveau n.

$f_n$  : flèche du refend au même niveau.

I : inertie fictive du portique au niveau n.

## 2) Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont  $I = 1\text{m}^4$ , soumises au même système de force que les portiques (une force égale à 1tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode des « moments des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales 1tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimiter par les niveaux.

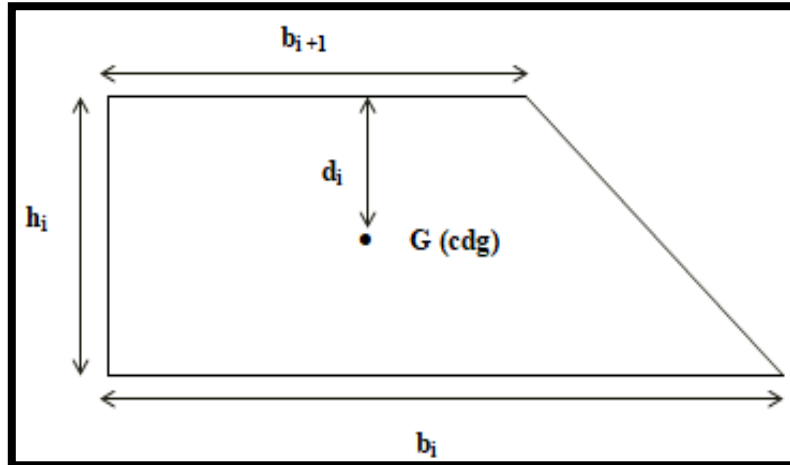
La flèche est donnée par la formule suivante :  $f_n = \frac{\sum S_i \times d_i}{Ei}$

Avec :

$S_i$  : surface de trapèze :  $S_i = \frac{(b_i + b_{i+1})h_i}{2}$

$d_i$  : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})h_i}{3(b_i + b_{i+1})}$$



3.10									
6.20	3.10								
9.30	6.20	3.10							
12.4	9.30	6.20	3.10						
15.5	12.4	9.30	6.20	3.10					
18.6	15.5	12.4	9.30	6.20	3.10				
21.7	18.6	15.5	12.4	9.30	6.20	3.10			
24.8	21.7	18.6	15.5	12.4	9.30	6.20	3.10		
28.2	24.8	21.7	18.6	15.5	12.4	9.30	6.20	3.10	

Figure V.5 : Diagramme des moments des aires.

Le tableau suivant donne la section des aires «  $S_i$  » et la position de centre de gravité «  $d_i$  » à partir du diagramme des moments :

Niveaux	$b_{i+1}$	$b_i$	$h_e$	$d_i$	$S_i$	$d_i \cdot S_i$	$E \cdot f_i$
ET9	0	3.10	3.10	2.06	4.80	9.88	3159.78
ET8	3.10	9.30	3.10	1.81	19.22	34.78	3149.9
ET7	9.30	18.60	3.10	1.72	43.24	74.37	3115.12
ET6	18.60	31	3.10	1.68	76.88	129.16	3040.75
ET5	31	46.5	3.10	1.65	120.12	198.19	2911.59
ET4	46.5	65.1	3.10	1.64	172.98	283.69	2713.4
ET3	65.1	86.8	3.10	1.62	235.44	381.41	2429.71
ET2	86.8	111.6	3.10	1.61	307.52	495.11	2048.3
ET1	111.6	139.5	3.10	1.61	389.67	627.37	1553.19
RDC	139.5	170.8	3.40	1.75	529.04	925.82	925.82

Tableau V.10 : Section des aires et position du CDG.

### 3) Calcul des déplacements des portiques :

$$E\Delta_n = E\Psi_n \times h_e$$

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \Sigma K_{poteau}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

Avec :

$h_e$  : hauteur d'étage.

$M_n$  : moment d'étage :  $M_n = T_n \times h_e$

$T_n$  : effort tranchant au niveau « n ».

$E\theta$  : rotation d'étage :

- Pour les poteaux d'étages courants :  $E\theta_1 = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \Sigma K_{poteaux}}$
- Pour les poteaux encastres à la base :  $E\theta_n = \frac{M_1 + M_2}{24 \Sigma K_{poutres} + 2 \Sigma K_{poteaux}}$
- Pour les poteaux articulés à la base :  $E\theta_1 = \frac{2 \times M_1 + M_2}{24 \Sigma K_{poteaux}}$

Niveaux	$h_e$	$M_n$	$M_{n+1}$	$\Sigma K_{pot} \times 10^{-6}$	$\Sigma K_{pout} \times 10^{-6}$	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_i$	$\Sigma E\Delta_i$	EIF	$I_{en}$	$\Sigma I_{en}$
ET9	3.10	3.10	0	3420.24	1753.79	73.65	112.35	348.28	17488.35	3159.78	0.18	2.27
ET8	3.10	6.20	3.10	3420.24	1753.79	220.95	261.53	810.74	17140.07	3149.9	0.18	2.09
ET7	3.10	9.30	6.20	3420.24	1753.79	368.25	410.71	1273.2	16329.33	3115.12	0.19	1.91
ET6	3.10	12.4	9.30	5785.28	1766.3	511.89	434.56	1347.14	15056.13	3040.75	0.20	1.72
ET5	3.10	15.5	12.4	5785.28	1766.3	658.15	552.34	1712.25	13708.99	2911.59	0.21	1.52
ET4	3.10	18.6	15.5	5785.28	1766.3	804.41	670.13	2077.40	11996.74	2713.4	0.23	1.31
ET3	3.10	21.7	18.6	9189.04	1779	943.88	668.73	2073.06	9919.34	2429.71	0.24	1.08
ET2	3.10	24.8	21.7	9189.04	1779	1089.09	769.45	2385.29	7846.28	2048.3	0.26	0.84
ET1	3.10	27.9	24.8	13888.88	1791.85	1225.46	780.13	2418.40	5460.99	1553.19	0.28	0.58
RDC	3.40	31.3	27.9	12626.24	1791.85	1376.60	894.88	3042.59	3042.59	925.82	0.30	0.30
<b>Moyenne</b>												1.36

Tableau V.11 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales X-X.

Niveaux	$h_e$	$M_n$	$M_{n+1}$	$\Sigma K_{pot} \times 10^{-6}$	$\Sigma K_{pout} \times 10^{-6}$	$E\theta_n$	$E\Psi_n$	$E\Delta_i$	$\Sigma E\Delta_i$	EIF	$I_{en}$	$\Sigma I_{en}$
ET9	3.10	3.10	0	3420.24	1527.2	84.58	117.82	365.24	19187.78	3159.78	0.16	2.04
ET8	3.10	6.20	3.10	3420.24	1527.2	253.73	277.93	861.58	18822.54	3149.9	0.17	1.88
ET7	3.10	9.30	6.20	3420.24	1527.2	422.89	438.04	1357.92	17960.96	3115.12	0.17	1.71
ET6	3.10	12.4	9.30	5785.28	1538.3	587.77	472.49	1464.72	16603.04	3040.75	0.18	1.54
ET5	3.10	15.5	12.4	5785.28	1538.3	755.70	601.12	1863.47	15138.32	2911.59	0.19	1.36
ET4	3.10	18.6	15.5	5785.28	1538.3	923.64	729.74	2262.19	13274.85	2713.4	0.20	1.17
ET3	3.10	21.7	18.6	9189.04	1549.6	1083.61	738.59	2289.63	11012.66	2429.71	0.22	0.97
ET2	3.10	24.8	21.7	9189.04	1549.6	1250.32	850.06	2635.19	8723.03	2048.3	0.23	0.75
ET1	3.10	27.9	24.8	13888.88	1561.04	1406.65	870.72	2699.23	6087.84	1553.19	0.25	0.52
RDC	3.40	31.3	27.9	12626.24	1561.04	1580.14	996.65	3388.61	3388.61	925.82	0.27	0.27
<b>Moyenne</b>												1.22

Tableau V.12 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinal Y-Y.

Inerties moyennes des portiques :

Niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Inertie
$I_{xx} (m^4)$	2.27	2.09	1.91	1.72	1.52	1.31	1.08	0.84	0.58	0.30	1.36

Tableau V.13 : Inertie moyennes sens longitudinale X-X.

Niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Inertie
$I_{yy} (m^4)$	2.04	1.88	1.71	1.54	1.36	1.17	0.97	0.75	0.52	0.27	1.22

Tableau V.14 : Inertie moyennes sens transversal Y-Y.

Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :

Sens x – x :

	Inerties ( $m^4$ )	Pourcentage %
<b>Portiques</b>	1.36	6.31
<b>Voiles</b>	19.87	93.59
<b>Voiles + portiques</b>	21.23	100

Sens y – y :

	Inerties ( $m^4$ )	Pourcentage %
<b>Portiques</b>	1.22	8.08
<b>Voiles</b>	13.89	91.92
<b>Voiles + portiques</b>	15.11	100

**Remarque :**

D'après les résultats obtenus dans ce paragraphe, on dira que la structure possède un système contreventé par des voiles porteurs ( $R = 3.5$ ).

# *Chapitre IV*

Modalisation et vérification

## IV. Introduction :

L'utilisation de logiciels de modélisation pour concevoir et analyser des structures est devenue une pratique courante dans le domaine du génie civil. Ces logiciels offrent des outils puissants pour créer des modèles virtuels de structure complexes, les simuler dans différentes conditions et évaluer leur comportement en réponse à diverses charges et contraintes. Grâce à ces logiciels, les ingénieurs peuvent optimiser la conception des structures, améliorer leur efficacité et leur durabilité, et réduire les risques de défaillance. Dans cette introduction, nous explorerons les principaux types de logiciels de modélisation utilisés dans le génie civil, ainsi que leurs applications et avantages dans la conception et l'analyse des structures. Parmi celle-ci on peut citer le logiciel ROBOT, le logiciel ETABS dans on s'intéresse et on utilisera dans la modélisation de notre structure.

### V.1. Description de logiciel ETABS :

ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de simulation et d'analyse structurelle largement utilisé dans le domaine du génie civil et de la construction. Il est développé par computers and structures, Inc. (CSI).

ETABS permet aux ingénieurs de modéliser, d'analyser et de concevoir une grande variété de structures, y compris les bâtiments, les ponts, les tours, les stades, et bien d'autre encore. Le logiciel utilise des méthodes de calcul avancées pour évaluer le comportement des structures sous différentes charges, telles que les charges gravitationnelles, les charges sismiques.

ETABS offre également des fonctionnalités pour la conception des éléments structuraux, la vérification de la conformité aux normes de construction et la génération de rapports détaillés. Il est apprécié pour sa puissance, sa précision et sa facilité d'utilisation, ce qui en fait un outil essentiel pour les ingénieurs civils impliqué dans la conception et l'analyse des structures.

### V.2. Etapes de Modélisation :

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.7.4 dont les principales étapes sont les suivantes :

- ✓ Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
- ✓ Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
- ✓ Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutres, poteaux, voiles,...) ;
- ✓ Définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E) ;
- ✓ Affectation des charges revenant aux éléments ;
- ✓ Introduction des combinaisons d'actions ;
- ✓ Définition des nœuds maitres et inertie d'étages ;
- ✓ Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
- ✓ Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)
- ✓ Exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

### IV.3. La modélisation :

#### 1. Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans l'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m (dans la liste déroulante à droite de la barre d'état) comme unités de base pour les forces et les déplacements.



FigureIV.3.1 : choix de l'unité de base.

#### 2. Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran, nous sélectionnons : **file**  $\Rightarrow$  **New model** dans la fenêtre qui apparaît nous cliquons sur : **No**.

New Model Initialization

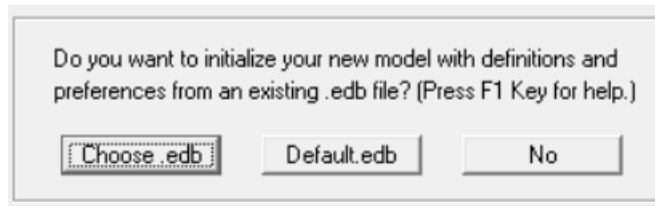


Figure IV.3.2 : choix d'une surface de travail.

Building Plan Grid System and Story Data Definition

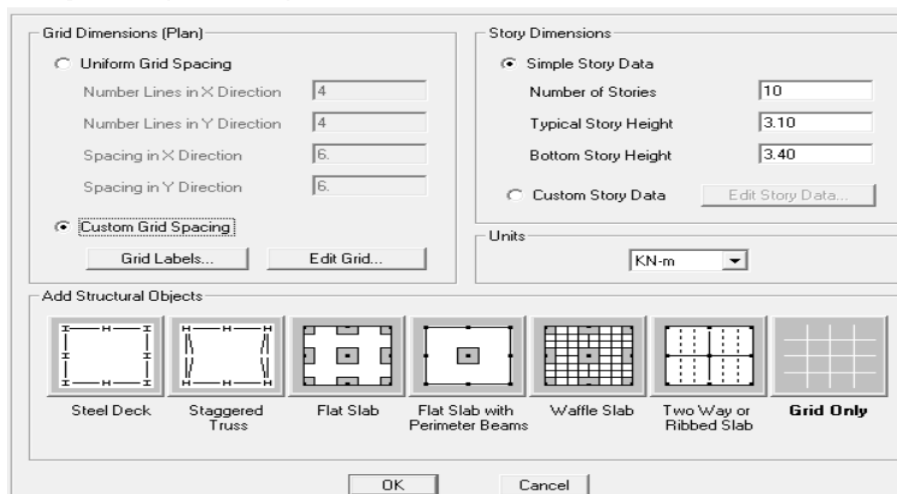


Figure IV.3.3 : Introduction des données de base de la structure.

Les fonctions qui s'affichent dans la figure (V.3) permettent de spécifier ou bien modifier les paramètres suivants :

- Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- Les hauteurs des différents étages.
- Le nombre d'étages.
- Les longueurs des travées.

#### 3. Modification de la géométrie de base :

##### ➤ Ligne et travées :

On clique sur **Custom Grid Spacing**  $\Rightarrow$  **Edit Grid**



Figure IV.3.4 : Modification de la géométrie de base.

Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing** puis, nous introduisons les distances des trames suivant X-X et Y-Y

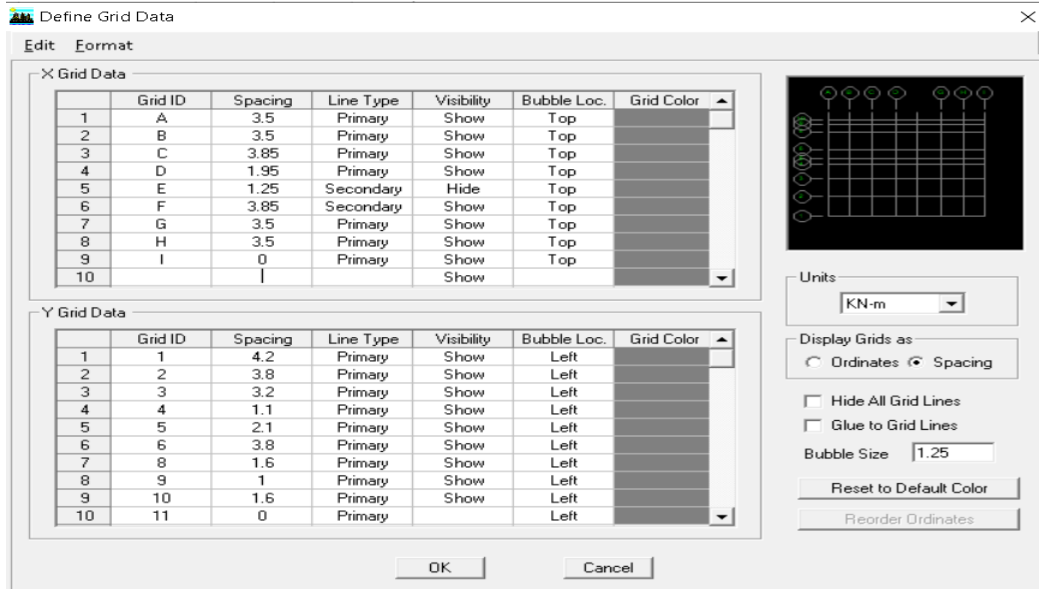


Figure IV.3.5 : Introduction des données de la structure.

Cliquer sur « **OK** » pour valider notre choix.

✓ Pour commencer un modèle vide en clique sur « **Grid Only** » puis ok. On obtient cela :

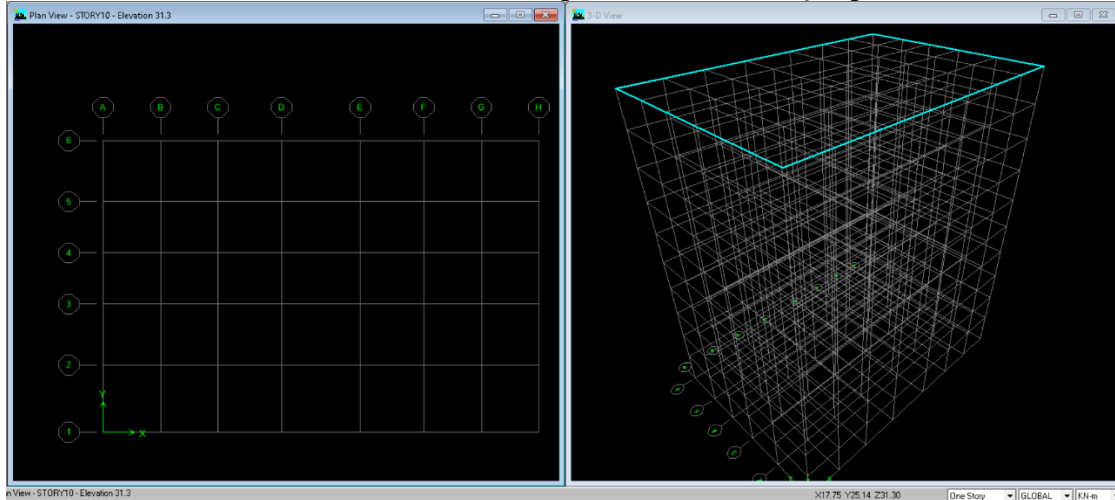


Figure IV.3.6 : Esquisse de la structure en système d'axes.

4. **Spécification des propriétés mécanique de l'acier et du béton :**

1. On clique sur **Define** puis **Material properties**.
2. Nous sélectionnerons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify/show Material**, et on apporte les modifications des paramètres :

- La masse volumique ;
- Module de Young (élasticité) ;
- Contrainte max du béton à la compression ;
- Contrainte max des aciers longitudinales ;
- Contrainte max des aciers transversales.

Dans la fenêtre suivante :

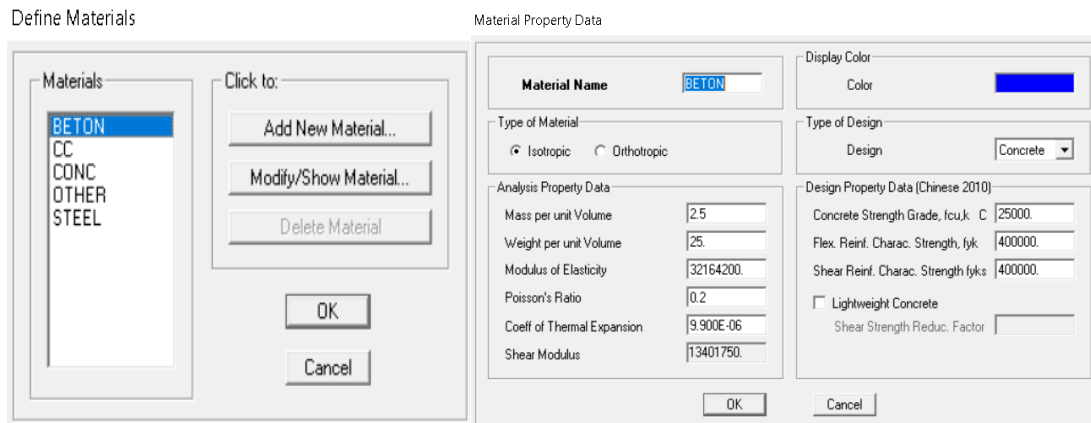


Figure IV.3.7 : Définition du matériau « Béton ».

3. Cliquer sur « ok » pour valider le choix.

### 5. Spécification des propriétés géométriques des éléments :

Dans cette étape on définit de nouvelles propriétés géométriques des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile). Nous commençons d’abord par effectuer les sections des poteaux et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**, il affiche cette fenêtre dans on supprime toutes les profils des sections standard donné par l’ETABS, on sélectionne toutes ces sections et on clique sur **delete property**.

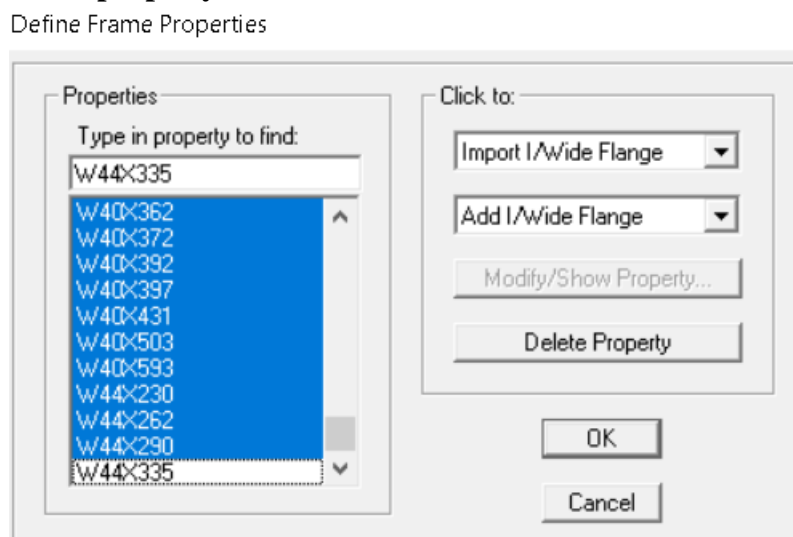


Figure IV.3.8 : Introduction des propriétés des éléments.

Puis sélectionnée dans le champ « click to » dans un menu déroulant l’option « **Add Rectangular** », une nouvelle boîte de dialogue s’affiche ou on précise les dimensions des éléments barres (poutres, poteaux).

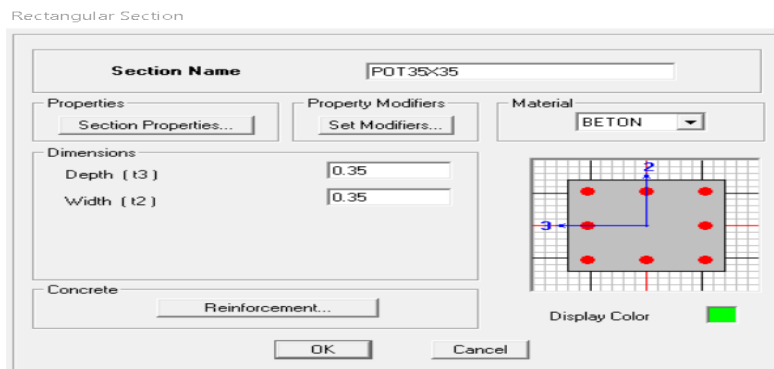


Figure IV.3.9 : Définition de l'élément « poutre ».

Cette boîte permet de définir la géométrie de la section :

- Nom de la section **Section Name**.
- Choisir dans la liste des matériaux béton : **Material**.
- Hauteur : **Depth**.
- Largeur : **Width**.

On sélectionne **Reinforcement** après **Beam** pour les poutres

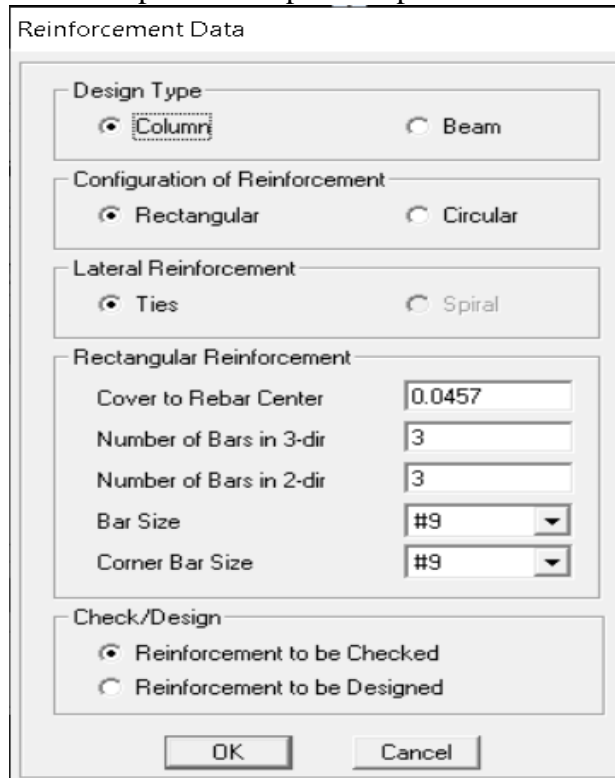


Figure IV.3.10 : Définition de l'élément « poutre ».

On fait les mêmes étapes pour les autres sections (Pot 45x45, Pot40X40, Pot 35X35, PS30X35).

#### 6. Définition des éléments plaques :

- **Planchers, des dalles pleines et des escaliers :**

On passe aux éléments plaques (plancher, dalle, voile). On choisit le menu **Define** puis **Wall/Slab/Deck sections** On clique sur **Add New Deck**, une nouvelle fenêtre va apparaître, là où il faut introduire un nom pour la section du plancher et de la dalle ainsi celle des escaliers et leur épaisseur

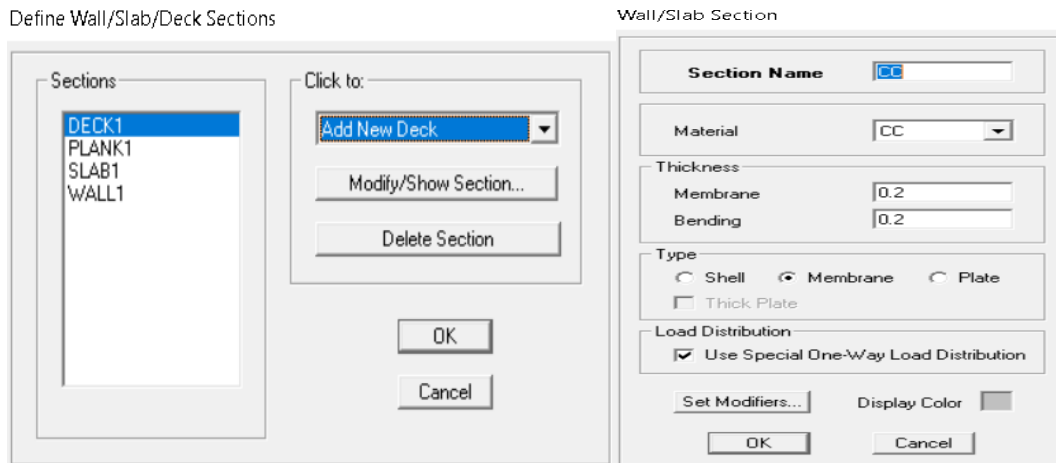


Figure IV.3.11 : Définition de l'élément « plancher ».

❖ **Définition des voiles :**

On clique sur **Add New Wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître, là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur.

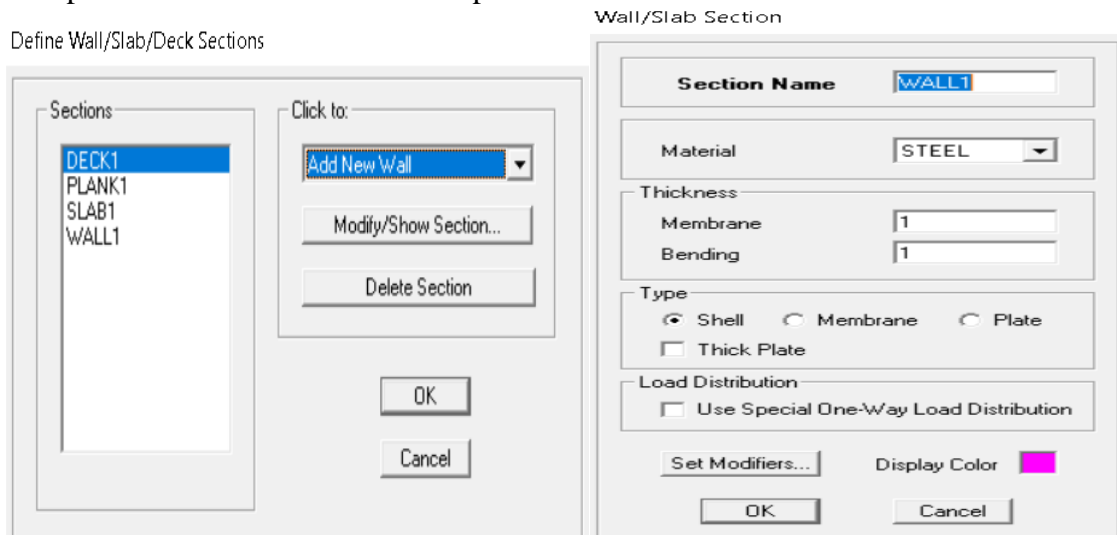


Figure IV.3.12 : Définition de l'élément « voile ».

**7. Dessin des éléments de la structure :**

Pour dessiner les différentes sections précédentes on doit suivre ces étapes :

➤ **Pour les poutres :**

On choisit le menu **Draw** ⇒ **Draw line objects** ⇒ **Creat Lines in Region or at Clicks**  
 Une fenêtre s'affiche **properties of object** ⇒ **None** on choisit le nom de la section (PP par exemple) on valide.

Properties of Object	
Type of Line	Frame
Property	PP25X35
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0.
Drawing Control Type	None <space bar>

Figure IV.3.13 : dessiner des poutres

➤ **Pour les poteaux :**

On choisit le menu **Draw** ⇒ **Draw line objects** ⇒ **Creat Columns in Region or at Clicks**. Une fenêtre s'affiche **properties of object** ⇒ **None** on choisit le nom de la section (Pot50X50 par exemple) on valide.

Type of Line	Frame
Property	POT50x50
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0.
Drawing Control Type	None <space bar>

FigureIV.3.14: dessiner des poteaux

➤ Pour les voiles :

On choisit le menu **Draw** ➡ **Draw line objects** ➡ **Draw Lines**. Une fenêtre s'affiche **properties of object** ➡ **None** on choisit le nom de la section (VL20 par exemple) on valide.

Type of Area	Pier
Property	VL
Plan Offset Normal	0.
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Drawing Control	None <space bar>

FigureIV.3.15 : dessiner des poteaux

➤ Pour les planchers et les dalles pleine :

On choisit le menu **Draw** ➡ **Draw Area objects** ➡ **Creat Areas at Clicks**. Une fenêtre s'affiche **properties of object** ➡ **None** on choisit le nom de la section (CC par exemple) on valide.

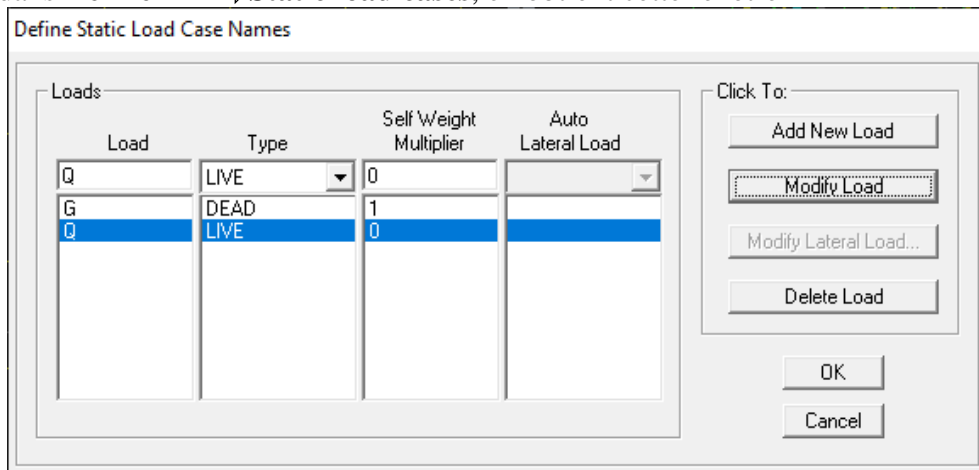
Property	CC
Local Axis	0.
X Dimension (if no drag)	0.
Y Dimension (if no drag)	0.

FigureIV.3.16 : dessiner des poteaux

8. Définitions des charges et surcharges (G et Q) :

A. Charges statiques :

Choisir dans **Define** ➡ **Static load cases**, en obtient cette fenêtre



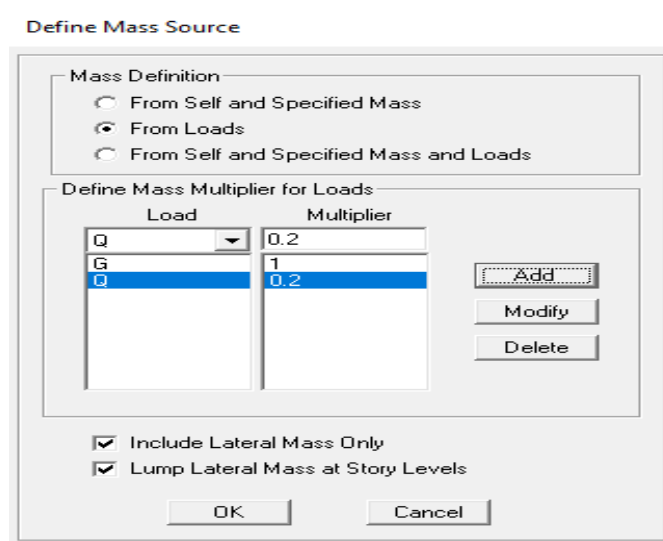
FigureIV.3.17 : Définition des charges et surcharge statiques.

Pour les charges permanentes : **G** comme nom et **DEAD** comme type et **1** comme multiplication interne **Self Weight Multiplier** et cliquer sur **Add New Load**.

Pour les surcharges : **Q** comme nom et **LIVE** comme type et **0** comme multiplication interne **Self Weight Multiplier** et cliquer sur **Add New Load**. Puis **OK** pour valider.

**B. Masse source :**

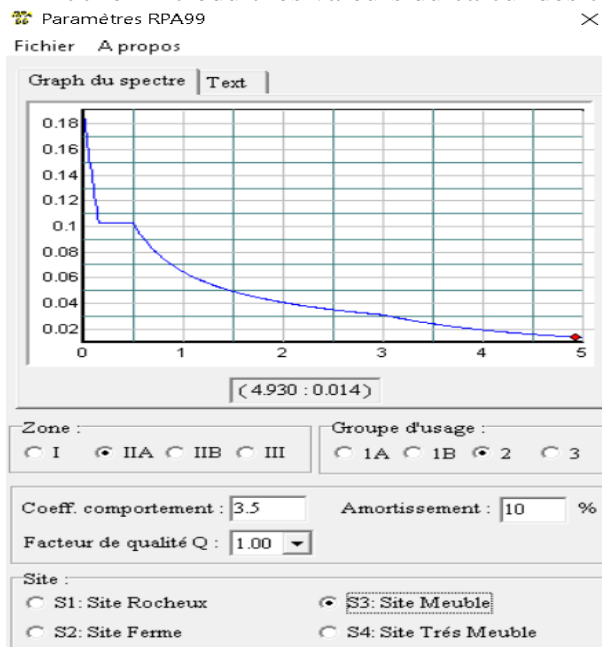
Pour crée ces masses on passe par **Define** puis **masse source**, une fenêtre apparaîtra. On donne la valeur 1 pour la charge Permanente. On donne la valeur 0.2 pour la Surcharge.



