

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*En vue de l'obtention du diplôme de master
de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

Filière : Génie Civil

Spécialité : CONSTRUCTION CIVILE ET INDUSTRIELLE (CCI)

Thème

**Calcul d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation et
Commercial, à ossature mixte avec l'application
ETABS**

Présenté par :

M^{me} BABACI OUIZA

Devant le jury composé de :

Mr. BOUKAIS	Professeur à l'UMMTO	Président.
Mme. AIT TALEB	Maitre-assistante à l'UMMTO	Examinatrice.
Mme. YAHIAOUI	Maitre de conférences à l'UMMTO	Encadran

Promotion : 2024/2025

Remerciements

Avant tout remerciements, nous tenons à remercier le bon Dieu Le tout puissant de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je tiens à remercier mon encadrante Madame YAHIAOUI.S pour son aide et les précieux conseils .

Je remercie aussi notre chef de département de Génie Civil et l'ensemble des enseignants qui ont contribué à ma formation et a tout personnes ayant pris part dans la réalisation de ce modeste travail.

Je tiens à remercier les membres du jury pour avoir accepté de juger et évaluer ce mémoire.

Je remercie aussi tous mes amis pour leur aide, leur patience et leur encouragement.

Dédicaces

Je dédie ce travail au Modèle de sacrifice, d'amour et de générosité. La lumière de mon chemin et les étoiles de ma vie, ma très chère mère.

A la mémoire de mon cher père et beau père

A mes chers enfants AMINE et MALAK.

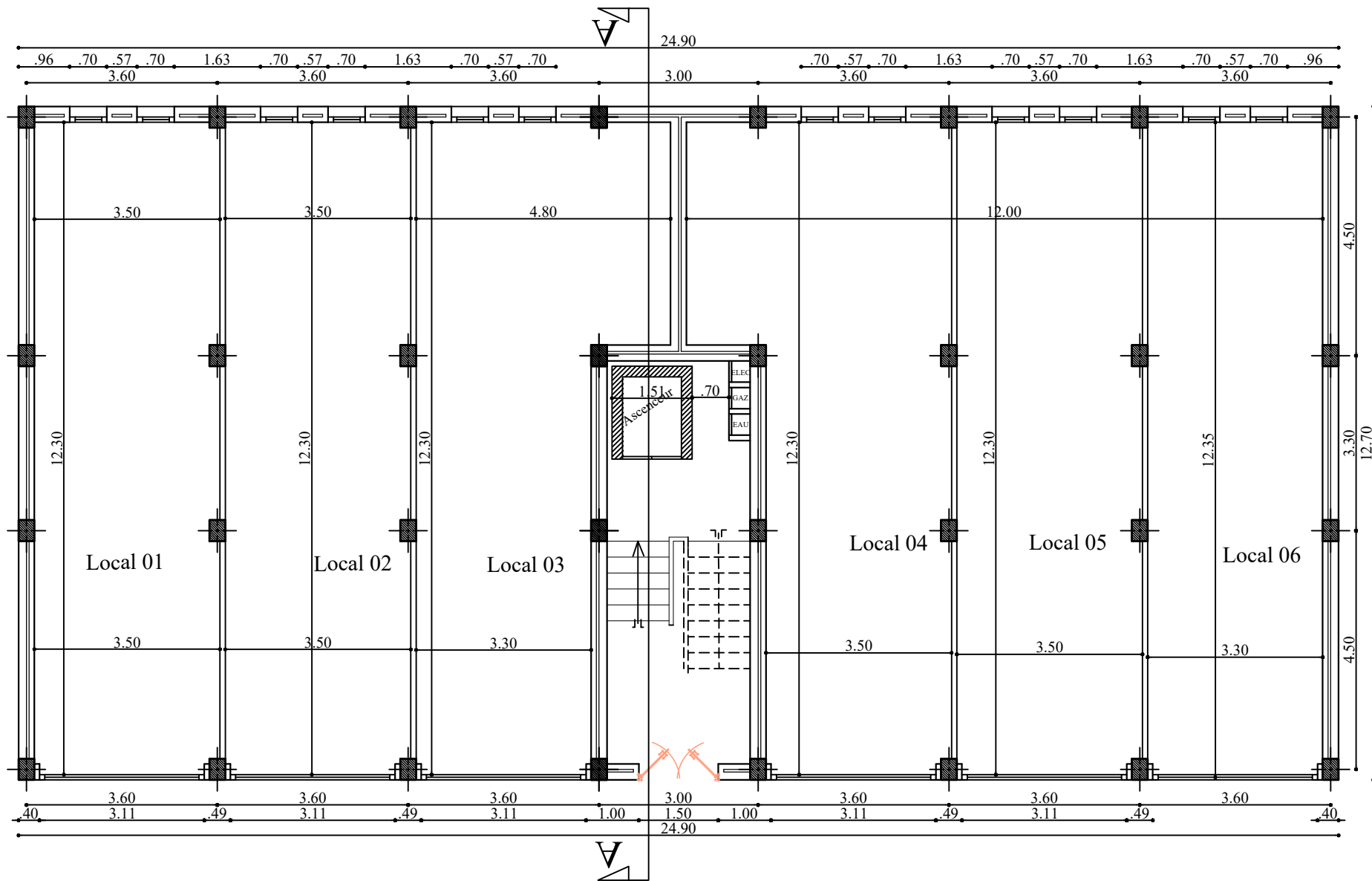
A mon cher MARIE qui m'a encouragé

A ma cher belle-mère.

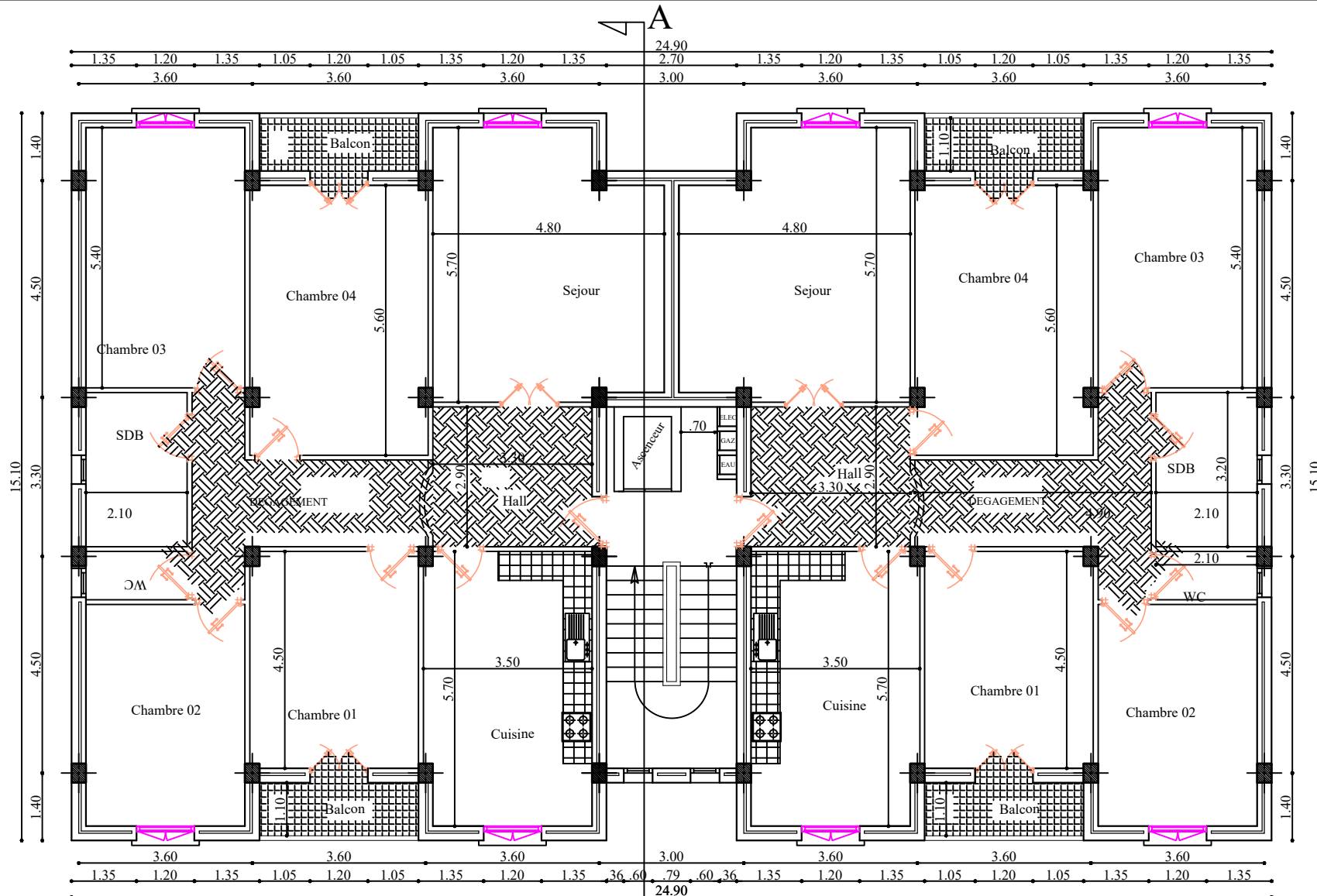
A mes frères et sœurs et ses enfants.