**FigureIV.3.18 : Définition de la masse source.**

**C. Charge dynamique :**

Pour le calcul dynamique de la structure, on introduira un spectre de réponse. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T. On ouvre l'application **RPA99** on introduit les valeurs du calcul des coefficients trouvées :



**FigureIV.3.19 : Spectre de Réponse.**

- Coefficient d'accélération de zone (A) : (groupe d'usage 2 et la zone IIa) **A = 0.15**
- Coefficient de comportement de la structure (R): **R = 3.5**
- Coefficient d'amortissement :  $\xi = 10\%$  (structure en voiles).
- Facteur de qualité(Q) : **Q = 1**

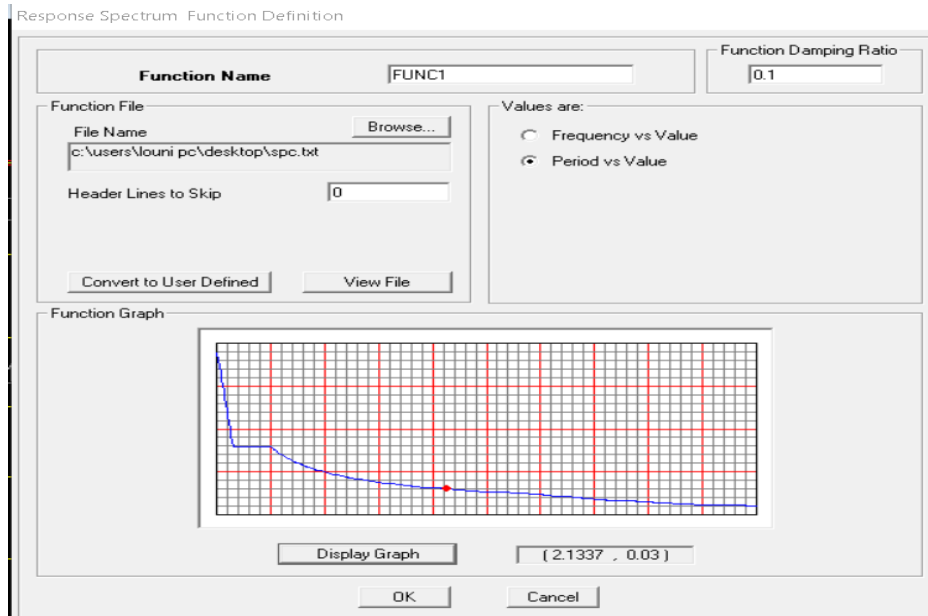
- Catégorie de site : S3 (meuble)

Puis on clique sur **Texte** après **Enregistré** on va choisir l'emplacement de fichier et le nom puis **Enregistré**

Pour insérer le spectre de réponse dans le logiciel ETABS on clique sur :

**Define**  $\implies$  **Responses spectrum functions**  $\implies$  **Spectrum from File**  $\implies$  **Add New Function.**

Compléter la fenêtre suivante :



**FigureIV.3.20 : Insérer le Spectre de Réponse dans ETABS.**

On clique sur **Browse** pour ramener le spectre déjà enregistré et sauvegarder puis sur **Display Graph** puis **OK**.

#### **D. Introduction des combinaisons d'actions :**

Cette instruction permet d'introduire les combinaisons de charges en multipliant chaque cas de charge par leur coefficient de majoration donnés par les règlements de calcul. Les combinaisons d'actions statiques et sismiques à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont définies comme suit :

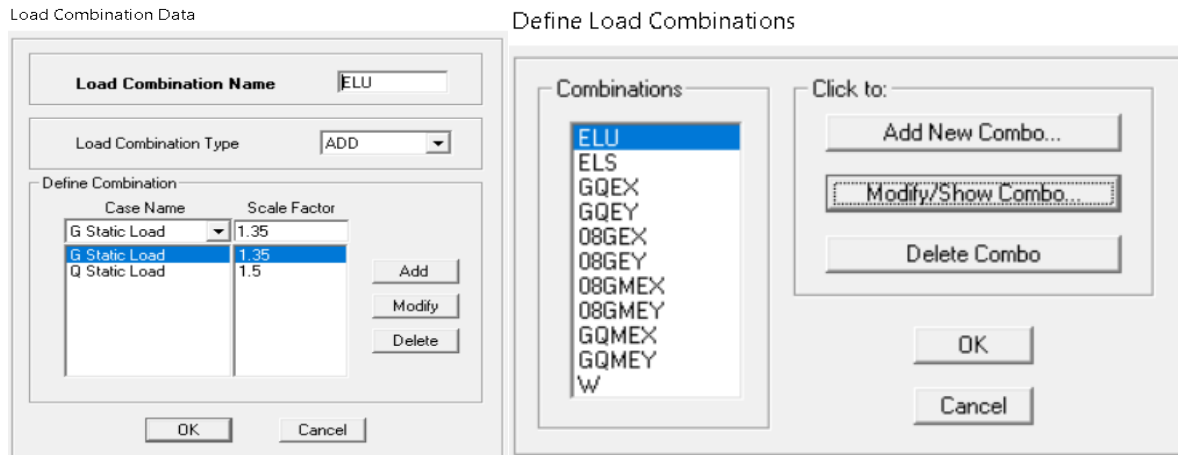
- **Combinaisons selon le BAEL :**

**ELU:**  $1.35G + 1.5Q$ ; **ELS:**  $G + Q$ ; **poids:**  $W=G+0.2Q$

- **Combinaisons de le RPA :**

$G + Q + Ex$  ;  $G + Q + Ey$  ;  $0.8G + Ex$  ;  $0.8G + Ey$  ;  $0.8G - Ex$  ;  $0.8G - Ey$  ;  $G+Q-Ex$  ;  $G+Q-Ey$

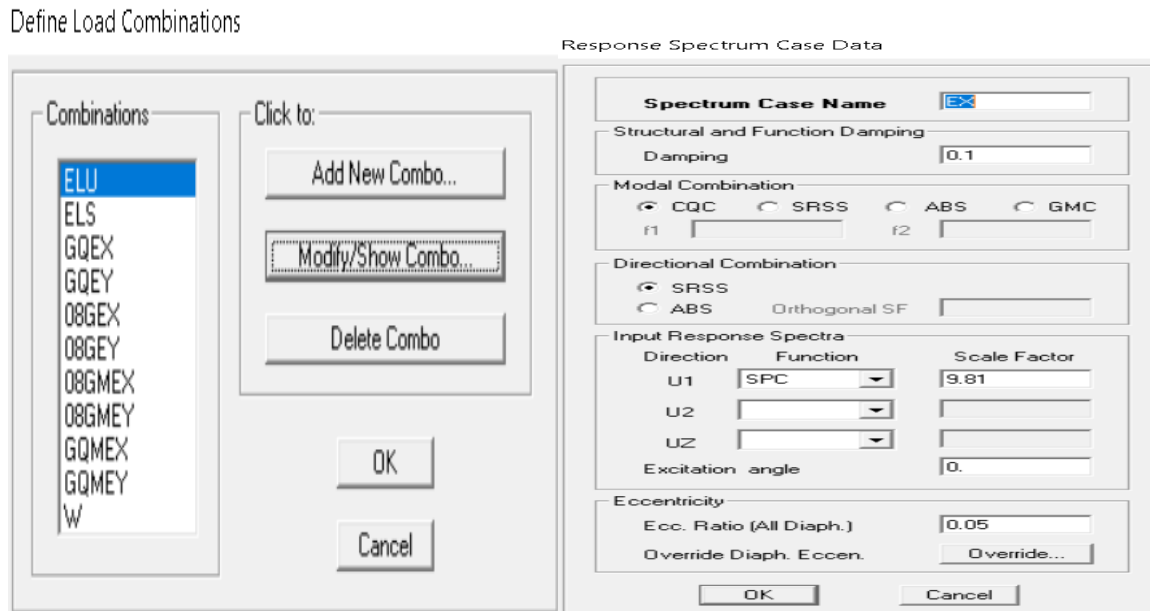
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur : **Define**  $\implies$  **Load Combinations.** Puis  $\implies$  **Add New Combo**  $\implies$  **Choisir le nom**  $\implies$  **définir le coefficient** **OK**  $\implies$  **OK.**



FigureIV.3.21 : Introduction des combinaisons d’action.

**E. Charges sismique E :**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux axes X et Y. On clique sur : **Define**  $\implies$  **Response Spectrum Cases**  $\implies$  **Add New Spectrum**.



FigureIV.3.22 : Introduction la charge sismique.

**F. Application des charges :**

Cette étape consiste à attribuer les charges statiques aux planchers. Pour attribuer les charges statiques il faut d’abord sélectionner la zone considérée on clique dans le menu principal **Assign**  $\implies$  **Shell /Area Loads**  $\implies$  **Uniform**  $\implies$  une boîte de dialogue s’affiche permet de choisir le cas de chargement.



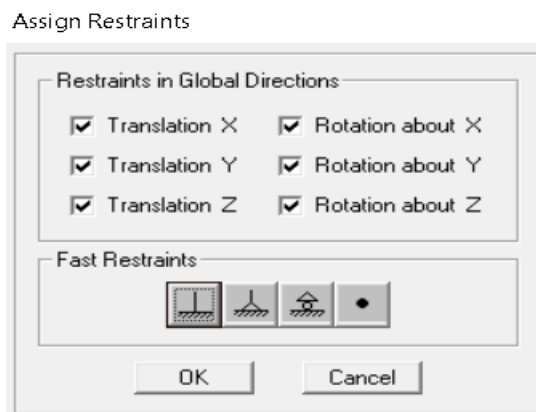
FigureIV.3.23 : chargement des plancher.

### 9. Appuis :

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée. Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations, pour modéliser cet encastrement :

Aller au niveau 0 (Base) puis sélectionné en bas à droite de l'écran l'option **One Story** sélectionner les nœuds de la base en dessinant une fenêtre qui les englobe à l'aide de la souris dans le plan XY pour  $Z=0$  sélectionner dans le menu principale **Assign**  $\Rightarrow$  **joint/point Restraint (Support)**

Une boîte de dialogue s'affiche **Assign Restraints** on clique sur l'icône qui représente un encastrement.



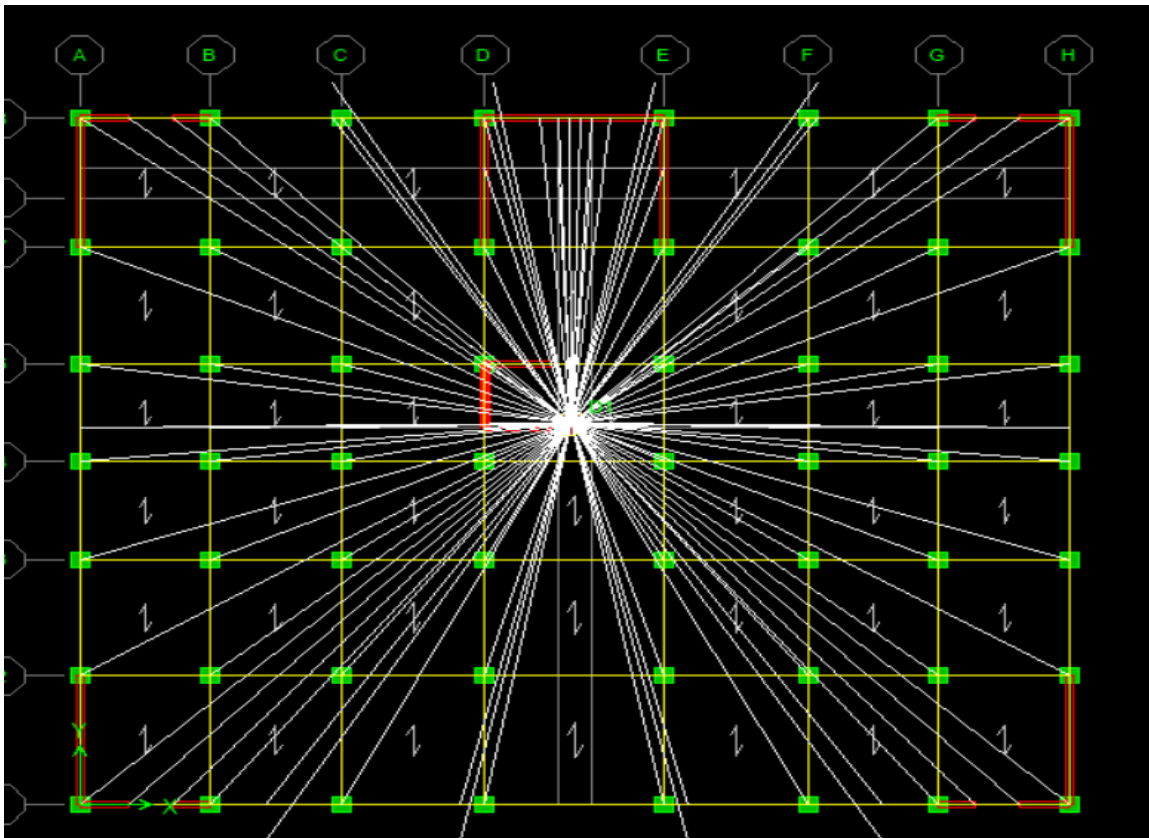
FigureIV.3.24 : Encastrement de la structure.

### 10. Diaphragme :

Comme les plancher sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne le 1<sup>er</sup> étage  $\Rightarrow$  **Assign**  $\Rightarrow$  **Joint/Point**  $\Rightarrow$  **Diaphragm**  $\Rightarrow$  **D1**  $\Rightarrow$  **ok**.

On sélectionne le 2<sup>eme</sup> étage  $\Rightarrow$  **Joint/point**  $\Rightarrow$  **Add New Diaphragm**  $\Rightarrow$  **D2**  $\Rightarrow$  **ok**.



FigureIV.3.25 : Résultat du diaphragme sur tous les étages.

Nous procédons de la même manière pour les différents étages. Dans notre structure, nous avons 10 planchers ce qui nous donne 10 diaphragmes.

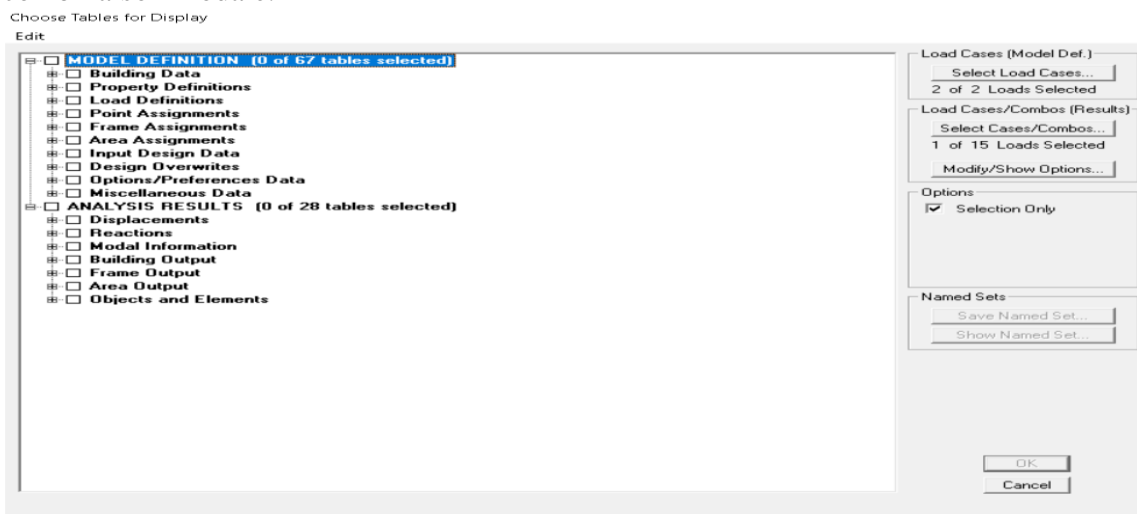
**11. Analyse et visualisation des résultats :**

➤ **Lancement de l'analyse :**

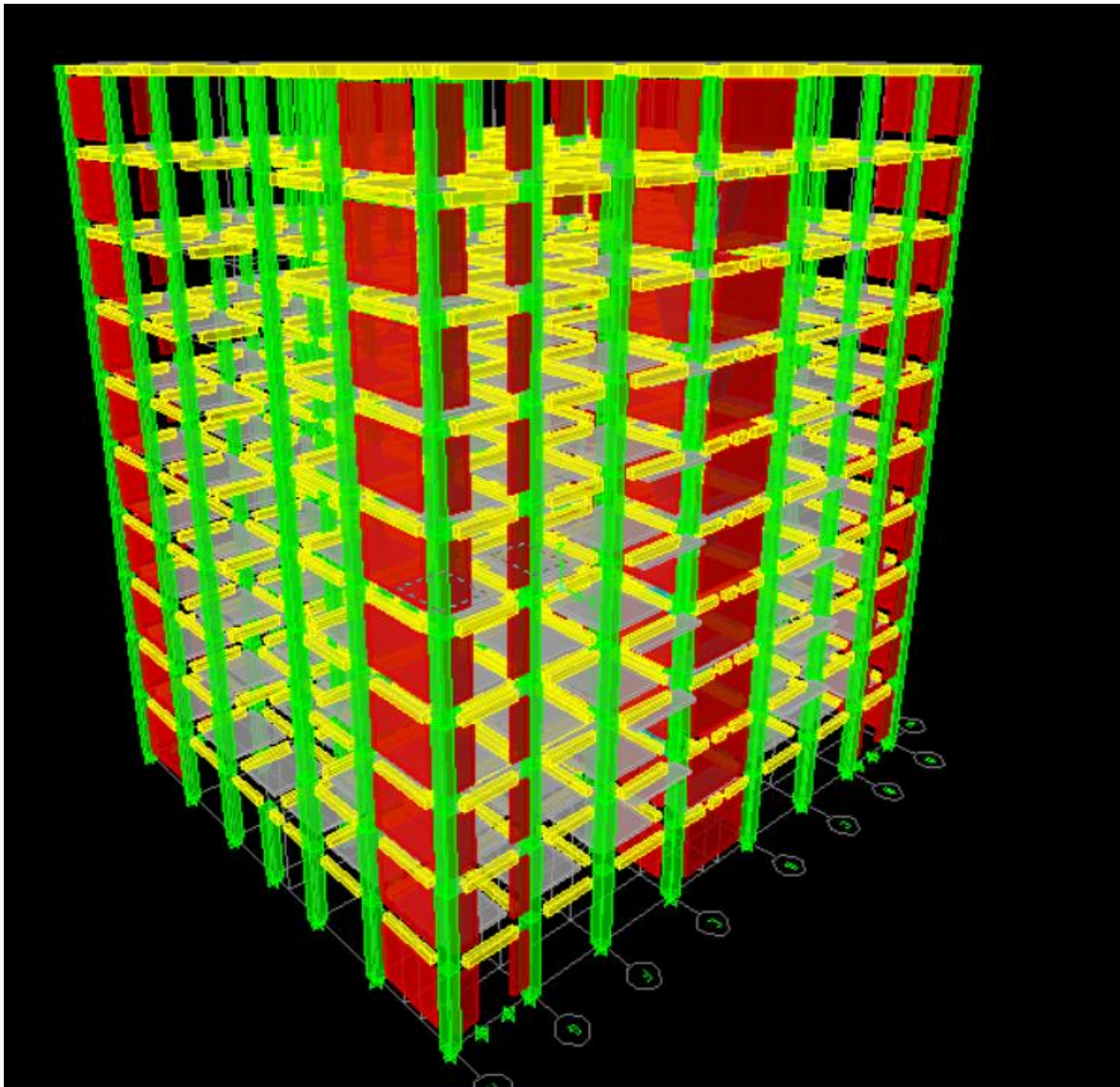
Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

➤ **Visualisation des résultats :**

Dans la fenêtre **Display** ⇨ **Show tables**, on clique sur modal information et on sélectionne la combinaison modale.



FigureIV.3.26 : Résultat d'analyse.



FigureIV.3.27 : Vu en 3D de la structure.

#### IV.4. Vérifications selon les exigences du RPA :

Ce chapitre consiste à analyser les exigences du RPA qui sont :

- ✓ La période fondamentale de la structure.
- ✓ Le pourcentage de participation de la masse modale.
- ✓ L'effort tranchant a la base.
- ✓ Les déplacements.
- ✓ Justification vis-à-vis de l'effort P-Delta.
- ✓ Vérification de l'excentricité.

##### 1) Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure (Article 4.3.4 RPA99/version 2003).

**Display** ⇒ **show tables** ⇒ **Analysis Results** ⇒ **Modal Information** ⇒ **Building Modal Information** ⇒ **Modal Participating Mass Ratios.**

On aura la fenêtre représentée sur la page suivante :

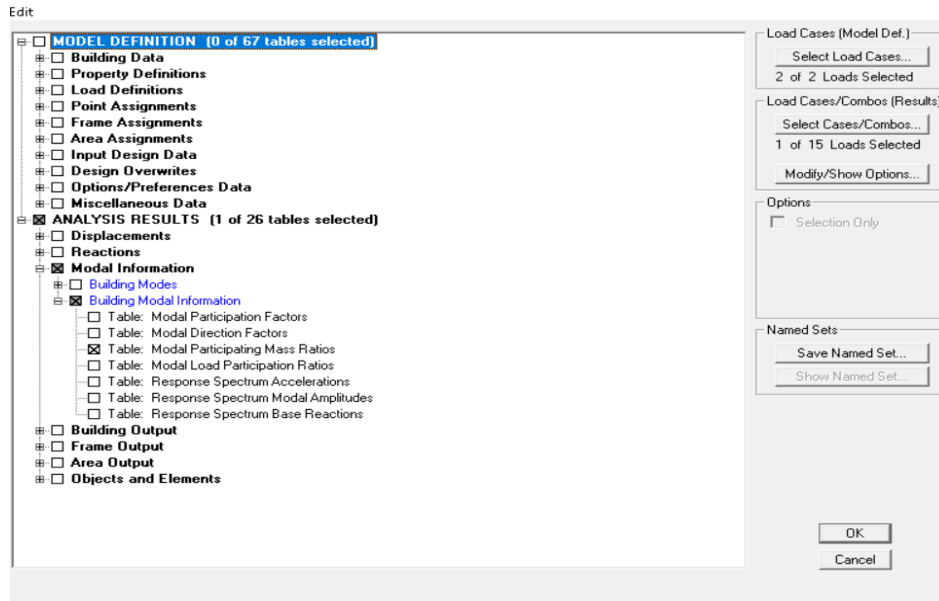


Figure IV.4.1 : Affichage des informations modales.

❖ Les résultats seront affichés comme suit :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	<b>0.797566</b>	63.282	0.0197	63.282	0.0197	6.6027	6.6027
2	0.68515	0.0268	65.4258	63.3089	65.4455	0.0022	6.6049
3	0.457548	6.7694	0.008	70.0782	65.4536	60.7126	67.3174
4	0.216682	15.6586	0.0032	85.7368	65.4568	1.6338	68.9512
5	0.148339	0.0041	20.5886	85.7409	86.0454	0.0016	68.9528
6	0.111312	3.0653	0.0041	88.8062	86.0495	16.3108	85.2636
7	0.102282	3.9751	0.0001	92.7813	86.0497	2.5534	87.817
8	0.06395	2.0065	2.0825	94.7878	88.1321	0.0835	87.9005
9	0.063875	0.8264	5.3423	<b>95.6142</b>	<b>93.4745</b>	0.0185	87.919

Tableau IV.4.1 : La période et des masses participantes

❖ Les 3 premiers modes son vérifiée

• Le premier mode de vibration est :

Une translation suivante l'axe X-X, il mobilise 63.282% de la masse >50%

• Le deuxième mode de vibration est :

Une translation suivante l'axe Y-Y, il mobilise 65.4455% de la masse >50%

• Le troisième mode de vibration est :

Une rotation suivante l'axe Z-Z, il mobilise 60.7126% de la masse >50%

❖ Nombre de modes propres (Art 4.3,4 RPA99 version 2003)

Le nombre de mode propres à retenir dans chacune des directions d'excitation, doit être tel que la somme des masse modales retenues soit égale au moins a 90% de la masse totale de la structure.

Dans notre cas le nombre de mode à retenir est 9 modes avec:

Sens X-X : **95.6142** > 90%

Sens Y-Y : **93.4745** > 90%

Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la

méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{ADQ}{R} w \quad (\text{Art 4.2.3 RPA 99 Version 2003}).$$

**A** : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau des règles RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

**R** : facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure.

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, de facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

**Q** : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux .....etc.)

**W** : poids de la structure.

L'application numérique dans notre cas nous amène aux résultats suivants.

❖ **Coefficient d'accélération de zone A :**

Il est donné par le tableau 4.1 de RPA 99 version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone II a

Groupe d'usage 2

On déduit A= 0.15

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen :**

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement  $\eta$  et de la période fondamentale de la structure T. (**Formule 4.2 RPA 99 version 2003**)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

D'après le tableau 4.7 du RPA version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0.15 \\ T_2 = 0.5 \end{array} \right\} \text{ Site meuble S3}$$

❖ **Facteur de correction d'amortissement**

Il est donné par la formule :  $\eta = \sqrt{\frac{7}{2\zeta}} \geq 0,7$  (**formule 4.3 RPA 99 version 2003**)

Où  $\zeta$  % et le pourcentage d'amortissement critique. Il est on fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voile donc on prend :

$$\zeta = 10\% \longrightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2\zeta}} = \sqrt{\frac{7}{2 \times 10}} = 0.58 \geq 0,7$$

❖ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :  $T=C_T h_N^{3/4}$

Avec :

$h_n$  : la hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau n.  $h_n = 31.30$  m

$C_T$ : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003

$C_T = 0.05$

**Remarque :**

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

$$T=0.05 \times (31.30)^{3/4} = 0.66 \text{ sec}$$

La période choisie pour le calcul du facteur D est déterminée à partir de la relation suivante :

$$T = 1.3 \times 0.66 = 0.85 \text{ s} > T \text{ analytique} = 0.79 \text{ s}$$

Donc :  $T = 0.79$  s

$$D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.58 \left(\frac{0.5}{0.79}\right)^{2/3} = 1.06$$

❖ **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- Les conditions minimales sur les files de contreventement.
- La redondance en plan.
- La régularité en plan.
- La régularité en élévation.
- Le contrôle de la qualité des matériaux.
- Le contrôle de l'exécution des travaux.

La valeur de Q est déterminée par la formule 4-4  $Q = 1 + \sum p_q$

Avec :

$P_q$ : pénalité à retenir selon la satisfaction ou la non-satisfaction du critère de qualité, sa valeur est donnée par les tableaux suivants :

Critère q	Observé (oui ou non)	$P_q$
Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
Redondance en plans	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0
Control de la qualité de l'exécution des travaux	Oui	0

**Tableau IV.4.2 : La valeur de Facteur de qualité.**

On aura finalement : **Q = 1.00**

❖ **Détermination du poids de la structure W :**

Pour chaque niveau i on aura :  $W_T = \sum_1^9 W$

Avec :  $W_{Gi}$  : le poids de niveau i revenant a la charge permanente.

$W_{Qi}$  : le poids du niveau i revenant a la charge d'exploitation.

$\beta=0,20$  (cas de bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés) ; donné par le tableau 4-5 du RPA 99 version 2003

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

**Display**  $\Rightarrow$  **Show tables**  $\Rightarrow$  **Sélectionner**  $\Rightarrow$  **Building Output Table**

$\Rightarrow$  **Story Shears**  $\Rightarrow$  **Poids Combo**

❖ **On aura la fenêtre suivante :**

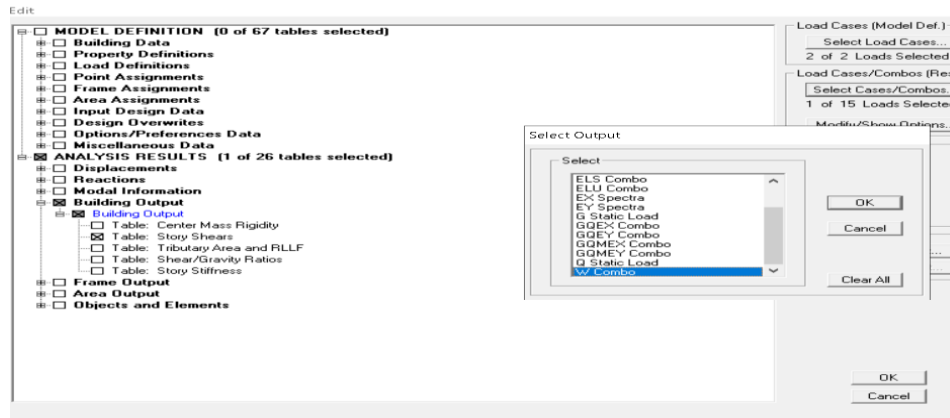


Figure V.4.2 : Affichage des informations modales.

❖ On aura les résultats représentés par le tableau suivant :

Story	Load	Loc	P	T	MX	MY
STORY10	W	Bottom	5209.22	-0.003	60514.748	-68881.544
STORY9	W	Bottom	10356.33	-0.004	120124.068	-136850.775
STORY8	W	Bottom	15459.7	-0.009	179005.451	-204265.816
STORY7	W	Bottom	20720.02	-0.014	239834.631	-273692.395
STORY6	W	Bottom	25980.33	-0.017	300473.716	-343186.858
STORY5	W	Bottom	31196.32	-0.019	360345.72	-412026.279
STORY4	W	Bottom	36630.56	-0.019	422924.298	-483834.696
STORY3	W	Bottom	42024.42	-0.018	484788.364	-555030.797
STORY2	W	Bottom	47661.38	-0.018	549645.928	-629515.871
STORY1	W	Bottom	<b>53818.34</b>	-0.016	620496.417	-710816.316

Tableau IV.4.3 : La valeur du poids totale de la structure sur ETABS.

On choisit la valeur indiquée pour STORY1 \_Bottom

Donc : **W= 53818.34 KN**

Finalement, le calcul de la force sismique à la base se fait en tenant compte des valeurs suivantes :

Paramètre	Valeur
Coefficient de zone A	0.15
Coefficient de comportement Q	1.00
Facteur d'amplification D	1.06
Coefficient de comportement R	3.5
Poids W	53818.34

Tableau IV.4.4 : Résumé des résultats obtenus.

$$V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$V = \frac{0.15 \times 1.06 \times 1.10}{3.5} 53818.34 = 2689.379 \text{ KN}$$

❖ Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS :

En procédant par les étapes suivantes :

**Display** ⇒ **Show tables** ⇒ **Building Sélectionner** ⇒ **Building Output Table Story Shears** ⇒ on choisit **EX spectra** et **EY spectra**.

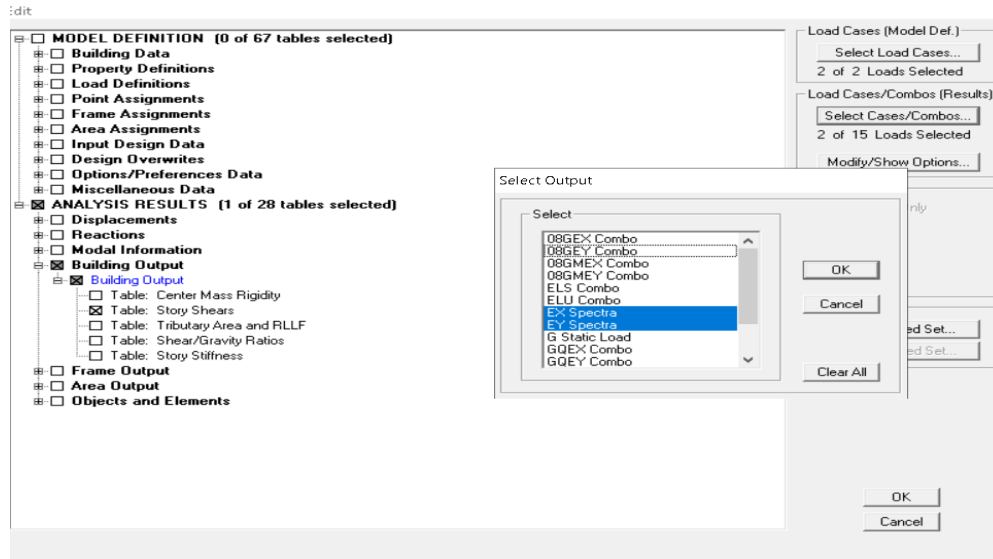


Figure IV.4.3: Affichage des informations modales.

On choisit la valeur maximale dans chaque sens :  $V_X = 3030.34 \text{ KN}$   
 $V_Y = 3455.19 \text{ KN}$

❖ Comparaison des résultats des forces sismique :

	$V_{MSE}$	$0.8 V_{MSE}$	$V_{ETABS}$	$V_{ETABS} > 0.8 V_{MSE}$
Sens X-X	2689.379	2151.503	3030.34	<b>Condition vérifiée</b>
Sens Y-Y	2689.379	2151.503	3455.19	<b>Condition vérifiée</b>

Tableau IV.4.5 : comparaison des résultats des forces sismique.

2) Vérification des déplacements :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, sont tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10 du RPA 99 version 2003. Ils ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $k$   $\delta_k$  de la structure est calculé comme suit :  $\delta_k = R \delta_{ek}$

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effort de torsion)

$R$  : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égale a :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ (Formule 4-20 de RPA99 version 2003).}$$

$\delta_k X$  : déplacement longitudinal d'un niveau  $i$  par rapport à la base de la structure

$\delta_k Y$  : déplacement transversale d'un niveau  $i$  par rapport à la base de la structure

$H_e$  : hauteur de l'étage courant

❖ Dans le sens longitudinal

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

**Display**  $\implies$  **Show Tables**  $\implies$  **ANALYSIS RESULTS**  $\implies$  **Displacement Data**  $\implies$

**Table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison EX en cliquant sur :

**Select cases/combos**  $\longrightarrow$  2 fois sur **ok**

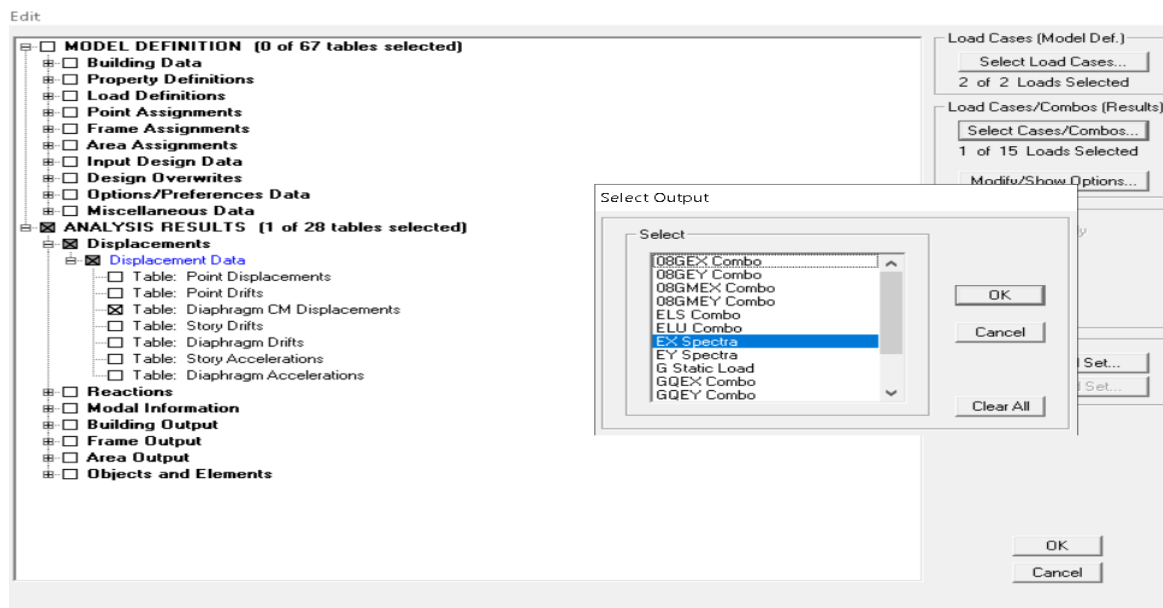


Figure IV.4.4: Affichage des informations modales.

❖ **Tableau déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens longitudinal**

Story	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
10	EX	0.0176	0.0003	0	0	0	0.00063	2722	13.321	11.326	31.3
9	EX	0.0173	0.0002	0	0	0	0.00056	2723	13.095	8.561	28.2
8	EX	0.0149	0.0002	0	0	0	0.00049	2725	13.25	9.266	25.1
7	EX	0.0125	0.0002	0	0	0	0.00042	2727	13.25	9.764	22
6	EX	0.0105	0.0002	0	0	0	0.00034	2729	13.25	9.266	18.9
5	EX	0.0087	0.0001	0	0	0	0.00026	2731	13.25	7.294	15.8
4	EX	0.006	0.0001	0	0	0	0.00019	2733	13.25	9.266	12.7
3	EX	0.0042	0.0001	0	0	0	0.00012	2735	13.25	7.294	9.6
2	EX	0.0022	0	0	0	0	0.00007	2737	13.25	9.266	6.5
1	EX	0.0007	0	0	0	0	0.00002	2739	13.24	13.84	3.4

Tableau IV.4.6 : résultats des déplacements relatifs dans le sens longitudinal.

❖ **Dans le sens transversal :**

De même, pour le sens transversal, on remplace seulement la combinaison Ex par EY en cliquant sur : select **cases/combo** ⇒ 2 fois sur **ok**

**Tableau déplacements relatifs des portiques par niveau suivant le sens transversal :**

Story	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Point	X	Y	Z
10	EY	0.0009	0.0159	0	0	0	0.00013	2722	13.321	11.326	31.3
9	EY	0.0011	0.0138	0	0	0	0.00012	2723	13.095	8.561	28.2
8	EY	0.0009	0.0118	0	0	0	0.0001	2725	13.25	9.266	25.1
7	EY	0.0007	0.0097	0	0	0	0.00009	2727	13.25	9.764	22
6	EY	0.0006	0.0077	0	0	0	0.00007	2729	13.25	9.266	18.9
5	EY	0.0006	0.0058	0	0	0	0.00005	2731	13.25	7.294	15.8
4	EY	0.0004	0.004	0	0	0	0.00004	2733	13.25	9.266	12.7
3	EY	0.0003	0.0025	0	0	0	0.00003	2735	13.25	7.294	9.6
2	EY	0.0001	0.0013	0	0	0	0.00001	2737	13.25	9.266	6.5
1	EY	0	0.0004	0	0	0	0	2739	13.24	13.84	3.4

**Tableau IV.4.7 : résultats des déplacements relatifs dans le sens transversal.**

❖ **Tableau des résultats du calcul avec la combinaison EX :**

Story	Load	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k = R\delta_{ek}$	$\Delta_x = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	$\Delta_x \leq 1\%0.01he$
Story 9	EX	0.0176	3	0.0528	0.0009	0.031	Cv
Story 8	EX	0.0173	3	0.0519	0.0072	0.031	Cv
Story 7	EX	0.0149	3	0.0447	0.0072	0.031	Cv
Story 6	EX	0.0125	3	0.0375	0.006	0.031	Cv
Story 5	EX	0.0105	3	0.0315	0.0054	0.031	Cv
Story 4	EX	0.0087	3	0.0261	0.0081	0.031	Cv
Story 3	EX	0.006	3	0.018	0.0054	0.031	Cv
Story 2	EX	0.0042	3	0.0126	0.0075	0.031	Cv
Story 1	EX	0.0022	3	0.0066	0.006	0.031	Cv
RDC	EX	0.0007	3	0.0021	0.0021	0.034	Cv

**Tableau IV.4.8 : calcul des combinaisons EX.**

❖ **Tableau des résultats du calcul avec la combinaison EY :**

Story	Load	$\delta_{ek}$	R	$\delta_k = R\delta_{ek}$	$\Delta_y = \delta_k - \delta_{k-1}$	1%He	$\Delta_y \leq 1\%0.01he$
Story 9	EY	0.0159	3	0.0477	0.0063	0.031	Cv
Story 8	EY	0.0138	3	0.0414	0.006	0.031	Cv
Story 7	EY	0.0118	3	0.0354	0.0063	0.031	Cv
Story 6	EY	0.0097	3	0.0291	0.006	0.031	Cv
Story 5	EY	0.0077	3	0.0231	0.0057	0.031	Cv
Story 4	EY	0.0058	3	0.0174	0.0054	0.031	Cv
Story 3	EY	0.004	3	0.012	0.0045	0.031	Cv
Story 2	EY	0.0025	3	0.0075	0.0036	0.031	Cv
Story 1	EY	0.0013	3	0.0039	0.0027	0.031	Cv
RDC	EY	0.0004	3	0.0012	0.015	0.034	Cv

**Tableau IV.4.9 : calcul de la combinaison EY.**

**Conclusion :**

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont vérifiés.

**3) Déplacement maximal :**

On doit vérifier que le déplacement maximal que subit la structure vérifie la formule suivante :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{h_t}{500} \quad (\text{Art B.6.5,3/BAEL91}) \quad \text{Avec :} \quad f : \text{ la flèche admissible.}$$

$$h_t : \text{ la hauteur totale du bâtiment}$$

Suivant EX :

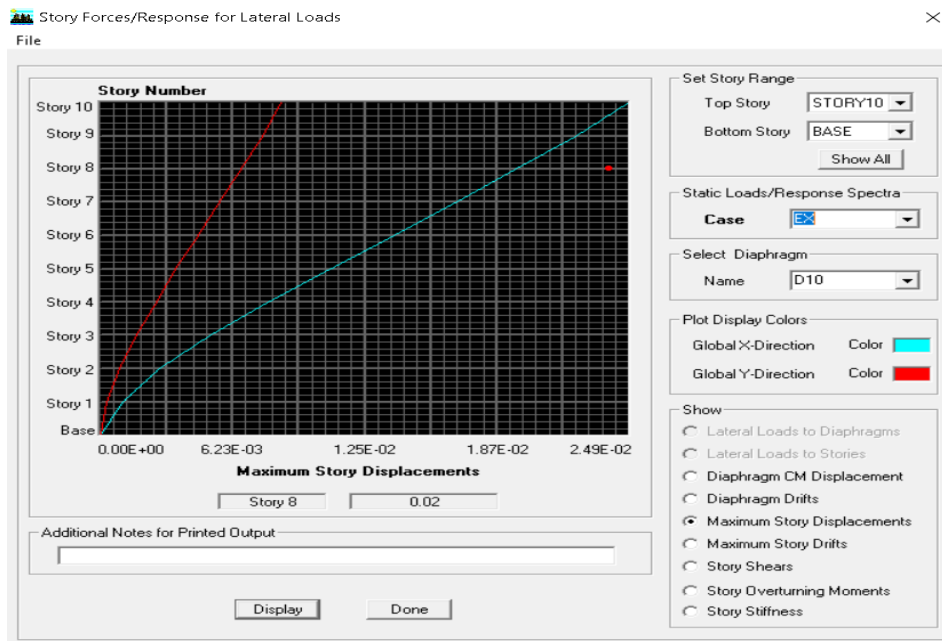


Figure IV.4.5: Déplacement maximal dans le sens X-X.

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{31.30}{500} = 0.06 \implies \text{condition vérifiée.}$$

Suivant EY :

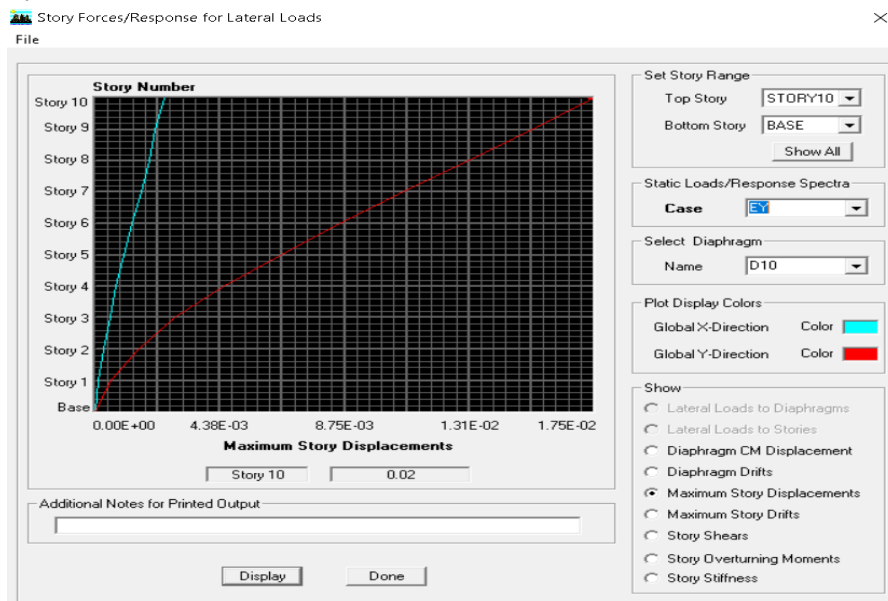


Figure IV.4.6: Déplacement maximal dans le sens Y-Y.

$$\delta_{\max} = 0.02 \leq f = \frac{h_t}{500} = \frac{31.30}{500} = 0.06 \implies \text{condition vérifiée}$$

**4) Vérification de l'effet P-Delta :**

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (non-linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement Delta(Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0,1$$

Avec :  $P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k.

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

$h_k$  : Hauteur de l'étage k.

On a :

Si  $\theta_k < 0,10$  : les effets du 2<sup>ème</sup> ordre sont négligés.

Si  $0,10 < \theta_k < 0,20$  : il faut augmenter les effets calculés de l'action sismique par un facteur égale à  $1/(1 - \theta_k)$ .

Si  $\theta_k > 0,20$  : la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2<sup>ème</sup> ordre suivant 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après.

**Tableau : justifications vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

Caractéristiques des niveaux			Sens X-X			Sens Y-Y		
Niveau	P	h	$\Delta_x$	$V_x$	$\theta_x$	$\Delta_y$	$V_y$	$\theta_y$
Story 9	5209.22	3.10	0.0009	615.34	0.002	0.0063	769.34	0.013
Story 8	10356.33	3.10	0.0072	1116.99	0.02	0.006	1359.94	0.014
Story 7	15459.7	3.10	0.0072	1525.02	0.023	0.0063	1812.2	0.017
Story 6	20720.02	3.10	0.006	1866.15	0.021	0.006	2192.08	0.018
Story 5	25980.33	3.10	0.0054	2154.57	0.021	0.0057	2516.96	0.019
Story 4	31196.32	3.10	0.0081	2398.31	0.033	0.0054	2785.31	0.0195
Story 3	36630.56	3.10	0.0054	2612.39	0.024	0.0045	3009.68	0.017
Story 2	42024.42	3.10	0.0075	2792.16	0.036	0.0036	3195.03	0.015
Story 1	47661.38	3.10	0.006	2933.67	0.031	0.0027	3343.33	0.012
RDC	53818.34	3.40	0.0021	3030.34	0.010	0.015	3455.19	0.068

**Tableau IV.4.10 : Récapitulatif de l'effet P-Δ .**

On constat que  $\theta_x$  et  $\theta_y$  sont inférieurs a 0.1 donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

**5) Vérification de l'effort normal réduit : RPA99 modifiée 2003(Art.7.4.3)**

Dans le but d'éviter ou limite le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble deus au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} < 0.3$$

Avec :

$N_d$  : Effort normale.

$B$  : Section du poteau.

$F_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton.

**Les résultats sont donnés par le tableau suivant :**

Poteaux	$N_d$ (KN)	$B$ (cm <sup>2</sup> )	$F_{c28}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	V	Observation
50X50	1238.71	2500	2.5	0.2	$V < 0.3$ condition vérifiée
45X45	970.09	2025	2.5	0.2	$V < 0.3$ condition vérifiée
40X40	721.69	1600	2.5	0.2	$V < 0.3$ condition vérifiée
35X35	362.2	1225	2.5	0.1	$V < 0.3$ condition vérifiée

**Tableau IV.4.11 : Vérification de l'effort réduit .**

### Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifiée.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- L'effort normal réduit est vérifié.

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

# *Chapitre VI*

## Ferraillage des éléments structuraux

**VI Introduction :**

Les éléments structuraux dans un bâtiment sont les composants qui supportent et transmettent les charges de la structure vers le sol, qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Nous présentons dans ce chapitre le calcul de ferrailage de ces éléments résistants (les poteaux, les poutres, et les voiles).

**VI.1. Ferrailage des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments de soutien qui assurent la transmission des charges des poutres vers les fondations, ils sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » donc ils sont calculés en flexion composée dans les deux sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables, dans les situations suivantes :

Situations	Béton			Acier(FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$	$\gamma_s$	$F_e$ (MPa)	$\gamma_s$ (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

**Tableau VI.1.1 : Caractéristique mécaniques des matériaux**

**VI.1.1. Combinaison des charges :**

En fonction du type de sollicitation on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon le BAEL91 :

ELU :  $1.35G + 1.5Q$

ELS :  $G + Q$

Selon le RPA99 version 2003 :

$G + Q + E$

$0.8 G + E$

Les poteaux se ferrailent en tenant compte de 3 types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N_{max} \rightleftharpoons M_{corr}$ ).
- Effort normal minimal et moment correspondant ( $N_{min} \rightleftharpoons M_{corr}$ ).
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant ( $M_{max} \rightleftharpoons N_{corr}$ ).

**VI.1.2. Exigence du RPA99 version 2003 :****VI.1.2.1. Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1/RPA2003)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haut adhérence droite et sans crochet.
- Le diamètre minimal est supérieur ou égale à 12mm.
- La longueur maximale du recouvrement est de 40cm (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face de Poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zone critique).
- Le pourcentage minimal est 0.8%(b x h).
- Le pourcentage maximal est de 4% (zone courante) et 6% (zone de recouvrement).

❖ Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton :

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage minimal $A_{min} = 0.8\% bh$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal (cm <sup>2</sup> )	
		Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% bh$ (cm <sup>2</sup> )	Zone courante $A_{max} = 4\% bh$ (cm <sup>2</sup> )
50 x 50	20	150	100
45 x 45	16.2	121.5	81
40 x 40	12.8	96	64
35 x 35	9.8	73.5	49

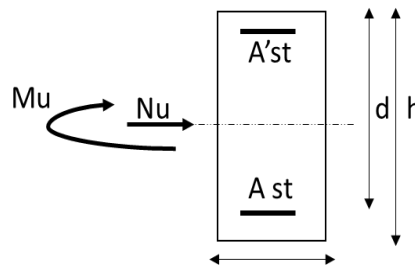
Tableau VI1.2 : Sections d'armateurs recommandés par le RPA.

❖ Exposé de la méthode de calcul à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).
- Section entièrement tendue (SET).

Calcul du centre de pression :  $e_u = \frac{M_u}{N_u}$



1. Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si l'un 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.

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

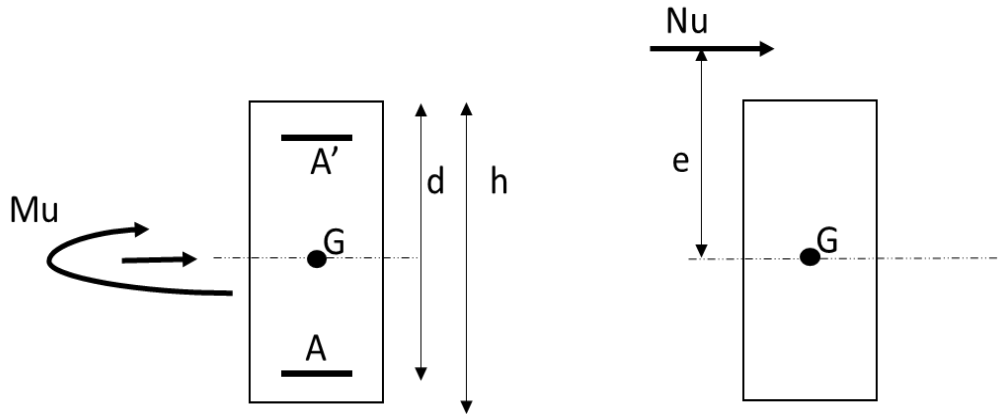


Figure VI1.2.1 : Section partiellement comprimée (SPC).

• Détermination des armatures :

Calcul de moment fictif :	$M_f = N \left( \frac{h}{q} - c \right) = \left( e + \frac{h}{2} - c \right)$
Calcul du moment réduit :	$\mu = \frac{M_b}{b d^2 f_{bu}}$
<b>Si <math>\mu \leq u_i = 0.392 \implies SSA \implies A' = 0</math></b>	
Armatures fictives :	$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$
Armatures réelles :	$A_S = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$ (-) si N : effort de compression (+) si N : effort de traction
<b>Si <math>\mu &gt; u_i = 0.392 \implies SSD \implies A' \neq 0</math></b>	
Armatures fictives :	$A_f = \frac{M_\theta}{B d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$ ; $A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$ Avec : $\Delta M = M_f - M_r$ $M_r = u_i \times b \times d^2 \times f_{bu}$
Armatures réelles :	$A_{SC} = A'$ $A_{St} = A_f \pm \frac{N}{\sigma_{st}}$

Tableau VI1.3 : Détermination des armatures.

2. Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures (effort de compression)

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

$$N_u (d - c') - M_f \geq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc}$$

➤ **Détermination des armatures :**

• **1<sup>er</sup> cas :**

$$\text{Si : } N_u (d - C') - M_f \geq (0,5 - \frac{c}{h}) b h^2 f_{bu} \implies (\text{S.D.A}) \implies A_s \text{ et } A_s' \neq 0$$

$$\text{La section d'armature : } A'_s = \frac{M_t(d-0,5h)bf_{bc}}{(d-C')\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

• **2<sup>em</sup> cas :**

$$\text{Si : } N_u (d - C') - M_f < (0,5 - \frac{c}{h}) b h^2 f_{bu} \implies (\text{S.S.A}) \implies A_s \neq 0 \text{ et } A_s' = 0$$

**La section d'armature :**

$$A_s = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} ; A_s' = 0$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0.3751 + \frac{N \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 + \frac{c'}{h}} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**3. Section entièrement tendue :**

$e_u$  : Le centre de pression ce trouve entre les armateurs.

$N_u$  : Effort de traction.

$$A'_{st} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c - e_u}{(d - C') \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{N_u}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**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 des armatures longitudinales à ELU :

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel SOCOTEC.

Zone	Niveau	Poteau	N(KN)	M(KN.m)
I	RDC ET1	50X50	$N^{\min} = -654,98$	$M^{\text{cor}} = -3,826$
			$N^{\max} = 2027,98$	$M^{\text{cor}} = 7,572$
			$N^{\text{cor}} = -78,41$	$M^{\max} = 39,623$
II	ET2 ET3	45X45	$N^{\min} = -360,21$	$M^{\text{cor}} = -4,2$
			$N^{\max} = 1548,56$	$M^{\text{cor}} = 10,382$
			$N^{\text{cor}} = -552,98$	$M^{\max} = 40,574$
III	ET4 ET5 ET6	40X40	$N^{\min} = -161,61$	$M^{\text{cor}} = -4,099$
			$N^{\max} = 1150,44$	$M^{\text{cor}} = 11,61$
			$N^{\text{cor}} = -297,24$	$M^{\max} = 43,625$
IV	ET7 ET8 ET9	35X35	$N^{\min} = -20,39$	$M^{\text{cor}} = -9,559$
			$N^{\max} = 571,76$	$M^{\text{cor}} = 11,293$
			$N^{\text{cor}} = -56,74$	$M^{\max} = 38,92$

Tableau VI.3 : Les efforts internes dans les poteaux.

Zone	N(KN)	M(KN.m)	As' Cm <sup>2</sup>	As Cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> Cm <sup>2</sup>	A <sub>Adopté</sub> Cm <sup>2</sup>	Choix de A
I 50X50	$N^{\min} = -654,98$	$M^{\text{cor}} = -3,826$	9,53	9,05	20	21.61	4HA20 + 4HA16
	$N^{\max} = 2027,98$	$M^{\text{cor}} = 7,572$	0	0			
	$N^{\text{cor}} = -78,41$	$M^{\max} = 39,623$	0	3,56			
II 45X45	$N^{\min} = -360,21$	$M^{\text{cor}} = -4,2$	5,47	4,88	16.2	18,73	4HA20 + 4HA14
	$N^{\max} = 1548,56$	$M^{\text{cor}} = 10,382$	0	0			
	$N^{\text{cor}} = -552,98$	$M^{\max} = 40,574$	5,1	10,79			
III 40X40	$N^{\min} = -161,61$	$M^{\text{cor}} = -4,099$	2,65	2	12.8	14.19	4HA16 + 4HA14
	$N^{\max} = 1150,44$	$M^{\text{cor}} = 11,61$	0	0			
	$N^{\text{cor}} = -297,24$	$M^{\max} = 43,625$	0,79	7,76			
IV 35X35	$N^{\min} = -20,39$	$M^{\text{cor}} = -9,559$	1,15	0	9.8	10.68	4HA14 + 4HA12
	$N^{\max} = 571,76$	$M^{\text{cor}} = 11,293$	0	0			
	$N^{\text{cor}} = -56,74$	$M^{\max} = 38,92$	0	4,34			

Tableau VI.4 : ferraillage des poteaux.

Remarque :

Les sections d'armateurs trouvées sont inférieures à celles exigées par RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

**VI1.2.2. Armatures transversales (Art 7.4.2.2/RPA2003) :**

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales.

Les armatures transversales dans les poteaux, sont calculée par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a \times T_u}{h \times f_e}$$

Avec :

$A_t$  : Armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant de calcul.

H : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

**a- Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Avec :

$\phi_L^{\max}$  : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\phi=8$  mm

**Soit  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$**

**b- Espacement des armatures transversale selon BAEL 91 modifié 99 (Art. A8.1.1) :**

$$S_t \leq \min (15\phi_t^{\min} ; 40 \text{ cm} ; (a+10) \text{ cm})$$

Avec :

a : c'est la petite dimension transversale des poteaux.

$$S_t \leq \min (15 \times 1,2 ; 40 \text{ cm} ; (35+10) \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (18 ; 40 ; 45) \text{ cm}$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

**Selon RPA99 vs 2003(Art 7.4.2.2):**

- En zone courante :**

$$S_t \leq 15\phi_1$$

$$S_t \leq 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

- En zone nodale :**

$$S_t \leq \min (10 \phi ; 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (12 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

**On adapte :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .**

**c- L'effort tranchant :**

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )	Effort tranchant max à l'ELU (KN)
RDC ,1 <sup>er</sup> étage	50 X50	29.45
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	45 X45	26.32
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40 X40	29.45
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	35 X35	27.47

**Tableau VI1.5 : Les efforts tranchants.**

**d- Détermination de «  $\lambda_g$  » et «  $\rho_a$  » :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \text{ ou } \frac{l_f}{a}$$

Pour h=3.40 m on a:  $l_f = 0.7 I_0 = 2.38 \text{ m}$

Pour h=3.10 m on a:  $l_f = 0.7 I_0 = 2.17 \text{ m}$

$\rho_a = 2.5$  si l'élanement géométrique dans la direction considéré  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3.75$  dans le cas contraire.

	Section (m)	$\lambda_g = \frac{l_f}{b}$	$\rho_a$
RDC et 1 <sup>er</sup> étage	0.5 X 0.5	4.76	3.75
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	0.45 X 0.45	4.82	3.75
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	0.40 X 0.40	5.425	2.5
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	0.35 X 0.35	6.2	2.5

**Tableau VI1.5 : valeurs de  $\lambda_g$  et  $\rho_a$  pour les différentes sections des poteaux.**

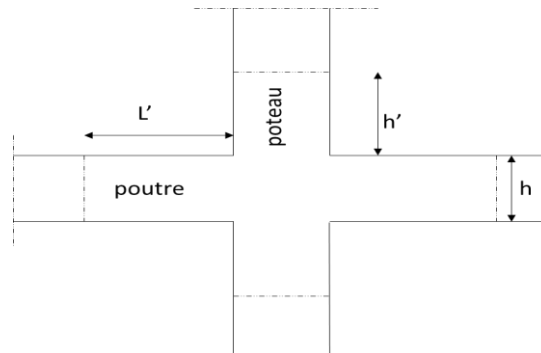
**e- Calcul des armatures transversales :**

Poteaux	$\lambda_g$	$\rho_a$	$A_{cal} (Cm^2)$	Choix des armatures
50 X50	4.76	3.75	0.55	4T8=2.01
45 X45	4.82	3.75	0.54	4T8=2.01
40 X40	5.425	2.5	0.46	4T8=2.01
35 X 35	6.2	2.5	0.49	4T8=2.01

**Tableau VI1.6: les armatures transversales.**

**f- 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.



**Figure VI1.2.2 : Détermination de la zone nodale.**

$$h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60)$$

$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre principale.

Poteaux	H (cm)	$h'$
50X50	340	$h' = \max (340-35/6 ; 50 ; 50 ; 60) = 60 \text{ cm}$
	310	$h' = \max (310-35/6 ; 50 ; 50 ; 60) = 60 \text{ cm}$
45X45	310	$h' = \max (310-35/6 ; 45 ; 45 ; 60) = 60 \text{ cm}$
40X40	310	$h' = \max (310-35/6 ; 40 ; 40 ; 60) = 60 \text{ cm}$
35X35	310	$h' = \max (310-35/6 ; 35 ; 35 ; 60) = 60 \text{ cm}$

**Tableau VI1.7: Détermination de la zone nodale**

## VI1.3. Vérification à l'ELU :

Poteaux	$\lambda_g$	$\frac{A_t}{S_t \times b}$ = %	$A_t^{\min} = \%$ $\times S_t \times b$	$A_{cal}$ (Cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	Vérification
50 X50	4.76	0.4	2	0.55	4T8=2.01	Condition vérifiée
45 X45	4.82	0.44	1.98	0.54	4T8=2.01	Condition vérifiée
40 X40	5.425	0.3	1.2	0.46	4T8=2.01	Condition vérifiée
35 X 35	6.2	0.3	1.05	0.49	4T8=2.01	Condition vérifiée

Tableau VI1.8 : La section minimale des armateurs transversaux.

## 1. Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA/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 :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = \rho_b \times f_{c28}$

Avec :

$$\lambda_g \geq 5 \implies \rho_b = 0.075 \implies \bar{\sigma}_b = 0.875 \text{ MPa}$$

$$\lambda_g < 5 \implies \rho_b = 0.04 \implies \bar{\sigma}_b = 1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{T_u}{bd}$$

Niveau	Poteaux	B (m)	D (m)	T (KN)	$\lambda_g$	$\rho_b$	$\sigma_b$ MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	Vérification $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
RDC et 1er étage	50 X50	0.50	0.48	29.45	4.76	0.04	0.122	1	Condition Vérifiée
2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup>	45 X45	0.45	0.43	26.32	4.82	0.04	0.136	1	Condition Vérifiée
4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> , 6 <sup>ème</sup>	40 X40	0.40	0.38	29.45	5.425	0.075	0.193	0.875	Condition Vérifiée
7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> , 9 <sup>ème</sup>	35 X35	0.35	0.33	27.47	6.2	0.075		0.875	Condition Vérifiée

Tableau VI1.9: Vérification au cisaillement.

## 2. Longueur minimale de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est de :  $40\phi$  en zon II.

Poteaux HA 20 :  $L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$ .

Poteaux HA16 :  $L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$ .

Poteaux HA14 :  $L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$ .

Poteaux HA12 :  $L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$ .

## 4. Longueur d'ancrage : (BAEL.91 Article : A.6.1.221) :

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1.5$  pour les aciers à haute adhérence.

- Pour les HA 20 :  $L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm} \implies L_s = 75 \text{ cm}$
- Pour les HA 16 :  $L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm} \implies L_s = 60 \text{ cm}$
- Pour les HA 14 :  $L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm} \implies L_s = 50 \text{ cm}$
- Pour les HA 12 :  $L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm} \implies L_s = 45 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à :  $0.4L_s$ , pour les aciers HA.

- Pour les HA 20 :  $L = 0.4 \times 75 = 30 \text{ cm}$
- Pour les HA16 :  $L = 0.4 \times 60 = 24 \text{ cm}$
- Pour les HA 14 :  $L = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$
- Pour les HA12 :  $L = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

**VI.1.4. Vérification à l'ELS :**

**1. Etas limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

**2. Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1/BAEL 91 modifiée 99) :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left( \frac{es - 0.445 \times d}{es - 0.185 \times d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	Es	A <sub>min</sub> Cm <sup>2</sup>	A <sub>adp</sub> Cm <sup>2</sup>	A <sub>min</sub> ≤ A <sub>adp</sub>
50X50	N <sup>max</sup> = - 1470.08	M <sub>cor</sub> = - 5.357	0.0036	7.14	20.61	Condition vérifiée
	N <sub>min</sub> = - 65.1	M <sub>cor</sub> = - 25.558	0.0039	7,15		Condition vérifiée
	N <sub>cor</sub> = - 65.24	M <sub>max</sub> = 25.686	0.0039	7.14		Condition vérifiée
45X45	N <sup>max</sup> = -1125.5	M <sub>cor</sub> = - 7.559	0.0067	5.92	18.73	Condition vérifiée
	N <sub>min</sub> = -154.63	M <sub>cor</sub> = 13.486	0.0872	6.02		Condition vérifiée
	N <sub>cor</sub> = - 169.89	M <sub>max</sub> = 16.239	0.0955	6.06		Condition vérifiée
40X40	N <sup>max</sup> = - 836.26	M <sub>cor</sub> = - 8.406	0.01005	4.568	14.19	Condition vérifiée
	N <sub>min</sub> = - 66.82	M <sub>cor</sub> = 13.894	0.2092	4.60		Condition vérifiée
	N <sub>cor</sub> = - 80.06	M <sub>max</sub> = 16.564	0.2068	4.61		Condition vérifiée
35X35	N <sup>max</sup> = - 416.04	M <sub>cor</sub> = - 8.178	0.0196	3.41	10.68	Condition vérifiée
	N <sub>min</sub> = - 4.33	M <sub>cor</sub> = 0.524	0.1210	3.39		Condition vérifiée
	N <sub>cor</sub> = -11.44	M <sub>max</sub> = 19.529	1.7070	4.11		Condition vérifiée

**Tableau VI.10 : Vérification de la condition de non fragilité à l'ELS.**

**3. Vérification des contraintes à l'ELS :**

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$

Section	Ns (KN)	Ms (KN.m)	$\sigma_{bs}$	$\sigma_{bi}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{as}$	$\sigma_{ai}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Vérification
50X50	N <sup>max</sup> = 1470.08	M <sub>cor</sub> = -5.357	5.6	5.89	15	84,2	88,2	348	CV
	N <sub>min</sub> = -65.1	M <sub>cor</sub> = -25.558	1.59	0		21.3	36.5		CV
	N <sub>cor</sub> = -65.24	M <sub>max</sub> = 25.686	1.6	0		21.4	36.8		CV
45X45	N <sup>max</sup> = -1125.5	M <sub>cor</sub> = -7.559	4.78	4.99	15	71.9	74.7	348	CV
	N <sub>min</sub> = -154.63	M <sub>cor</sub> = 13.486	1.25	0.05		17.9	1.55		CV
	N <sub>cor</sub> = -169.89	M <sub>max</sub> = 16.239	1.44	0.02		20.6	0.71		CV
40X40	N <sup>max</sup> = -836.26	M <sub>cor</sub> = -8.406	4.4	4.78	15	66.3	71.4	348	CV
	N <sub>min</sub> = -66.82	M <sub>cor</sub> = 13.894	1.6	0		21	32.5		CV
	N <sub>cor</sub> = 80.06	M <sub>max</sub> = 16.564	1.9	0		25	38.4		CV
35X35	N <sup>max</sup> = -416.04	M <sub>cor</sub> = -8.178	3.74	2.24	15	54.9	34.9	348	CV
	N <sub>min</sub> = -4.33	M <sub>cor</sub> = 0.524	0.09	0		1.26	0.54		CV
	N <sub>cor</sub> = -11.44	M <sub>max</sub> = 19.529	3.13	0		36.2	129.8		CV

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Schéma de ferrailage des poteaux :

Poteaux 50X50 :

Les armatures longitudinales : 4HA20+4HA16 = 20.61 cm<sup>2</sup>

Les armatures transversales : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>

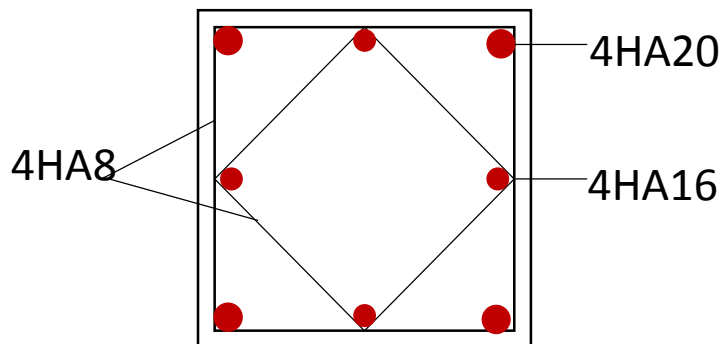


Figure VI1.3.1 : Ferraillage poteau 50X50.

Poteaux 45X45 :

Les armatures longitudinales :  $4HA20+4HA14 = 18.73 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales :  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

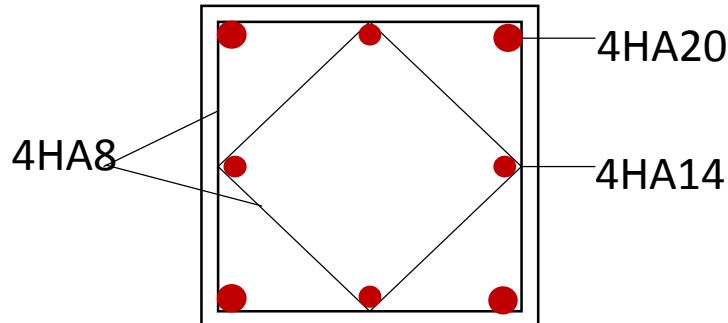


Figure VI1.3.2 : Ferraillage poteau 45X45.

Poteaux 40X40 :

Les armatures longitudinales :  $4HA16+4HA14 = 14.19 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales :  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

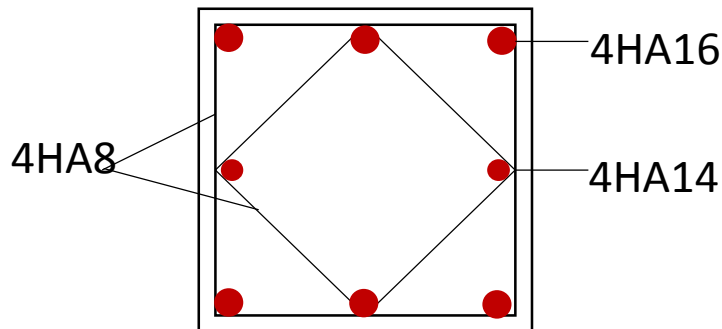


Figure VI1.3.3 : Ferraillage poteau 40X40.

Poteaux 35X35 :

Les armatures longitudinales :  $4HA14+4HA12 = 10.68 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales :  $4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

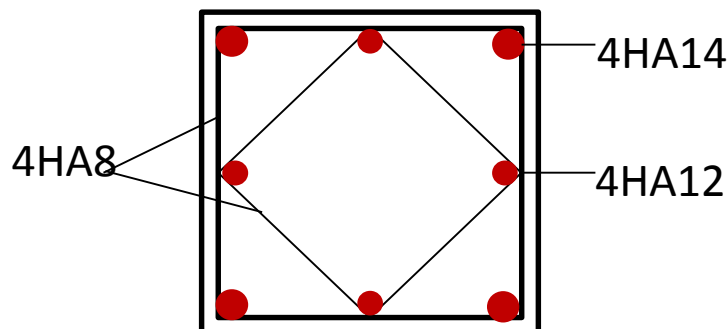


Figure VI1.3.4 : Ferraillage poteau 35X35.

**VI2. Ferrailage des poutres :**

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments en 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 pas nuisible.

➤ **Les combinaisons de calcul :**

Ils seront ferrillés en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables, et vérifiées à l'ELS. Les sollicitations maximales sont déterminées par les combinaisons suivantes :

1.35G+2.5Q	⟹	à l'ELU
G+Q	⟹	à l'ELS
G+Q±E	⟹	RPA 99 révisé 2003
0.8G±E	⟹	RPA 99 révisé 2003

**VI2.1. Recommandations du RPA version 2003 :****VI2.1.1. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA/version 2003) :**

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section  $A_{\min}=0.5\%b.h$
- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4%b.h : En zone courante.
  - 6%b.h : En zone de recouvrement.
- La longueur du recouvrement est de  $40 \varnothing$  (zone II a).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et minimum de trois cadres par nœud.

	Section (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
Poutre principale	25X35	4.37	35	52.5
Poutre secondaire	25X30	3.75	30	45
Poutre Palières	20X35	3.5	35	42

**Tableau VI2.1 : La section minimale et maximale d'armatures.**

**VI2.1.2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA/version 2003) :**

- Les quantités minimales des armatures transversales est donnée par :

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales

$$St \leq \min \left( \frac{h}{4} 12\phi; 30 \text{ cm} \right) \text{ En zone nodale.}$$

$$St \leq \frac{h}{2} \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec :  $\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

**Remarque :**

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

**VI2.2. Etapes de calcul de ferrailage :**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes suivantes :

Soit :

- $A_{st}$  : La section d'armature tendue.
- $A_{sc}$  : La section d'armature comprimée.

Avec :

H : hauteur de la section du béton.

B : largeur de la section du béton.

D : hauteur utile ( $d=h-c$ ).

C : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

❖ **Moment réduit :**

$$u = \frac{M_U}{b d^2 b_{bc}}$$

Avec :

$M_U$  : le moment de flexion supporté par la section.