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

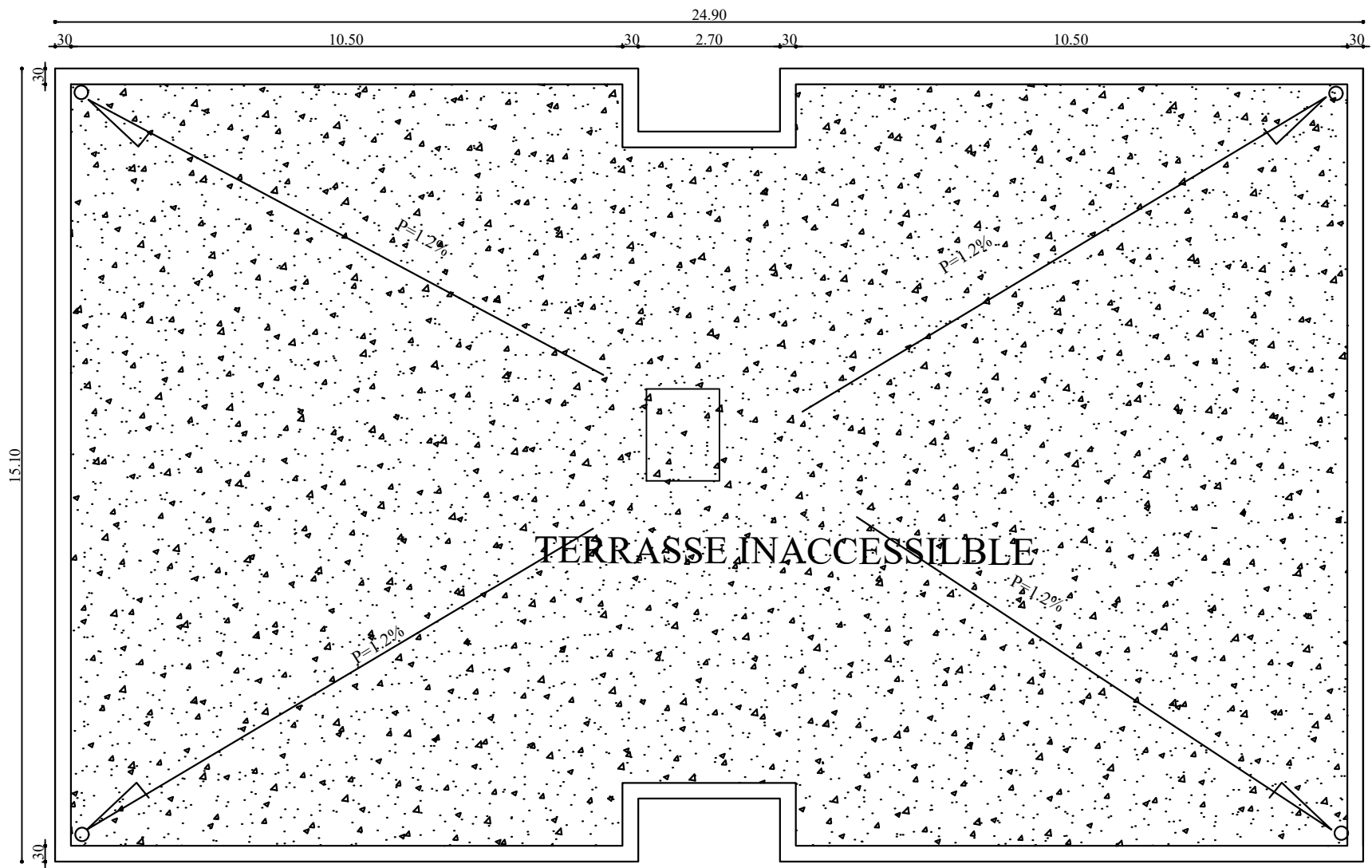
OUIZA BABACI



PLAN DU RDC



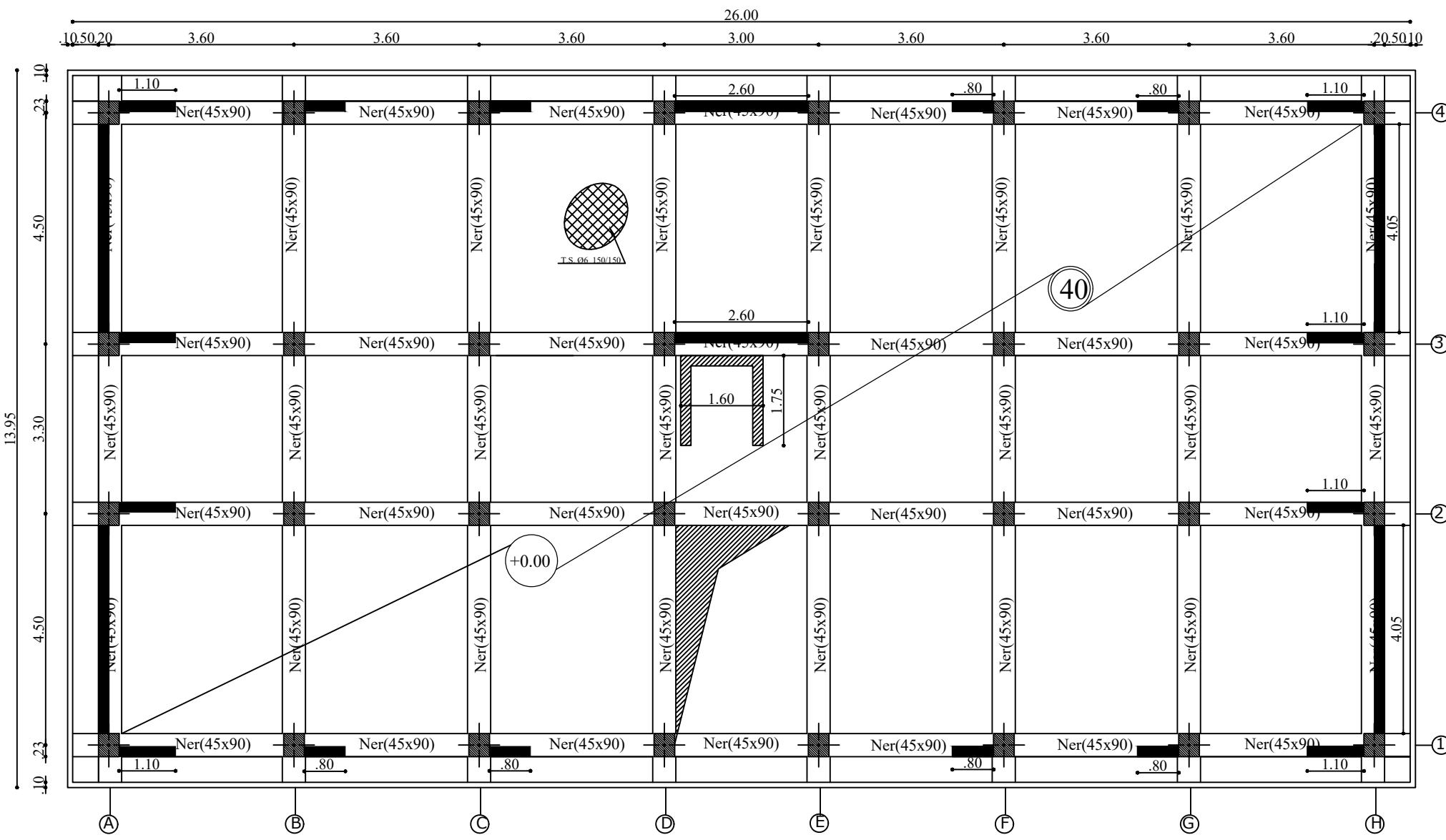
PLAN D'ETAGE COURANT



PLAN DE TOITURE



FACADE PRINCIPALE



COFFRAGE DE RADIER

SOMMAIRE

Introduction générale

<i>Chapitre I</i> : Présentation de l'ouvrage.....	1-8
<i>Chapitre II</i> : Pré-dimensionnement des éléments.....	9-19
<i>Chapitre III</i> : Calcul des éléments non-structuraux	
III.1 : Acrotère.....	20-26
III.2 : Plancher.....	27-42
III.3 : Escaliers.....	43-59
III.4 : Poutre palière.....	60-68
III.5 : Poutre de chaînage.....	69-77
III.6 : Salle machine	78-86
<i>Chapitre IV</i> : Modélisation de la structure.....	87-99
<i>Chapitre V</i> : Vérification des exigences du RPA.....	100-111
<i>Chapitre VI</i> : Ferrailage des éléments.....	112-145
<i>Chapitre VII</i> : Etude de l'infrastructure.....	146-171

Conclusion générale

Bibliographie



Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Ce projet présente une étude détaillé d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un RDC et de sept étages, implanté dans la commune de Draa ben khedda Wilaya de Tizi ousou.

Cette région est classée en zone sismique IIa selon RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99 version 2003 et BAEL91 modifiée99), cette étude se compose de sept chapitres :

Le premier chapitre entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le deuxième chapitre pré dimensionnement de la structure et la descente des charges.

Le troisième chapitre a pour objectif l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escalier, acrotère, ascenseur).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans le quatrième chapitre par logiciel ETABS version 9.6 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charges sismiques).

L'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) seront calculée dans le cinquième chapitre.

Et en fin pour les éléments de l'infrastructure, seront calculés dans le dernier chapitre.



Chapitre I
Présentation de l'ouvrage

I.INTRODUCTION :

Pour qu'une étude de génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable.

Pour cela, nous allons nous conformer dans nos calculs aux règlements en vigueur à savoir :

- Le RPA 99/ Version 2003
- Le BAEL 91
- Le CBA 93
- DTR B.C.2.2
- DTR B.C.2.33.1

I.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le présent projet se trouve au niveau de la commune de Draa Ben Khedda, Wilaya de TIZI OUZOU.

L'assiette, est choisie pour recevoir un immeuble de 07 niveaux (RDC+7) à usage d'habitation et commercial, qui est classée selon le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.2. Caractéristiques géométriques :

Longueur totale du bâtiment	24.90 m
Largeur totale du bâtiment	15.10 m
Hauteur totale du bâtiment	25.50 m
Hauteur d'étage courant	3.06 m
Hauteur du RDC	4.08 m
Hauteur de l'acrotère	0.60 m

I.3. Les éléments de l'ouvrage :**▪ Ossature :**

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

- Contreventement par portiques : C'est une ossature constituée uniquement de portiques (poutres et poteaux), capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

- Contreventement par voiles : composé par des éléments verticaux (voiles) en béton armé, disposés dans les deux sens ; ils assurent la stabilité sous l'action des charges horizontales et les charges verticales et les transmettent aux fondations

- **Planchers :**

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

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

- **Les escaliers :**

Notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier.

- **Cage d'ascenseur :**

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

- **Les balcons :**

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

- **Maçonnerie :**

Les façades extérieures seront réalisées en double cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm et les murs de séparations seront en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

- **Revêtements :**

Ils seront réalisés :

- en carrelage pour les planchers et les escaliers.
- céramique pour les salles d'eau et cuisines et enduit en mortier de ciment pour les murs de façade.
- plâtre pour les cloisons intérieures, les voiles et les plafonds.

▪ **Systeme de coffrage :**

On opte pour un coffrage un coffrage métallique pour les portiques et les voiles. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- ✓ Rentabilité du chantier.
- ✓ Réalisation rapide des travaux.
- ✓ Sécurité de la main d'œuvre.
- ✓ Réduction des opérations manuelles.

▪ **Acrotère :**

Sera calculé comme une console encastree au niveau de la poutre du plancher terrasse.

I.4 - Caractéristiques mécaniques des matériaux :

❖ **Béton :**

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau. Le béton utilisé est dosé à 350kg/m³.

A. Résistance caractéristique du béton à la compression : (Art A.2.1,11 BAEL 91) :

Un béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge 28 jours dite valeur caractéristique requise, celle-ci noté f_{c28} . On peut admettre que pour $j \leq 28$ la résistance f_{cj} des bétons suit approximativement les lois suivantes (Art A.2.1, 11 BAEL 91) :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.85j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Pour le présent projet, on adoptera : **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

B. La résistance caractéristique du béton à la traction:(Art A.2.1,12 BAEL91)

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa.}$$

C. Module de déformation longitudinale du béton:

Il existe deux modules de déformation longitudinale

✓ **Module de déformation instantanée : (Art A.2.1, 21 BAEL91)**

Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement vertical de durée inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (f_{cj} \text{ on MPa})$$

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

On a : **$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$**

✓ **Module de déformation différée : (Art A.2.1, 22 BAEL91)**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage), ce module est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}, (f_{cj} \text{ en MPa})$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa}$.

D. Module de déformation transversale :

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

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

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

• **Coefficient de poisson : (Art A.2.1,3 BAEL91)**

$$\nu = (\Delta d/d)/(\Delta l/l)$$

ν : Coefficient de poisson

$\Delta d/d$: Déformation relative transversale

$\Delta l/l$: déformation relative longitudinal.

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

$\nu=0.2$: (à l'LES) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré

E. Etats limites de contrainte de béton :

Ils correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service pour lesquelles une structure est calculée ; ils se classent en deux catégories :

○ **Etats limites ultimes (ELU):**

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer. On distingue :

- ✓ Etat limite de résistance.
- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite de stabilité de forme : flambement.

Contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \text{ (Art: A.4.3, 41BAEL91)}$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité

$\gamma_b : 1.15 \Rightarrow f_{bc} = 21.7 \text{ MPa}$ (situation accidentelle)

$\gamma_b : 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$ (situation courante)

$\theta = 1$ lorsque $j \Rightarrow j > 24$ heures

$\theta = 0.9$ lorsque $1 \leq j \leq 24$ heures

$\theta = 0.85$ lorsque $j < 1$ heure

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

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

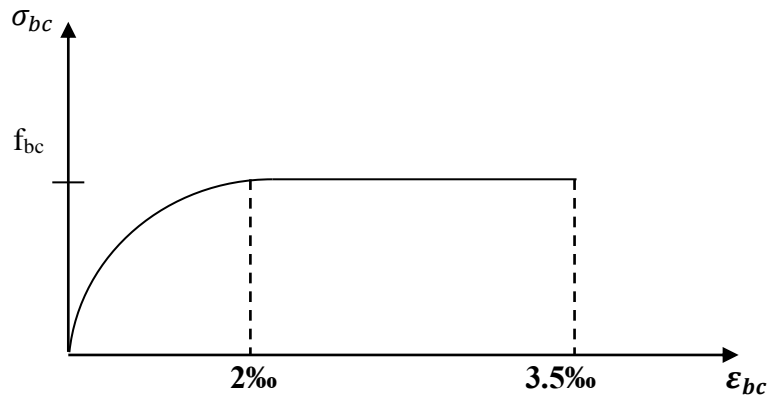


Figure 1 : diagramme contrainte – déformation (ELU)

A l'état limite ultime, c'est un diagramme non linéaire dit (parabole-rectangle)

• **Etats limites de services :**

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal sa durabilité soient assurées, ils comprennent :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation

La contrainte de compression du béton est limitée à:

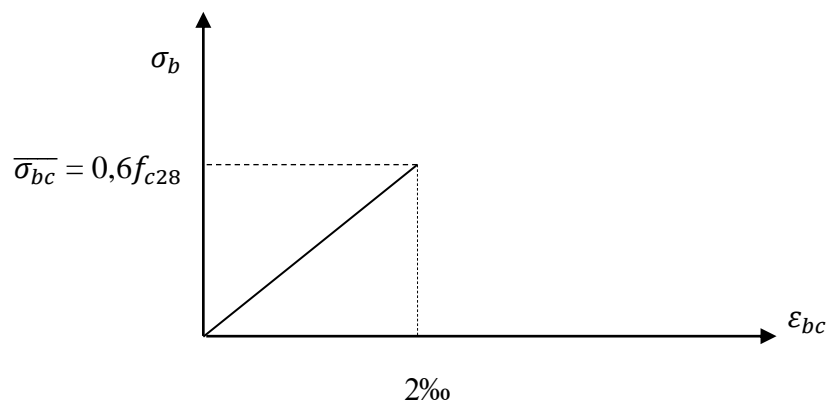


Figure 2 : diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

La courbe est linéaire car la phase en cet état est toujours élastique.

Les déformations nécessaires pour atteindre l'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, on adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'E.L.S.

- **Poids volumique de béton**

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

- 2300 à 2400 daN/m³ s'il n'est pas armé.
- 2500 daN/m³ s'il est armé.

- ❖ **ACIER**

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

Pour la réalisation de notre structure, deux types d'aciers seront utilisés :

- Acier à haute adhérence (HA) FeE400, $f_e = 400\text{MPa}$.
- Treillis soudés haute adhérence (HA) de diamètre $\varnothing = 6\text{mm}$, $f_e = 235\text{Mpa}$

A- Module d'élasticité

A l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

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

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

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

B- Contrainte limites des aciers:

- **Contrainte limite ultime (ELU):**

$$\sigma_s = f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{Art. 4. 3, 2, BAEL 91})$$

γ_s : Coefficient de sécurité partiel qui est égal à :

$$\gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Situation courante.}$$

$$\gamma_s = 1,00 \rightarrow \text{Situation accidentelle.}$$

- **Contrainte limite à l'ELS :**

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. On distingue 3 cas de fissuration :

1. Fissuration peu nuisible :

Cas des éléments qui sont situés dans des locaux couverts où aucune vérification n'est nécessaire.

2. Fissuration préjudiciable :

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries :

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj} \right\} \text{ (Art A.4.5,33 BAEL91)}$$

3. Fissuration très préjudiciable :

C'est le cas des milieux agressifs :

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 90 \sqrt{\eta} \cdot f_{tj} \right\} \text{ (Art A.4.5,34 BAEL91)}$$

Avec : η : coefficient de fissuration

$\eta = 1.6$ pour les aciers haute adhérence (HA)

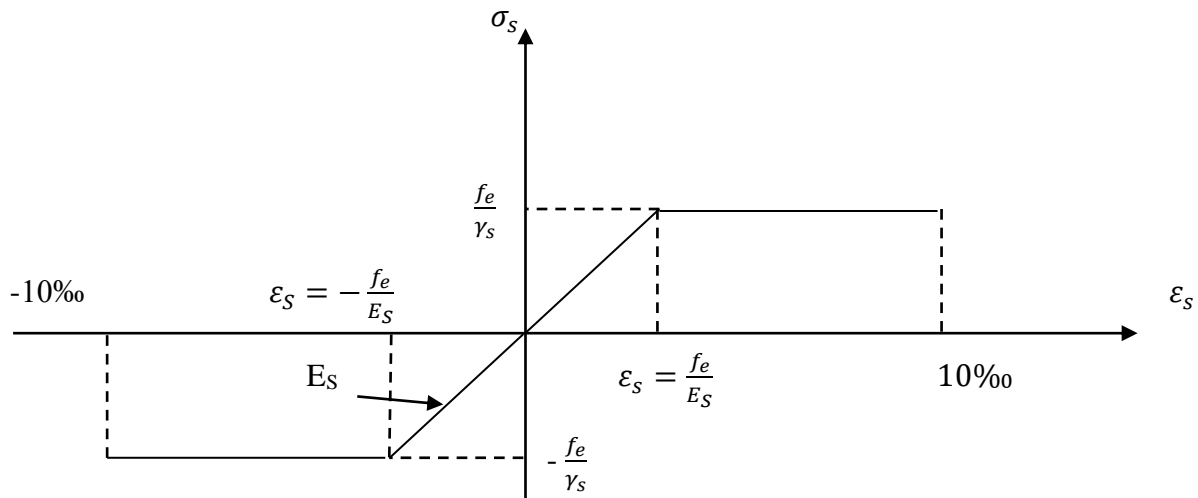


Figure 3 : diagramme de calcul "contrainte - déformation" de l'acier à l'ELS

C- Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1BAEL91):

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$$

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

✓ Cas de fissuration non préjudiciable (Peu nuisible) :

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

Cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

D-Protection d'armatures : (Art A.7.1 BAEL91) :

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

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

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

- **3 cm** : pour les parois coffrées ou non qui sont soumises à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations.

- **1 cm** : pour les parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

Dans notre cas on prend :

C = 3 cm pour les éléments exposés aux intempéries.

C = 2 cm pour les éléments intérieurs.

E-Diamètre maximal des aciers

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

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

$$\phi_l \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

b_0 : largeur de la l'âme.

Conclusion :

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

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II. Introduction :

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et enfin les voiles.

Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure. Et pour cela on se réfère aux :

- règlement parasismique algérien (RPA 99 VERSION 2003).
- document technique réglementaire (DTR B.C.2.2) pour les charges permanentes et les charges d'exploitation.
- Le béton armé aux états limites (BAEL91)

II.1. Les planchers :

Les planchers constituant le bâtiment seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression, les corps creux seront posés sur des poutrelles préfabriquées qui seront à leur tour disposées suivant la petite portée.

La hauteur totale du plancher à corps creux est donnée par la relation suivante :

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

Avec : h_t : Hauteur totale du plancher (épaisseur du corps creux et de la dalle de compression).

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

On a : $L_{max} = 360 - 25 = 335 \text{ cm}$

$L_{max} = 3.35m$

$$ht \geq \frac{335}{22.5} = 14.88 \text{ cm}$$

On opte pour une hauteur du plancher : **$ht = 20 \text{ cm}$** soit un plancher (16 + 4)

Cette hauteur valable pour tous les étages.

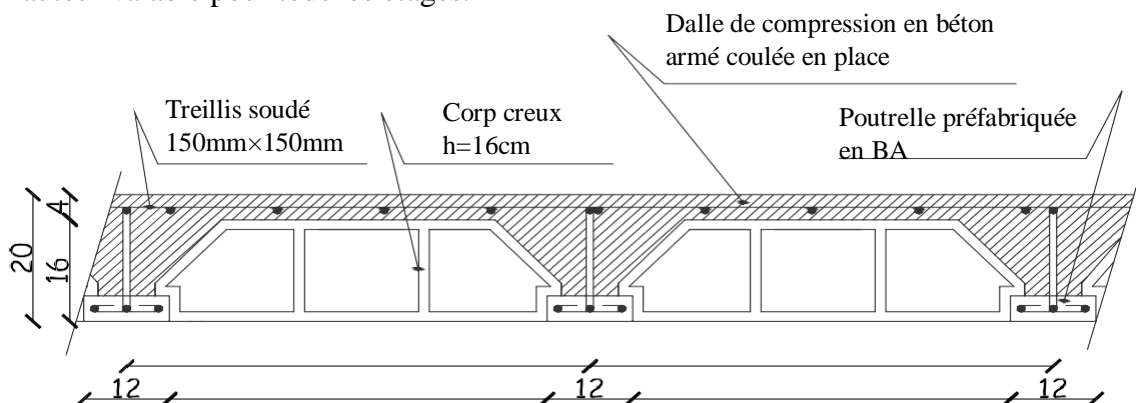


Figure 1 : schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

- **Poutrelles**

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont disposées dans le sens de la petite portée.

- **Dimensionnement des poutrelles**

Détermination de la largeur de la table de compression :

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

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

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

$L_y = 335 \text{ cm}$: Distance minimale entre nus d'appuis des poutrelles.

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

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

II.2. Les poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après le BAEL 91, les dimensions d'une section rectangulaire simplement appuyée sont :

- Hauteur des poutres :

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

- Largeur des poutres :

$$0.4 h_p \leq b \leq 0.7 h_p$$

Avec :

h_p : Hauteur de la poutre

b : Largeur de la poutre

L_{max} : portée maximale de la poutre considérée entre nu d'appuis.

A. Les poutres principales :

$$L_{max} = 425 \Rightarrow \frac{425}{15} \leq h_p \leq \frac{425}{10} \Rightarrow 28.33 \leq h_p \leq 42.5$$

On prend : $h_p = 35 \text{ cm}$

$$0.4(35) \leq b \leq 0.7(35) \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

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

Vérification relatives aux exigences du RPA 99 version 2003 :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ $b=30\text{cm}$.(Condition vérifiée)
- $h \geq 30\text{cm}$ $h=35 \text{ cm}$ (Condition vérifiée)
- $h/b \leq 4\text{cm}$ $h/b= 1.16\text{cm}$ (Condition vérifiée)
- $b_{\max} \leq 1.5h+b_1$

B. Les poutres secondaires :

$$L_{\max} = 360 - 25 = 335 \text{ cm} \Rightarrow \frac{335}{15} \leq hp \leq \frac{335}{10} \Rightarrow 22.33 \leq hp \leq 33.5$$

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

$$0.4(30) \leq b \leq 0.7 (30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

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

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

Conclusion : on adoptera les dimensions suivantes :

- **(30×35) pour les poutres principales**
- **(25×30) pour les poutres secondaires**

II.3. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charges pour le poteau le plus sollicité. Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple en Supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s tel que : $N_s = G + Q$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par : $A_p \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

A_p La section transversale du poteau le plus sollicité.

N_s : Effort normal maximal à la base du poteau déterminé par la descente de charge.

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression

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

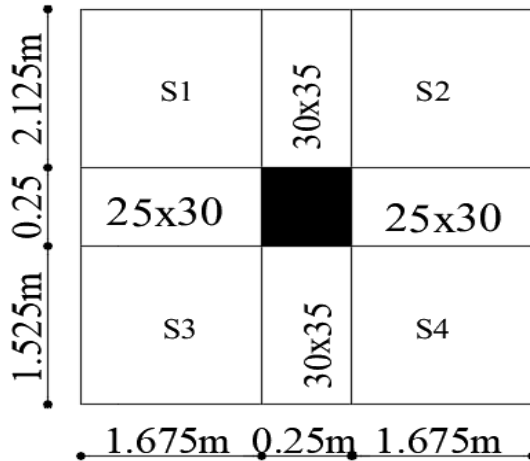
II.4.1. Calcul de la surface d'influence :

Surface nette du plancher revenant au poteau

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = (1.675 \times 1.525) \times 2 + (2.125 \times 1.675) \times 2$$

$$S_n = 12.227 \text{ cm}^2$$



Poteau le plus sollicité B3

Figure 2 : localisation du poteau le plus sollicité

II.4.2. Détermination des charges et des surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitations Q nous allons nous référer au **DTRB.C.2.2.**

▪ **Charges permanentes :**

On a la charge $G = \rho \cdot e$

ρ : le poids volumique

e : l'épaisseur de l'élément

• **Plancher terrasse inaccessible à corps creux :**

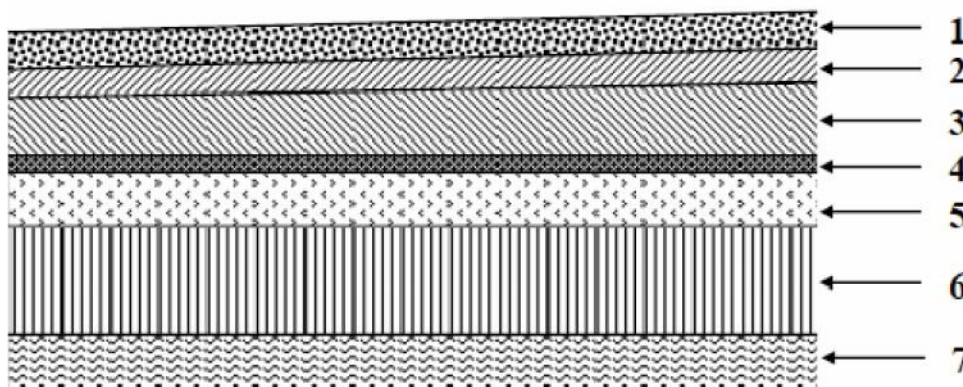


Figure 3 : élément constituant le plancher terrasse

• **Tableau 1. Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible**

N°	Elements	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges G (KN/m ²)
1	Couches. De gravier	20	0,05	1,00
2	Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3	forme de pente en béton	22	0,07	1,55
4	Feuille de polyrâne(pare vapeur)	0,01	0,01	0,01
5	Isolation thermique en liège	4	0,04	0,16
6	plancher en corps creux	14	(16+4)	2,80
7	Enduit en plâtre	10	0,02	0,20
				G= 5,84KN/m²

➤ **Plancher étage courant :**

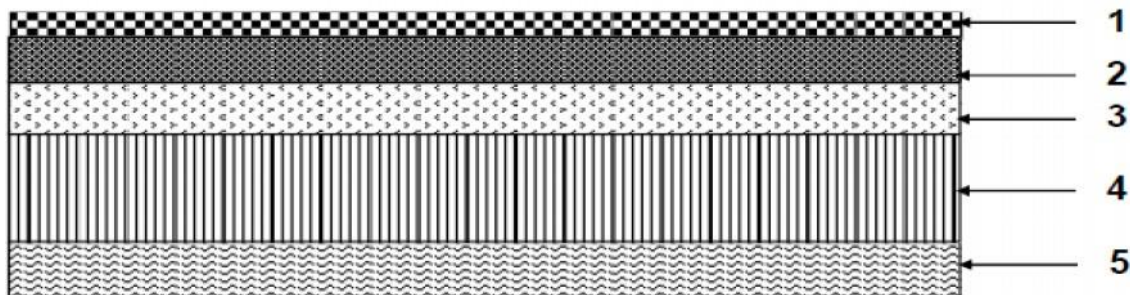


Figure 4 : élément constituant le plancher (étage courant)

Tableau 2. Caractéristiques des éléments du Plancher étage courant

N°	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	ChargesG (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	Couche de sable	18	0,03	0,54
4	Dalle en corps creux	14	0,20	2,80
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
6	Cloisons de séparation interne	9	0,10	0,90
				G= 5,28KN/m²

Maçonnerie :

a. Mur extérieur :

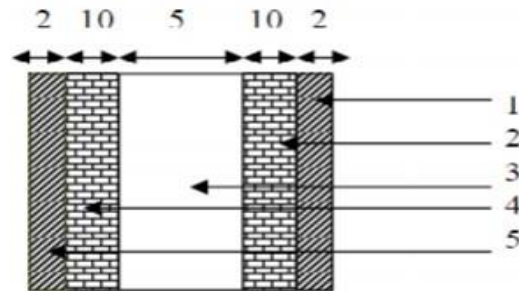


Figure 5 : coupe verticale d'un mur extérieur

Tableau 3. Caractéristiques des éléments du mur extérieur

N°	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges G (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	22	0,02	0,44
2	Brique creuse	9	0,1	0,90
3	Briques creuses	9	0,10	0,90
4	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
				G= 2,44KN/m²

a. Mur intérieur :

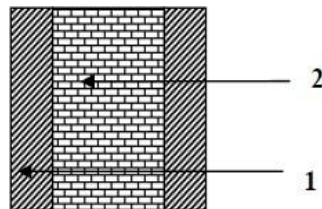


Figure 6 : coupe verticale d'un mur intérieur

Tableau 4. Caractéristiques des éléments du mur intérieur

N°	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges G (KN/m ²)
2	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
4	Briques creuses	9	0,10	0,90
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
				G= 1,3KN/m²

N°	Eléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	22	0,02	0,44
2	Mortier de pose	22	0,02	0,40
3	Couche de sable	18	0,02	0,36
4	Plancher en corps creux	14	0,20	2,85
5	Enduit de ciment	10	0,02	0,20
				G= 4,25KN/m²

Tableau 5. Caractéristiques des éléments du balcon en corps creux

- Tableau 6. Surcharge d'exploitation des différents éléments :

Eléments	Surcharges en KN/m ²
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant	1.5
Plancher RDC (Parking)	5
Balcon	3.5
Escalier	2.5
Acrotère	1.00

II.4.3. Calcul de l'effort normal :

- Poids propre des poutres :*

Poutres principales : $G_{pp} = (0.30 \times 0.35) \times (2.125 + 1.525) \times 25 \Rightarrow G_{pp} = 9.58 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $G_{ps} = (0.25 \times 0.30) \times (1.675 + 1.675) \times 25 \Rightarrow G_{ps} = 6.28 \text{ KN}$

D'où : $G_t = 9.58 + 6.28 = 15.86 \text{ KN}$

- Poids propre des planchers :* Poids du plancher : $P = G_t \times S_n$

Plancher terrasse inaccessible : $G_t = 12.227 \times 5.84 \Rightarrow G_p = 71.40 \text{ KN}$

Plancher étage courant : $G_{pe} = 12.227 \times 5.28 \Rightarrow G_{pe} = 64.56 \text{ KN}$

- Poids propre des poteaux :*

Poteaux RDC : $G_{P.RDC} = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times (4.08 - 0.35) \Rightarrow G_p = 5.83 \text{ KN}$

Poteaux d'étage courant : $G_{P.ét} = 25 \times (0.25 \times 0.25) \times (3.06 - 0.30) \Rightarrow G_p = 4.31 \text{ KN}$

- Les charges d'exploitations :*

- Terrasse inaccessible : $Q \times S = 1 \times 12.227 = 12.227 \text{ KN}$
- Plancher étage courant $Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots Q_6 = Q \times S = 1.5 \times 12.227 = 18.34 \text{ KN}$
- RDC (Plancher Commercial) : $Q \times S = 5 \times 12.227 = 61.13 \text{ KN}$

- La loi de dégression des surcharges :*

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression des surcharges est de 7, ce qui est le cas de notre structure.

$$\sum Q = Q_0$$

$$\sum Q = Q_0 + Q_1$$

$$\sum Q = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\sum Q = Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\sum Q = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

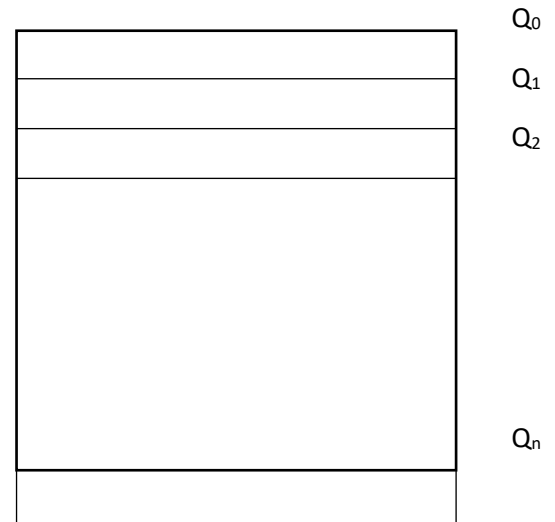


Figure 8 : loi de dégression des surcharges

$$\text{Pour } n \geq 5 \Leftrightarrow \sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} Q_1 + Q_2 \dots \dots \dots + Q_n$$