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ MPa}$$

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{bc}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	$f_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1.5	25	14.167	1.15	400	384
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

**Tableau VI2.2 : Caractéristique des situations des calculs.**

Selon les valeurs du moment réduit par rapport à celle du moment réduit limite, on distingue les deux cas suivants :

**Calcul du moment réduit limite :**

$$\gamma_b = 1.5$$

$$u_l = 0.392 \quad \text{RPA/version 2003.}$$

FeE400

En comparaison entre la valeur de  $u_l$  et celle de  $u$  nous mène à deux cas qui sont à étudier :

**1<sup>er</sup> cas :**  $u \leq u_l \implies$  **Section simplement armée (S.S.A)**

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{sc} = 0 \\ A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \end{array} \right.$$

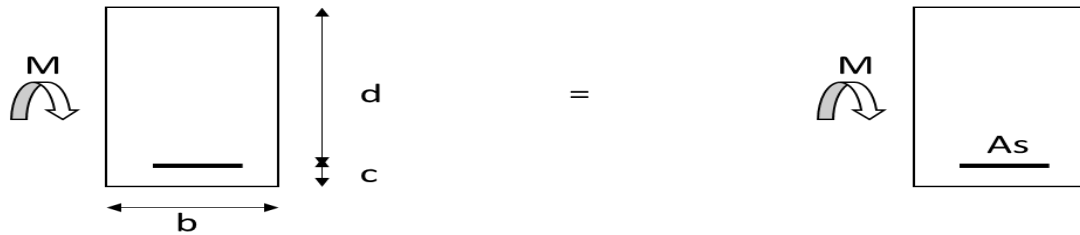


Figure VI2.2.1 : Disposition des armatures tendus S.S.A

2<sup>eme</sup> cas :  $u \leq u_1 \implies$  Section doublement armée (S.D.A)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

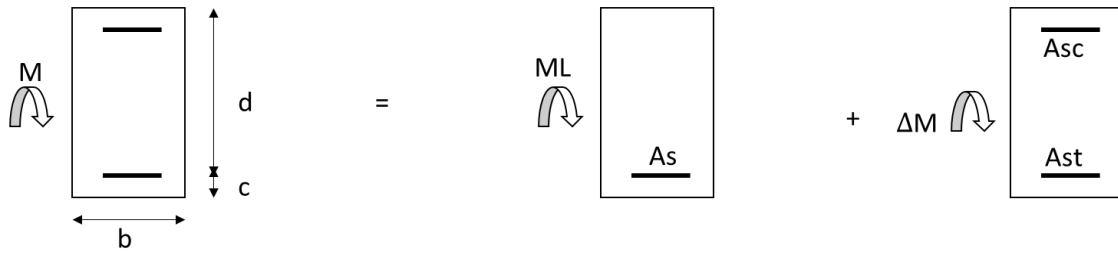


Figure VI2.2.2 : Disposition des armatures tendus S.D.A

$$\begin{cases} A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M}{\beta \times L \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{[d - c'] \sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{[d - c'] \sigma_s} \end{cases}$$

Avec :

$$\gamma_b = 1.5 \implies f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

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

**Remarque :**

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c-à-d  $\Delta M \leq 0.4 M_u$  (BAEL90/modifiée99 Art B.6.6.1)

### VI2.3. Le ferraillage des armateurs longitudinal :

- Poutres principale et secondaire non adhérentes aux voiles :

Après avoir extrait les moments en utilisant ETABS, on va ferrailler avec le moment maximum que ce soit aux appuis ou bien en travées puis on adopte leurs sections de ferraillage.

❖ Exemple de calcul :

- Aux Appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{72.643 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.187 \leq \mu_l = 0.392 \implies \text{S.S.A} \implies \beta = 0.896$$

$$\begin{cases} A_{sc} = 0 \\ A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{72.643 \times 10^3}{0.896 \times 33 \times 348} = 7.05 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On opte pour : **3HA14+3HA12 = 8.01 cm<sup>2</sup>**

• En Travée :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{51.699 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.133 \leq \mu_l = 0.392 \implies \text{S.S.A} \implies \beta = 0.929$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{sc} = 0 \\ A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{51.699 \times 10^3}{0.929 \times 33 \times 348} = 4.84 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

On opte pour : **3HA16** = 6.03 cm<sup>2</sup>

Le calcul des sections d'armatures, et le choix des aciers à adopter sont résumés dans les tableaux qui suivent :

		M <sup>max</sup> (KN.m)	μ	Obs	β	A <sub>st</sub> Cm <sup>2</sup>	Ferraillage	A <sub>adopté</sub> Cm <sup>2</sup>
<b>P. P</b>	<b>Aux appuis</b>	-72.643	0.187	SSA	0.896	7.05	3HA14+3HA12	8.01
	<b>En travée</b>	51.699	0.133	SSA	0.929	4.84	3HA16	6.03
<b>P. S</b>	<b>Aux appuis</b>	-31.343	0.112	SSA	0.940	3.42	3HA14	4.62
	<b>En travée</b>	26.325	0.094	SSA	0.951	2.90	3HA12	3.39

Tableau VI.2.3 : Ferraillage des poutres principale et secondaire non adhérees aux voiles

○ Poutres principale et secondaire adhérees aux voiles :

		M <sup>max</sup> (KN.m)	μ	Obs	β	A <sub>st</sub> Cm <sup>2</sup>	Ferraillage	A <sub>adopté</sub> Cm <sup>2</sup>
<b>P. P</b>	<b>Aux appuis</b>	-48.087	0.124	SSA	0.934	4.48	3HA14	4.62
	<b>En travée</b>	53.485	0.138	SSA	0.925	5.03	3HA16	6.03
<b>P. S</b>	<b>Aux appuis</b>	-15.848	0.056	SSA	0.971	1.67	3HA12	3.39
	<b>Entravée</b>	10.946	0.039	SSA	0.981	1.14	3HA12	3.39

Tableau VI.2.4 : Ferraillage des poutres principale et secondaire adhérees aux voiles

○ Poutre Palières :

Poutre Palières	M <sub>max</sub> KN.m	μ	Obs	β	A <sub>st</sub> Cm <sup>2</sup>	Ferraillage	A <sub>adopté</sub> Cm <sup>2</sup>
<b>Aux appuis</b>	-45.764	0.147	SSA	0.921	4.32	3HA14	4.62
<b>En travée</b>	42.343	0.136	SSA	0.972	3.79	3HA14	4.62

Tableau VI.2.5 : Ferraillage de poutre Palières.

VI.2.5. Vérification à l'ELU :

1. Vérification de la condition non fragilité (Art A.4.2.1 \_ BAEL91/modifiée 99) :

La section minimale des armatures longitudinale à l'état limite ultime pour chaque cas de poutre est donnée par la formule suivante :

$$A_{min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}}{F_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{Poutres principales : } A_{adopté} \geq A_{min} = 0,23 \times 25 \times 33 \frac{2.1}{400} = 0.1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{adopté} \geq A_{min} = 0,23 \times 25 \times 28 \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poutres palier : } A_{adopté} \geq A_{min} = 0,23 \times 20 \times 33 \frac{2.1}{400} = 0.173 \text{ cm}^2$$

A<sub>adopté</sub> ≥ A<sub>min</sub> ⇒ La condition non fragilité est vérifiée.

## 2. Vérification aux cisaillements :

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} < \bar{\tau}_u$

Avec :  $T_u$  : effort tranchant max à l'ELU.

$\bar{\tau}_u = \min(0.2 f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPA}) = \min(0.2 \times 25/1.5 ; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	Effort tranchant (KN)	B(cm)	D (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principale	$T^{\max}$ 90.02	25	33	1.091	3.33	Condition vérifiée
Secondaire	$T^{\max}$ 18.53	25	28	0.264	3.33	Condition vérifiée
Palières	$T^{\max}$ 76.15	25	33	1.153	3.33	Condition vérifiée

Tableau VI.2.6 : Vérification aux cisaillements.

## 3. Influence de l'effort tranchant :

### A. Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL91 modifiée 99) :

On doit vérifier que :  $T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times 0.9 \times \frac{f_{c28} \times b \times d}{\gamma_b}$

Poutres	Effort tranchant (KN)	B (cm)	D (Cm)	$F_{c28}$ MPa	$\gamma_b$	$\bar{T}_u$ KN	Observation
Principale	90.02	25	33	25	1.5	495	Condition vérifiée
Secondaire	18.53	25	28	25	1.5	420	Condition vérifiée
Palières	76.15	20	33	25	1.5	396	Condition vérifiée

Tableau VI.2.7 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

### B. Influence sur les armatures (Art A.5.1.312 BAEL91 modifiée 99) :

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u + \frac{M_u}{0.9d} > 0$  on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à  $(T_u + \frac{M_u}{0.9d}) \times \frac{1}{\sigma_s}$

D'où :  $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$  Si  $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0 \implies$  la vérification n'est pas nécessaire.

Poutres	$T_u^{\max}$ (KN)	$M_u^{\max}$ (KN.m)	D (Cm)	$0.9 \times d$ (Cm)	$T_u + \frac{M_u}{0.9d} < 0$	Observation
Principale	90.02	-72.643	33	29.7	-154.56	Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires
Secondaire	18.53	-31.343	28	25.2	-105.84	
Palières	76.15	-42.343	33	29.7	-66.41	

Tableau VI.2.8 : Influence de l'effort tranchant sur l'acier.

#### 4. Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton (Art.A.6.1.3/BAEL91 modifié 99) :

Valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t22} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Avec :  $\sum u_i$  : le périmètre utile des barres.

#### Poutres non adhérees aux voiles :

		$\sum u_i$ Cm	$T_u$ KN	$0.9 d \sum u_i$ Cm <sup>2</sup>	$\tau_{se}$ MPa	$\bar{\tau}_{se}$ MPa	$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$
<b>Principale</b>	Aux appuis	24.49		727.353	1.23	3.15	C V
	En travée	15,07	90.02	447.579	2.01	3.15	C V
<b>Secondaire</b>	Aux appuis	13.18		332.136	0.55	3.15	C V
	En travée	11.30	18.53	284.76	0.65	3.15	C V

Tableau VI.2.9 : Vérification d'adhérence pour les Poutres non adhérees aux voiles.

#### Poutres adhérees aux voiles :

		$\sum u_i$ Cm	$T_u$ KN	$0.9 d \sum u_i$ Cm <sup>2</sup>	$\tau_{se}$ MPa	$\bar{\tau}_{se}$ MPa	$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$
<b>Principale</b>	Aux appuis	13.18		391.44	2.29	3.15	C V
	En travée	15.07	90.02	447.57	2.01	3.15	C V
<b>Secondaire</b>	Aux appuis	11.30		284.76	0.65	3.15	C V
	En travée	11.30	18.53	284.762	0.65	3.15	C V

Tableau VI.2.10 : Vérification d'adhérence pour les Poutres adhérees aux voiles.

#### Poutres Palières :

		$\sum u_i$ Cm	$T_u$ KN	$0.9 d \sum u_i$ Cm <sup>2</sup>	$\tau_{se}$ MPa	$\bar{\tau}_{se}$ MPa	$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$
<b>Palières</b>	Aux appuis	13.18		391.44	1.94	3.15	C V
	En travée	13.18	76.15	391.44	1.94	3.15	C V

Tableau VI.2.11 : Vérification d'adhérence pour les Poutres Palières.

**5. Encrenage des armatures (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :**

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.

$$L_s = \frac{\sigma_s}{4 \times \tau_s} \quad \text{Avec : } \tau_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

Pour HA16 :  $L_s = 56.43 \text{ cm}$

Pour HA14 :  $L_s = 49.38 \text{ cm}$

Pour HA12 :  $L_s = 42.32 \text{ cm}$

Les règles du (Art.6. A.1/BAEL 91 modifié 99) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crocher normale est assuré lorsque longueur de la partie encrée, mesuré hors crocher, et au moins égale à  $0.4L_s$  pour les aciers HA.

Pour HA16 :  $L = 22.57 \text{ cm}$

Pour HA14 :  $L = 19.75 \text{ cm}$

Pour HA12 :  $L = 16.92 \text{ cm}$

**6. Calcul des armatures transversales (A.2.12/BAEL91 modifié 99) :**

- **L'espacement des armatures transversales :**

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$s_t \leq \min \left[ \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{ cm} \right] \quad \text{En zone nodale et travée.}$$

$$s_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En dehors de la zone nodale.}$$

Poutres	Zone	St(cm)	St adopté (cm)
Principale avec voile	Nodale	Min (12×1.4 ; 35/4 ; 30) = 8.75	8
	Courante	35/2=17.5	15
Principale sans voile	Nodale	Min (12×1.2 ; 35/4 ; 30) = 8.75	8
	Courante	35/2 = 17.5	15
Secondaire avec voile	Nodale	Min (12×1.2 ; 35/4 ; 30) = 8.75	8
	Courante	30/2=15	15
Secondaire sans voile	Nodale	Min (12×1.2 ; 35/4 ; 30) = 8.75	8
	Courante	30/2 =15	15
Palières	Nodale	Min (12×1.4 ; 35/4 ; 30) = 8.75	8
	Courante	35/2 = 17.5	15

**Tableau VI.12 : Espacement des armatures transversales.**

On prend :  $St=8 \text{ cm}$  pour la zone nodale

$St= 15 \text{ cm}$  pour la zone courante

- **Le diamètre minimal des armatures transversales :**

D'après le (BAEL91/modifiée99. Art. A.7.2.12) le diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\varnothing \leq \min \left( \frac{h}{35}; \varnothing^l; \frac{b}{10} \right)$$

**Pour les poutres principales :**

$$\varnothing \leq \min \left( \frac{350}{35}; 12 \text{ mm}; \frac{250}{10} \right)$$

$$\varnothing \leq \min(10 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 25 \text{ mm}) = 10 \text{ mm}$$

Soit :  $\varnothing = 8 \text{ mm}$

$\varnothing^l$  : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit :

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Pour les poutres secondaires :**

$$\varnothing \leq \min \left( \frac{300}{35}; 12 \text{ mm}; \frac{250}{10} \right)$$

$$\varnothing \leq \min(10 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 25 \text{ mm}) = 10 \text{ mm}$$

Soit :  $\varnothing = 8 \text{ mm}$

$\varnothing^l$  : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit :

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Pour les poutres palières :**

$$\varnothing \leq \min \left( \frac{350}{35}; 12 \text{ mm}; \frac{200}{10} \right)$$

$$\varnothing \leq \min(10 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 20 \text{ mm}) = 10 \text{ mm}$$

Soit :  $\varnothing = 8 \text{ mm}$

$\varnothing^l$  : étant le plus petit diamètre dans le sens longitudinal

On optera pour un cadre et un étrier soit :

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales minimales ;**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{\min} = 0.003 \times St \times b$$

**Pour la zone nodale :**

$$A_{\min} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 8 \times 25 = 0.6 \text{ cm}^2 \quad \text{la condition vérifiée}$$

**Pour la zone courante :**

$$A_{\min} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125 \text{ cm}^2 \quad \text{la condition vérifiée}$$

**VI2.6. Vérification à l'ELS :****1. Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99) :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**2. Etat limite de compression du béton :**

Il faut vérifier la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{100 A_s}{b d}$$

La contrainte de traction des aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$$

Avec :

$\sigma_s$  : Contrainte de traction des aciers.

$A_s$  : Armatures adoptées à l'ELU.

$\beta_1$  et  $K_1$  sont tirés des tableaux annexes ELS du BAEL.91/modifiée 99 en fonction de  $\rho$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

**Poutres non adhérees aux voiles :**

		Ms	As	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc}$
		KN.m	Cm <sup>2</sup>				MPa	MPa	MPa	$\leq \bar{\sigma}_{bc}$
<b>PP</b>	Appuis	51.44	8.01	0.970	0.862	21.23	225.760	10.634	15	CV
	Travée	51.525	6.03	0.730	0.876	25.32	295.585	11.67	15	CV
<b>PS</b>	Appuis	2.211	4.62	0.66	0.881	27.02	19.40	0.717	15	CV
	Travée	1.209	3.39	0.484	0.895	32.62	14.23	0.436	15	CV

**Tableau VI2.13 : Vérification de ferrailage des poutres non adhérees aux voiles.**

**Poutres adhérees aux voiles :**

		Ms	As	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc}$
		KN.m	Cm <sup>2</sup>				MPa	MPa	MPa	$\leq \bar{\sigma}_{bc}$
<b>PP</b>	Appuis	25.622	4.62	0.56	0.888	29.64	189.253	6.38	15	CV
	Travée	20.277	6.03	0.73	0.876	25.32	116.323	4.594	15	CV
<b>PS</b>	Appuis	3.356	3.39	0.484	0.895	32.62	39.50	1.210	15	CV
	Travée	1.596	3.39	0.484	0.895	32.62	18.786	0.575	15	CV

**Tableau VI2.14 : Vérification de ferrailage des poutres adhérees aux voiles.**

Poutres palières :

P	Appuis	Ms	As	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc}$
		KN.m	Cm <sup>2</sup>				MPa	MPa	MPa	$\leq \bar{\sigma}_{bc}$
pal	Appuis	3.356	4.62	0.7	0.878	25.98	25.07	0.964	15	CV
	Travée	1.596	4.62	0.7	0.878	25.98	11.922	0.459	15	CV

Tableau VI.2.15 : Vérification de ferraillage des poutres adhérees aux voiles.

3. Etat limite de déformation (Art B.6.5.3 du BAEL 91/modifiée 99) :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite f.

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} \geq f \quad \text{Avec : } f : \text{ la flèche tirée de l'ETABS.}$$

➤ Poutres principales :

$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{480}{500} = 0.96 \text{ cm} \geq f = 7.50 \times 10^{-4}$$

➤ Poutres secondaires :

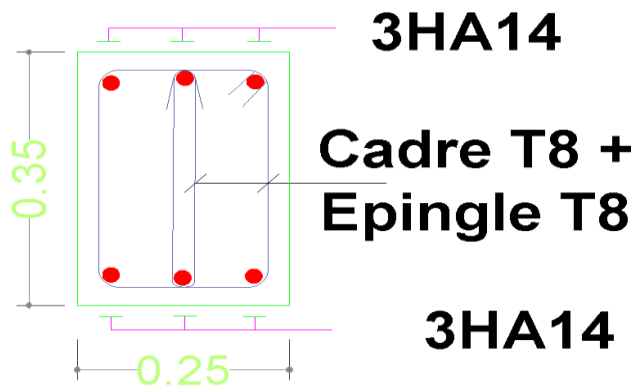
$$\bar{f} = \frac{L_{max}}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm} \geq f = 7.941 \times 10^{-5}$$

Conditions vérifiées

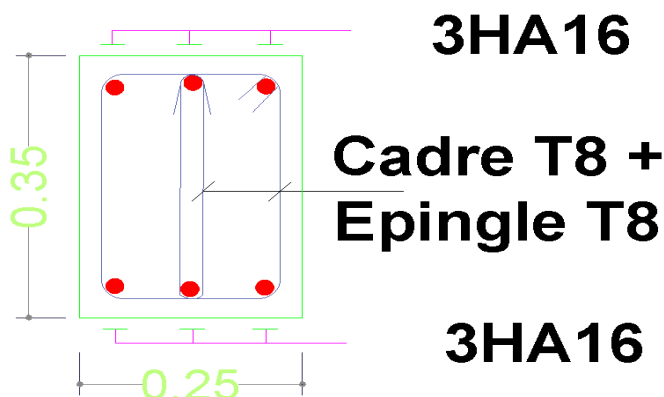
Schéma de ferraillage des poutres :

Poutres principale adhéree aux voiles :

Aux appuis :

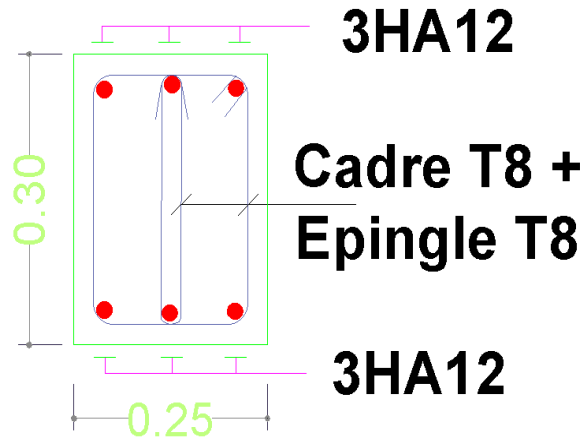


En travée :

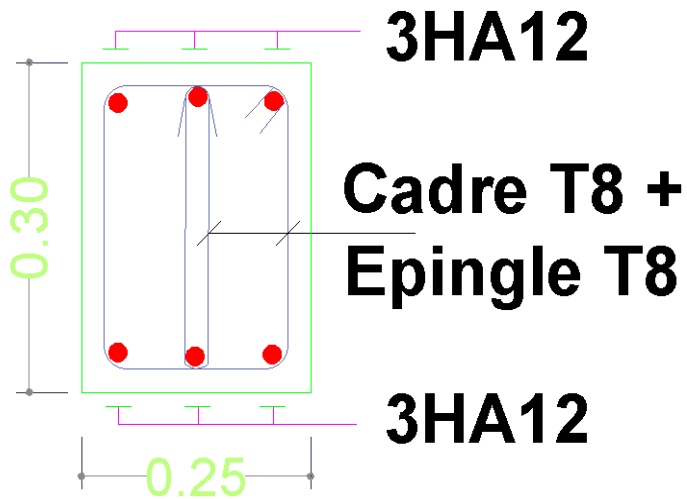


Poutres secondaire adhérent aux voiles :

Aux appuis :

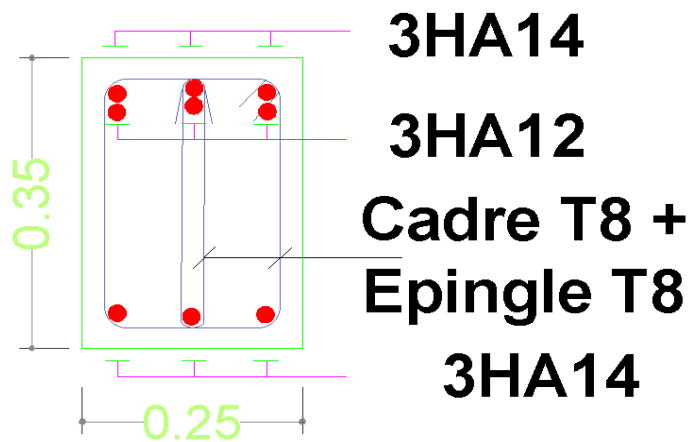


En travée :

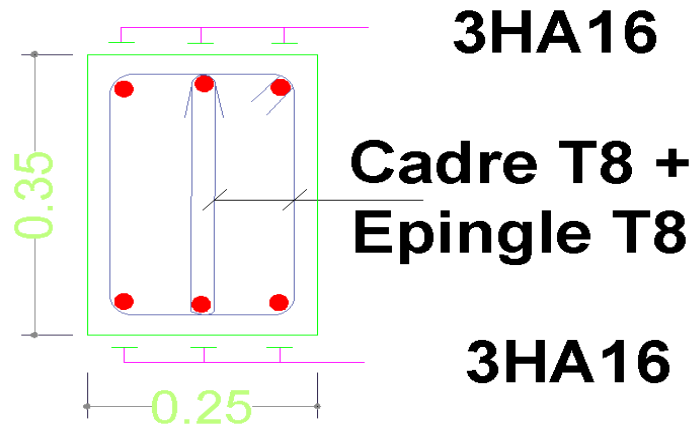


Poutres principale non adhérent aux voiles :

Aux appuis :

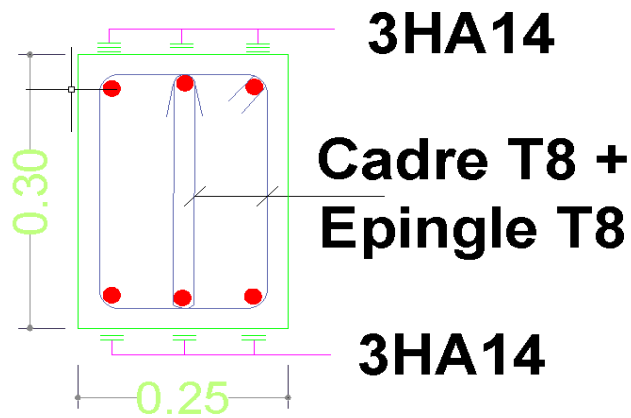


En travée :

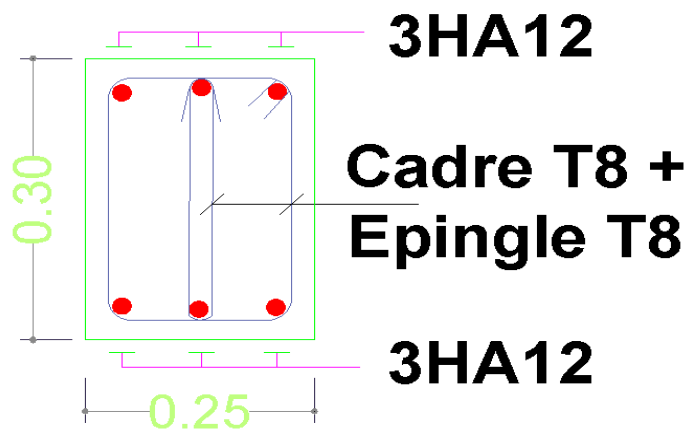


Poutres secondaires non adhérent aux voiles :

Aux appuis :

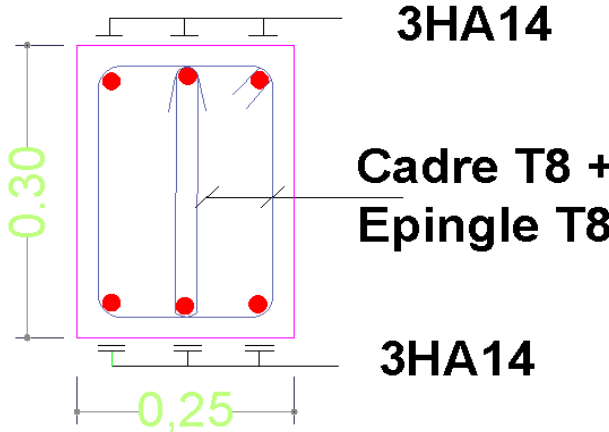


En travée :

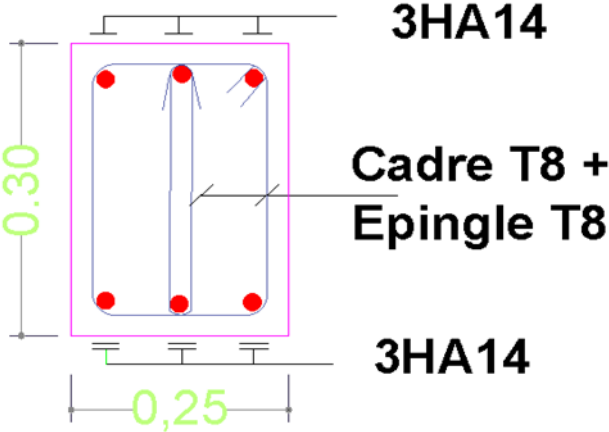


Poutres palières :

Aux appuis :



En travée :



**VI3. 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 surcharges d'exploitation Q ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en 4 zones :

- Zone I : RDC et 1<sup>er</sup> étage.
- Zone II : 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> étage.
- Zone III : 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> et 6<sup>eme</sup> étage.
- Zone IV : 7<sup>eme</sup> et 8<sup>eme</sup> et 9<sup>eme</sup> étage.

**VI3.1 combinaisons d'action :**

Les combinaisons d'action sismiques et d'action deux aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\left. \begin{array}{ll} 1.35G+1.5Q & \text{l'ELU} \\ G+Q & \text{l'ELS} \end{array} \right\} \text{BAEL 91/modifiée 99}$$

$$\left. \begin{array}{l} G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA99/ version 2003}$$

**VB.2 Comportement d'un voile:**

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

Voile élancé :  $\frac{h}{l} > 1.5$

Voile court :  $\frac{h}{l} < 1.5$

**VI3.3 Exposé de la méthode:**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations le plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{Mv}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{Mv'}{I}$$

**Avec :**

**B :** Section du béton.

**I :** Moment d'inertie du trumeau.

❖ **Remarque :**

Le calcul se fera par bandes de longueur d donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :  $h$  : hauteur entre nœuds de planchers du voile considéré.

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée.  $L_c = \frac{\sigma_{ax}}{\sigma_m - \sigma_{min}} \times L$

$L_t$  : longueur tendue  $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes de contrainte obtenus.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**SEC**).
- Section entièrement tendue (**SET**).
- Section partiellement comprimé (**SPC**).

**VI3.3 Détermination des armatures:**

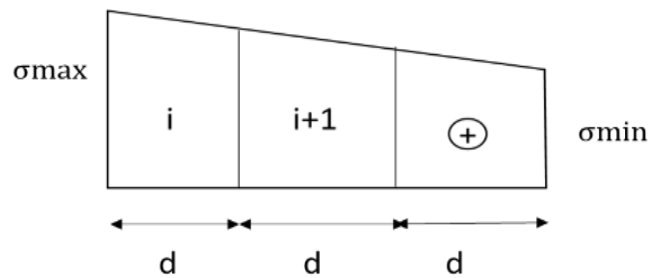
**1. Armatures verticales :**

**Section entièrement comprimée :**

$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d \times e$

$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d \times e$

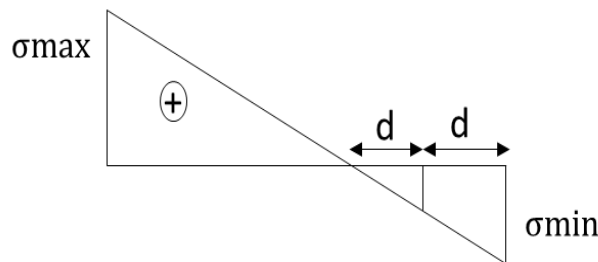
Avec :  $e$  : épaisseur de voile.



**Section partiellement comprimée :**

$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} d \times e$

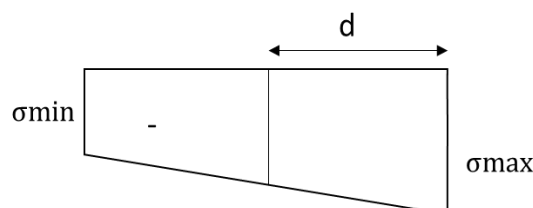
$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} d \times e$



**Section entièrement tendue :**

$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} d \times e$

$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d \times e$



**A. Ferrailage de (SEC) :**

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i + Bf_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$B = d \times e$$

$$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

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

- **Armatures minimales :**

$$A_{min} > 4 \text{ Cm}^2/\text{ml}$$

$$0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 5\%$$

**A. Ferrailage de (SET) :**

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Avec :  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

- **Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{0,23 \times B \times f_t 28}{f_e}; 0,005 \times B\right)$$

**B. Ferrailage de (SPC) :**

- **Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{0,23 \times B \times f_t 28}{f_e}; 0,005 \times B\right)$$

**2. Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10  $\emptyset$  et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales. La section de ces armatures est :

D'après RPA2003 :

$$A_H = 0.15\% B \quad \text{Globalement dans la section du voile.}$$

$$A_H = 0.10\% B \quad \text{En zone courante.}$$

BAEL99

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 10% de l'épaisseur du voile.

**3. 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 acier verticaux sous l'action de la compression d'après (RPA2003 Art.7.7.4.3)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

**4. 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 au moment de renversement.

**5. Les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturée avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

**6. Espacement (Art7.7.4.3/RPA99 version 2003) :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$s_t \leq \min\{1.5e ; 30 \text{ cm}\}$$

Avec :

$e = 20 \text{ cm}$

$S_t \leq 1.5 e$

$S_t \leq 30 \text{ cm}$

Dans notre cas :  $S_t \leq \min(30 ; 30) \text{ cm} \implies S_t \leq 30 \text{ cm}$

**7. Longueur de recouvrement :(Art7.7.4.3 RPA99/ version 2003) :**

Elles doivent être égales à :

40  $\emptyset$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des effort est possible.

20  $\emptyset$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes combinaisons possibles de charges.

**8. Diamètre maximal :**

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles, ne doivent pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

**1. Pourcentage minimal des armatures :**

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des voiles, est donné comme suit :

0.15% de la section globale du voile.

0.10% en zone courante.

**VI3.4 Les vérifications à l'ELU :****1. Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**

D'après (BAEL91 modifiées 99, article A.5.1.21) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

 $\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement  $\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$ 

D'après (RPA99 modifiées 2003 article A.7.7.2) :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4 V_u$$

 $V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

 $b$  : Epaisseur du voile.

 $d$  : Hauteur utile ( $d=0.9h$ ).

 $h$  : Hauteur totale de la section brute.
**VI3.5 Les vérifications à l'ELS:****1. Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec :

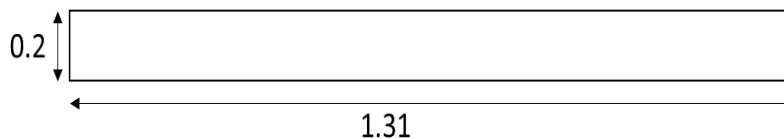
 $N_s$  : L'effort normal appliqué.

 $B$  : Section du béton.

 $A$  : Section des armatures adoptée (verticales).

 $\bar{\sigma}_b$  : Contrainte admissible
**VI3.5 Exemple de calcul :**

Nous proposons le calcul détaillé du voile VL1 de zone I

**❖ Caractéristique géométrique :****Figure VI3.3 : Coup de voile longitudinale.**

$$L = 1.31 \text{ m}$$

$$B = 0.262$$

$$e = 0.2 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 2153.42 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -2349.55 \text{ KN/m}^2$$

(SPC)

**❖ Calcul de  $L_t$  :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L \quad L_t = \frac{2153.42}{2153.42 + 2349.55} \times 1.31 = 0.626 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 1.31 - 0.626 = 0.684 \text{ m}$$

## ❖ Détermination de N :

$$\sigma_1 = (L_t - d) \times \frac{\sigma_{\min}}{L}$$

Avec :  $d = L_t/2 = 0.342 \text{ m}$

$$\sigma_1 = 0.342 \times \frac{2349.55}{1.31} = 613.39 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} d \cdot e = \frac{2153.42 + 613.39}{2} 0.342 \cdot 0.2 = 94.62 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} d \cdot e = \frac{613.39}{2} 0.342 \cdot 0.2 = 20.97 \text{ KN}$$

## ❖ Calcul des armatures verticales :

1<sup>ère</sup> bande :  $A_{v_1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{94.62}{348 \times 10^{-1}} = 2.71 \text{ cm}^2$

2<sup>ème</sup> Bande:  $A_{v_2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{20.97}{348 \times 10^{-1}} = 0.57 \text{ cm}^2$

## ❖ Les armatures de coutures :

Le long des joints de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{v_j} = 1.1 \frac{\bar{v}}{F_e} \quad \text{Avec : } \bar{v} = 1.4 v$$

$$A_{v_j} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 469.9}{400 \times 10^{-1}} = 18.09 \text{ cm}^2$$

## ❖ Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left( \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e} ; 0.2\% B \right)$$

$$A_{\min} = \max (5.24 ; 5.72)$$

$$A_{\min} = 5.72 \text{ cm}^2$$

## ❖ Calcul des sections totales :

$$A_1 = A_{v_1} + \frac{A_{v_j}}{4} = 2.71 + \frac{18.09}{4} = 7.23 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v_2} + \frac{A_{v_j}}{4} = 0.57 + \frac{18.09}{4} = 5.092 \text{ cm}^2$$

## Ferrailage adopté :

	Section totale (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage Adoptée	Section adoptée (Cm <sup>2</sup> )	Espacement (Cm)
1 <sup>ère</sup> bande	A <sub>1</sub> =7.23	6HA12	13.59	St=10
2 <sup>ème</sup> bande	A <sub>2</sub> =5.092	4HA12	9.04	St=10

Tableau VI3.1 : Ferrailage adopté

## • Armatures horizontales :

D'après RPA 99 version 2003 :  $A_H \geq 0.15\% B$

$$A_H \geq 0.0015 \times 20 \times 131 \quad A = 3.93 \text{ cm}^2$$

D'après le BAEL :  $A_H = \frac{A_v}{4}$

$$A_H = \frac{21.3}{4} = 5.325 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_H = 5.325 \text{ cm}^2$

Soit : **4HA14** = 6.16 cm<sup>2</sup>

- **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par 4 épingles au mètre carré soit avec HA8. (4HA8)

- **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$s_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \implies S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15 \times A_s}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15 \times A_s} = \frac{1126.63 \times 10^3}{0.262 \times 10^6 + 15 \times 30.91} = 4.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte limite de cisaillement :**

D'après RPA99 version 2003, Article A.7.7.2 :

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b \times d} = \frac{1.4 \times 469.9 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3400} = 1.07 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \implies \text{Condition vérifiée.}$$

D'après BAEL91 modifiées 99, Article A.5.1.21 :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{469.9 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 3400} = 0.76 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau VI3.2 : Ferrailage des voiles VL1 sens X-X

Zone		I	II	III	IV
L	m	1.31	1.31	1.31	1.31
E	m	0.2	0.2	0.2	0.2
B	m <sup>2</sup>	0.262	0.262	0.262	0.262
$\sigma_{max}$	KN/m <sup>2</sup>	2153,42	1845.6	1488.29	800.06
$\sigma_{min}$	KN/m <sup>2</sup>	-2349.55	-2013.13	-1622.61	-864.26
Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
Lc	m	0.622	0.623	0.526	0.529
Lt	m	0.684	0.687	0.474	0.781
D	m	0.342	0.343	0.237	0.380
$\sigma_1$	KN/cm <sup>2</sup>	613.39	525.56	423.61	225.55
N1	KN	94.62	81.093	65.38	35.07
N2	KN	20.97	17.97	14.48	7.71
Vu	KN	269.9	202.35	115.57	52.11
Av <sub>j</sub>	Cm <sup>2</sup>	9.44	7.08	4.44	2.006
A min	Cm <sup>2</sup>	5.72	5.72	5.72	5.72
Av <sub>1</sub>	Cm <sup>2</sup>	2.71	2.23	1.87	1.007
Av <sub>2</sub>	Cm <sup>2</sup>	0.57	0.51	0.42	0.22
A <sub>1</sub>	Cm <sup>2</sup>	5.07	4.00	2.98	1.508
A <sub>2</sub>	Cm <sup>2</sup>	2.93	2.28	1.53	0.72
Choix de la section	Bande1	2× (6HA12)	2× (6HA12)	2× (6HA12)	2× (6HA12)
	Bande2	2× (4HA12)	2× (4HA12)	2× (4HA14)	2× (4HA14)
Section utilisée	Bande1	13.58	13.58	13.58	13.58
	Bande2	9.04	9.04	9.04	9.04
Espacement	Cm	10	10	10	10
A <sub>H</sub>	Cm <sup>2</sup>	5.34	5.34	5.34	5.34
Choix de la section	Cm <sup>2</sup>	2× (5HA12)	2× (5HA12)	2× (5HA12)	2× (5HA12)
A <sub>H</sub> adoptée	Cm <sup>2</sup>	11.3	11.3	11.3	11.3
Espacement	Cm	10	10	10	10
Armatures transversale		4HA8			
$\bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	4.29	3.40	2.20	0.99
$\bar{\tau}_b=5\text{MPa}$	$\tau_b$	1.07	1.009	0.29	0.31
$\bar{\tau}_u=2.5\text{MPa}$	$\tau_u$	0.76	0.72	0.20	0.22

Zone		I	II	III	IV
L	m	1	1	1	1
E	m	0.2	0.2	0.2	0.2
B	m <sup>2</sup>	0.2	0.2	0.2	0.2
$\sigma_{max}$	KN/m <sup>2</sup>	2688.05	2413.5	2096.24	1491.87
$\sigma_{min}$	KN/m <sup>2</sup>	-2932.72	2630.5	-2282.16	-1611.66
Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
Lc	m	0.478	0.468	0.479	0.478
Lt	m	0.522	0.532	0.521	0.522
D	m	0.261	0.266	0.260	0.261
$\sigma_1$	KN/cm <sup>2</sup>	700.920	628.68	545.436	385.186
N1	KN	88.45	72.71	63	45.01
N2	KN	18.29	15.025	13.035	9.20
Vu	KN	172.69	75.71	61.39	45.29
Av <sub>j</sub>	Cm <sup>2</sup>	6.04	2.91	2.148	1.74
A min	Cm <sup>2</sup>	4	4	4	4
Av <sub>1</sub>	Cm <sup>2</sup>	2.54	2.089	1.81	1.725
Av <sub>2</sub>	Cm <sup>2</sup>	0.52	0.43	0.37	0.7
A <sub>1</sub>	Cm <sup>2</sup>	4.05	2.816	2.34	2.16
A <sub>2</sub>	Cm <sup>2</sup>	2.08	1.157	1.01	1.185
Choix de la section	Bande1	2× (5HA12)	2× (5HA12)	2× (5HA12)	2× (5HA12)
	Bande2	2× (4HA12)	2× (4HA12)	2× (4HA12)	2× (4HA12)
Section utilisée	Bande1	11.3	11.3	11.3	11.3
	Bande2	9.04	9.04	9.04	9.04
Espacement	Cm	10	10	10	10
A <sub>H</sub>	Cm <sup>2</sup>	5.08	5.08	5.08	5.08
Choix de la section	Cm <sup>2</sup>	2× (5HA12)	2× (5HA12)	2× (5HA12)	2× (5HA12)
A <sub>H</sub> adoptée	Cm <sup>2</sup>	11.3	11.3	11.3	11.3
Espacement	Cm	10	10	10	10
Armatures transversale		4HA8			
$\bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	1.02	0.54	0.44	0.28
$\bar{\tau}_b=5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.43	0.18	0.36	0.27
$\bar{\tau}_u=2.5\text{MPa}$	$\tau_u$	0.30	0.13	0.11	0.10

Tableau VI3.3: Ferrailage des voiles VL2 sens X-X

Zone		I	II	III	IV
L	m	1.95	1.95	1.95	1.95
E	m	0.2	0.2	0.2	0.2
B	m <sup>2</sup>	0.39	0.39	0.39	0.39
$\sigma_{max}$	KN/m <sup>2</sup>	2505.72	2101.52	1649	5080.76
$\sigma_{min}$	KN/m <sup>2</sup>	-2730.04	-2176.35	-1712.5	-5543.42
Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
L <sub>t</sub>	m	0.933	0.974	0.956	0.932
L <sub>c</sub>	m	1.017	0.993	0.994	1.018
D	m	0.466	0.478	0.477	0.466
$\sigma_1$	KN/cm <sup>2</sup>	652.409	533.484	418.90	1324.73
N1	KN	147.186	125.95	98.67	298..49
N2	KN	30.402	25.50	19.93	61.73
V <sub>u</sub>	KN	220.97	120.82	61.82	154.42
A <sub>vj</sub>	Cm <sup>2</sup>	7.73	4.22	2.164	5.40
A min	Cm <sup>2</sup>	7.8	7.8	7.8	7.8
A <sub>v1</sub>	Cm <sup>2</sup>	4.220	3.61	2.83	8.57
A <sub>v2</sub>	Cm <sup>2</sup>	0.873	0.73	0.572	1.77
A <sub>1</sub>	Cm <sup>2</sup>	6.15	4.77	3.37	9.22
A <sub>2</sub>	Cm <sup>2</sup>	2.81	2.78	1.12	3.12
Choix de la section	Bande1	2× (4HA14)	2× (4HA14)	2× (4HA14)	2× (4HA14)
	Bande2	2× (4HA12)	2× (4HA12)	2× (4HA12)	2× (4HA12)
Section utilisée	Bande1	12.32	12.32	12.32	12.32
	Bande2	9.04	9.04	9.04	9.04
Espacement	Cm	10	10	10	10
A <sub>H</sub>	Cm <sup>2</sup>	5.34	5.34	5.34	5.34
Choix de la section	Cm <sup>2</sup>	2× (5HA12)	2× (5HA12)	2× (5HA12)	2× (5HA12)
A <sub>H</sub> adoptée	Cm <sup>2</sup>	11.3	11.3	11.3	11.3
Espacement	Cm	15	15	15	15
Armatures transversale		4HA8			
$\bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	0.86	0.55	0.21	0.71
$\bar{\tau}_b=5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.50	0.30	0.36	0.92
$\bar{\tau}_u=2.5\text{MPa}$	$\tau_u$	0.36	0.21	0.26	0.65

Tableau VI3.4 : Ferrailage des voiles VL3 sens X-X

Zone		I	II	III	IV
L	m	4.80	4.80	4.80	4.80
E	m	0.2	0.2	0.2	0.2
B	m <sup>2</sup>	0.96	0.96	0.96	0.96
$\sigma_{max}$	KN/m <sup>2</sup>	2244.32	1874.22	1464.73	700.07
$\sigma_{min}$	KN/m <sup>2</sup>	-2444.92	-2044.45	-1597.21	-763.39
Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
L <sub>c</sub>	m	2.297	2.295	2.296	2.296
L <sub>t</sub>	m	2.503	2.51	2.50	2.50
D	m	1.25	1.26	1.25	1.25
$\sigma_1$	KN/cm <sup>2</sup>	636.69	536.66	415.940	198.8
N1	KN	360.12	303.77	234.73	112.36
N2	KN	79.58	67.61	52	24.85
V <sub>u</sub>	KN	335.84	316.62	280.55	115.7
A <sub>vj</sub>	Cm <sup>2</sup>	11.75	11.08	9.81	4.04
A <sub>min</sub>	Cm <sup>2</sup>	19.2	19.2	19.2	19.2
A <sub>v1</sub>	Cm <sup>2</sup>	10.34	8.72	6.75	3.22
A <sub>v2</sub>	Cm <sup>2</sup>	2.28	1.94	1.49	0.71
A <sub>1</sub>	Cm <sup>2</sup>	13.27	11.49	9.20	4.23
A <sub>2</sub>	Cm <sup>2</sup>	5.21	4.71	3.94	2.72
Choix de la section	Bande1	2× (6HA16)	2× (6HA16)	2× (6HA16)	2× (6HA16)
	Bande2	2× (5HA16)	2× (5HA16)	2× (5HA16)	2× (5HA16)
Section utilisée	Bande1	24.12	24.12	24.12	24.12
	Bande2	20.1	20.1	20.1	20.1
Espacement	Cm	10	10	10	10
A <sub>H</sub>	Cm <sup>2</sup>	11.05	11.05		
Choix de la section	Cm <sup>2</sup>	2× (5HA16)	2× (5HA16)	2× (5HA16)	2× (5HA16)
A <sub>H</sub> adoptée	Cm <sup>2</sup>	20.1	20.1	20.1	20.1
Espacement	Cm	15	15	15	15
		20	20	20	20
Armatures transversale		4HA8			
$\bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	0.35	0.40	0.33	0.72
$\bar{\tau}_b=5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.76	0.79	0.70	0.29
$\bar{\tau}_u=2.5\text{MPa}$	$\tau_u$	0.54	0.56	0.50	0.20

Tableau VI3.5 : Ferrailage des voiles VL4 sens X-X

Zone		I	II	III	IV
L	M	4.2	4.2	4.2	4.2
E	M	0.2	0.2	0.2	0.2
B	m <sup>2</sup>	0.84	0.84	0.84	0.84
$\sigma_{max}$	KN/m <sup>2</sup>	1614.24	1565.08	1199.45	1125.82
$\sigma_{min}$	KN/m <sup>2</sup>	-3276.63	-2798.53	-2399.36	-1554.02
Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
L <sub>c</sub>	m	1.38	1.50	1.39	1.76
L <sub>t</sub>	m	2.87	2.7	2.81	2.44
D	m	1.43	1.35	1.40	1.22
$\sigma_1$	KN/cm <sup>2</sup>	1115.61	899.52	799.78	451.40
N1	KN	390.36	332.72	279.89	277.59
N2	KN	159.53	121.435	111.96	55.1
V <sub>u</sub>	KN	316.87	268.62	195.07	102.96
A <sub>vj</sub>	Cm <sup>2</sup>	11.09	9.40	6.82	3.60
A min	Cm <sup>2</sup>	16.8	16.8	16.8	16.8
A <sub>v1</sub>	Cm <sup>2</sup>	11.21	9.56	8.04	7.98
A <sub>v2</sub>	Cm <sup>2</sup>	4.58	3.84	3.21	1.58
A <sub>1</sub>	Cm <sup>2</sup>	13.98	11.91	9.74	8.88
A <sub>2</sub>	Cm <sup>2</sup>	7.35	6.19	4.92	2.48
Choix de la section	Bande1	2× (7HA14)	2× (7HA14)	2× (7HA14)	2× (7HA14)
	Bande2	2× (6HA14)	2× (6HA14)	2× (6HA14)	2× (6HA14)
Section utilisée	Bande1	21.56	24.12	24.12	24.12
	Bande2	18.48	20.1	20.1	20.1
Espacement	Cm	10	10	10	10
A <sub>H</sub>	Cm <sup>2</sup>	10.01	10.01	10.01	10.01
Choix de la section	Cm <sup>2</sup>	2× (6HA14)	2× (6HA14)	2× (6HA14)	2× (6HA14)
A <sub>H</sub> adoptée	Cm <sup>2</sup>	18.48	18.48	18.48	18.48
Espacement	Cm	15	15	15	15
Armatures transversale		4HA8			
$\bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	0.53	0.45	0.35	0.20
$\bar{\tau}_b=5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.74	0.67	0.48	0.42
$\bar{\tau}_u=2.5\text{MPa}$	$\tau_u$	0.51	0.56	0.34	0.20

Tableau VI3.6 : Ferrailage des voiles VL1 sens Y-Y

Zone		I	II	III	IV
L	m	2.1	2,1	2.1	2.1
E	m	0.2	0.2	0.2	0.2
B	m <sup>2</sup>	0.42	0.42	0.42	0.42
$\sigma_{max}$	KN/m <sup>2</sup>	1537.02	1126.93	1228.21	927.35
$\sigma_{min}$	KN/m <sup>2</sup>	-2659.64	-2319.58	-1882.26	-1109.88
Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
L <sub>c</sub>	m	0.76	0.68	0.82	0.45
L <sub>t</sub>	m	1.34	1.42	1.28	1.65
D	m	0.67	0.71	0.64	0.83
$\sigma_1$	KN/cm <sup>2</sup>	848.55	784.23	573.64	438.66
N1	KN	159.83	135.69	115.32	113.378
N2	KN	56.85	55.68	36.72	36.40
V <sub>u</sub>	KN	265.54	241.37	180.36	113.62
A <sub>vj</sub>	Cm <sup>2</sup>	9.29	8.45	6.31	4
A min	Cm <sup>2</sup>	4.8	4.8	4.8	4.8
A <sub>v1</sub>	Cm <sup>2</sup>	4.59	3.9	3.32	3.25
A <sub>v2</sub>	Cm <sup>2</sup>	1.63	1.6	1.1	1.05
A <sub>1</sub>	Cm <sup>2</sup>	6.91	6.01	4.89	4.45
A <sub>2</sub>	Cm <sup>2</sup>	4.95	3.71	2.67	2.25
Choix de la section	Bande1	2× (6HA12)	2× (6HA12)	2× (6HA12)	2× (6HA12)
	Bande2	2× (4HA12)	2× (4HA12)	2× (4HA12)	2× (4HA12)
Section utilisée	Bande1	13.58	13.58	13.58	13.58
	Bande2	9.04	9.04	9.04	9.04
Espacement	Cm	10	10	10	10
A <sub>H</sub>	Cm <sup>2</sup>	5.65	5.65	5.65	5.65
Choix de la section	Cm <sup>2</sup>	2× (5HA12)	2× (5HA12)	2× (5HA12)	2× (5HA12)
A <sub>H</sub> adoptée	Cm <sup>2</sup>	11.3	11.3	11.3	11.3
Espacement	Cm	10	10	10	10
		15	15	15	15
Armatures transversale		4HA8			
$\bar{\sigma}_{bc}=15\text{MPa}$	$\sigma_{bc}$	0.92	0.75	0.61	0.34
$\bar{\tau}_b=5\text{MPa}$	$\tau_b$	0.60	0.61	0.45	0.28
$\bar{\tau}_u=2.5\text{MPa}$	$\tau_u$	0.43	0.44	0.32	0.20

Tableau VI3.7 : Ferrailage des voiles VL2 sens Y-Y

# *Chapitre* VII

Etude de l'infrastructure

### VI.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Effort normal : charge et surcharge vertical centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

- ✓ **Fondations superficielles** : utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface (semelles isolées, semelles filantes et radiers).
- ✓ **Fondations profonds** : utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

### VI.2. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- ♦ La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2\text{bars}$ .
- ♦ Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### VI.3. Choix du type de fondation :

Le choix de type de fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ♦ Capacité portante du sol.
- ♦ La stabilité de l'ouvrage.
- ♦ La facilité de l'exécution.
- ♦ L'importance de la superstructure.
- ♦ Le tassement du sol.
- ♦ L'économie.

### VI.4. Pré-dimensionnement des semelles :

#### VI.4.1 Semelles isolées:

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{s \max}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du rez-de-chaussée

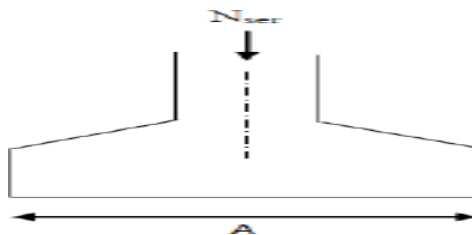


Figure VI.1 : schéma de la semelle isolée.

On a :  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S}$

Avec : N : effort normal agissant sur la semelle à l'ELS.

S : surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$  : contrainte admissible du sol.

Dans notre cas :  $N_s = 1460.44\text{KN}$ .

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2\text{bars} = 200\text{KN/m}^2.$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}} \longrightarrow B \geq \sqrt{\frac{1460.44}{200}} = 2.70\text{m}.$$

$$B = A = 3 \text{ m}.$$

On a la section des semelles sous poteaux totale est :  $S = n \times B^2 = 56 \times 3^2 = 504 \text{ m}^2$ .

Avec : n : nombre des poteaux.

La section totale est :  $S_t = 26.5 \times 22.4 = 593.6\text{m}^2$ .

Donc :  $S = 504\text{m}^2 > 50\% S_t = 296.8\text{m}^2$ .

### Remarque :

On remarque que la surface occupé par les semelles sous poteaux dépasse 50% de la surface totale du bâtiment, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

Alors il faut opter pour des semelles filantes.

### VII.4.2. Semelles filantes :

#### VII.4.2.1. Pré dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal N, données par la condition la plus défavorable. Avec :  $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B.L} \iff B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} . L}$$

Avec : B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voile.

G et Q : charge et surcharge à la base du voile.

$\sigma_{\text{sol}}$  : contrainte admissible du sol.

### Les résultats :

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

## ❖ Sens longitudinale :

Voiles	N <sub>s</sub> (KN)	L (m)	B(m)	S = B x L (m <sup>2</sup> )
VL <sub>1</sub>	344.62	1.31	1.14	1.49
VL <sub>2</sub>	422.82	1	1.45	1.45
VL <sub>3</sub>	337.16	1.95	0.86	1.67
VL <sub>4</sub>	340.7	4.8	0.59	2.83
				Σ = 7.44

Tableau VII.1 : surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinale).

## ❖ Sens transversale :

Voiles	N <sub>s</sub> (KN)	L (m)	B(m)	S = B x L (m <sup>2</sup> )
VL <sub>1</sub>	358.13	4.20	0.64	2.68
VL <sub>2</sub>	388.54	2.10	0.95	1.99
				Σ = 4.67

Tableau VII.2: surface des semelles filantes sous voiles (sens transversale).

$$S_v = \Sigma S_i = 7.44 + 4.67 = 12.11\text{m}^2.$$

Avec : S<sub>v</sub> : surface totale des semelles filantes sous voiles.

**VII.4.2.2. Pré dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

La charge totale transmise par les poteaux est  $R = \Sigma N_i$

Avec : R : réaction du sol donnée en fonction de la contrainte  $\sigma_{sol}$ .

$\Sigma N_i$  : charges verticales totales à la base de la fondation (charge permanente et d'exploitation).

Poteaux	N <sub>s</sub> (KN)	M (KN.m)	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>s</sub> x e <sub>i</sub> (KN.m)
P <sub>1</sub>	1152.82	5.03	0.984	5798.68
P <sub>2</sub>	1460.44	1.60	-0.394	2336.70
P <sub>3</sub>	1306.03	-1.60	-0.148	-2089.65
P <sub>4</sub>	1125.34	2.68	1.538	3015.91
P <sub>5</sub>	1149.43	-1.96	0.654	-2252.88
P <sub>6</sub>	554.14	9.22	-0.303	5109.17
P <sub>7</sub>	419.47	-8.47	1.021	-3552.91
Somme	7167.67		3.352	8365.02

Tableau VII.3 : surface des semelles filantes sous poteaux

- **Détermination de la coordonnée de la résultante des forces :**

$$e = \frac{\sum N \cdot e + \sum M}{\sum N} = \frac{8365.02 + 3.352}{7167.67} = 1.16\text{m.}$$

- **Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :**

Si  $e < \frac{L}{6} \rightarrow$  répartition trapézoïdale.

Si  $e > \frac{L}{6} \rightarrow$  répartition triangulaire.

$e = 1.16\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{22.4}{6} = 3.73\text{m} \rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{7167.67}{22.4} \left(1 - \frac{6(1.16)}{22.4}\right) = 220.78\text{KN /m.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{7167.67}{22.4} \left(1 + \frac{6(1.16)}{22.4}\right) = 419.17\text{KN /m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{7167.67}{22.4} \left(1 + \frac{3(1.16)}{22.4}\right) = 367.97\text{KN /m}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{367.97}{200} = 1.83\text{m.}$$

On prend donc :  $B = 1.85\text{m.}$

On aura :  $S = B \times L = 1.85 \times 22.4 = 41.44\text{m.}$

Nous aurons la surface totale de la semelle filante :  $S_t = S \times n + S_v$

Avec :  $S_t = 41.44 \times 7 + 12.11 = 302.19\text{m}^2.$

$n$  : nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale du bâtiment est :  $S_{bat} = 593.6\text{m}^2.$

Le rapport de la surface des semelles à la surface du bâtiment est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{302.19}{593.6} = 0.5578$$

La surface totale des semelles représente 55.78% de la surface du bâtiment.

### Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du bâtiment, on opte pour un radier général comme fondation de notre bâtiment.

### VII.5. Etude de radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- ♦ Grande rigidité en son plan horizontal.
- ♦ Bonne répartition des charges.
- ♦ Evite les tassements différentiels importants.
- ♦ Facilité de coffrage et la mise en œuvre du béton.
- ♦ Rapidité d'exécution.

#### VII.5.1. Pré dimensionnement du radier :

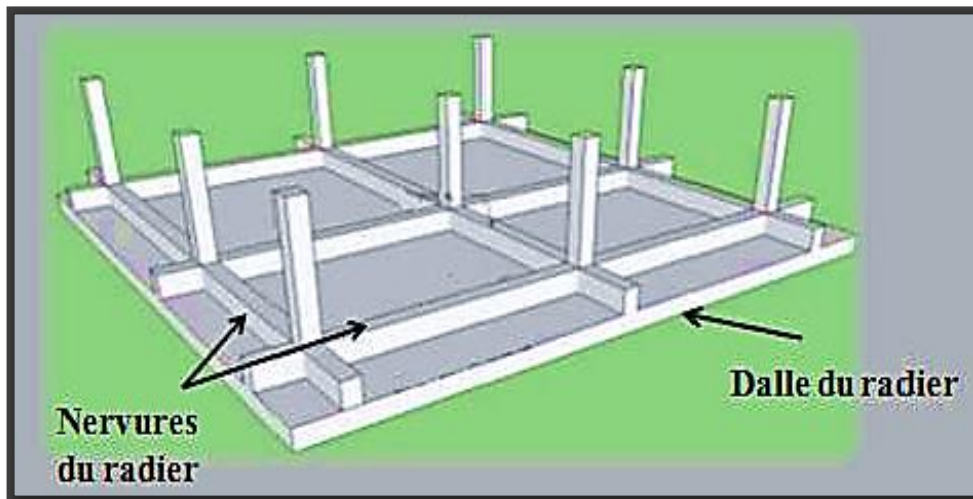


Figure VII.2 : schéma représentatif d'un radier général.

#### ❖ Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{\min} \geq 25\text{cm}$ )

#### ❖ Selon la condition forfaitaire :

✓ La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$L_{\max}$  : portée maximale  $L_{\max} = 385\text{cm}$ .

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{385}{20} = 23\text{cm} \quad \text{on prend : } h_d = 40\text{ cm.}$$

✓ La nervure (poutre) :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{385}{10} = 38.5 \text{ cm.} \quad \text{Soit : } h_n = 60 \text{ cm.}$$

❖ **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4.E.I}{K.b}} \geq \frac{2}{\pi} . L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{2}{\pi} . L_e \longrightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} . L\right)^4 \frac{3.K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : longueur élastique.

$K$  : module de raideur du sol, rapport à l'unité de surface  $K = 40 \text{ MPa}$  pour un sol moyen.

$I$  : l'inertie de la section du radier (bonde de 1m) ;

$E$  : module de déformation longitudinale déferé  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

$L_{max}$  : distance maximale entre deux nus des nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} . L\right)^4 \frac{3.K}{E}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} . 4.80\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.999 \text{ m}$$

D'après ces conditions : on prend :  $h_{nervure} = 110 \text{ cm.}$

✓ **La largeur des nervures :**

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n$$

$$44 \leq b_n \leq 77 \quad \text{on prend : } b_n = 50 \text{ cm.}$$

✓ **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_{df} \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{385}{50} \leq h_{df} \leq \frac{385}{40} \quad 9.6 \text{ cm} \leq h \leq 12 \text{ cm} \quad \text{soit } h_{df} = 10 \text{ cm.}$$

**Conclusion :**

D'après les calculs précédents, on adopte le dimensionnement suivant :

Hauteur de la nervure :  $h_{nervure} = 110 \text{ cm.}$

Largeur de la nervure :  $b_{nervure} = 50 \text{ cm.}$

Hauteur de la dalle du radier :  $h_d = 40 \text{ cm.}$

Hauteur de la dalle flottante :  $h_{df} = 10 \text{ cm.}$

**VI.5.2. Calcul de la surface de radier :**

Pour déterminer cette surface, on a besoin de charges permanentes et de charges d'exploitations qui sont obtenu à partir du logiciel ETABS.

**a. Poids de la superstructure :**

Charge permanente  $G = 51850.7\text{KN}$ .

Charge d'exploitation  $Q = 9838.18\text{KN}$ .

**b. Combinaison d'action :**

A l'ELU :  $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (51850.7) + 1.5 (9838.18) = 84755.71\text{KN}$

A l'ELS :  $N_s = G + Q = 51850.7 + 9838.18 = 61688.88\text{KN}$ .

**c. Détermination de la surface du radier :**

A l'ELU :  $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{84755.71}{1.33 (200)} = 318.63\text{m}^2$ .

A l'ELS :  $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{61688.88}{200} = 308.44\text{m}^2$ .

D'où :  $S_{\text{radier}} = \max (S_{\text{radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{radier}}^{\text{ELS}}) = 318.63\text{m}^2$ .

$S_{\text{bâtiment}} = 593.6\text{m}^2 > S_{\text{radier}} = 318.63\text{m}^2$

On remarque que la surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous impose le BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$L_{\text{déb}} \geq \max \left( \frac{h}{2} ; 30\text{cm} \right) = \left( \frac{110}{2} ; 30\text{cm} \right) = 55\text{cm}$ .

On prend :  $L_{\text{déb}} = 55\text{cm}$ .

$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$

Sachant que :  $S_{\text{déb}} = (l_x + l_y) \times 2 \times L_{\text{déb}} = (26.5 + 22.4) \times 2 \times 0.55 = 53.79\text{m}^2$ .

$S_{\text{radier}} = 593.6 + 53.79 = 647.39\text{m}^2$ .

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{\text{radier}} = 647.39\text{m}^2$ .

**VI.5.3. Détermination des efforts à la base du radier :****a) Charge permanente :**

- Poids du radier :**

$P_{\text{rad}} = \text{poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de (T.V.O)} + \text{poids de la dalle flottante}$ .

- Poids de la dalle :**

$\text{Poids de la dalle} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 647.39 \times 0.4 \times 25 = 6473.9\text{KN}$ .

- **Poids des nervures :**

$$P_{\text{nerf}} = b_n (h_n - h_d) \times (L_x \cdot n + L_y \cdot m) \times \rho_b$$

$$= 0.50 (1.1 - 0.4) \times (26.5 \times 6 + 22.4 \times 7) \times 25 = 3039.57 \text{KN.}$$

- **Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{Rad}} - S_{\text{nerf}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

$$S_{\text{nerf}} = b_n (L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0.50 (26.5 \times 6 + 22.4 \times 7) = 173.69 \text{KN}$$

$$P_{\text{TVO}} = (647.39 - 173.69) (1.1 - 0.4) \times 17 = 5637.03 \text{KN.}$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \times e_p \text{ dalle flottante} \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 647.39 \times 0.10 \times 25 = 1618.47 \text{KN.}$$

Donc :

$$G_{\text{radier}} = \Sigma P = 6473.9 + 3039.57 + 5637.03 + 1618.47 = 16768.97 \text{KN.}$$

**Poids total de la structure :**

$$G_{\text{tot}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bat}} = 16768.97 + 51850.7 = 68619.67 \text{KN.}$$

$$Q_{\text{tot}} = Q_{\text{rad}} + Q_{\text{bat}} = (2.5 \times 647.39) + 9838.18 = 11456.65 \text{KN.}$$

**b) Combinaison d'action :**

$$A \text{ l'ELU} : N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (68619.67) + 1.5 (11456.65) = 109821.52 \text{KN.}$$

$$A \text{ l'ELS} : N_s = G + Q = 68619.67 + 11456.65 = 80076.32 \text{KN.}$$

**VI.5.4. Vérifications :**

**a) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL 91/Art A.5.1.211) :**

La fissuration est préjudiciable, d'où :

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

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \left\{ \min \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \min \frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MPa.}$$

$$b = 100 \text{cm} ; d = 0.9 h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{cm.}$$

$$T_u^{\text{max}} = q_u \times \frac{L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{109821.52 \times 1}{647.39} \times \frac{3.85}{2} = 326.55 \text{KN.m.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot d} = \frac{326.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 0.907 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \tau_u \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

### b) Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité de radier consiste à la vérification du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dus au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

$M_0$  : moment sismique à la base de la structure,

$T_0$  : effort tranchant à la base de la structure,

$h$  : profondeur de l'infrastructure.

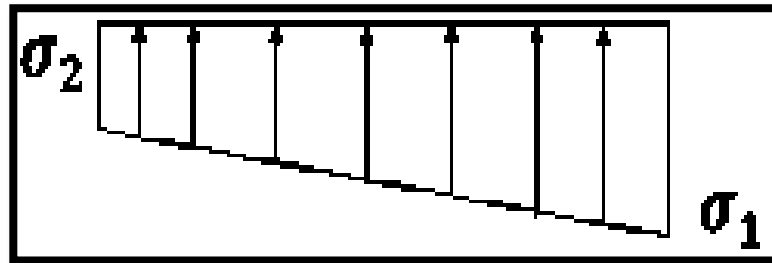


Figure VI.3 : diagramme des contraintes.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit donc vérifier que :

$$\text{ELU} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{\text{sol}}$$

$$\text{ELS} : \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Avec :  $\sigma_{\text{sol}} = 200 \text{KN/m}^2$  d'où :  $1.33 \sigma_{\text{sol}} = 266 \text{KN/m}^2$ .

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M.V}{I}$$

#### ❖ Calcul de centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{26.5}{2} = 13.25 \text{m} \quad ; \quad Y_G = \frac{22.4}{2} = 11.2 \text{m}.$$

#### ❖ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{26.5 \times (22.4)^3}{12} = 24820.39 \text{m}^4.$$

$$I_{yy} = \frac{h.b^3}{12} = \frac{22.4 \times (26.5)^3}{12} = 34737.96m^4.$$

❖ **Calcul des moments :**

$$M_x = 48004.42 + 2160.36 \times 13.25 = 76629.19KN.m.$$

$$M_y = 547081.51 + 2464.38 \times 11.2 = 82302.56KN.m.$$

➤ **Sens longitudinal :**

**A l'ELU:**  $M_x = 76629.19KN.m$        $N_u = 109821.52KN$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_{xx}} X_G = \frac{109821.52}{647.39} + \frac{76629.19}{24820.39} \times 13.25 = 210.53KN/m^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_{xx}} X_G = \frac{109821.52}{647.39} - \frac{76629.19}{24820.39} \times 13.25 = 128.73KN/m^2.$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(210.53) + 128.73}{4} = 190.08KN/m^2.$$

$$\sigma_m = 190.08KN/m^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 266KN/m^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

**A l'ELS :**  $M_x = 76629.19KN.m$       ,  $N_s = 80076.32KN.$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M_x}{I_{xx}} X_G = \frac{80076.32}{647.39} + \frac{76629.19}{24820.39} \times 13.25 = 164.59KN/m^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_x}{I_{xx}} X_G = \frac{80076.32}{647.39} - \frac{76629.19}{24820.39} \times 13.25 = 82.79KN/m^2.$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(164.59) + 82.79}{4} = 144.14KN/m^2.$$

$$\sigma_m = 144.14KN/m^2 < \sigma_{sol} = 200KN/m^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**

**A l'ELU :**  $M_y = 82302.56KN.m$       ,  $N_u = 109821.52KN$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{yy}} Y_G = \frac{109821.52}{647.39} + \frac{82302.56}{34737.96} \times 11.2 = 196.16KN/m^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \frac{M_y}{I_{yy}} Y_G = \frac{109821.52}{647.39} - \frac{82302.56}{34737.96} \times 11.2 = 143.11KN/m^2.$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(196.16) + 143.11}{4} = 182.89KN/m^2$$

$$\sigma_m = 182.89KN/m^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 266KN/m^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

**A l'ELS :**  $M_y = 82302.56KN.m$       ,  $N_s = 80076.32KN.$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \frac{M_y}{I_{yy}} Y_G = \frac{80076.32}{647.39} + \frac{82302.56}{34737.96} \times 11.2 = 150.22KN/m^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} - \frac{M_y}{I_{yy}} Y_G = \frac{80076.32}{647.39} - \frac{82302.56}{34737.96} \times 11.2 = 97.16 \text{KN/m}^2.$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3(150.22) + 97.16}{4} = 136.95 \text{KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 136.95 \text{KN/m}^2 < \sigma_{\text{sol}} = 200 \text{KN/m}^2 \implies \text{condition vérifiée.}$$

### VII.5.5. Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> cas :** si  $\rho < 0.4 \implies$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L^2 x}{8} \quad \text{Et} \quad M_{0y} = 0$$

**2<sup>ème</sup> cas :** si  $0.4 \leq \rho \leq 1 \implies$  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  $L_x$  :  $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  ,  $L_x < L_y$

#### Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adoptera la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

#### ♦ Identification de panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.85}{4.2} = 0.92$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \implies$  la dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, on soustraira de la contrainte maximale, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{A l'ELU : } q_{\text{um}} = \sigma_m^{\text{max}} - \frac{\text{Grad}}{\text{Srad}} = 190.08 - \frac{16768.97 \times 1.35}{647.39} \times 1 \text{m} = 155.12 \text{KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } q_{\text{sm}} = \sigma_m^{\text{max}} - \frac{\text{Grad}}{\text{Srad}} = 144.14 - \frac{16768.97}{647.39} \times 1 \text{m} = 118.24 \text{KN/ml.}$$

❖ Calcul à l'ELU :

$$v = 0 ; \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.85}{4.2} = 0.92 \rightarrow \mu_x = 0.0438 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.819$$

• Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  :

$$M_x = 0.0438 \times 155.12 \times 3.85^2 = 100.71 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0.819 \times 100.71 = 82.48 \text{KN.m.}$$

Remarque : Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (- 0.3) aux appuis et de (0.85) en travée.

○ Moment aux appuis :

$$M_{ax} = (-0.3) M_x = (-0.3) \times 100.71 = -30.21 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = (-0.3) M_y = (-0.3) \times 82.48 = -24.74 \text{KN.m}$$

○ Moment en travée :

$$M_{tx} = (0.85) M_x = 0.85 \times 100.71 = 85.60 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = (0.85) M_y = 0.85 \times 82.48 = 70.11 \text{KN.m}$$

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

Avec :  $b = 100 \text{cm}$  ;  $d = 36 \text{cm}$  ;  $f_{bu} = 14.2 \text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 348 \text{MPa}$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b.d^2 f_{bc}} \quad A_{app} = \frac{M_{ua}}{\beta.d\sigma_s}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	section	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )		St (cm)
xx	Appuis	30.21	0.148	0.919	SSA	3.95	5HA12	5.65	20
	Travée	85.60	0.218	0.876	SSA	7.38	5HA14	7.70	20
yy	Appuis	24.74	0.12	0.936	SSA	3.65	5HA12	5.65	20
	Travée	70.11	0.342	0.781	SSA	5.38	5HA12	5.65	20

Tableau VII.4 : ferrailage de panneau à l'ELU.

❖ Vérification à l'ELU :

a. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 . b . d . f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 36 \times 2.1}{400}$$

$$A_{min} = 4.35 \text{cm}^2.$$

Sens	Zone	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	observation
xx	Appuis	5.65	4.35	Condition vérifiée
	Travée	7.70		Condition vérifiée
yy	Appuis	5.65		Condition vérifiée
	Travée	5.65		Condition vérifiée

**Tableau VI.5 : condition de non fragilité.**

**b. Vérification des espacements :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous dans lesquels h désigne l'épaisseur de tout la dalle.

♦ **Dans le sens x-x :**

$$S_t = 20\text{cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

♦ **Dans le sens y-y :**

$$S_t = 20\text{cm} \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**c. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma b} ; 5\text{MPa} \right\}$$

c) **Dans le sens x-x :**

$$V_u = \frac{P}{3ly}$$

$$\text{Avec : } P = q_{\text{um}} \times l_x \times l_y = 155.12 \times 3.85 \times 4.2 = 2508.29\text{KN/m}^2$$

$$\text{Donc : } V_u = \frac{P}{3ly} = \frac{2508.29}{3 \times 4.2} = 199.07\text{KN /m.}$$

d) **Dans le sens y-y :**

$$V_u = \frac{P}{2ly+lx} = \frac{2508.29}{2 \times 4.2+3.85} = 204.75\text{KN/m.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b.d} = \frac{204.75 \times 10^{-3}}{1 \times 0.38} = 0.54$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma b} ; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2(25)}{1.5} = 3.33\text{MPa} ; 5\text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u = 0.54 \text{ MPa} < \tau_u = 3.33\text{MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Vérification à l'ELS :**

$$v = 0.2 ; \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.85}{4.2} = 0.92 \rightarrow \mu_x = 0.0510 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.875$$

• **Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  :**

$$M_x = 0.0510 \times 118.24 \times (3.85^2) = 89.38 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_y = 0.750 \times 89.38 = 78.20 \text{ KN/m}^2.$$

○ **Moment aux appuis :**

$$M_{ax} = (-0.3) M_x = (-0.3) \times 89.38 = -26.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = (-0.3) M_y = (-0.3) \times 78.20 = -23.46 \text{ KN.m}$$

○ **Moment en travée :**

$$M_{tx} = (0.85) M_x = 0.85 \times 89.38 = 75.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = (0.85) M_y = 0.85 \times 78.20 = 66.47 \text{ KN.m}$$

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

• **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_{st} \quad \text{avec} : K = \frac{1}{K_1}$$

• **contrainte dans l'acier**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 \text{ et } K_1 \text{ en fonction de } \rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d}$$

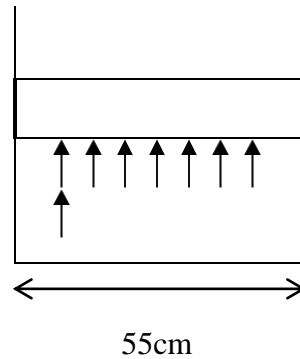
Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

sens	zone	$A_s$	$M_s$ (KN.m)	P	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
xx	Appuis	5.65	26.81	0.149	0.937	64.37	133.26	348	2.07	15	CV
	Travée	7.70	75.97	0.202	0.927	53.49	280.08	348	5.23	15	CV
Yy	Appuis	5.65	23.46	0.149	0.937	64.37	116.61	348	1.81	15	CV
	travée	5.65	66.47	0.149	0.937	64.37	330.41	348	5.13	15	CV

**Tableau VI.6 : vérification des contraintes dans le béton.**

**VII.5.6. Ferrailage de débord :**

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie comme illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1mètre de longueur.