Avec :

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse

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

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

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

▪ **Calcul :**

$$\text{NIV 7: } Q_0 = \mathbf{12.227}$$

$$\text{NIV 6: } Q_0 + 18.34 = \mathbf{30.61 \text{ KN}}$$

$$\text{NIV 5: } Q_0 + 0.95(18.34 + 18.34) = \mathbf{47.07 \text{ KN}}$$

$$\text{NIV 4: } Q_0 + 0.9 (18.34 + 18.34 + 18.34) = \mathbf{61.74 \text{ KN}}$$

$$\text{NIV 3: } Q_0 + 0.85(18.34 + 18.34 + 18.34 + 18.34) = \mathbf{74.58 \text{ KN}}$$

$$\text{NIV 2: } Q_0 + 0.8(18.34 + 18.34 + 18.34 + 18.34 + 18.34) = \mathbf{85.58 \text{ KN}}$$

$$\text{NIV 1: } Q_0 + 0.75(18.34 + 18.34 + 18.34 + 18.34 + 18.34 + 18.34) = \mathbf{94.75 \text{ KN}}$$

$$\text{RDC: } Q_0 + 1 (18.34 + 18.34 + 18.34 + 18.34 + 18.34 + 18.34 + 18.34) = \mathbf{140.60 \text{ KN}}$$

Tableau 7. Récapitulatif de la descente de charge et prédimensionnement des poteaux :

Niveau	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation		Effort Normal (KN)	Section (cm ²)	
	G Poutres (KN)	G Planchers (KN)	G Poteaux (KN)	Gtotal (KN)	G Cumulée (KN)	Q (KN)	Q dégression (KN)	N _s =G+Q (KN)	$S = \frac{N_s}{\sigma_{hc}}$ (cm ²)	Choix de la section (cm ²)
7	15.86	71.40	4,31	91.57	91.57	12.23	12.23	103.80	69.20	30×35
6	15.86	64.56	4,31	84.73	176.30	18.34	30.61	206.91	137.94	30×35
5	15.86	64.56	4,31	84.73	261.03	18.34	47.07	308.10	205.40	35×40
4	15.86	64.56	4,31	84.73	345.76	18.34	61.74	407.50	271.66	35×40
3	15.86	64.56	4,31	84.73	430.49	18.34	74.58	505.07	336.71	35×40
2	15.86	64.56	4,31	84.73	515.22	18.34	85.58	600.80	400.53	40×45
1	15.86	64.56	4,31	84.73	599.95	18.34	94.75	694.70	462.91	40×45
RDC	15.86	64.56	5.83	86.25	686.20	61.13	140.160	826.36	550.91	40×45

TBLEAU 8. Vérification selon le RPA99 version 2003:

Poteaux	Conditions exigées par RPA	Valeurs calculée	Observation
30x35	Min (b,h) ≥ 30	Min(b,h) =30	Condition vérifiée
	MIN (b,h) ≥ h _e /20	h _e /20=13.55	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h =0.86	Condition vérifiée
35x40	Min (b,h) ≥ 30	Min(b,h) =35	Condition vérifiée
	MIN (b,h) ≥ h _e /20	H _e /20=13.55	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 4	b/h=0.87	Condition vérifiée
40x45	Min (b,h) ≥ 30	Min(b,h) =40	Condition vérifiée
	MIN (b,h) ≥ h _e /20	h _e /20=18.65	Condition vérifiée
	1/4 ≤ b/h ≤ 40	b/h=0.89	Condition vérifiée

CONCLUSION

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

II.4.5. Vérifications des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

Afin d'éviter ce flambement, on doit calculer l'élancement λ des poteaux selon la formule suivante :

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

l_f : longueur de flambement des poteaux ($l_f = 0.7l_0$)

$l_0 = h_e$: la hauteur libre du poteau

$$i = \sqrt{\frac{l}{5}} = \sqrt{\frac{hb^3/12}{hb}}$$

i : rayon de giration

I : Moment d'inertie du poteau

Donc :

$$\text{RDC} : l_f = 0.70 \times 373 = 261.10 \text{ cm}$$

$$\text{étage courant} : l_f = 0.70 \times 271 = 189.70 \text{ cm}$$

D'où :

$$\text{Poteau RDC} : (40 \times 45) : \lambda = \frac{261.10}{12.99} = 20.10 < 50 \rightarrow C.V$$

$$\text{Poteau 1er et 2ème} : (40 \times 45) : \lambda = \frac{189.70}{12.99} = 14.60 < 50 \rightarrow C.V$$

$$\text{Poteau 3ème; 4ème ; 5ème} (35 \times 40) : \lambda = \frac{189.70}{11.55} = 16.42 < 50 \rightarrow C.V$$

$$\text{Poteau 6ème et 7ème} (30 \times 35) : \lambda = \frac{189.70}{10.10} = 18.78 < 50 \rightarrow C.V$$

Conclusion :

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

II.5. Les voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

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

L'épaisseur du voile (e)

Elle est déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités, de plus l'épaisseur minimale est de **15cm**.

$$a \geq \frac{h_e \max}{20}$$

$$h_e \max = 408 - 35 = 373 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } a \geq \frac{373}{20} = 18.65 \text{ cm}$$

$$a = 20 \text{ cm}$$

Conclusion :

L'épaisseur adoptée pour les voiles est de **20cm**.

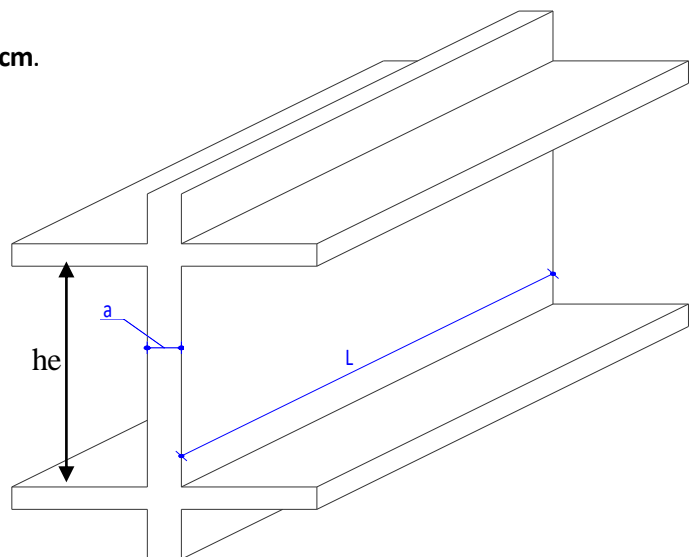


Figure 9 : Coupe de voile en élévation Source : RPA 99 version 2003



Chapitre III
Calcul des éléments

INTRODUCTION

Après avoir pré-dimensionné les éléments de contreventement, on passera au dimensionnement des éléments tels que les planchers, les escaliers + poutre palière, l'acrotère, la poutre de chaînage et la salle machine.

III. Calcul des éléments structuraux

III.1 Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge (**Q**).

Il a pour rôle de:

- Protection d'étanchéité
- Servant comme garde-corps
- Mise hors eau de la structure

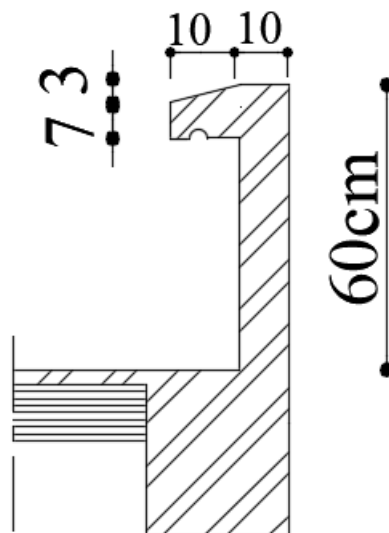


Figure III-1 Coupe verticale de l'acrotère

- Schéma statique de l'acrotère:

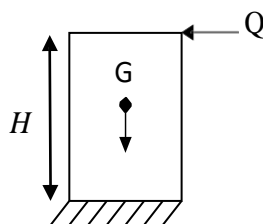


Figure III-2 : Schéma statique de l'acrotère.

III.1.2 .Calcul des sollicitations :

- a) Evaluation des charges

Poids propre de l'acrotère

$$G_{acr} = S_{acr} \times \rho_{beton} \times 1m$$

Avec:

S_{acr} : Section transversal de l'acrotère.

ρ_{beton} : Masse volumique du béton = $25kN/m^3$

$$G = [(0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.03 \times \frac{0.1}{2})] \times 25 = 1.713 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation

$$Q = 1.00 \text{ KN/ml}$$

b) Les sollicitations

Effort normal dû au poids propre G

$$N_G = G \times 1ml = 1.713 \times 1 = 1.713 \text{ KN}$$

Effort tranchant dû à la surcharge Q

$$T_Q = Q \times 1ml = 1 \text{ KN}$$

Moment de renversement dû à Q

$$M_Q = Q \times H \times 1ml = 1 \times 0.6 \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$$

Moment de flexion dû à G

$$M_G = 0$$

c) Diagrammes des efforts internes

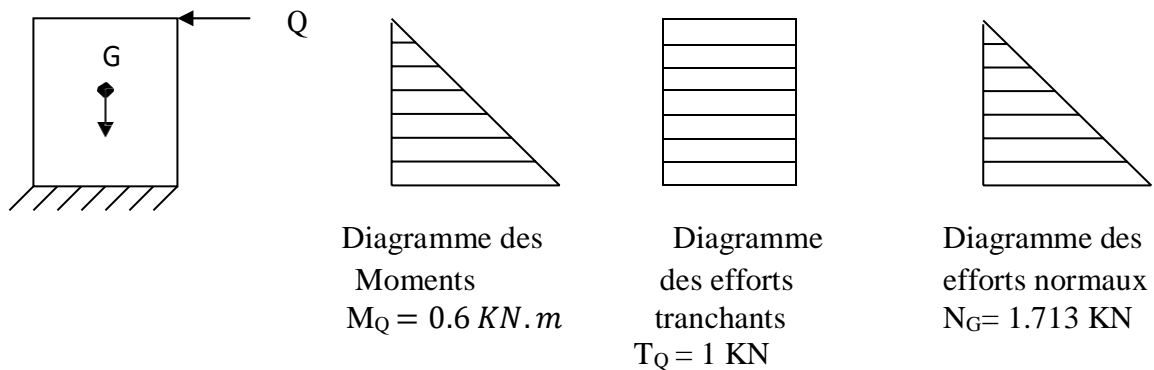


Figure III-3. Diagrammes des efforts internes.

d) Combinaison de charge

- **À l'ELU:** La combinaison est: $1.35G + 1.5Q$

$$N_U = 1.35N_G = 1.35 \times 1.713 = 2.31 \text{ KN}$$

$$M_U = 1.35M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_U = 1.5T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

- **À l'ELS:** La combinaison est: $G + Q$

$$N_S = N_G = 1.713 \text{ KN}$$

$$M_S = M_Q = 0.6 \text{ KN.m}$$

$$T_S = T_Q = 1 \text{ KN}$$

III.1.3 Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section rectangulaire ($b \times h$) cm^2 soumise à un effort normal

« N » et un moment de renversement « M » (flexion composée). Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à l'ELS.

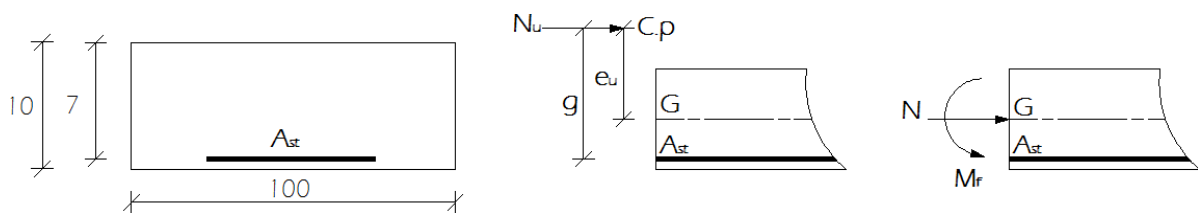


Figure III.4 : Schéma de calcul de l'acrotère.

h: Epaisseur de la section : 10 cm

b: largeur de la section: 100cm

c et **c'**: Enrobage: 3cm

d = h – c : Hauteur utile : 7 cm

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

a) Calcul des armatures à L'ELU

• Position de l'excentricité (centre de pression) à l'ELU

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} = 0.3896 \text{ m} = 38.96 \text{ cm}$$

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

Remarque :

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

Avec :

M_u : Moment du a la compression

N_u : Effort de compression

e_u : L'excentricité

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

b) Calcul en flexion simple➤ **Moment fictif**

$$M_f = M_u + N_u(0.5h - c) = 0.9 + 2.31(0.5 \times 0.1 - 0.03) = 0.946 \text{ kN.m}$$

➤ **Moment réduit**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.946 \times 10^5}{10 \times 7^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0.0136$$

$$\mu_u = 0.0136 < \mu = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \ll \text{Section simplement armée donc } A_{sc} = 0 \gg$$

$$\mu_u = 0.0136 \rightarrow \beta = 0.993$$

➤ **Armatures fictives**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0.946 \times 10^5}{0.993 \times 7 \times 348 \times 10} \approx 0.39 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée➤ **La section des armatures réelles**

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.39 - \frac{2.31}{34.8} = 0.32 \text{ cm}^2$$

II.1.3 Vérification à l'ELU**a- Vérification de la condition de non fragilité du béton (BAEL91/Art. A.4.2.1)**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \quad (\text{pratiques du BAEL, P 199})$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6 \times 10^2}{1.713} = 35.02 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \frac{35.2 - 0.455 \times 7}{35.2 - 0.185 \times 7} = 0.798 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2 > A_{st} \text{ ELU} = 0.32 \text{ cm}^2. \text{ La condition n'est pas vérifiée.}$$

La section d'armatures donnée pas la condition de non fragilité est supérieure à celle calculée à l'ELU, donc c'est la section imposée par cette condition qui sera prise en compte, par conséquent :

$$A_{st} = A_{\min} = 0.798 \text{ cm}^2. \text{ Soit: } A_{\text{adopté}} = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml. Avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Armatures de répartition**

Selon l'article **A.8.2.41 du BAEL 91**, Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas de l'acrotère) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$$A_r \geq 1/3 A_{\text{adopté}} = 0.84 \text{ cm}^2. \text{ Soit: } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml. Avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm.}$$

b-Vérification au cisaillement (BAEL91/ArtA.5.1,211)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence des barres (BAEL91/Art6.1.3)

$$\tau_{es} = \frac{T_u}{0.9 \times d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{es}$$

$$\bar{\tau}_{es} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1$$

$$\bar{\tau}_{es} = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times 3.14 \times 0.8 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{es} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 125.6} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_{es} = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{es} = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, il n'ya pas de risque d'entraînement des barres.

a- Ancrage des barres (BAEL91 / Art6.1,221)

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

$$l_s = 35\varphi = 35 \times 0.8 = 28 \text{ cm.}$$

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante:

$$L_s = \varphi \frac{f_e}{4\tau_{su}} = \varphi \frac{f_e}{4 \times (0.6 \times f_{t28} \times \Psi_s^2)} = 8 \frac{400}{4 \times (0.6 \times 2.1 \times 1.5^2)} = 28.2 \text{ cm}$$

Donc le scellement droit est prise égale à: **$l_s = 30 \text{ cm}$** de longueur.

b- Espacements des barres (BAEL 91 / Art. A.8.2, 42)

Pour des charges concentrées :

Armatures principales: $S_t = 20 \text{ cm} = \min(2h; 25 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$. **La condition est vérifiée.**

Armatures de répartition: $S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$. **La condition est vérifiée.**

III.1.4 Vérification des contraintes à l'ELS

L'acrotère est un élément exposé aux agents atmosphériques (intempéries...). La fissuration est donc considérée préjudiciable.

- Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \leq \min \{266.66; 201.63\}$$

$\eta = 1.6$: Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A}$$

Avec : $\rho = \frac{100A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.360$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.360$; $\beta_1 = 0.907$; $K_1 = 38.76$.

Donc : $\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^6}{0.907 \times 70 \times 2.51 \times 10^2} = 37.65 \text{ MPa}$

$\sigma_{st} = 37.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ condition est vérifiée

Donc la section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{37.65}{38.76} = 0.97 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. → La condition est vérifiée.

- **Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA99/ version 2003.Art6.2.3) [2]**

Cette vérification concerne les éléments non structuraux. Le RPA précise de calculer l'acrotère sous l'action des forces horizontales sismiques suivant la formule:

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

A: Coefficient d'accélération de zone dans notre cas: zone IIa, groupe d'usage2

$$A = 0.15$$

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires varie entre 0.3 et 0.8

Éléments en console : $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'acrotère $W_p = 1.713 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.713 = 0.822 < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère sera calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile. On adopte pour le ferrailage celui adopté précédemment.

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant:

.Armatures principales: 5HA8/ml($S_t=20\text{cm}$).

.Armatures de répartition: 3HA8($S_t=20\text{cm}$).

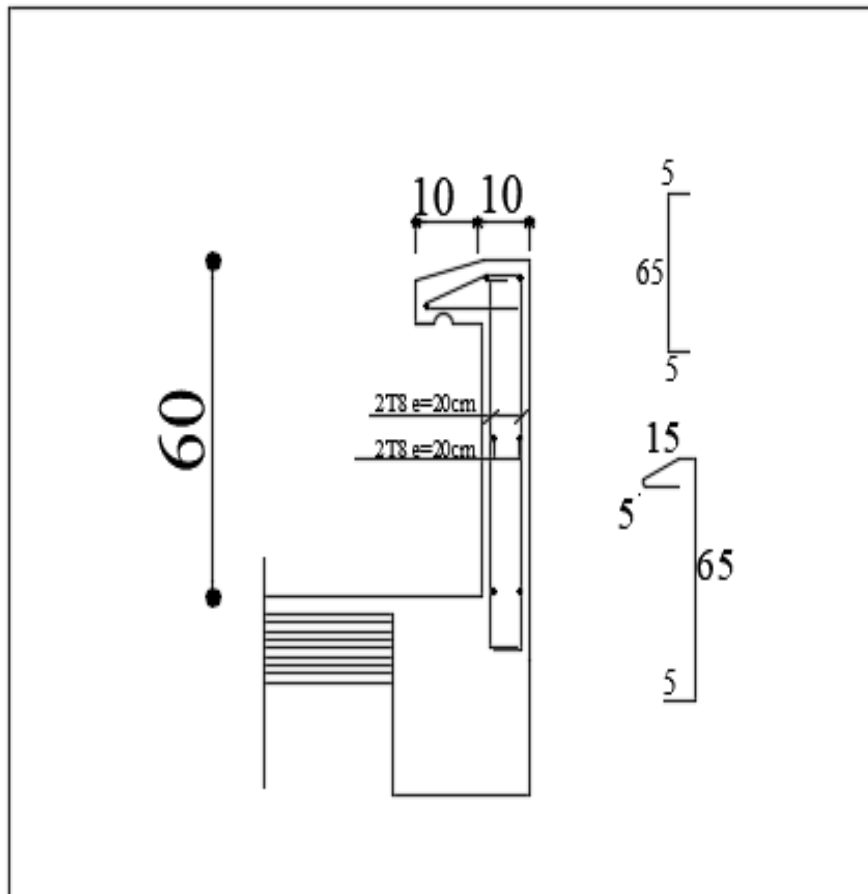


Figure III.5. Ferrailage de l'acrotère

III.2 Calcul des planchers

III.2.1 Dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place. Elle a une épaisseur de 4cm, elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance **TLE 520** ayant pour but :

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

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

20cm pour les armatures[⊥] aux poutrelles. } (BAEL91/ArtB.8.6,423).
 33cm pour les armatures// aux poutrelles.

✚ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A \geq \frac{4.L'}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = \frac{0.5cm^2}{ml}$$

Avec : L' : la distance entre axe des poutrelles
 L'=65cm.

Nous adaptons : 5HA6=1.41cm²

Avec un espacement : S_t=20cm.

✚ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A \geq \frac{A}{2} \frac{1.41}{2} = 0.705cm^2/ml$$

On prend: 5T6=1.41cm²

Avec un espacement : S_t= 100/5=20cm ; S_t=20cm.
 20cm

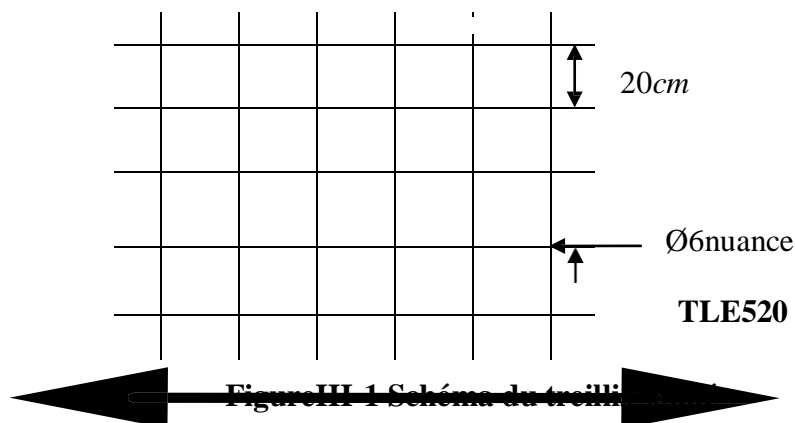


Figure III 1 Schéma du treillis

Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant et après coulage de la table de compression.

Etape1: Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier. La section est estimée à (4 x12) cm².

La portée à prendre en compte dans le cas où les poutrelles reposent sur des poutres est mesurée entre nus des appuis (BAEL 91/Art B.6.1, 1).

A-Chargement

- Poids propre de la poutrelle : 0.12x0.04x25.....0.12kN/ml ;
- Poids du corps creux : 0.65x0.95... 0.62 kN/ml ;
- Surcharge due à l'ouvrier :.....1.00kN/ml.

Charge permanente : G=0.74kN/ml.

Charge d'exploitation : Q=1kN/ml.

B-Calcul à L'ELU

- Nous ferons le calcul pour la travée la plus long.
- En considérant la fissuration non préjudiciable.

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(0.74) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ kN/ml}$$

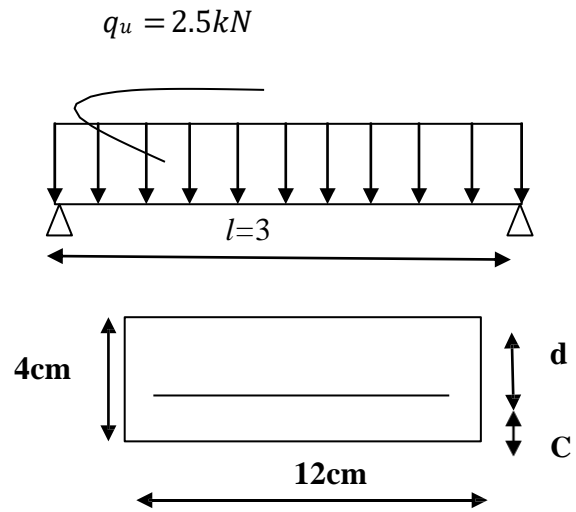
$$q_u = 2.5 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul du moment en travée**

$$M_u = \frac{(q_u) \cdot l^2}{8} = \frac{2.5 \times (3.6)^2}{8} = 4.05 \text{ kN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{2.5 \times 3.6}{2} = 4.5 \text{ kN.}$$



FigureIII-2 Section de la

poutrelle

Soit :

c : l'enrobage (c=2cm).

d = h - c : la hauteur utile.

$$d = 4 - 2 = 2 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.05 \times 10^5}{12 \times 2^2 \times 14.2 \times 10^2} = 5.94$$

Conclusion :

Vu la faible hauteur de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, par conséquent il est nécessaire de prévoir un étayage pour soulager la poutrelle à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression. (Espacement entre étais : 80 à 120cm).

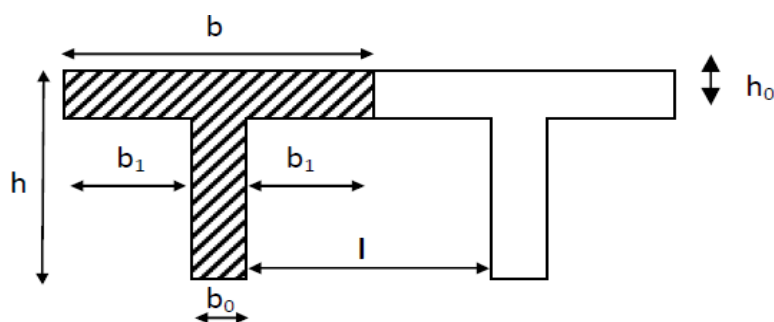
Etape2: Après coulage de la dalle de compression

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en Té, les appuis de rives sont considérés comme partiellement encastrés. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et de la dalle de compression en plus des charges et surcharges revenant au plancher. Elle travaille en flexion simple.

	$a=15cm$	Poutres principales (30×35)
Axe de la poutrelle		$40cm$
Poutres secondaires (25× 30)		$3.6cm$
		$40cm$

FigureIII-3 Surface revenant aux poutrelles

Détermination de la largeur de la table de compression (BAEL91/ArtA.4.1,3)



FigureIII-4 Construction de la section en T

Avec :

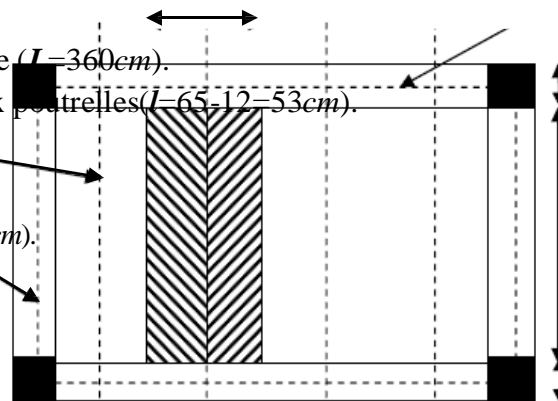
L : La plus grande portée libre de la poutrelle ($L=360cm$).

l : distance entre deux faces voisines de deux poutrelles ($l=65-12=53cm$).

b_1 : Largeur de l'hourdis ($b_1= ?$).

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

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



- **Largeur de la table à mi-travée:**

La largeur (b_1) de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure est limitée à la plus faible des valeurs ci-dessous :

$$b_1 = \min\left(\frac{360}{10}; \frac{65-12}{2}\right) = 26.5 \text{ cm} \rightarrow b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

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

III.2.2 Poids des planchers repris par la poutrelle

Planchers	G(kN/ml)	Q(kN/ml)
Plancher	$5.28 \times 0.65 = 3.432$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$

Tableau 01 : Poids des planchers repris par la poutrelle

Combinaison de charges

Planchers	ELU $q_u = (1.35G + 1.5Q)$ (kN/ml)	ELS $q_s = (G + Q)$ (kN/ml)
Plancher	6.095	4.407

Tableau 02 : combinaison de charges

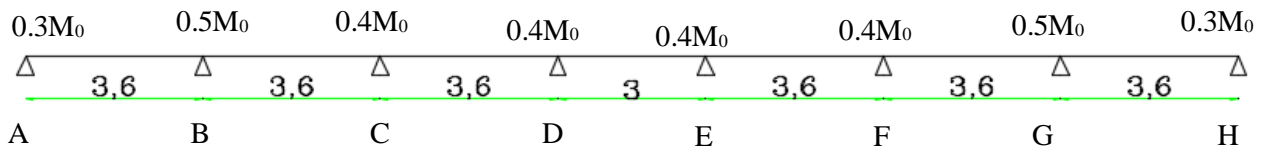
Choix de la méthode de calcul

Pour déterminer les moments en travées et aux appuis et les efforts tranchant, peuvent être déterminés par l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot
- Méthode des trois moments

D. Détermination des efforts internes

La poutrelle à étudier comportant sept (07) travées



a) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

1) La charge d'exploitation $Q \leq \max\{2G, 5 \text{ kN/m}^2\}$.

$$Q = 0.975 \text{ kN/m}^2 < 2 \times G = 2 \times 3.432 = 6.864 \text{ kN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) La fissuration est non préjudiciable. \Rightarrow **Condition vérifiée.**

3) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. \Rightarrow **Condition vérifiée.**

4) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

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

Pour $l_1 = 3.60 \text{ m}$; $l_2 = 3.60 \text{ m}$ $\rightarrow l_1/l_2 = 3.60/3.60 = 1 \rightarrow$ condition vérifiée

Pour $l_2 = 3.60 \text{ m}$; $l_3 = 3.60 \text{ m}$ $\rightarrow l_2/l_3 = 3.60/3.60 = 1 \rightarrow$ condition vérifiée