**Figure VII.4 : Schéma statique du débord**

**a) sollicitation de calcul :**

$$\text{ELU} : q_u = 155.12 \text{KN/m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{155.12 \times 0.55^2}{2} = 23.46 \text{KN.m}$$

$$\text{ELS} : q_s = 118.24 \text{KN/m}^2$$

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{118.24 \times 0.55^2}{2} = 17.88 \text{KN.m}$$

**b) calcul des armatures :**

Avec :  $b = 100 \text{cm}$  ;  $d = 36 \text{cm}$  ;  $f_{bu} = 14.2 \text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc} = 348 \text{MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{23.46 \times 10^6}{10^3 \times 36^2 \times 10^2 \times 14.2} = 0.010 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{SSA.}$$

$$\mu = 0.010 \longrightarrow \beta = 0.995$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23.46 \times 10^2}{0.995 \times 36 \times 34.8} = 1.88 \text{cm}^2.$$

On adopte :  $4\text{HA}12 = 4.52 \text{cm}^2$  avec un espacement  $s_t = 25 \text{cm}$ .

**c) Vérification à l'ELU :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 36 \times 2.1}{400}$$

$$A_{\min} = 4.35 \text{cm}^2.$$

$A_u = 4.52 \text{cm}^2 > A_{\min} = 4.35 \text{cm}^2. \longrightarrow$  Condition vérifiée.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \longrightarrow 4HA10 = 3.14\text{cm}^2.$$

**d) Vérification à l'ELS :**

Si la condition suivante est satisfaite il y a pas lieu de vérifiée les contraintes à l'ELS

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{23.46}{17.88} = 1.31$$

$$\mu = 0.024 \longrightarrow \alpha = 0.0304$$

$$\alpha = 0.0304 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.41 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Remarque :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord.

Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

**VII.5.7. Ferrailage de la nervure :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituants des charges uniformément répartie.

**a) Chargement simplifié admis :**

Cela consiste à trouver la largeur de dalle (panneau) correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdale. Ainsi sous ce chargement devenu uniformément répartie et le calcul devient classique.

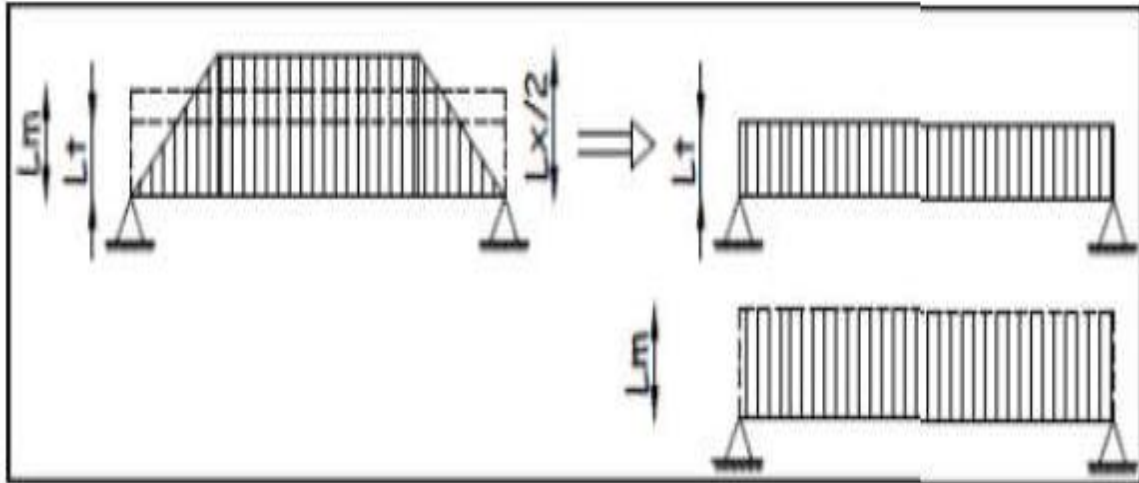


Figure VI.5 : Présentation des charges simplifiées.

## ❖ Charge trapézoïdale :

$$\text{Moment fléchissant : } I_m = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } I_t = l_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

## ❖ Charge triangulaire :

$$\text{Moment fléchissant : } I_m = 0.333 l_x$$

$$\text{Effort tranchant : } I_t = 0.25 l_x$$

## b) Charges à considérer :

$$\left. \begin{array}{l} Q_{um} = q_u \times I_m \\ Q_{sm} = q_s \times I_m \end{array} \right\} \text{ Pour les moments}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_{ut} = q_u \times I_t \\ Q_{st} = q_s \times I_t \end{array} \right\} \text{ Pour les efforts tranchants}$$

- Détermination des charges :

**ELU :**

$$q_u = \left( \sigma_{mu} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_u = \left( 190.08 - \frac{16768.97 \times 1.35}{647.39} - \frac{3039.57}{173.69} \right) = 172.61 \text{KN/m}^2.$$

**ELS:**

$$q_s = \left( \sigma_{ms} - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_s = \left( 144.14 - \frac{16768.97}{647.39} - \frac{3039.57}{173.69} \right) = 100.74 \text{KN/m}^2.$$

										moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	panneau	$L_x$	$L_y$	$\rho$	chargement	$l_m$	$l_t$	$q_u$	$q_s$	$Q_u$	$\Sigma Q_u$	$Q_s$	$\Sigma Q_s$	$Q_u$	$\Sigma Q_u$	$Q_s$	$\Sigma Q_s$
A - B	1	3.5	4.2	0.83	Trapézoïdale	1.35	1.14	172.61	100.74	233.02	450.5	135.99	262.92	196.7	371	114.8	216.5
	2	3.5	3.8	0.92	Trapézoïdale	1.26	1.01	172.61	100.74	217.48		126.93		174.3		101.7	
B - C	1	3.5	4.2	0.83	Trapézoïdale	1.35	1.35	172.61	100.74	233.02	450.5	135.99	262.92	233.1	407.4	135.9	237.6
	2	3.5	3.8	0.92	Trapézoïdale	1.26	1.01	172.61	100.74	217.48		126.93		174.3		101.7	
C - D	1	3.85	4.2	0.91	Trapézoïdale	1.39	1.13	172.61	100.74	239.92	457.4	140.02	266.95	195.1	359	113.8	209.5
	2	3.80	3.85	0.98	Triangulaire	1.26	0.95	172.61	100.74	217.48		126.93		163.9		95.70	
D - E	1	4.2	4.8	0.87	Triangulaire	1.39	1.05	172.61	100.74	239.92	514.4	140.02	300.19	181.2	478.3	105.7	226.6
	2	4.8	4.8	0.90	Triangulaire	1.59	1.2	172.61	100.74	274.45		160.17		297.1		120.9	
E - F	1	3.85	4.2	0.92	Trapézoïdale	1.38	1.11	172.61	100.74	238.20	455.7	139.02	265.95	191.6	355.5	111.8	207.5
	2	3.80	3.85	0.98	triangulaire	1.26	0.95	172.61	100.74	217.48		126.93		163.9		95.70	
F - G	1	3.5	4.2	0.83	Trapézoïdale	1.35	1.14	172.61	100.74	233.02	450.5	135.99	262.92	196.7	371	114.8	216.5
	2	3.5	3.8	0.92	Trapézoïdale	1.26	1.01	172.61	100.74	217.48		126.93		174.3		101.7	
G - H	1	3.5	4.2	0.83	Trapézoïdale	1.35	1.14	172.61	100.74	233.02	450.5	135.99	262.92	196.7	371	114.8	216.5
	2	3.5	3.2	0.92	Trapézoïdale	1.26	1.01	172.61	100.74	217.48		126.93		174.3		101.7	

Tableau VII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinale)

										moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	Panneau	L <sub>x</sub>	L <sub>y</sub>	ρ	chargement	l <sub>m</sub>	l <sub>t</sub>	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	ΣQ <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	ΣQ <sub>s</sub>	Q <sub>u</sub>	ΣQ <sub>u</sub>	Q <sub>s</sub>	ΣQ <sub>s</sub>
1-2	1	3.5	4.2	0.83	Triangulaire	1.16	0.87	172.61	100.74	200.23	400.46	116.85	233.7	150.2	300.4	87.64	175.3
	2	3.5	4.2	0.83	Triangulaire	1.16	0.87	172.61	100.74	200.23		116.85		150.2		87.64	
2-3	1	3.5	3.8	0.92	Triangulaire	1.16	0.87	172.61	100.74	200.23	400.46	116.85	233.7	150.2	300.4	87.64	175.3
	2	3.5	3.8	0.92	Triangulaire	1.16	0.87	172.61	100.74	200.23		116.85		150.2		87.64	
3-4	1	3.2	3.5	0.91	Trapézoïdale	1.15	0.94	172.61	100.74	198.50	410.81	115.85	239.8	162.2	341.7	94.69	199.5
	2	3.2	3.85	0.83	Trapézoïdale	1.23	1.04	172.61	100.74	212.31		123.91		179.5		104.8	
4-5	1	3.2	3.5	0.91	Trapézoïdale	1.15	0.94	172.61	100.74	198.50	410.81	115.95	239.8	162.2	341.7	94.69	199.5
	2	3.2	3.85	0.83	Trapézoïdale	1.23	1.04	172.61	100.74	212.31		123.91		179.5		104.8	
5-6	1	3.5	3.8	0.92	Triangulaire	1.16	0.87	172.61	100.74	200.23	400.46	116.85	233.7	150.2	300.4	87.64	175.3
	2	3.5	3.8	0.92	Triangulaire	1.16	0.87	172.61	100.74	200.23		116.85		150.2		87.64	
6-7	1	3.5	4.2	0.83	Triangulaire	1.16	0.87	172.61	100.74	200.23	400.46	116.85	233.7	150.2	300.4	87.64	175.3
	2	3.5	4.2	0.83	Triangulaire	1.16	0.87	172.61	100.74	200.23		116.85		150.2		87.64	

Tableau VII.8 : charge revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversale)



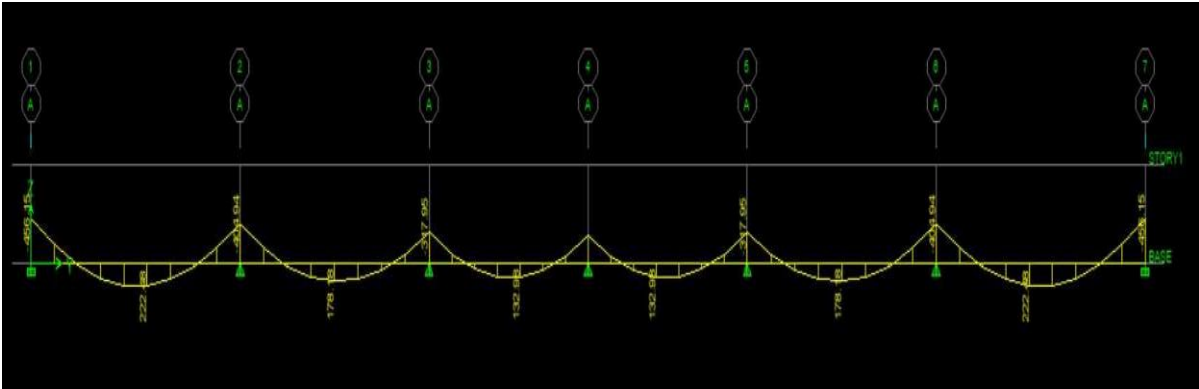


Figure VII.9 : Moment fléchissant ELS sens transversale.

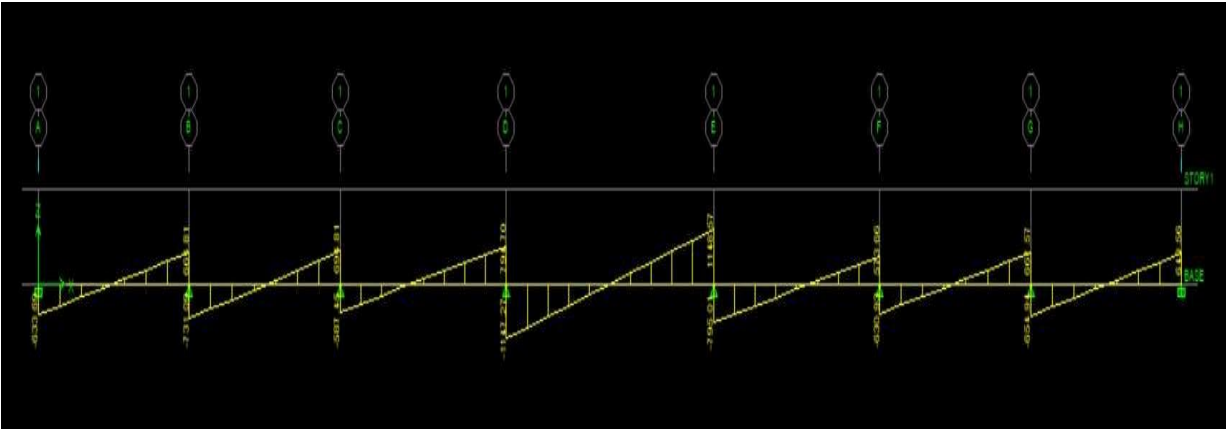


Figure VII.10 : Effort tranchant ELU sens longitudinale.

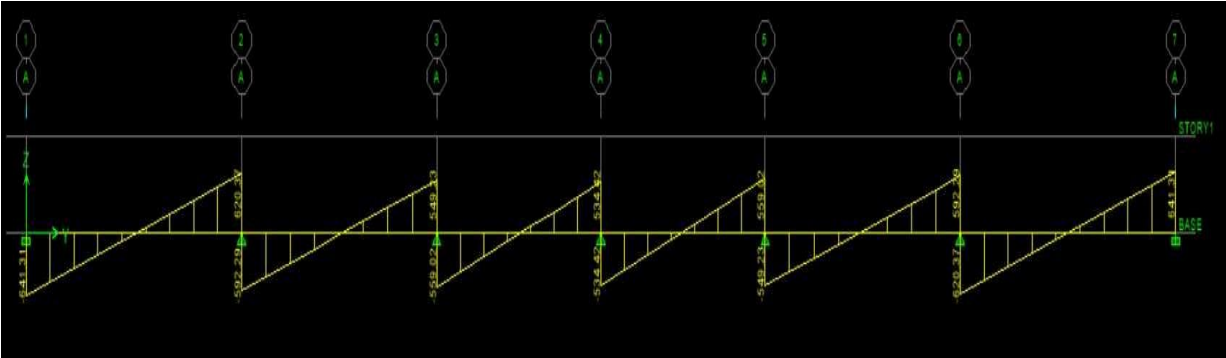


Figure VII.11 : Effort tranchant ELU sens transversale.

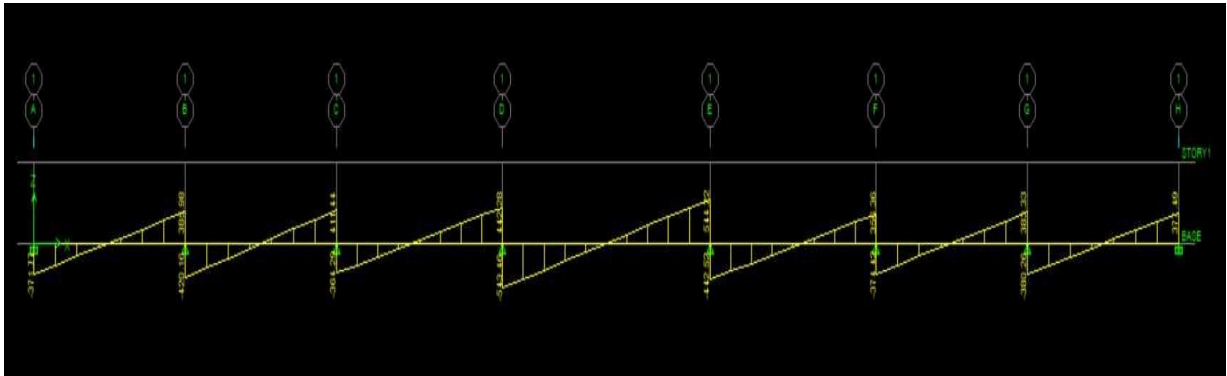


Figure VII.12 : Effort tranchant ELS sens longitudinale.

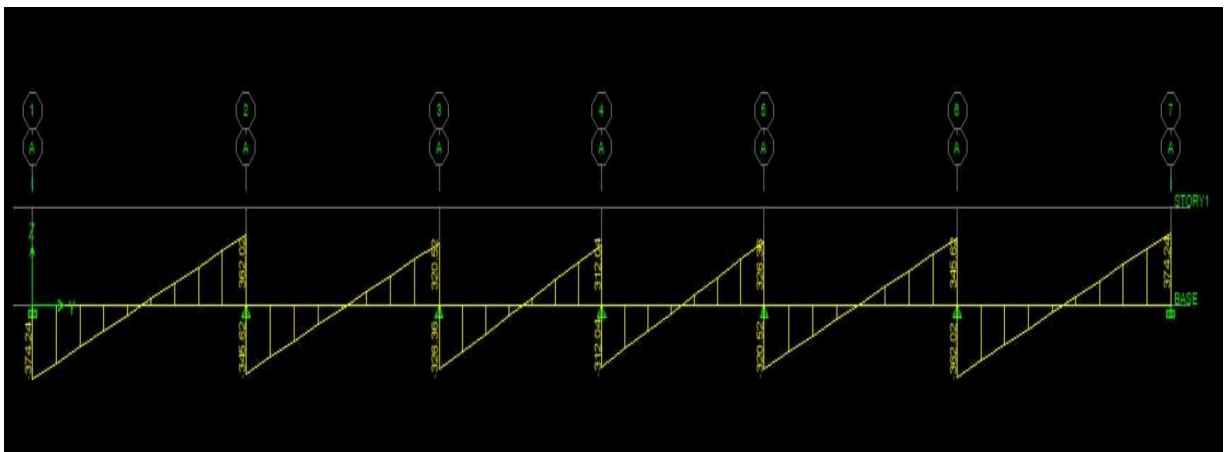


Figure VII.13 : Effort tranchant ELS sens transversale.

d) Ferrailage à l'ELU :

Sollicitation maximal :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a^{max}$ (KN.m)	870.90	598.30	606.33	456.15
$M_t^{max}$ (KN.m)	611.20	356.67	295.39	222.48
$T_{max}$ (KN)	1148.57	641.31	543.46	374.24

Tableau VII.9 : les efforts internes dans les nervures

• **Calcul des armatures :**

$b = 50\text{cm}$

$h = 110\text{cm}$

$d = 107\text{cm}$

$f_{bc} = 14.2\text{MPa} ; \sigma_{st} = 348\text{MPa}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donnée dans le tableau ci-dessous :

sens	zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	section	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
xx	Appuis	870.90	0.108	0.943	SSA	24.80	5HA20 + 3HA20
	Travée	611.20	0.08	0.958	SSA	17.13	5HA16 + 5HA14
yy	Appuis	606.33	0.07	0.964	SSA	16.89	5HA16 + 5HA14
	Travée	295.39	0.04	0.980	SSA	8.09	5HA12 + 5HA12

**Tableau VI.10 : le ferrailage adopté pour la nervure.**

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) **Condition de non fragilité :**

Il faut vérifier que :  $A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 107 \times 2.1}{400} = 6.46\text{cm}^2$$

✓ **Sens transversal :**

**Aux appuis :**  $A_{sa} = 17.75\text{cm}^2 \geq A_{min} = 6.46 \text{cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**En travée :**  $A_{st} = 11.30\text{cm}^2 \geq A_{min} = 6.46 \text{cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

✓ **Sens longitudinal :**

**Aux appuis :**  $A_{sa} = 25.13\text{cm}^2 \geq A_{min} = 6.46 \text{cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**En travée :**  $A_{st} = 17.75\text{cm}^2 \geq A_{min} = 6.46 \text{cm}^2 \Rightarrow$  Condition vérifiée.

b) **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_u$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\} \Rightarrow \tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}.$$

✓ **Sens longitudinal :**

$$\tau_u = \frac{1148.57 \times 10^3}{550 \times 1070} = 1.95 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Sens transversal :**

$$\tau_u = \frac{543.46 \times 10^3}{550 \times 1070} = 0.92 \text{MPa} < 2.5 \text{MPa} \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Diamètre des armatures transversales (Art A.7.2.2/BAEL91 modifiée 99) :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ soit : } \phi = 8 \text{mm.}$$

Avec :  $\phi_l$  : le plus grand diamètre des armatures longitudinales participant à la résistance, on prend : 2cadres + 1 étrier de  $\phi 8 \longrightarrow A_t = 3.01 \text{cm}^2$ .

- **Espacement des armatures :**

**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{110}{4} ; 12 \times 2 \right\} = \min \left\{ 27.5 ; 24 \right\} = 24 \text{cm}$$

Soit :  $S_t = 10 \text{cm}$

**En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{110}{2} = 55 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{cm}$$

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)**

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

$$\text{En zone nodale : } A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.5 \text{ cm} < A_t = 3.01 \text{cm}^2.$$

$$\text{En zone courante : } A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 55 = 1.5 \text{ cm} < A_t = 3.01 \text{cm}^2.$$

Donc : la condition est vérifiée.

➤ **Vérification à l'ELS :**

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

sens	zone	$M_s$ (KN.m)	$A_{(ELU)}$	$\rho$	$K_1$	$\beta_1$	$\sigma_{st}$	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}$	Obs
X – X	Appuis	598.30	25.13	0.429	35	0.900	247.22	348	7.06	15	vérifiée
	Travée	356.67	17.75	0.299	43.14	0.914	205.46	348	4.76	15	vérifiée
Y – Y	Appuis	456.15	17.75	0.299	43.14	0.914	267.77	348	6.20	15	vérifiée
	Travée	222.48	11.30	0.192	55.42	0.929	198.06	348	3.57	15	vérifiée

**Tableau VII.11 : vérification des contraintes à l'ELS.**

**Conclusion :**

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travée est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisants.

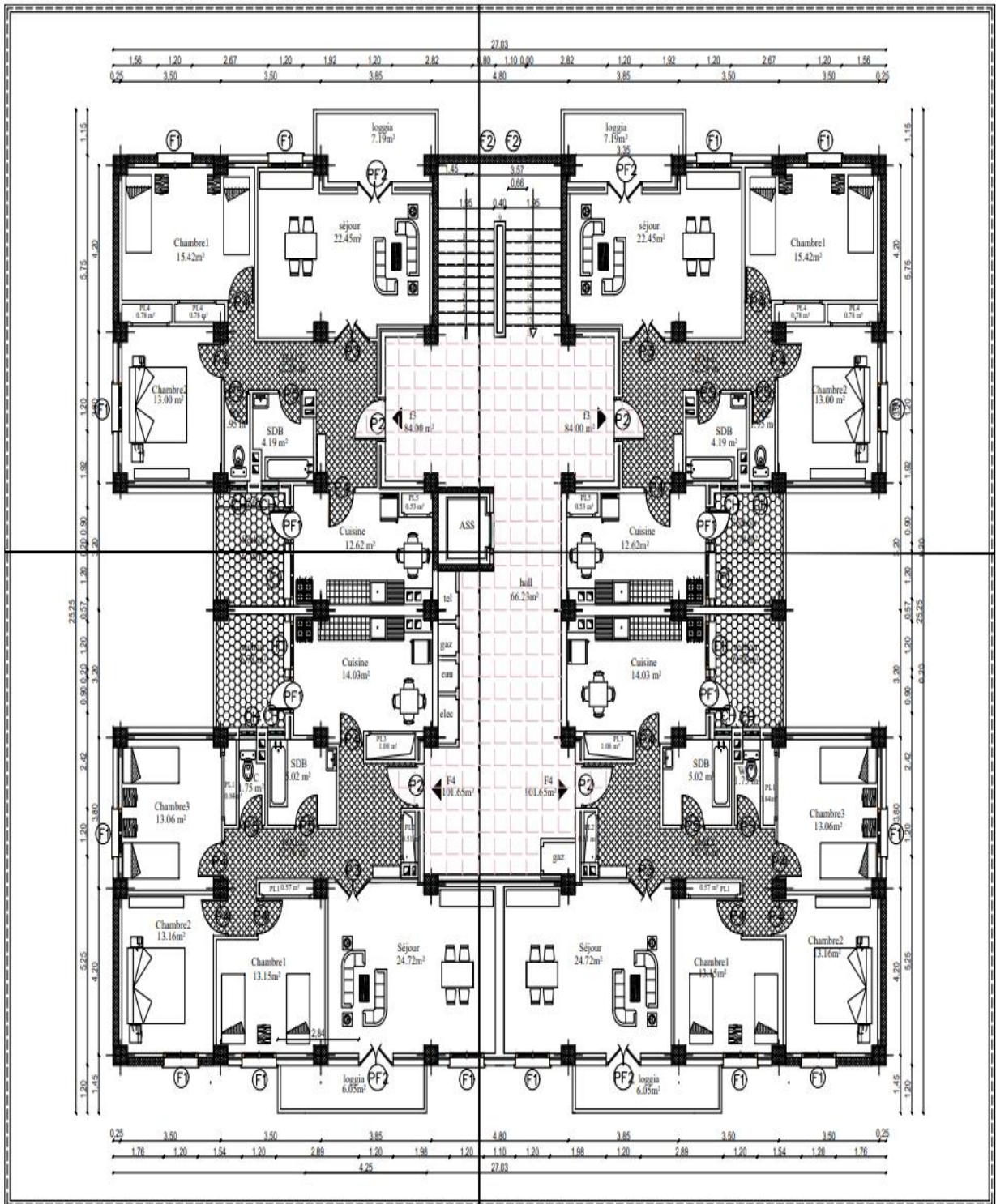
## **Conclusion Générale**

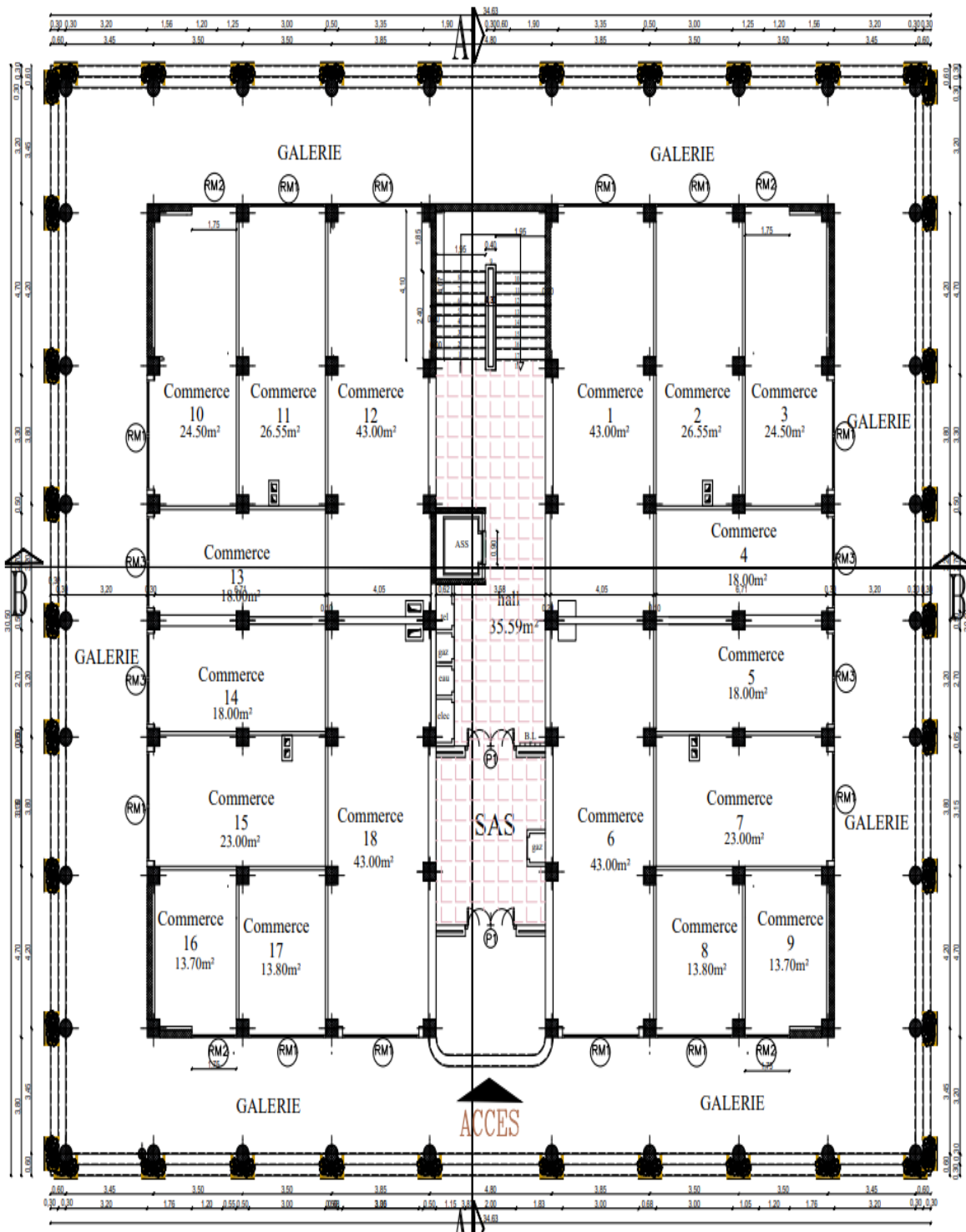
L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire le parallèle entre le monde théorique et le monde pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre.

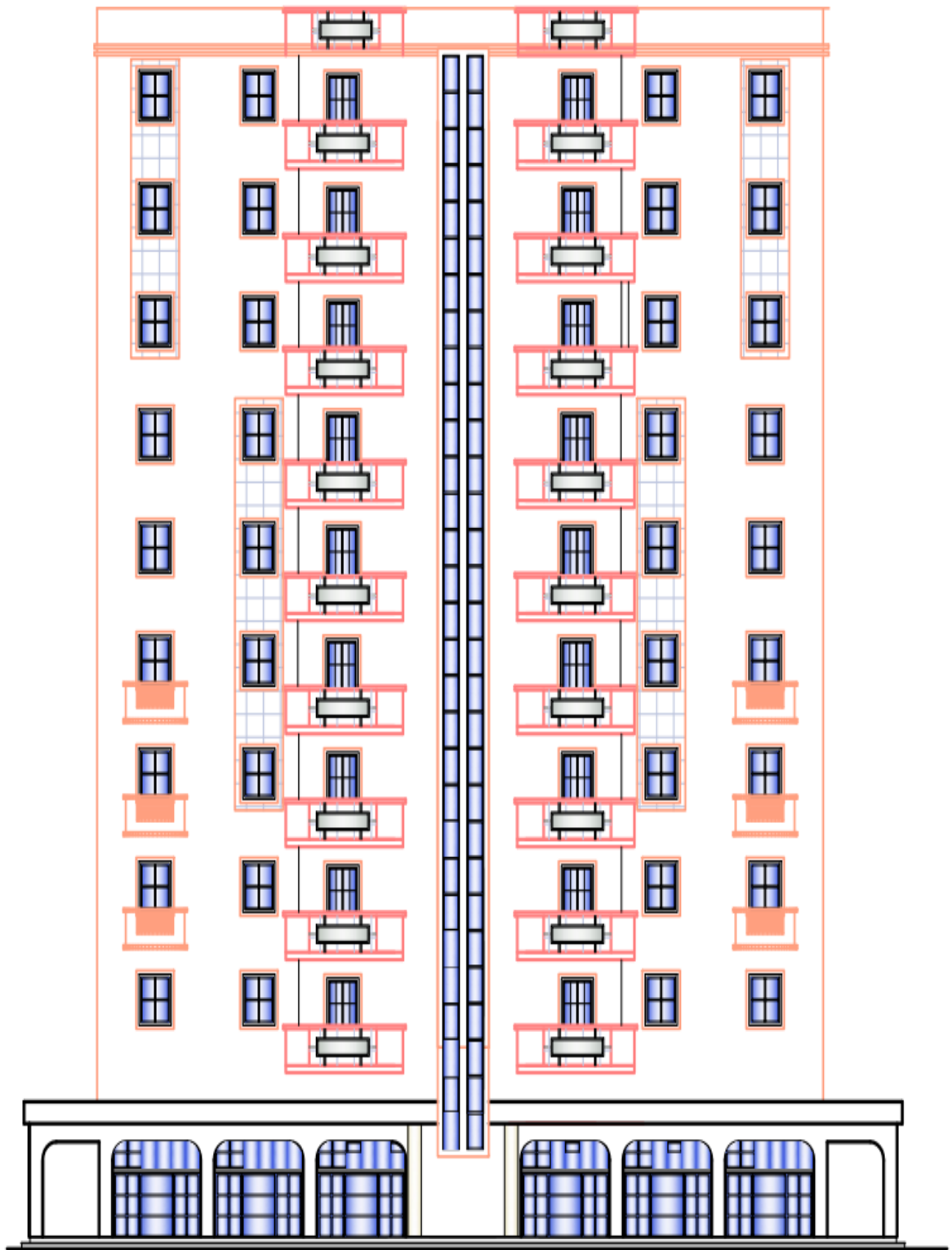
En effet à travers ce travail nous avons met nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel du génie civil, et bien que le rôle d'un ingénieur et rallier les deux facteurs économie et sécurité ; néanmoins ce dernier reste plus primordial lors d'une étude, et pour arriver au dimensionnement et ferrailage finaux nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calcul de chacun de ces éléments tout cela en respectant les différents règlements actuellement en vigueur.

Concernant notre étude logicielle, les résultats techniques et les illustrations trouvées via ETABS nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique ; enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.

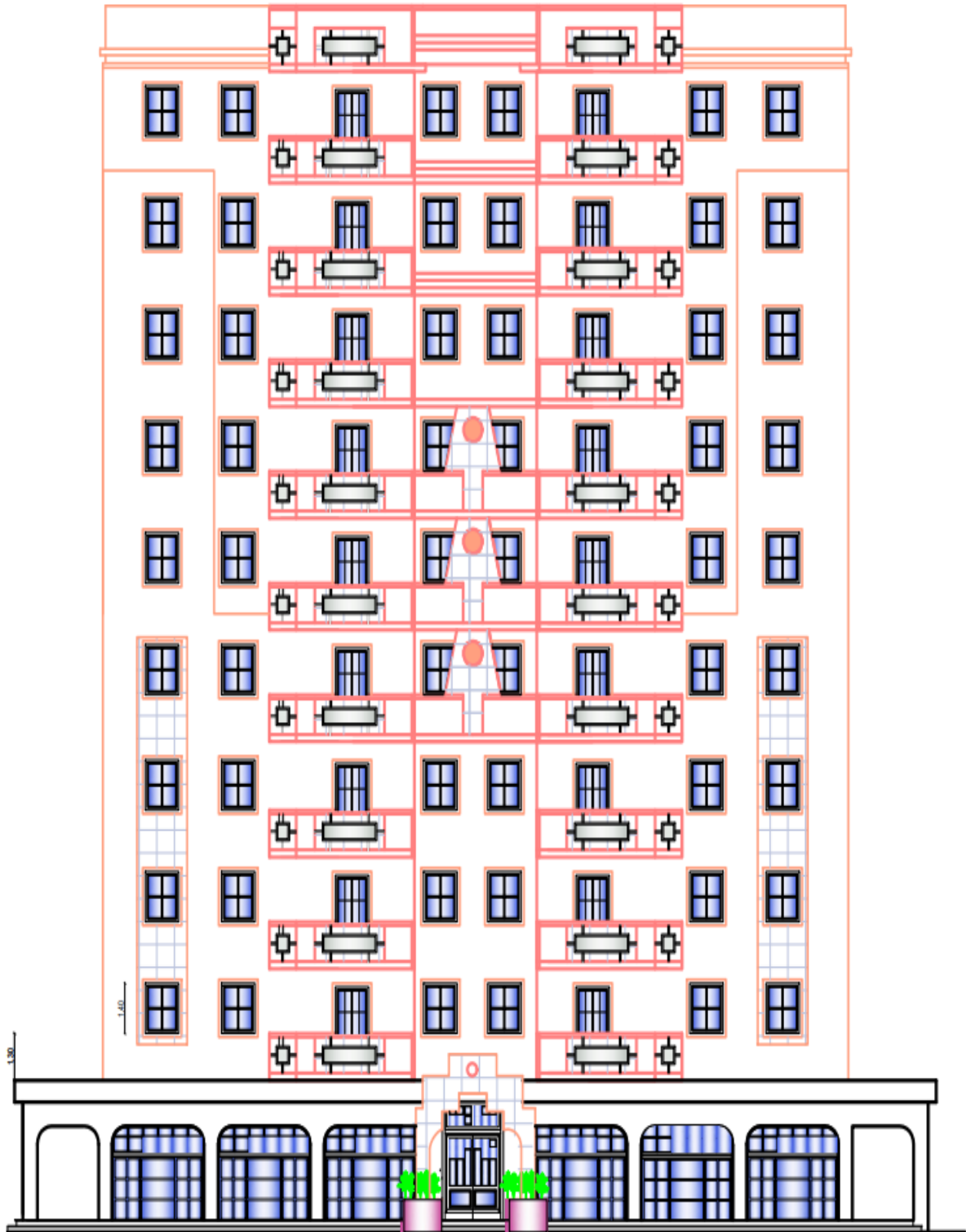






FACADE POSTERIEURE

ECH: 1/50



FACADE PRINCIPALE

ECH: 1/50

*TERRASSE*

*9<sup>EME ETAGE</sup>*

*8<sup>EME ETAGE</sup>*

*7<sup>EME ETAGE</sup>*

*6<sup>EME ETAGE</sup>*

*5<sup>EME ETAGE</sup>*

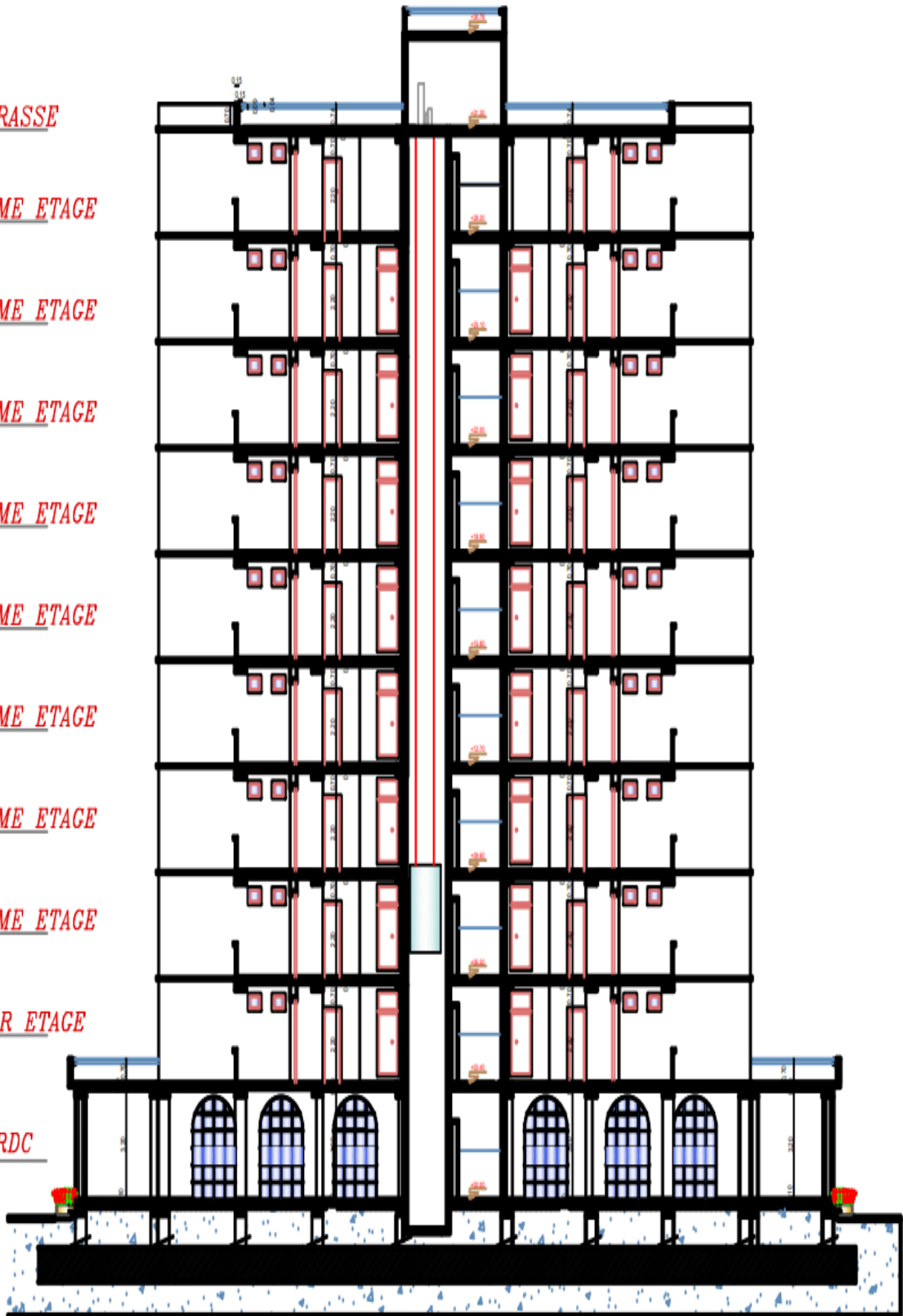
*4<sup>EME ETAGE</sup>*

*3<sup>EME ETAGE</sup>*

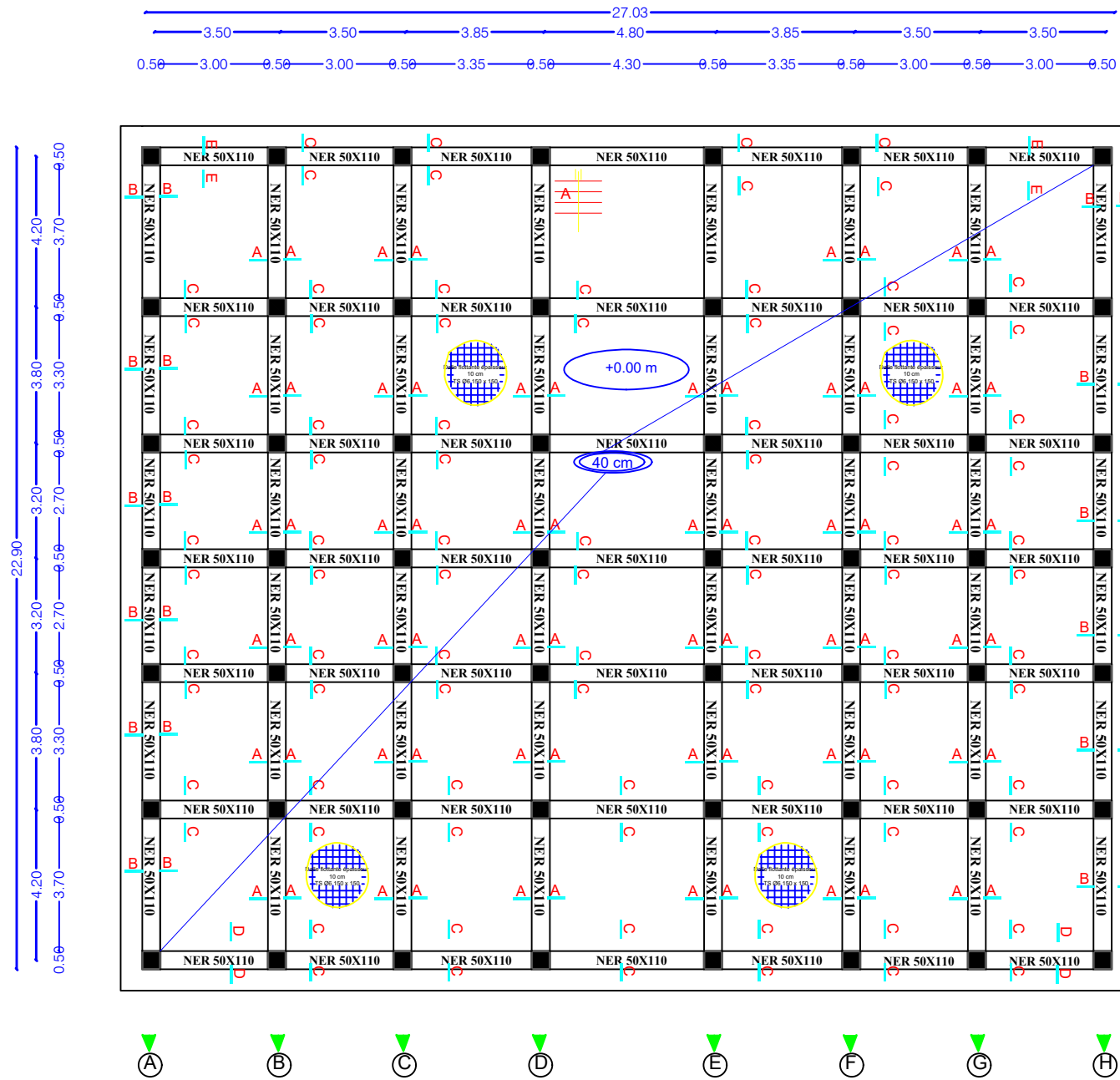
*2<sup>EME ETAGE</sup>*

*1<sup>ER ETAGE</sup>*

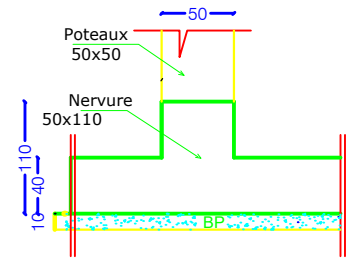
*RDC*



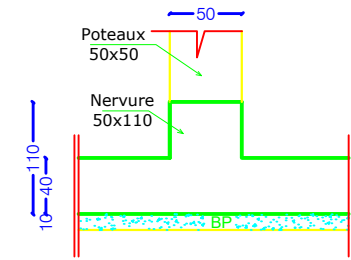
COUPE -BB-



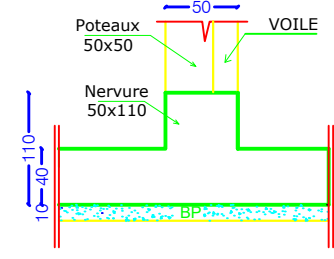
COUPE A-A et C-C



COUPE B-B

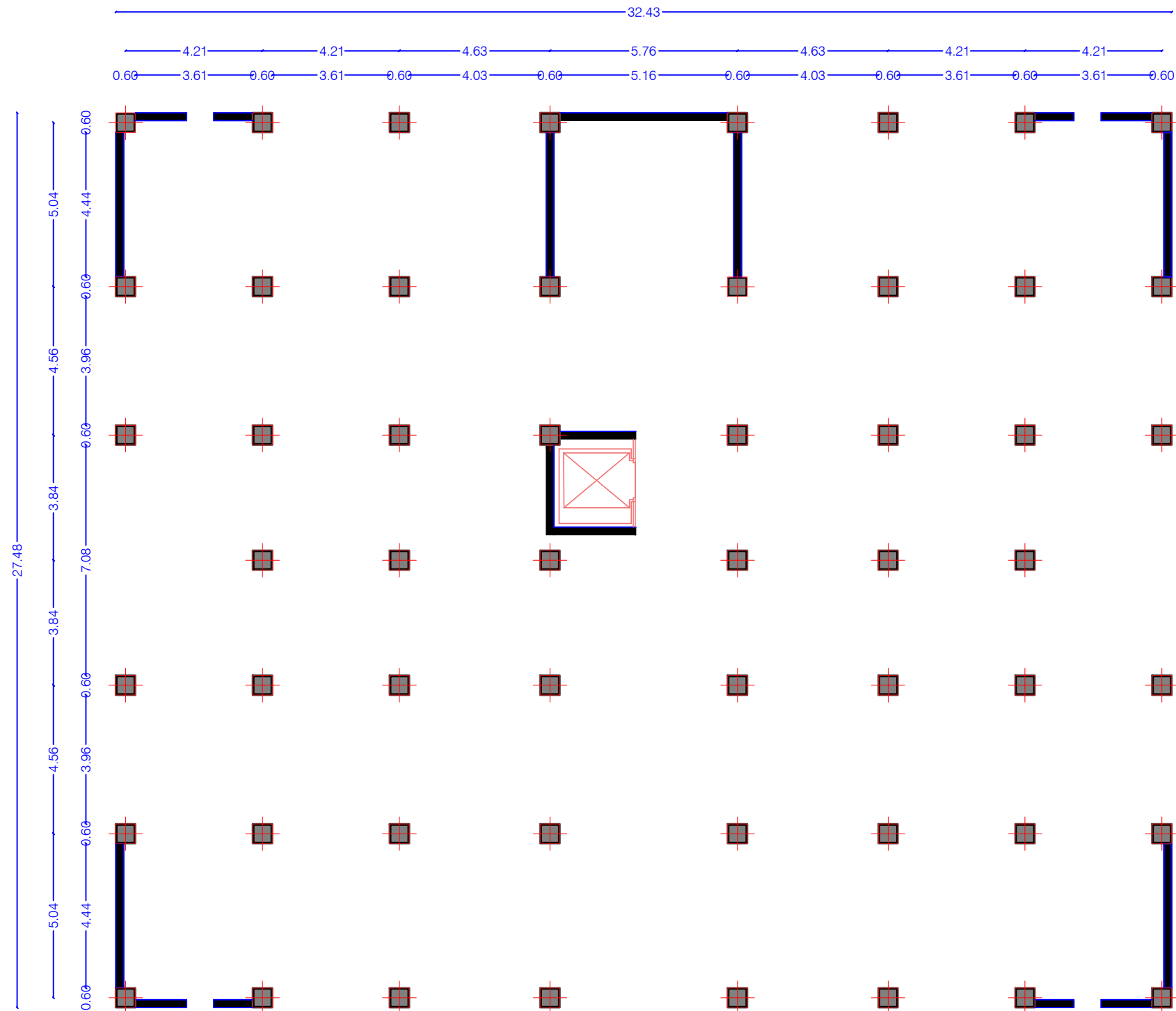


COUPE E-E



**PLAN DE COFFRAGE NIV 0.00 M POUR FONDATION**

<b>UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU</b> Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par: <b>M<sup>me</sup> ALKAMA</b> Etudié par : - M <sup>elle</sup> BOUBCHIR Zakia - M <sup>elle</sup> LOUNI Meriem	Titre : <b>PLAN DE FONDATIONS</b> NIV: + 0.00	Plan N°: 01 Echelle : 1 / 25 Promotion : 23 - 24

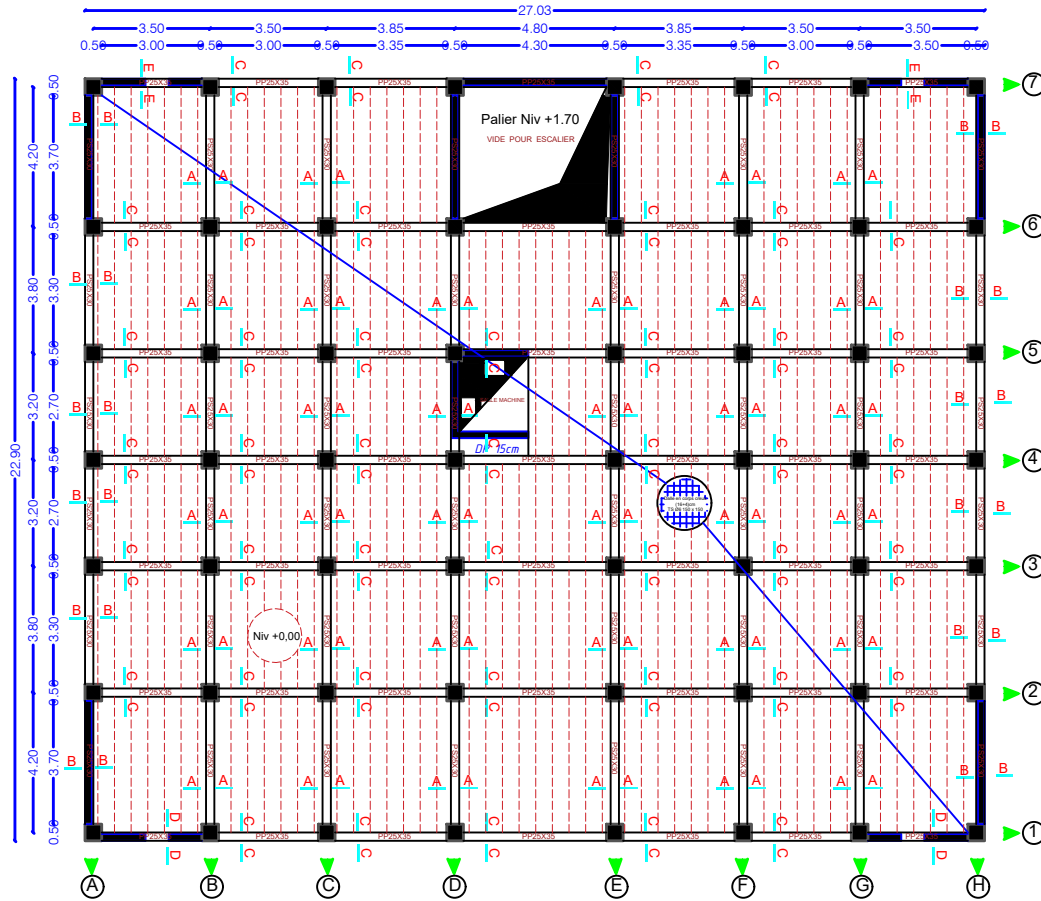


**UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU**  
**Faculté De Génie De La Construction**  
**Département de Génie Civil**

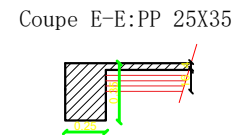
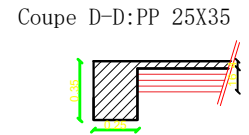
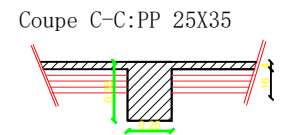
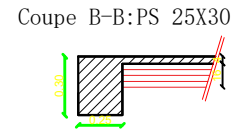
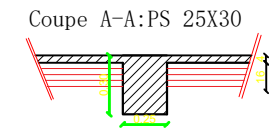
**Dirigé par:**  
- M<sup>me</sup> ALKAMA  
**Etudié par :**  
- M<sup>elle</sup> BOUBCHIR Zakia  
- M<sup>elle</sup> LOUNI Meriem

**Titre :**  
**LA DISPOSITION DES VOILES**

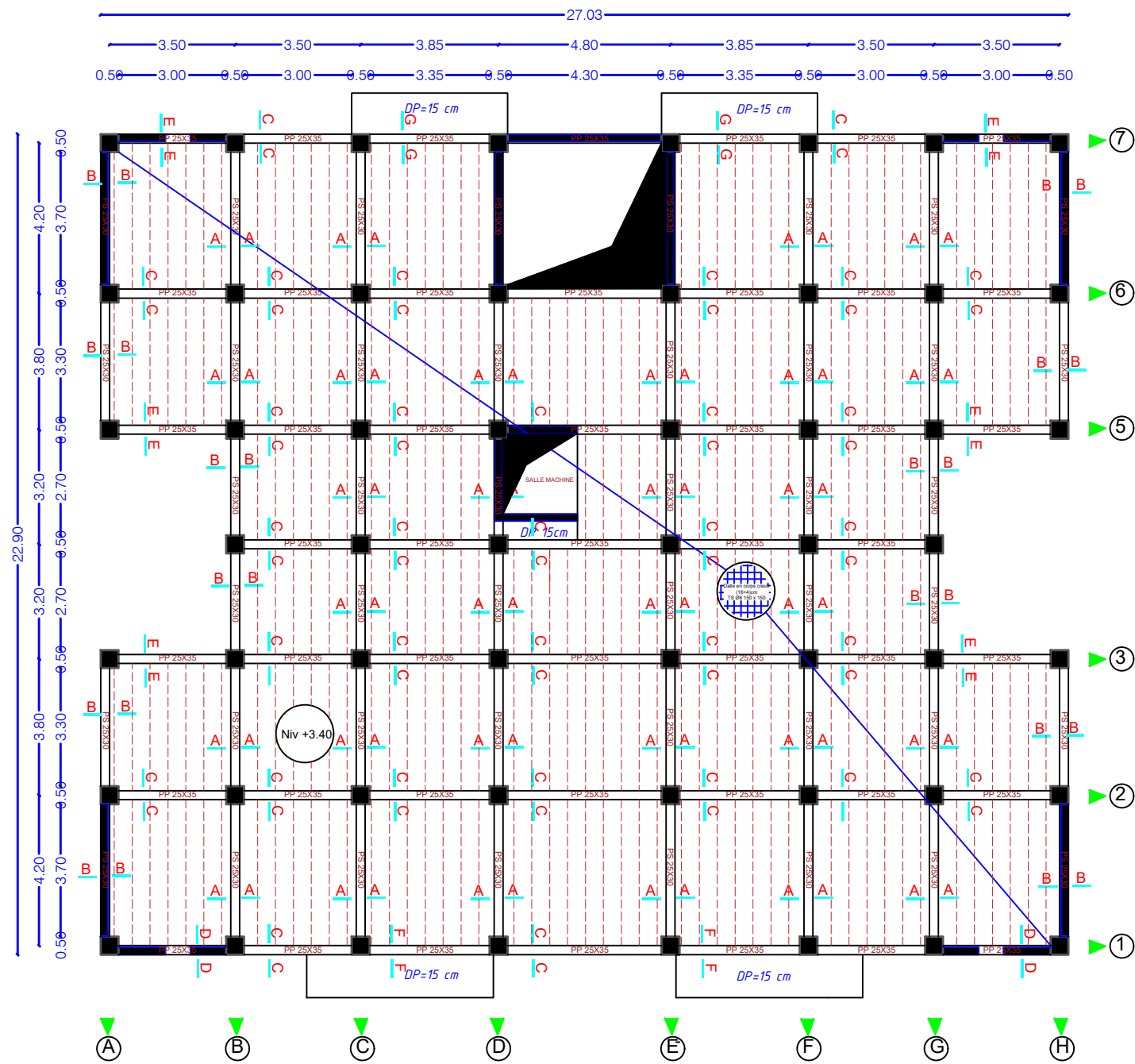
**Plan N°: 02**  
**Echelle : 1 / 25**  
**Promotion : 23 - 24**



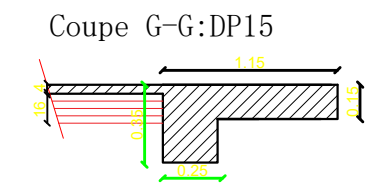
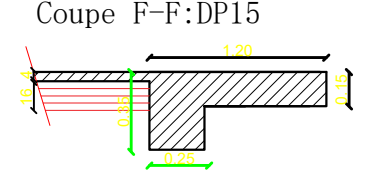
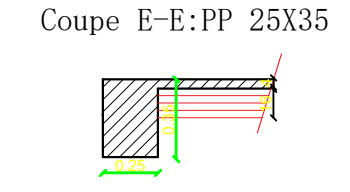
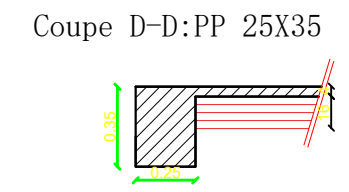
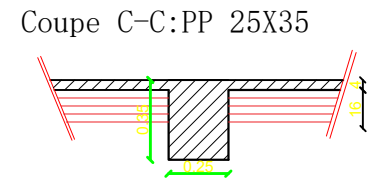
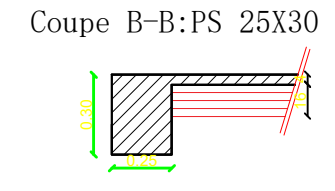
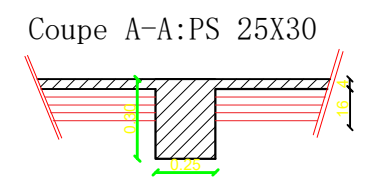
PLAN DE COFFRAGE RDC



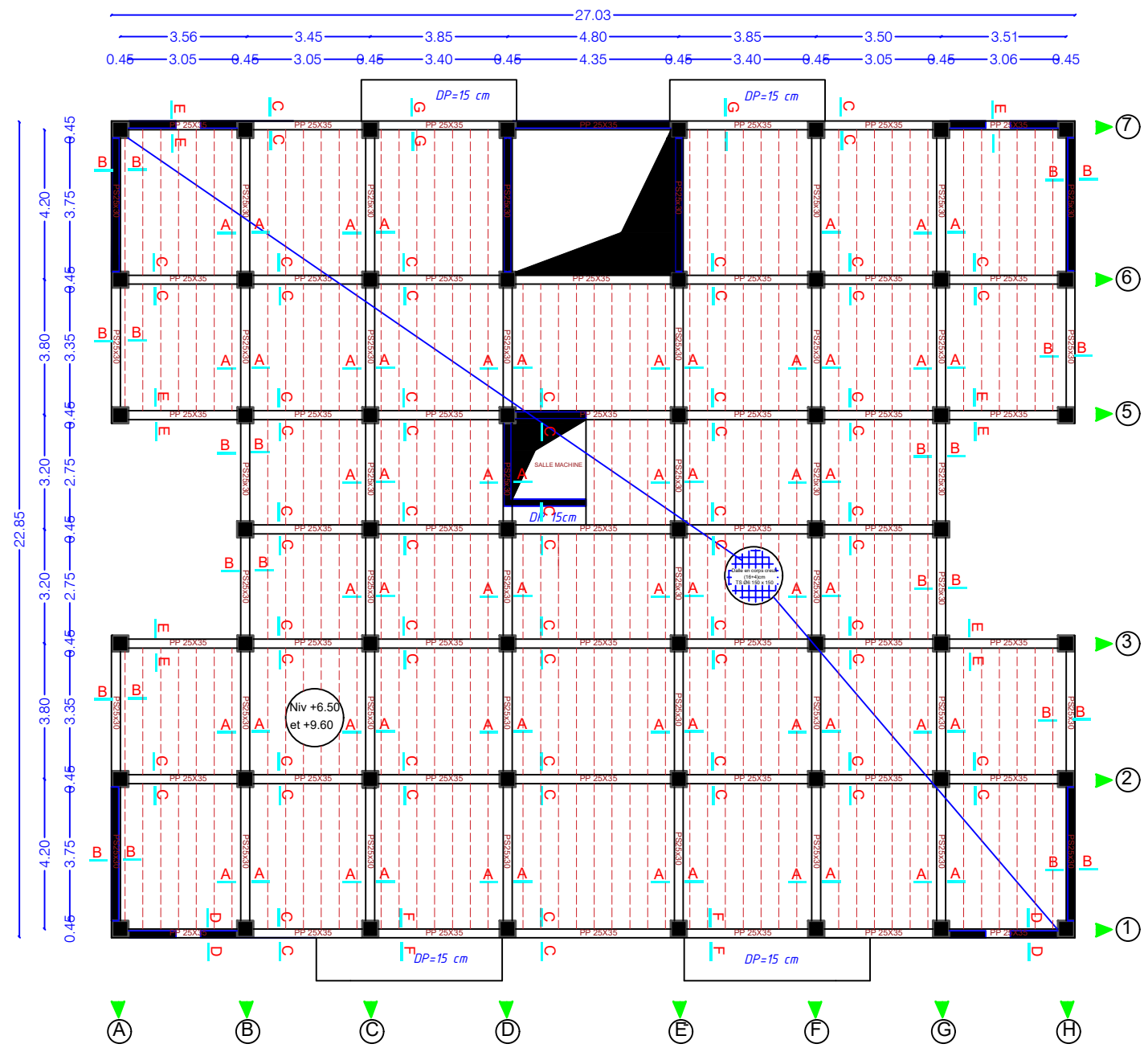
<b>UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU</b> Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par: M <sup>me</sup> ALKAMA Etudié par : - M <sup>elle</sup> BOUBCHIR Zakia - M <sup>elle</sup> LOUNI Meriem	Titre : <b>PLAN DE COFFRAGE</b> NIV: + 3.40 (RDC)	Plan N°: 03 Echelle : 1 / 25 Promotion : 23 - 24



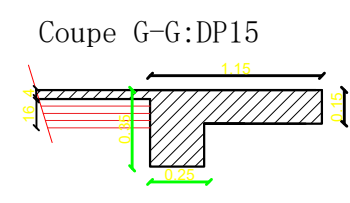
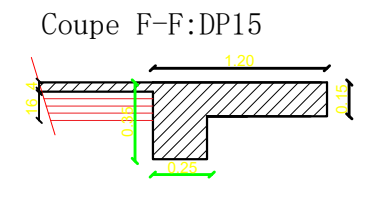
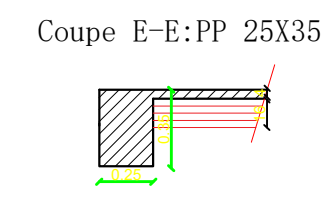
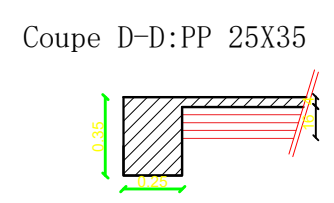
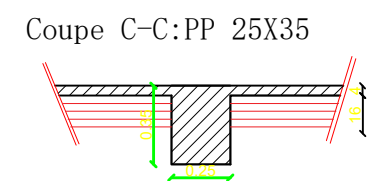
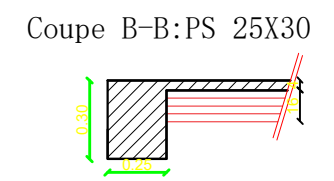
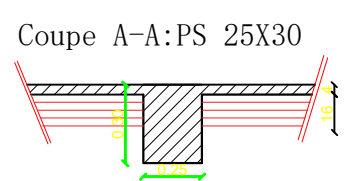
**PLAN DE COFFRAGE ETAGE 1**



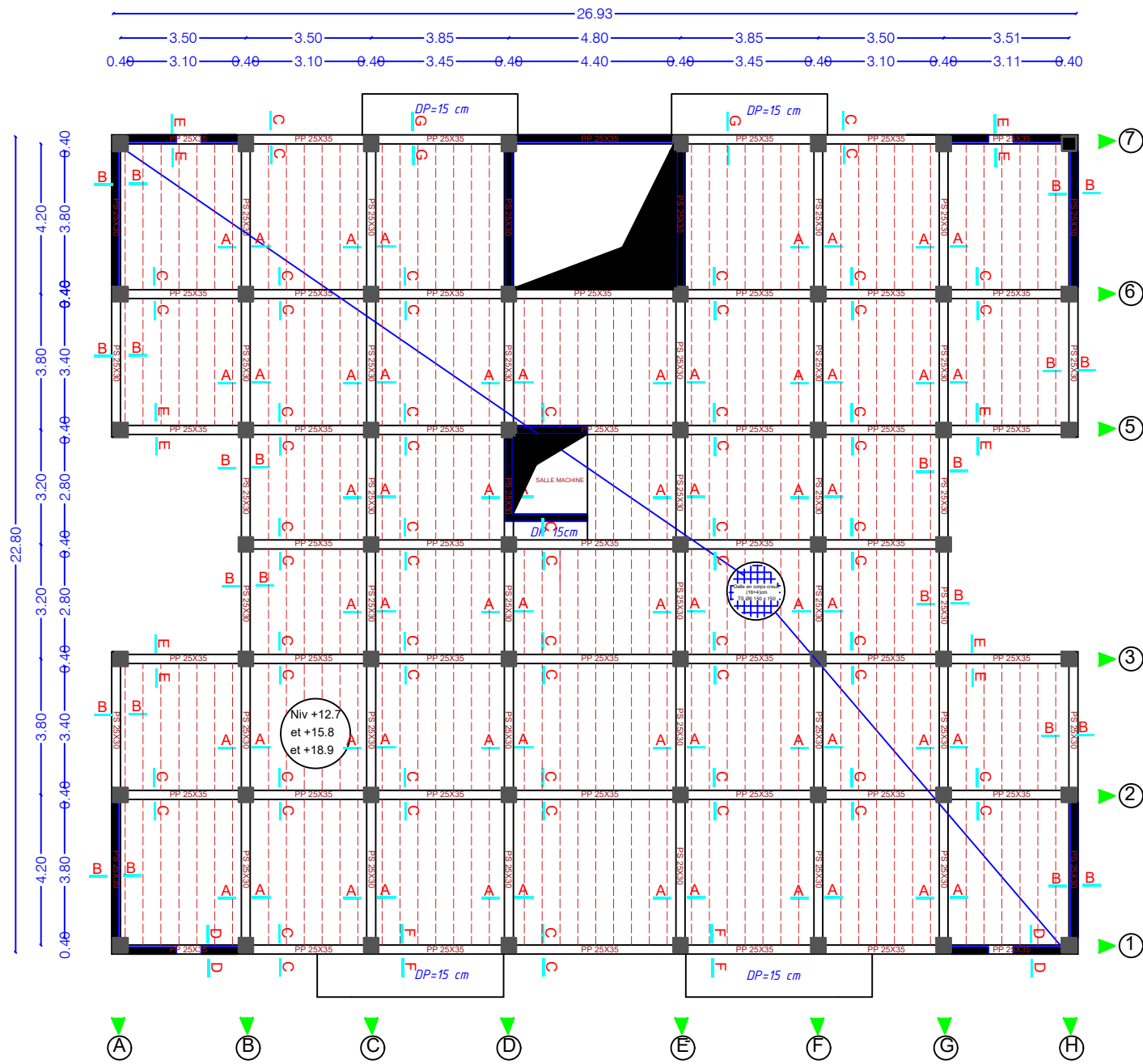
<b>UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU</b> Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par: <b>M<sup>me</sup> ALKAMA</b> Etudié par : - M <sup>elle</sup> BOUBCHIR Zakia - M <sup>elle</sup> LOUNI Meriem	Titre : <b>PLAN DE COFFRAGE</b> <b>NIV: + 6.50 (1<sup>er</sup> ETAGE )</b>	Plan N°: <b>04</b> Echelle : <b>1 / 25</b> Promotion : <b>23 - 24</b>



**PLAN DE COFFRAGE ETAGES 2 ET 3**

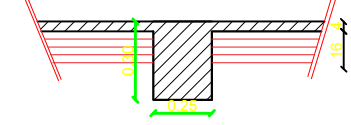


<b>UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU</b> Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par: M <sup>me</sup> ALKAMA Etudié par : - M <sup>elle</sup> BOUBCHIR Zakia - M <sup>elle</sup> LOUNI Meriem	Titre : <b>PLAN DE COFFRAGE</b> NIV: + 9.60; +12.7 (2 <sup>eme</sup> ET 3 <sup>eme</sup> ETAGE )	Plan N°: 05 Echelle : 1 / 25 Promotion : 23 - 24