Pour $l_3 = 3.60 \text{ m}$; $l_4 = 3.00 \text{ m}$ $\rightarrow l_3/l_4 = 3.60/3.00 = 1.2 \rightarrow$ condition vérifiée

Conclusion

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

1) Application de la méthode forfaitaire:

A l'ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 6.095 \text{ KN/ml}$

Calcul du rapport de charge α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} \rightarrow \alpha = \frac{0.975}{0.975 + 3.432} = 0.221$$

Nous aurons besoin pour nous calculer, les valeurs suivantes :

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.533$$

$$\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.633$$

Calcul des moments isostatiques :

$$M_{01} = \frac{qul^2}{8} = \frac{6.095 \times 3.6^2}{8} = 9.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{6.095 \times 3.6^2}{8} = 9.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{6.095 \times 3.6^2}{8} = 9.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{6.095 \times 3^2}{8} = 6.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = \frac{6.095 \times 3.6^2}{8} = 9.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = \frac{6.095 \times 3.6^2}{8} = 9.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{07} = \frac{6.095 \times 3.6^2}{8} = 9.87 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments aux appuis:

$$M_A = M_H = 0,3M_{01} = 0,3(9.87) = 2.961 \text{ KN.m}$$

$$M_B = M_G = 0,5 \max(M_{01}; M_{02}) = 0,5(9.87) = 4.935 \text{ KN.m}$$

$$M_C = M_F = 0,4 \max(M_{02}; M_{03}) = 0,4(9.87) = 3.948 \text{ KN.m}$$

$$M_D = M_E = 0,4 \max(M_{03}; M_{04}) = 0,4(9.87) = 3.948 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en travées:**Étude de la travée AB:(travée de rive AB=GH)**

$$M_t^{AB} \geq \max \{1.05M_{01} ; (1+0.3\alpha)M_{01}\} - (M_A + M_B)/2$$

$$M_t^{AB} \geq \max(10.36 ; 10.52) - 3.948$$

$$M_t^{AB} \geq 6.572 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01}$$

$$M_t^{AB} \geq 6.247 \text{ KN.m}$$

On prend; $M_t^{AB} = M_t^{GH} = 6.572 \text{ KN.m}$

Étude de la travée BC :(travée intermédiaire BC=FG)

$$M_t^{BC} \geq \max \{1.05M_{02} ; (1+0.3\alpha)M_{02}\} - (M_B + M_C)/2$$

$$M_t^{BC} \geq \max(10.36; 10.52) - 4.441$$

$$M_t^{BC} \geq 6.08 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02}$$

$$M_t^{BC} \geq 5.260 \text{ KN.m}$$

On prend; $M_t^{BC} = M_t^{FG} = 6.08 \text{ KN.m}$

Étude de la travée CD :(travée intermédiaire CD=EF)

$$M_t^{CD} \geq \max \{1.05M_{03} ; (1+0.3\alpha)M_{03}\} - (MC + MD)/2$$

$$M_t^{CD} \geq \max(10.36;10.52) - 3.948$$

$$M_t^{CD} \geq 6.572\text{KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2}M_{03}$$

$$M_t^{CD} \geq 5.260\text{KN.m}$$

On prend; $M_t^{CD}=M_t^{EF}=6.572\text{KN.m}$

Étude de la travée DE :(travée intermédiaire DE)

$$M_t^{CD} \geq \max \{1.05M_{04} ; (1+0.3\alpha)M_{04}\} - (MD + ME)/2$$

$$M_t^{CD} \geq \max(7.19;7.30) - 3.948$$

$$M_t^{CD} \geq 3.352\text{KN.m}$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2}M_{04}$$

$$M_t^{CD} \geq 3.651\text{KN.m}$$

On prend; $M_t^{DE}=3.651\text{KN.m}$

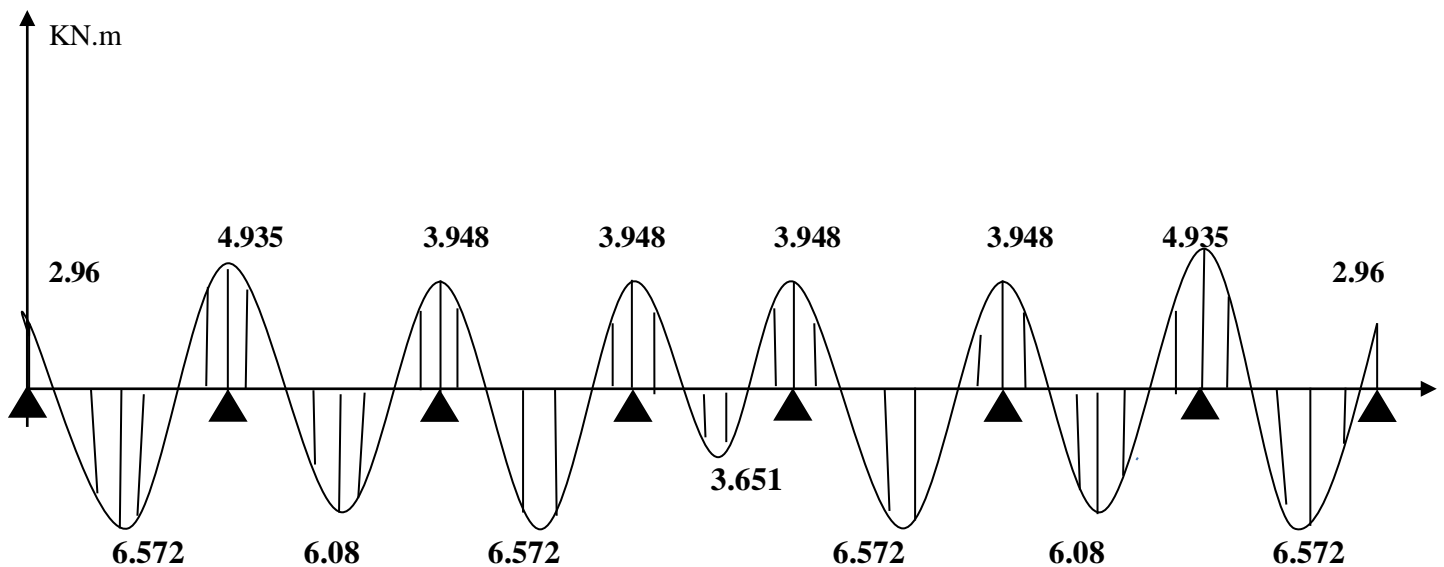


Figure III.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = V(x) + \frac{(M_{i+1}) - M_i}{L_i}; \quad \text{avec} \begin{cases} V_w = \frac{qul}{2} \\ V_e = \frac{qul}{2} \end{cases}$$

Avec: V_w : effort tranchant à gauche de l'appui ; V_e : effort tranchant à droite de l'appui.

• A l'ELU :

Travée de rive(AB ; GH):

$$T_A = T_H = q_u \frac{LAB}{2} + \frac{MB - MA}{LAB} = 6.095 \frac{3.6}{2} + \frac{-4.935 - 2.961}{3.6} = 8.777 \text{ KN}$$

$$T_B = T_G = -q_u \frac{LAB}{2} + \frac{MB - MA}{LAB} = -6.095 \frac{3.6}{2} + \frac{-4.935 - 2.961}{3.6} = -13.164 \text{ KN}$$

Travée de rive(BC ; FG):

$$T_B = T_G = q_u \frac{LBC}{2} + \frac{MC - MB}{LBC} = 6.095 \frac{3.6}{2} + \frac{-3.948 - 4.935}{3.6} = 8.503 \text{ KN}$$

$$T_C = T_F = -q_u \frac{LBC}{2} + \frac{MC - MB}{LBC} = -6.095 \frac{3.6}{2} + \frac{-3.948 - 4.935}{3.6} = -13.438 \text{ KN}$$

Travée de rive(CD ; EF):

$$T_C = T_F = q_u \frac{LCD}{2} + \frac{MD - MC}{LCD} = 6.095 \frac{3.6}{2} + \frac{-3.948 - 3.948}{3.6} = 8.777 \text{ KN}$$

$$T_D = T_E = -q_u \frac{LCD}{2} + \frac{MD - MC}{LCD} = -6.095 \frac{3.6}{2} + \frac{-3.948 - 3.948}{3.6} = -13.164 \text{ KN}$$

Travée de rive(DE):

$$T_D = q_u \frac{LDE}{2} + \frac{MD - ME}{LDE} = 6.095 \frac{3}{2} + \frac{-3.948 - 3.948}{3} = 6.510 \text{ KN}$$

$$T_E = -q_u \frac{LCD}{2} + \frac{MD - MC}{LCD} = -6.095 \frac{3}{2} + \frac{-3.948 - 3.948}{3} = -11.774 \text{ KN}$$

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

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
M_w (KN.m)	2.961	4.935	3.948	3.948	3.948	3.948	4.935
M_e (KN.m)	4.935	3.948	3.948	3.948	3.948	4.935	2.961
T_w (KN)	8.777	8.503	8.777	6.510	8.777	8.503	8.777
T_e (KN)	-13.164	-13.438	-13.164	-11.774	-13.164	-13.438	-13.164

Tableau 03- résultats des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

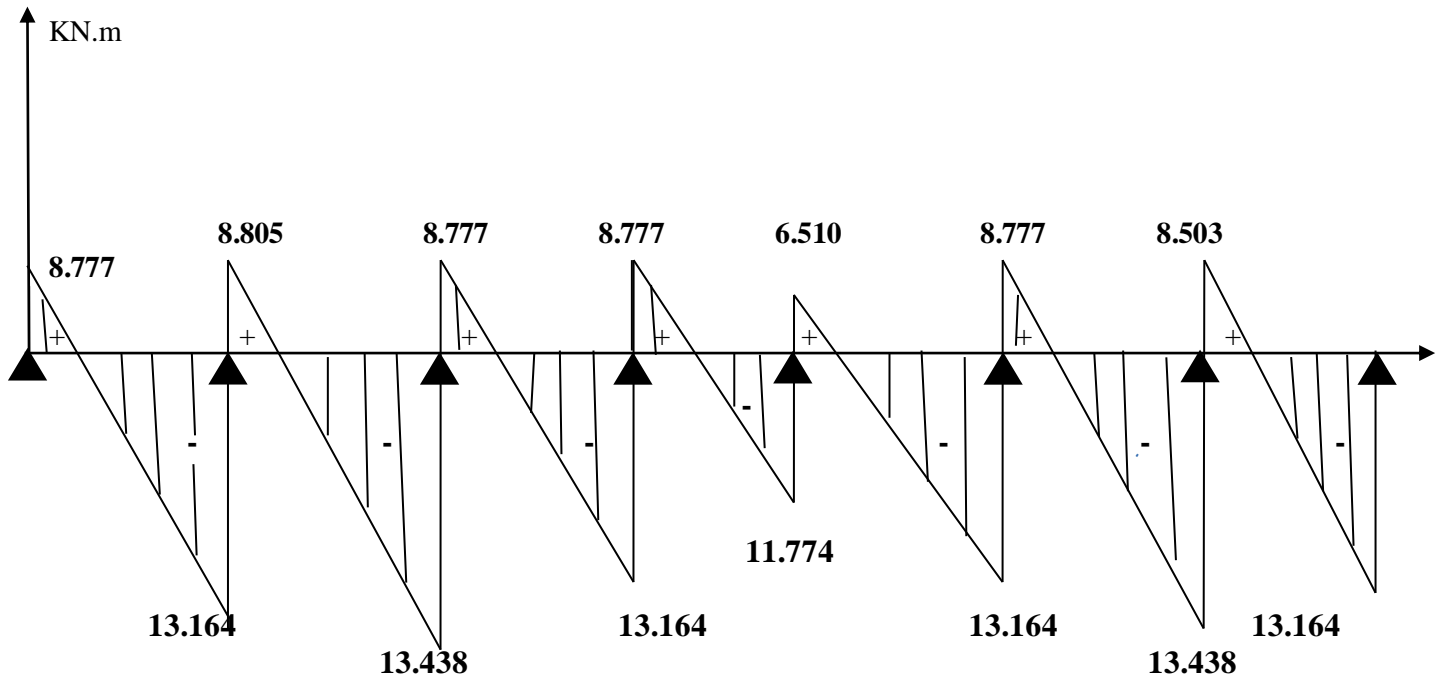


Figure III.6: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

2) Ferrailage à l'ELU :

Le ferrailage sera calculé avec les moments max en travée et aux appuis.

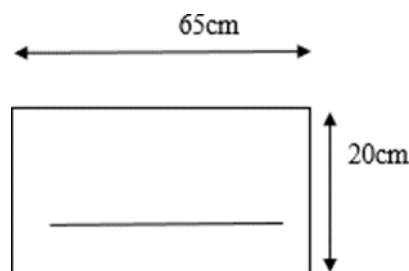
a) Armatures longitudinales :

Les moments max aux appuis et aux travées sont:

$M_t^{AB} = 6.572 \text{KN.m}$ $M_a = 4.935 \text{KN.m}$

La poutrelle sera calculée comme une section enTé dont les caractéristiques géométriques suivantes :

$b = 65 \text{cm}$; $b_0 = 12 \text{cm}$; $h = 20 \text{cm}$; $h_0 = 4 \text{cm}$; $d = 18 \text{cm}$



❖ En travée:

Moment équilibré par la table de compression M_0 , position de l'axe neutre

$M_0 = b h_0 f_{bu} (d - \frac{h_0}{2})$ avec $f_{bu} = 14,2 \text{MPa}$

$M_0 = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 (0,18 - \frac{0,04}{2})$

$M_0 = 59,072 \text{KN.m}$

$$M_t^{\max} = 6.572 \text{ KN.m} \llll M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre est dans la table de compression.

Conclusion :

La section se calcule comme une section rectangulaire de (65x20) cm².

$$\mu = \frac{M_{tmax}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6.572 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.040$$

$$\mu = 0.040 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu = 0.040 \rightarrow \beta = 0.980$$

$$A = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.572 \times 10^3}{0.980 \times 18 \times 348} = 1.07 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA10=2.36cm²**

❖ Aux appuis:

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur

$$b_0 = 12 \text{ cm et de hauteur } h = 20 \text{ cm.}$$

$$M_a^{\max} = 4.935 \text{ K.m}$$

$$\mu = \frac{M_{bmax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.935 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.089$$

$$\mu = 0.089 < \mu_1 = 0.392 \quad (\text{SSA})$$

$$\mu = 0.090 \rightarrow \beta = 0.953$$

$$A_s = \frac{M_{amax}}{\beta \times d \times \gamma_s} = \frac{4.935 \times 10^3}{0.953 \times 18 \times 348} = 0.826 \text{ cm}^2$$

Soit: **1HA12 = 1.13 cm²**

Armatures transversales : (Art A7.2,2/BAEL91modifié99) :

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35} \mid \varnothing_l \mid \frac{b_0}{10} \right)$$

\varnothing_t : diamètre des armatures transversales

\varnothing_l : diamètre des armatures longitudinales

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{20}{35} \mid 8 \mid \frac{12}{10} \right)$$

$$\varnothing_t \leq \min(0,571 ; 8 ; 1,2)$$

$$\varnothing_t = 0,571 \text{ cm} \approx 6 \text{ mm}$$

On choisit un cadre **2Ø6** avec $A_s = 2 \varnothing 6 = 0.571 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures transversales :**

Est donnée par le règlement (Art A.5.1,23/BAL91modifié99)

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min\{16,2\text{cm}; 40\text{cm}\}$$

On prend : **St=15cm**

Conclusion :

En travée : **3HA10=2.36cm²**

Aux appuis : **1HA12=1.13 cm²**

Les armatures transversales : **2 Ø 6=0.571cm²**

3)Vérification à l'ELU:

*** Condition de non fragilité du béton et de la section minimales (ArtB4.2.1BAEL91modifié99):**

Calcul de la section minimale :

Aux appuis :

Nous devons vérifier que :

$$A_{st \min} \geq \frac{0.23b_0dft_{28}}{f_e} \text{ avec : } ft_{28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1\text{MPa}$$

$$A_{st \min} \geq \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.261 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = \mathbf{0.261\text{cm}^2} < A_{ad} = \mathbf{1.13 \text{ cm}^2} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

En travée:

Nous devons vérifier que:

$$A_{st \min} \geq \frac{0.23bdft_{28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.412 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 1.412 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2.36\text{cm}^2$$

$$A_{st \min} = \mathbf{1.412\text{cm}^2} < A_{ad} = \mathbf{2.36 \text{ cm}^2} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification aux cisaillements (Art5.1.211 BAEL91modifié99):**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0d} \text{ avec } T_{max} = 13.438 \text{ MPa}$$

- **Calcul de contrainte de cisaillement admissible**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min(3.33; 5)$$

$$\bar{\tau}_u = \mathbf{3.33 \text{ MPa}}$$

- **Calcul de contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0d} = \frac{13.438 \times 1000}{120 \times 180} = 0.622 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \mathbf{0.622 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3.33 \text{ MPa}} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement

✚ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des Barres : (Art 6.1.3 BAEL91modifiée99)**

Pour qu'il n'y'aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$

$\psi_s = 1,5$ coefficient scellement HA

- Aux appuis :

$$\sum u_i = n\pi\phi = 1 \times 3.14 \times 12 = 37.68 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.438 \times 10}{0.9 \times 18 \times 3.768} = 2.201 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 2.201 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- En travée :

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.20 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{13.438 \times 10}{0.9 \times 18 \times 9.420} = 0.880 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.880 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✚ L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis: (Art A5.1.313; BAEL91 modifiée 99)

- Appuis de rive :

$$\frac{2T_{max}}{a_0 d_0} \leq \frac{0.8 f_c 28}{\gamma b} \text{ avec : } a_0 = 0,9d$$

$$T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9d \times b_0 f_c 28}{2 \times 1.5} 10^{-1} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 13.438 \text{ KN} < T = 129,6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- Appuis intermédiaires :

$$\frac{2T_{max}}{a_0 \cdot d_0} \leq \frac{0.8 f_c 28}{\gamma b} \text{ avec : } a_0 = 0,9d$$

$$T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9d \times b_0 f_c 28}{2 \times 1.5} 10^{-1} = 129.6 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 13.438 \text{ KN} < T = 129,6 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✚ L'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

(A.5.1.312 BAEL91 modifié 99)

- Appuis de rive :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{amax}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(13.438 - \frac{4.935 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \frac{1.15}{400} = -0.048$$

$$A = -0.048 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- Appuis intermédiaires :

$$A \geq \left(T_{max} - \frac{M_{amax}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(13.438 - \frac{6.572 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \frac{1.15}{400} = -0.060$$

$$A = -0.060 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

- ✚ **Ancrage des armatures: (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifié 99)**

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4\bar{\tau}_{su}}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\psi^2 \times f_t = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 0,8}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

Forfaitairement :

$$L_s = 40 \phi = 40 \times 1 = 40 \quad \text{on prend : } L_s = 40 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL (Art A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale 0,4Ls pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm} ; \text{ Nous adoptons des crochets à } 45^\circ \text{ avec une longueur } L_c = 16 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS:

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des efforts interne à l'ELS.

$$\text{ELU: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,095 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G + Q = 4,407 \text{ KN/ml}$$

Les moments max aux appuis et aux travées sont :

$$M_t^{AB} = 5,487 \text{ KN.m} \quad M_a = 3,569 \text{ KN.m} \quad T_{max} = 9,717 \text{ KN}$$

- ✚ **État limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est considérée peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures selon (Art A.4.5,3/BAEL 91 modifié 99).

- ✚ **État limite de compression du béton :**

En travée :

$$M_t^{\max} = 5,487 \text{ KN.m}$$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,36}{12 \times 18} = 1,092 \quad \beta_1 = 0,856 \quad K_1 = 19,72$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{5.487 \times 10^{-3}}{0.856 \times 0.18 \times 2.36 \times 10^{-4}} = 150.895 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 150.895 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

La contrainte de compression dans le béton :

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

$$\bar{\sigma}_{st} < \sigma_b = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \times \sigma_s = 0.01972 \times 150.895 = 8.737 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 8.737 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 3.569 \text{ KN.m}$$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_2 = \frac{100 A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.523 \quad \beta_1 = 0.891 \quad K_1 = 30.87$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{3.569 \times 10^{-3}}{0.891 \times 0.18 \times 1.15 \times 10^{-4}} = 193.507 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 193.507 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

La contrainte de compression dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{st} < \sigma_b = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \times \sigma_s = 0.03087 \times 193.507 = 5.973 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.973 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✓ L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

✚ État limite de déformation: (Art AB68.4.24 BAEL91 modifié 99)

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

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section

L : portée entre nus d'appuis

b_0 : largeur de la nervure

d: hauteur utile de la section droite

M_0 : Moment isostatique maximum

Mt : Moment max en travée

$$\frac{20}{360} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

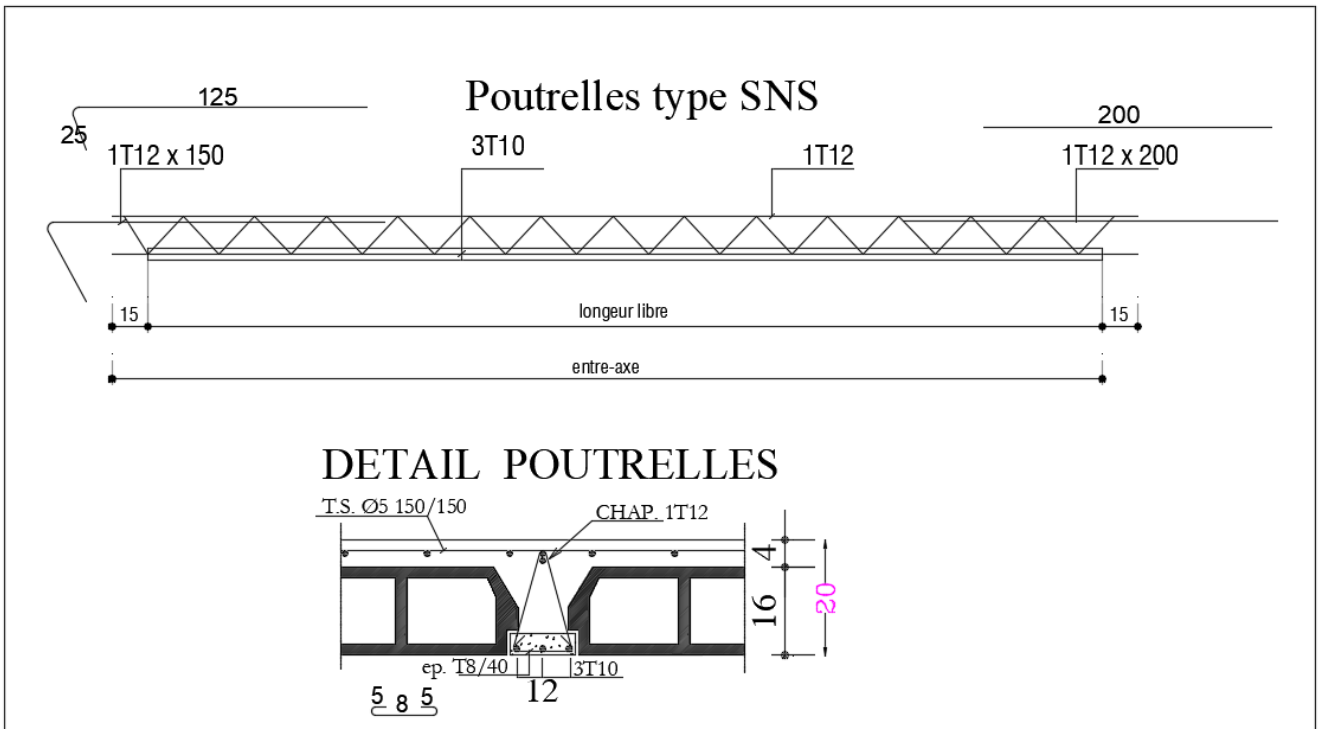
$$\frac{20}{360} = 0.05 > \frac{1}{15} \frac{Mt}{M_0} = \frac{5.487}{15 \times 7.139} = 0.051 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{As}{b_0 d} = \frac{1.51}{12 \times 18} = 0.006 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.010 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes.

- ❖ Les armatures longitudinales :
 En travée : $3HA10=2.36 \text{ cm}^2$
 Aux appuis : $1HA12=1.13 \text{ cm}^2$
- ❖ Les armatures transversales : $2\emptyset6=0.571 \text{ cm}^2$



III.3. Calcul des escaliers :

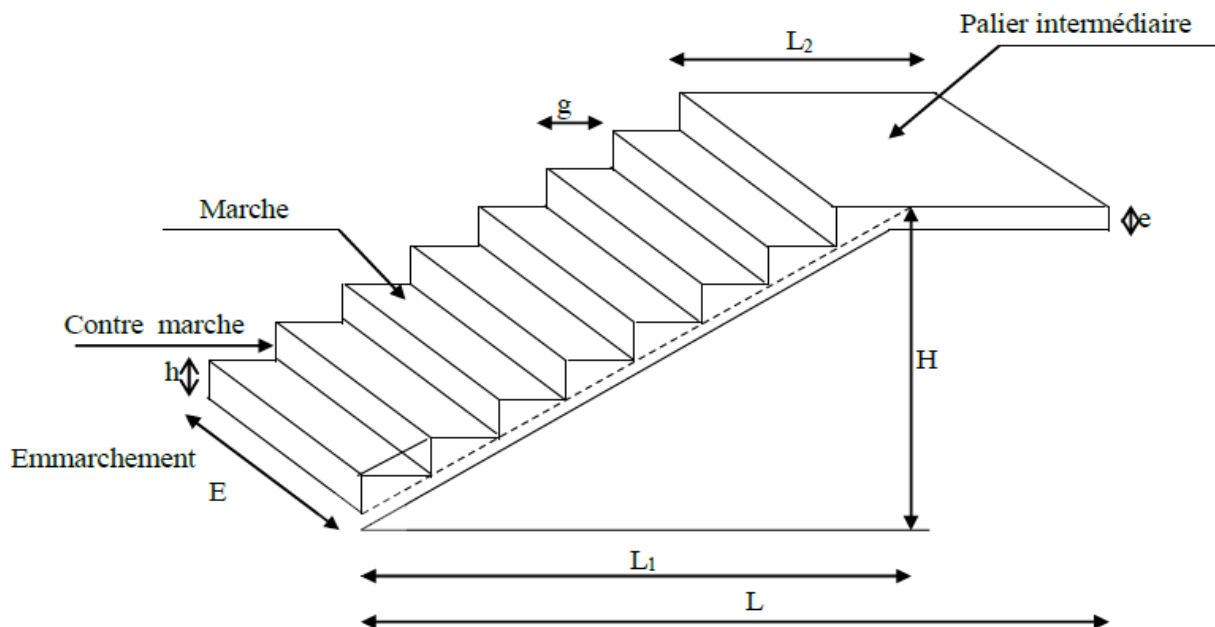
1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

- Escalier étage courant a deux volées
- Escalier du RDC à deux volées

Notations utilisées :

Les caractéristiques géométriques des escaliers sont:



FigureIII-1: schéma de l'escalier.

- h**: La hauteur de la contremarche
- g**: La largeur de la marche
- n**: nombre de contremarches
- H**: hauteur de la volée
- m=n-1** : nombre de marches
- L** : longueur de volée

Caractéristiques dimensionnelles :

- **La marche**: c'est la partie horizontale sur lequel on pose le pied pour monter ou descendre d'un niveau à un autre, de largeur g (giron) ; telle que $25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm}$ Sachant que : $n=H/h$
- **Le contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la

marche et la contre marche nommés nez de marche est parfois saillie sur le contre marche avec : $15\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$

- **L’emmarchement** : représente la largeur de la marche (w) de l’escalier maison individuelle : $w \geq 80\text{cm}$
Bâtiment collectif : $w \geq 120\text{cm}$
- **Palier intermédiaire (ou de repos L_p)** : C’est la partie horizontale d’un escalier séparent deux volées successives (la longueur de palier de repos doit être de 03marches au moins); $L_p \geq 3g$
- **Paillasse** : est la dalle inclinée en béton arme incorporant les marches et les contre marches.
- **La volée** : C’est l’ensemble (marche, contre marche, paillasse) compris entre deux paliers successifs.
(Pour le confort des personnes la volée doit comportera au maximum 18 à 19marches).

Remarque :

Notre structure est dotée d’une cage d’escalier. L’escalier menant du RDC au première étage comporte trois volets dont deux sont identiques et l’autre étage comporte deux volets identiques et un palier repos intermédiaire.

Comme nous avons deux hauteurs différentes (**4.08m** pour le **RDC**; **3.06m** pour l’étage **courant**) ; on aura à calculer deux types de volées comme la méthode de calcul sera la même pour les deux cas ; on va se limiter au calcul du cas le plus défavorable, puis on généralise pour la volée restante.