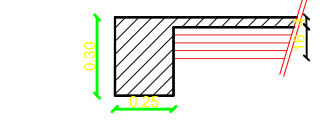


**PLAN DE COFFRAGE ETAGES 4, 5 ET 6**

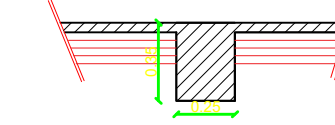
Coupe A-A:PS 25X30



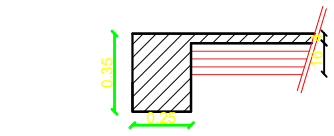
Coupe B-B:PS 25X30



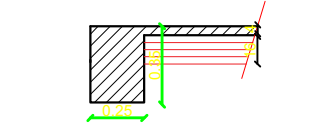
Coupe C-C:PP 25X35



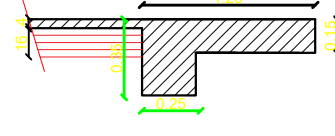
Coupe D-D:PP 25X35



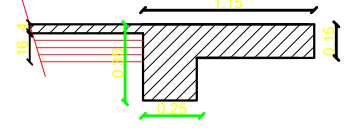
Coupe E-E:PP 25X35



Coupe F-F:DP15



Coupe G-G:DP15

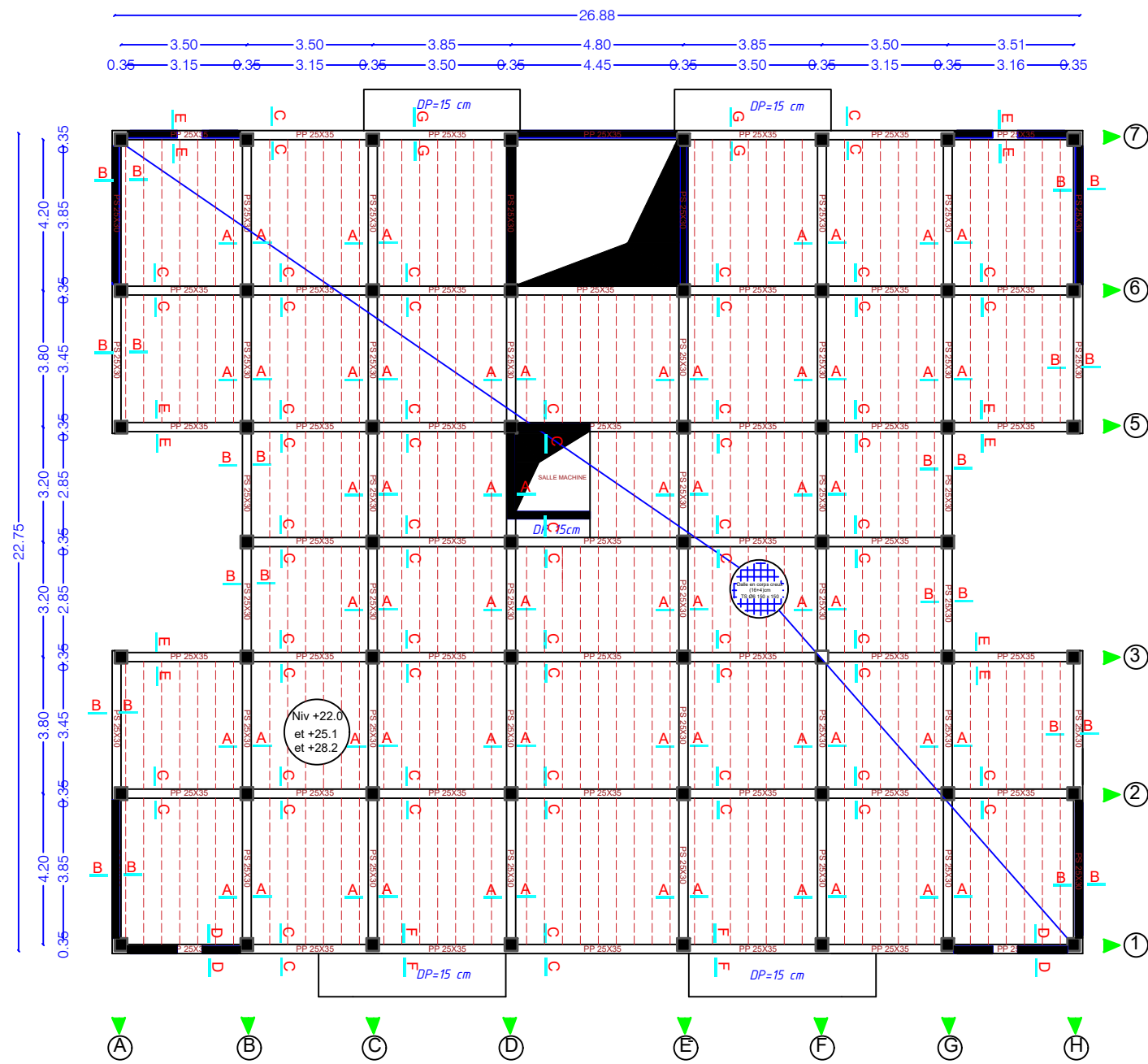


**UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU**  
**Faculté De Génie De La Construction**  
**Département de Génie Civil**

Dirigé par:  
 M<sup>me</sup> ALKAMA  
 Etudié par :  
 - M<sup>elle</sup> BOUBCHIR Zakia  
 - M<sup>elle</sup> LOUNI Meriem

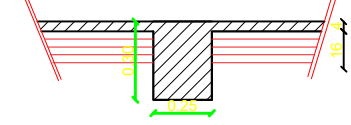
**Titre :**  
**PLAN DE COFFRAGE**  
**NIV: + 15.8 ; +18.9 ET +22 (4<sup>eme</sup> ; 5<sup>eme</sup> ET 6<sup>eme</sup> ETAGE )**

**Plan N°: 06**  
**Echelle : 1 / 25**  
**Promotion : 23-24**

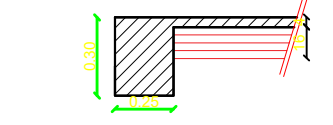


**PLAN DE COFFRAGE ETAGES 7, 8 ET 9**

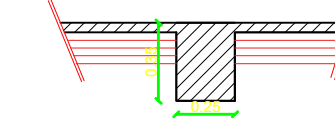
Coupe A-A:PS 25X30



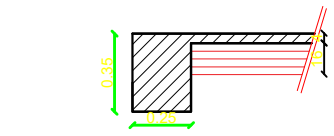
Coupe B-B:PS 25X30



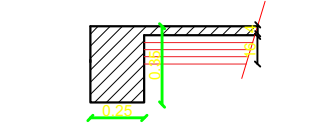
Coupe C-C:PP 25X35



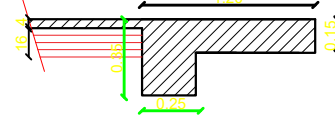
Coupe D-D:PP 25X35



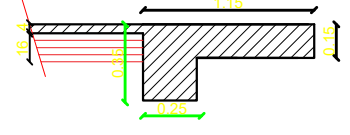
Coupe E-E:PP 25X35



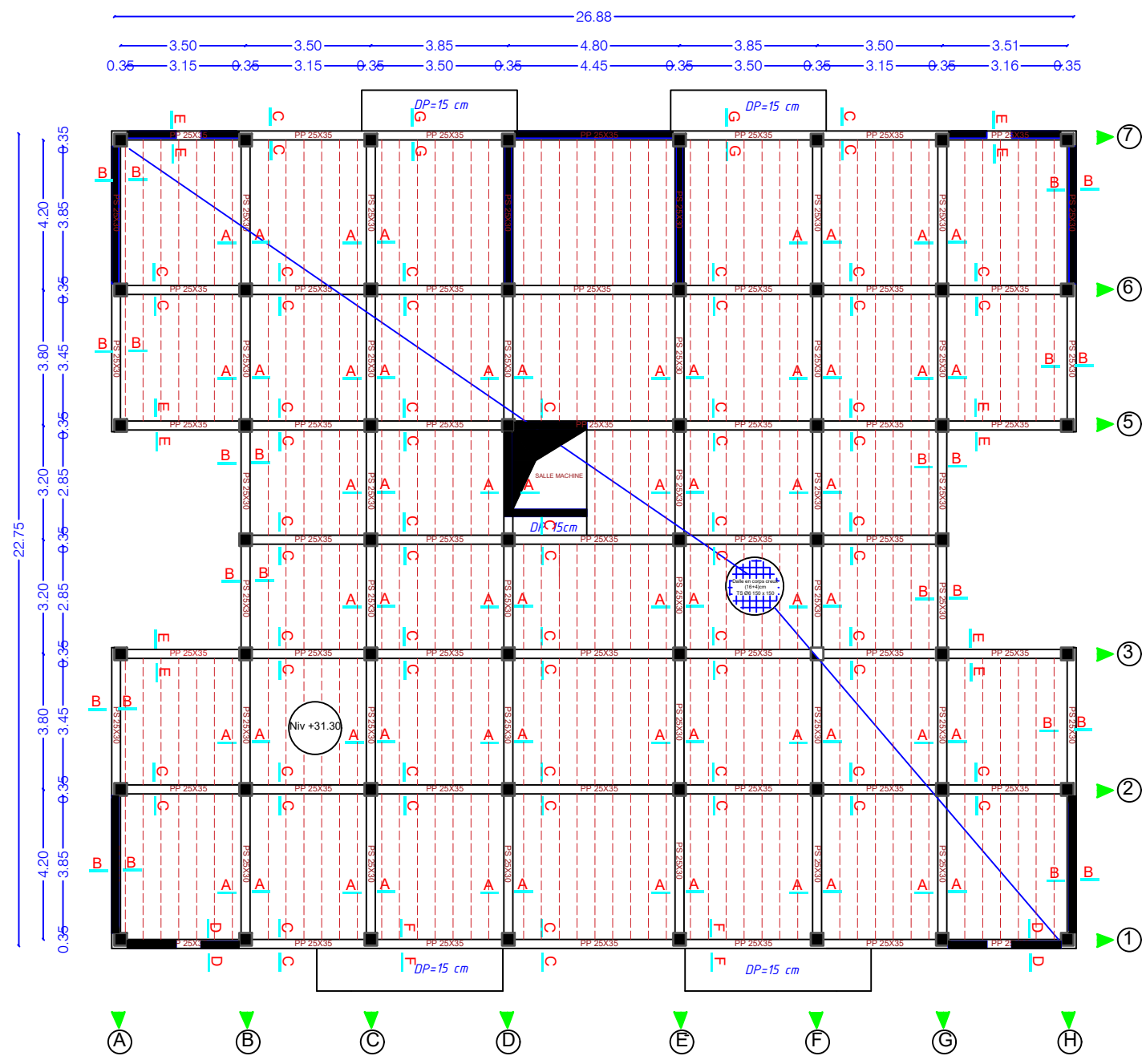
Coupe F-F:DP15



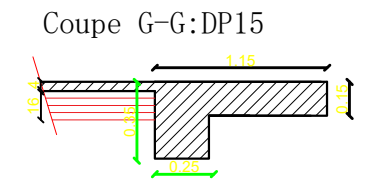
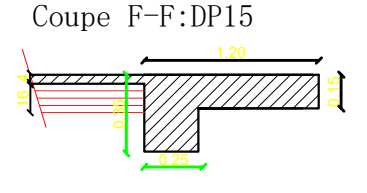
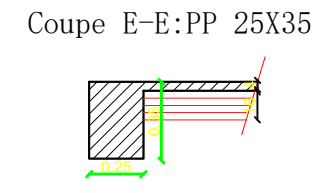
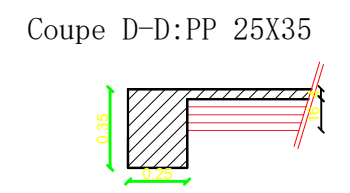
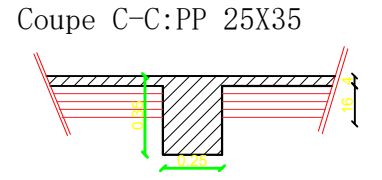
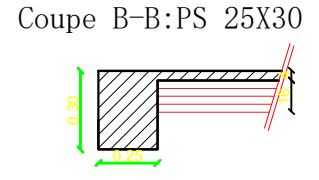
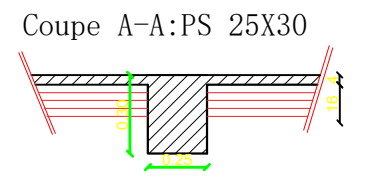
Coupe G-G:DP15



<b>UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU</b> Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par: M <sup>me</sup> ALKAMA Etudié par : - M <sup>elle</sup> BOUBCHIR Zakia - M <sup>elle</sup> LOUNI Meriem	<b>Titre :</b> <b>PLAN DE COFFRAGE</b> <b>NIV: + 25.1 ; +28.2 ET +31.3 (7<sup>eme</sup> ; 8<sup>eme</sup> ET 9<sup>eme</sup> ETAGE)</b>	<b>Plan N°: 07</b> <b>Echelle : 1 / 25</b> <b>Promotion : 23-24</b>



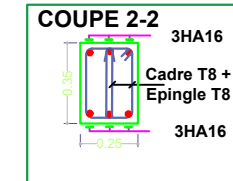
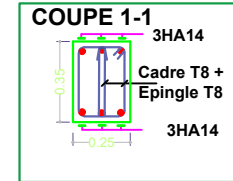
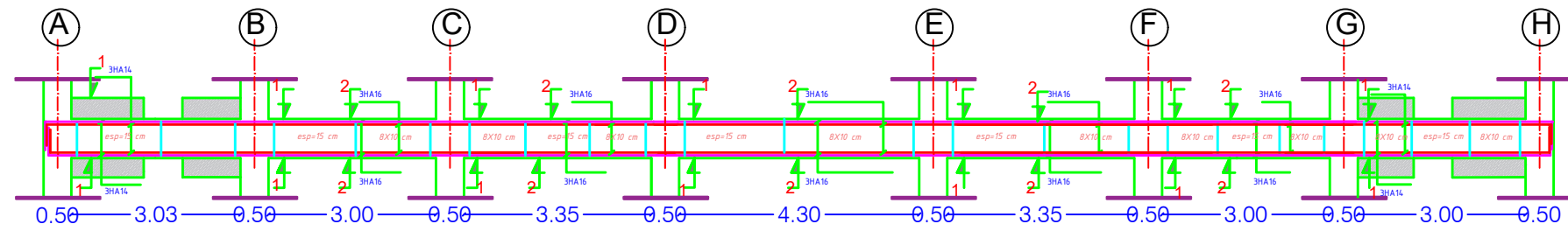
**PLAN DE COFFRAGE TERASSE**



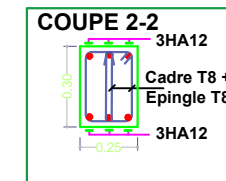
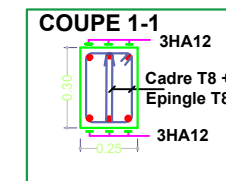
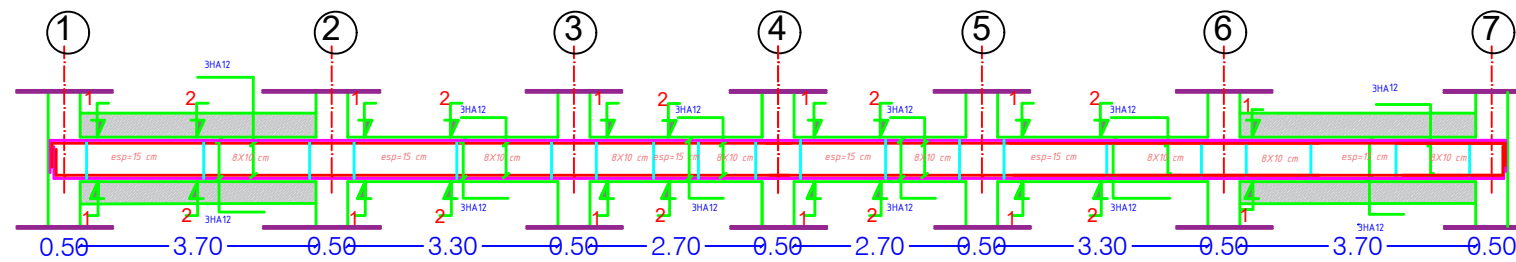
<b>UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU</b> Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Dirigé par: M <sup>me</sup> ALKAMA Etudié par : - M <sup>elle</sup> BOUBCHIR Zakia - M <sup>elle</sup> LOUNI Meriem	Titre : <b>PLAN DE COFFRAGE</b> NIV: + 31.3	Plan N°: 08 Echelle : 1 / 25 Promotion : 23-24

# FERRAILLAGE DES POUTRES ADHERE AUX VOILES

ferrailage des poutres principale:



ferrailage des poutres secondaires:



**UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI OUZOU**  
 Faculté De Génie De La Construction  
 Département de Génie Civil

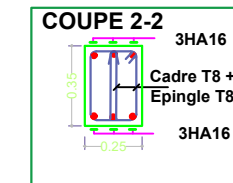
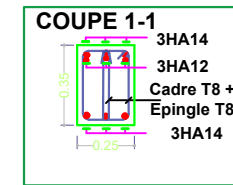
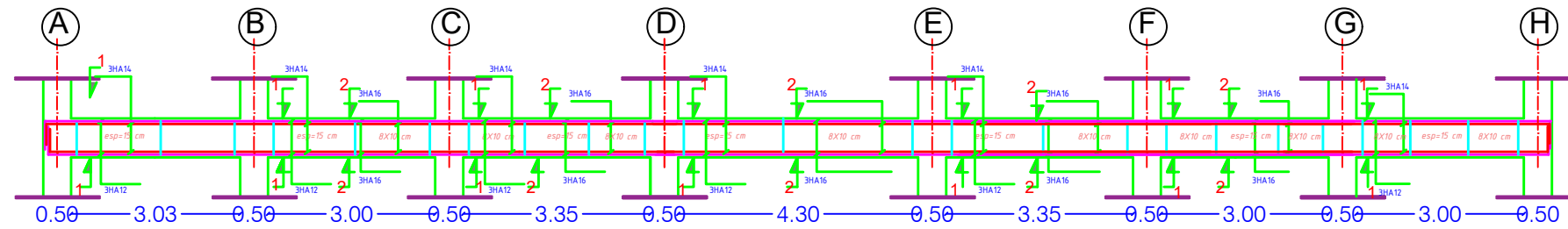
**ENCADRE PAR**  
 Mme ALKAMA  
 Dirige :  
 BOUBCHIR Zakia  
 LOUNI Meriem

**Titre :**  
**FERRAILLAGE DES POUTRES ADHERE AUX VOILES**

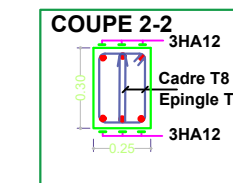
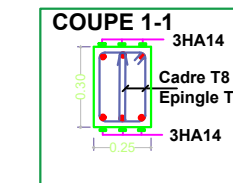
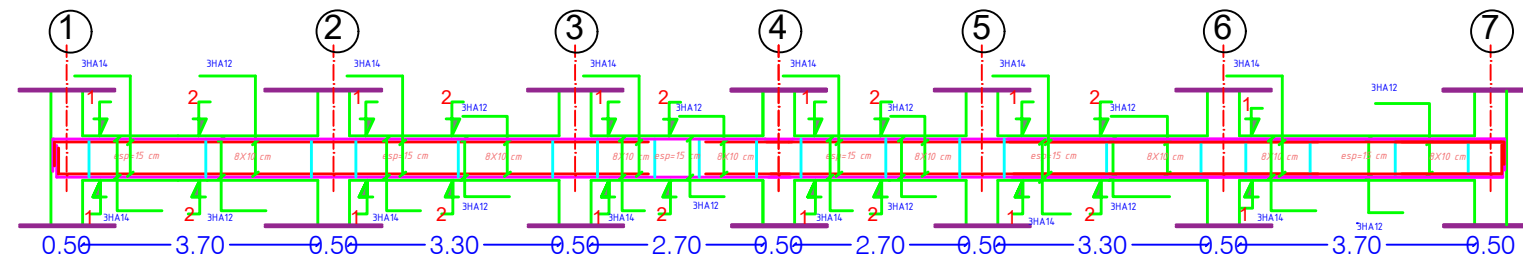
**Plan N°: 9**  
**Echelle : 1 / 25**  
**Promotion : 23 - 24**

## FERRAILLAGE DES POUTRES NON ADHERE AUX VOILES:

ferrailage des poutres principale:



ferrailage des poutres secondaires:



**UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU**  
 Faculté De Génie De La Construction  
 Département de Génie Civil

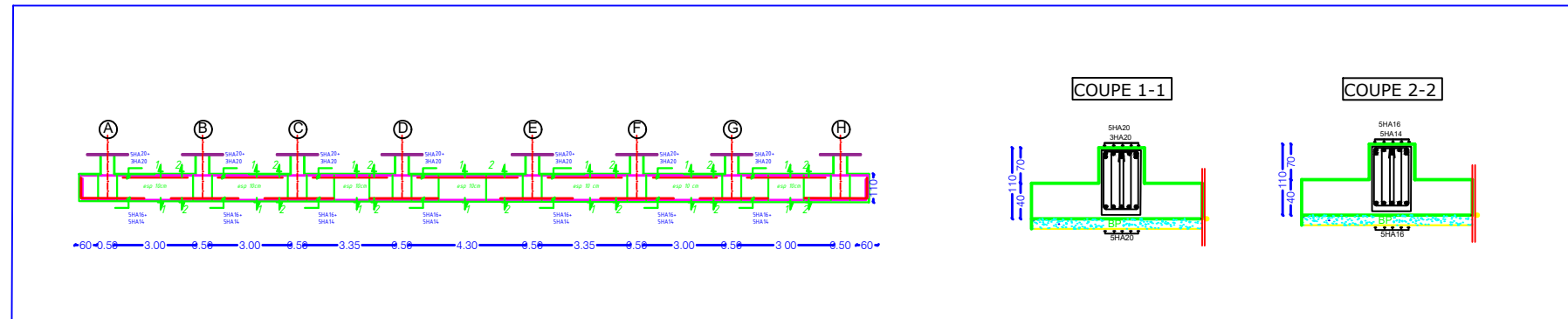
**ENCADRE PAR**  
 Mme ALKAMA  
 Dirige :  
 BOUBCHIR Zakia  
 LOUNI Meriem

**Titre :**  
**FERRAILLAGE DES POUTRES NON ADHERE AUX VOILES**

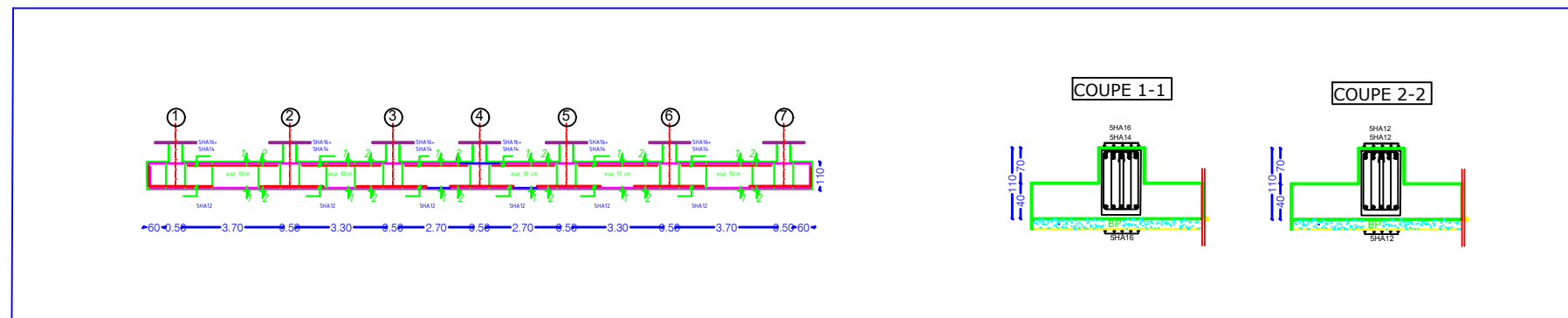
**Plan N°: 10**  
**Echelle : 1 / 25**  
**Promotion : 23 - 24**

# Ferrailage de la nervure (50X110)

sens X-X



sens Y-Y



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU



Faculté De Génie De La Construction

Département de Génie Civil

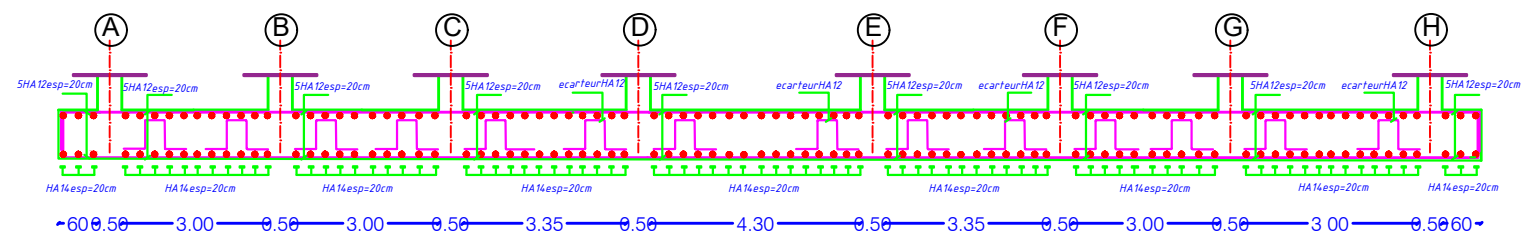


ENCADRE PAR  
Mme ALKAMA  
Dirige :  
BOUBCHIR Zakia  
LOUNI Meriem

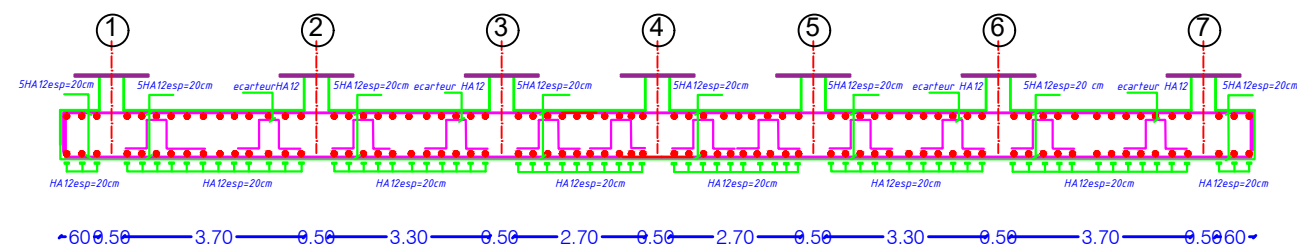
Titre :  
FERAILLAGE DE LA NERVURE

Plan N°: 11  
Echelle : 1 / 25  
Promotion : 23 - 24

# sens X-X



# sens Y-Y

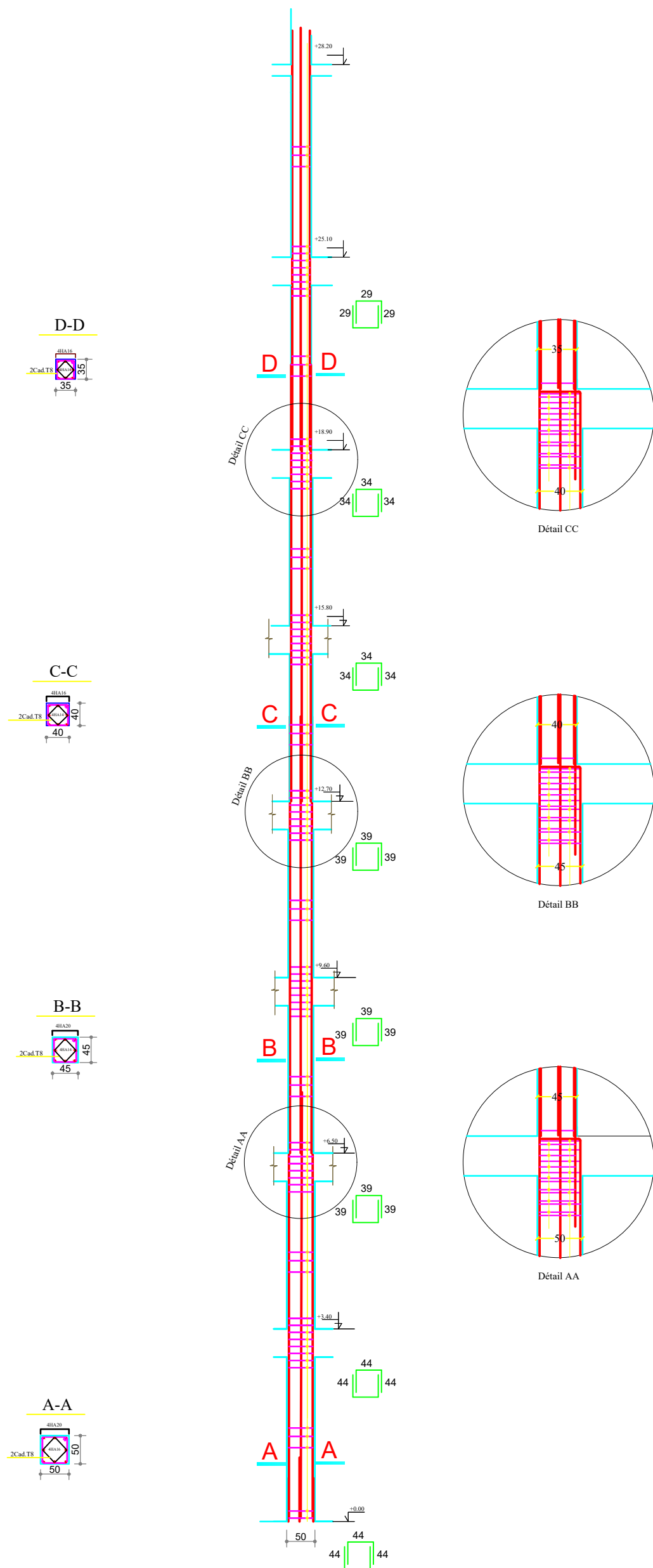


UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU  
 Faculté De Génie De La Construction  
 Département de Génie Civil

ENCADRE PAR  
 Mme ALKAMA  
 Dirige :  
 BOUBCHIR Zakia  
 LOUNI Meriem

Titre :  
 FERRAILLAGE DE LA DALLE RADIER

Plan N°: 12  
 Echelle : 1 / 25  
 Promotion : 23 - 24

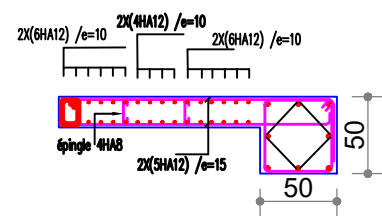


**UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI OUZOU**  
**Faculté De Génie De La Construction**  
**Département de Génie Civil**

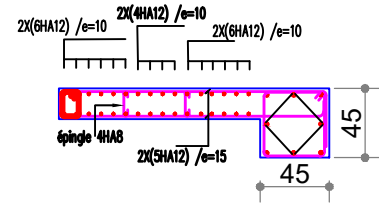
**Dirigé par:**  
M<sup>me</sup> ALKAMA  
**Etudié par :**  
- M<sup>elle</sup> BOUBCHIR Zakia  
- M<sup>elle</sup> LOUNI Meriem

**Titre :**  
**FERRAILLAGE DES POTEAUX**  
**Pour les: zone (I), zone(II), zone(III),zone(IV)**

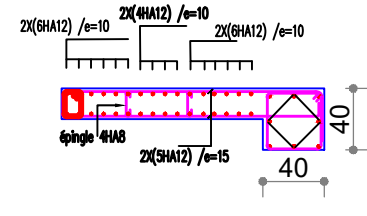
**Plan N°: 14**  
**Echelle : 1 / 25**  
**Promotion : 23 - 24**



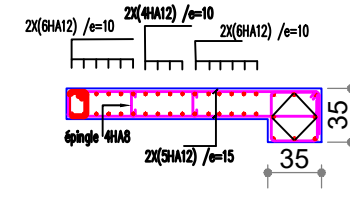
Voile L1 Zone I



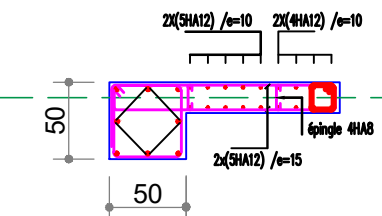
Voile L1 Zone II



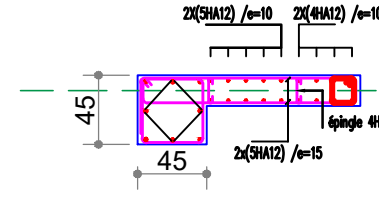
Voile L1 Zone III



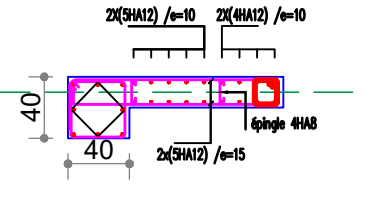
Voile L1 Zone IV



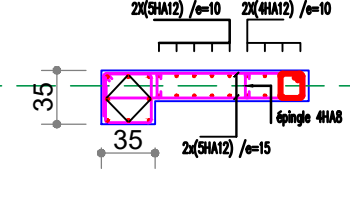
Voile L2 Zone I



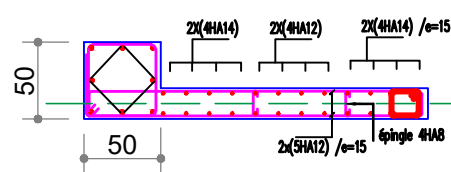
Voile L2 Zone II



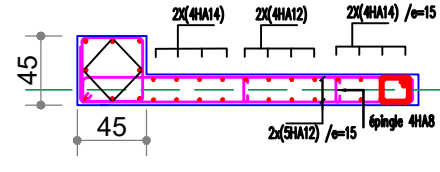
Voile L2 Zone III



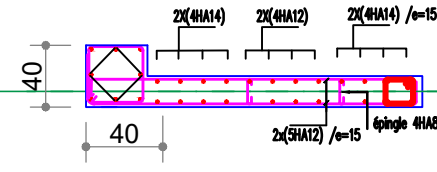
Voile L2 Zone IV



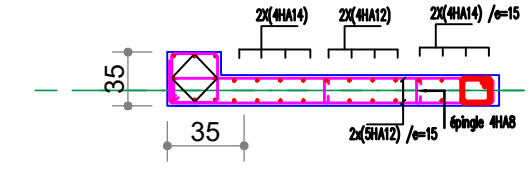
Voile L3 Zone I



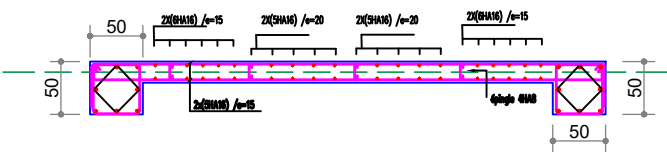
Voile L3 Zone II



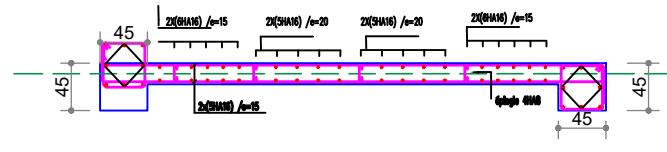
Voile L3 Zone III



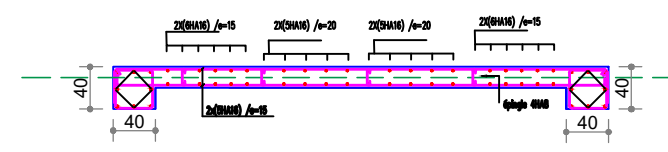
Voile L3 Zone IV



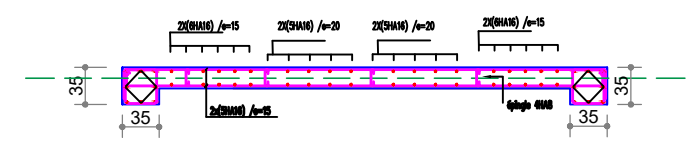
Voile L4 Zone I



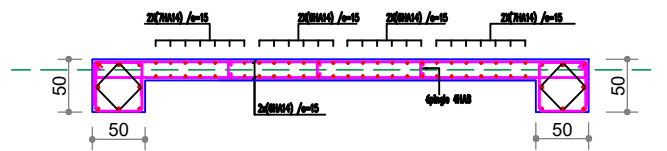
Voile L4 Zone II



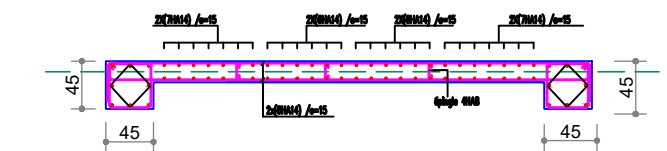
Voile L4 Zone III



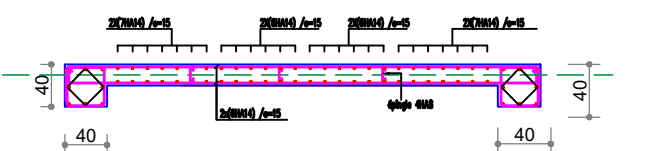
Voile L4 Zone IV



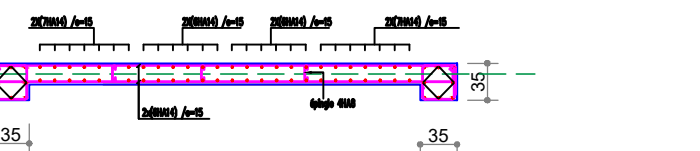
Voile L1 Zone I



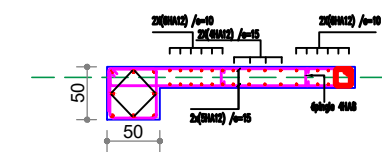
Voile L1 Zone II



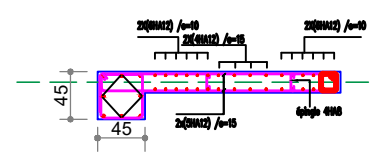
Voile L1 Zone III



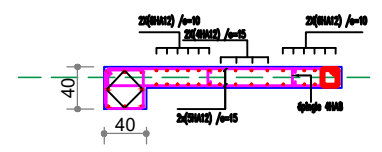
Voile L1 Zone IV



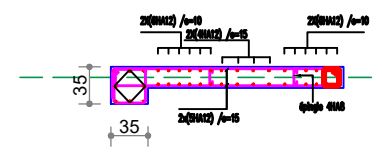
Voile L2 Zone I



Voile L2 Zone I



Voile L2 Zone I



Voile L2 Zone I