2. Pré dimensionnement des escaliers:

a) Calcul du nombre de marches et contre marches :

Avec une hauteur d’étage de 3.06m , pour un bâtiment à usage d’habitation ou recevant du public, la hauteur des marches est :

$$4\text{cm} \leq h \leq 17\text{cm} \text{ et } 28\text{cm} \leq g \leq 36\text{cm} \quad g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

On prend la hauteur des marches $h=17\text{cm}$

Nombre de contre marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marche}$

Le nombre de marches: $m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$

✚ Vérification de la loi de BLONDEL :

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

$$59\text{cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \leq 66\text{cm}$$

—————> **Condition vérifiée**

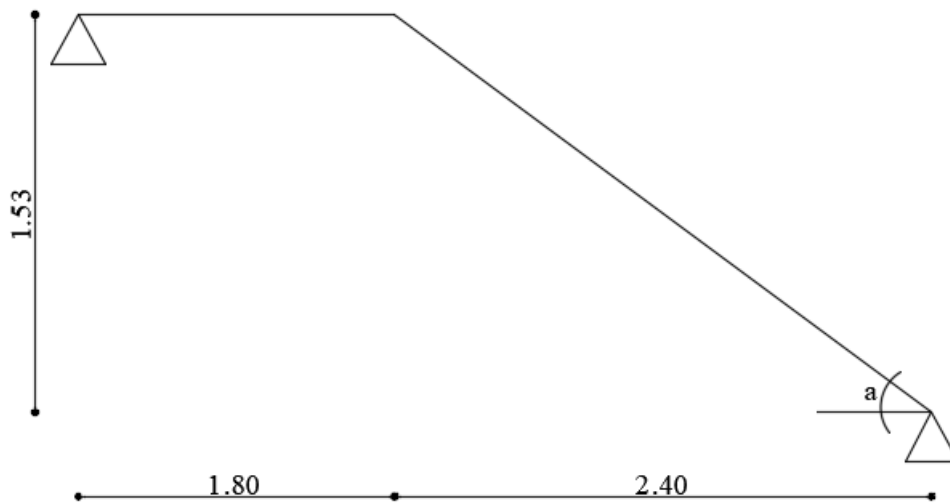


Figure III.2: Schéma statique d'escalier

b) L'épaisseur de la paillasse et du palier:

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier:

• **Paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse et du palier (e_p) est donnée par la relation suivante :

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

Avec L_0 : portée entre appuis de l'escalier $L_0 = L' + L_2$

Angle d'inclinaison: $\alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.51^\circ$

D'où $\cos \alpha = 0.843$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{240}{0.843} = 284.69 \text{ cm}$$

$$L_0 = 284.69 + 170 = 454.69 \text{ cm}$$

D'où :

$$\frac{454.69}{30} \leq e_p \leq \frac{454.69}{20} \quad \longrightarrow \quad 15.156 \leq e_p \leq 22.734$$

$$e_p = 20 \text{ cm}$$

c) Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément reparti sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérons une partie simplement

appuyée en flexion simple.

Les charges permanentes :

Le palier:

Designations des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,03	18	0,54
Poids du palier	0,20	25	5
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente totale du palier Gpalier			6.74

Tableau III.1 : charges permanentes palier

Volée:

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charge permanente G (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,03	18	0,54
Poids des marches	0,17/2	25	2.125
Poids de la paillasse	$\frac{0,2}{\cos 32,51}$	25	5.93
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Poids du garde-corps	/	/	0,20
Charge permanente totale de la volée Gvolée			9,99

Tableau III.2: Charge permanentes volée

✓ La charge concentrée:

Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur(P).
 $P=1.33 \times 2.44 \times 1 \text{ m} = 3.24 \text{ KN/ml}$

✓ **La surcharge d'exploitation:**

Selon le (DTRC2-2) pour une construction a usage d'habitation
 $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

✓ **Combinaison des charges :**

• **Palier :**

$ELU := (1.35G + 1.5Q) \times 1 \text{ ml} = (1.35 \times 6.74 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ ml} = 12.85 \text{ KN/ml}$

$ELS := (G + Q) \times 1 \text{ ml} = (6.74 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 9.24 \text{ KN/ml}$

• **Volée:**

$ELU := (1.35 \times 9.99 + 1.5 \times 2.5) \times 1 \text{ ml} = 17.23 \text{ KN/ml}$

$ELS: q_{sv} = (G + Q) \times 1 \text{ ml} = (9.99 + 2.5) \times 1 \text{ ml} = 12.49 \text{ KN/ml}$

• **Mur :**

$ELU: q_{um} = 1.35 \times 3.24 = 4.374 \text{ KN/ml}$

$ELS: q_{sm} = 3.24 \text{ KN/ml}$

d) Calcul à l'ELU:

Le schéma statique:

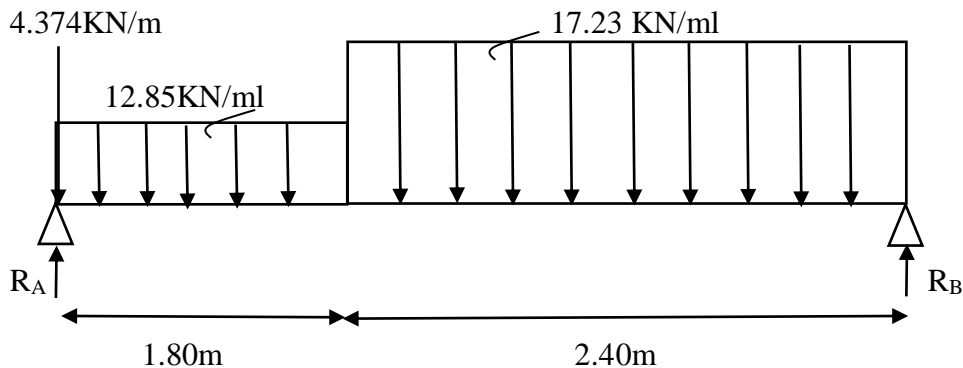


Figure III.3: Schéma statique d'escalier à l'ELU

- **Réactions d'appuis :**

$\sum F/y = 0$

$RA + RB = (12.85 \times 1.80) + (17.23 \times 2.40) + 4.374 = 87.488 \text{ KN}$

$RA + RB = 68.856 \text{ KN}$

$\sum M/A = 0$

$(RB \times 4.20) - (12.85 \times 1.80 \times \frac{1.80}{2}) - (17.23 \times 2.40 \times (\frac{2.40}{2} + 1.80)) = 0$

$RB = 34.493 \text{ KN}$

$RA + RB = 68.856 \text{ KN} \rightarrow$

$RA = 34.363 \text{ KN}$

- **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants :

• **1^{er} tronçon: $0 \leq x \leq 1.80m$**

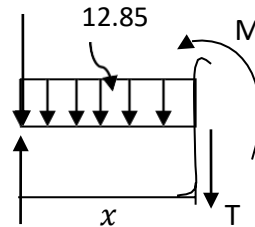
$$\sum F/Y=0 \implies T(x) = R_A - q_{up} \cdot x$$

$$T(x) = -12.85x - 4.372 + 34.3634.374$$

$$T(x) = -12.85x + 29.989$$

Pour: $x = 0m \leftrightarrow T(0) = 29.989KN$

$x = 1.8m \leftrightarrow T(1.8) = 6.859KN$



$$\sum M=0 \implies M(x) = R_A \cdot x - q_{up} \cdot \frac{x^2}{2} - 4.374 \cdot x R_A$$

$$M(x) = 34.363 x - 12.85 \cdot \frac{x^2}{2} - 4.374 \cdot x$$

$$M(x) = 29.989 \cdot x - 12.85 \cdot \frac{x^2}{2}$$

Pour: $x = 0m \leftrightarrow M(0) = 0KN.m$

$x = 1.8m \leftrightarrow M(1.8) = 33.16KN.m$

• **2^{ème} tronçon: $0 \leq x \leq 2.40m$**

$$\sum F/Y=0 \implies T(x) = -q_{up} \cdot x + R_B$$

$$T(x) = -17.23x + 34.493$$

Pour: $x = 0m ; T(0) = 34.493KN$

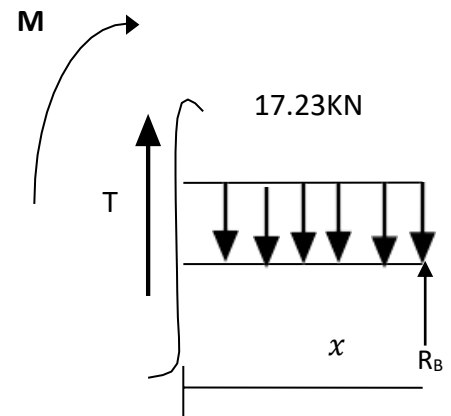
$x = 2.4m ; T(2.4) = -6.859KN$

$$\sum M=0 \implies M(x) = -q_{up} \frac{x^2}{2} + R_B \cdot x$$

$$M(x) = -17.23 \times \frac{2.4^2}{2} + 34.493(2.4)$$

Pour: $x = 0m ; M(0) = 0KN.m$

$x = 2.4m ; M(2.4) = 33.160KN.m$



- **Calcul de Mmax:**

Calcul de la distance x ou le moment est maximum :

$$T(x) = -q_{uv} \cdot x + 34.493$$

$$T(x) = -17.23 \cdot x + 34.493$$

$$x = \frac{34.493}{17.23} = 2.00m$$

Le moment M_z est max pour la valeur $x = 2.00m$

$$M_z(x=2.00) = -17.23 \times \frac{(2.00)^2}{2} + 34.493(2.00)$$

$$M_{z_{max}} = M(2.00) = 34.526 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend

- ◆ Aux appuis ; $M_a = -0,3 \times M_{z_{max}} = -10.257 \text{ KN.m}$
- ◆ En travée ; $M_t = 0,85 \times M_{z_{max}} = 29.347 \text{ KN.m}$

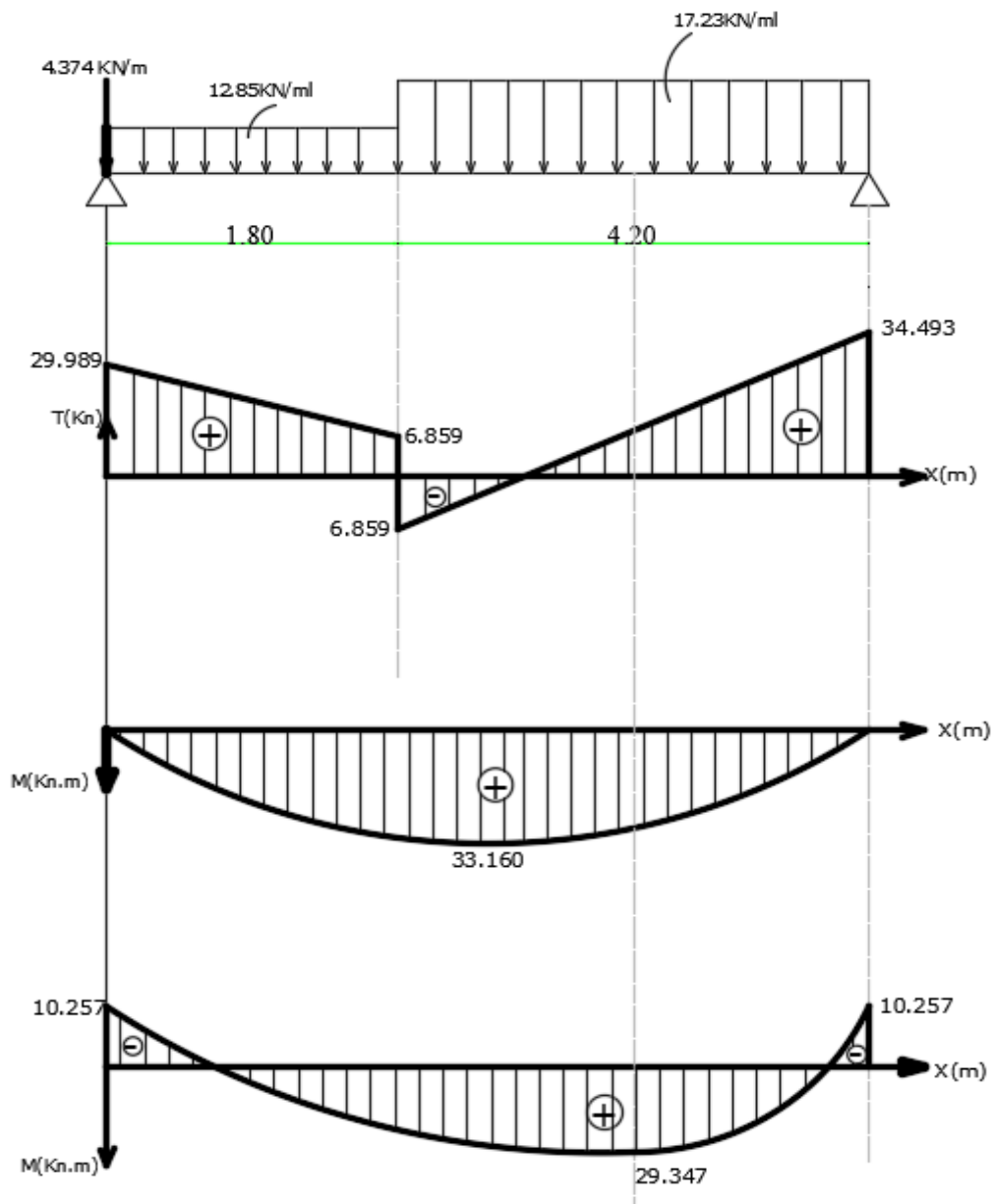


Figure III.4: diagramme des efforts internes à l'ELU.

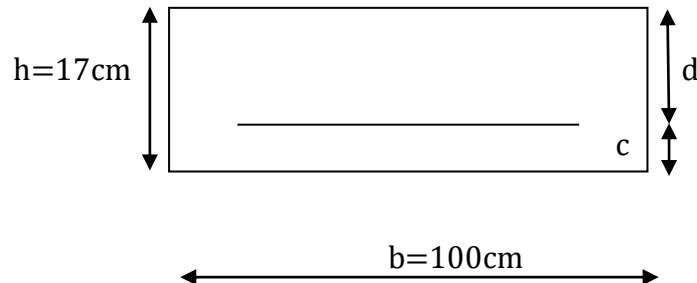
e) Calcul des armatures:

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont:

$$b=100\text{cm}; c=2\text{cm}; d=15\text{cm}.$$

$$h=d+c=17\text{ cm}.$$

$$d=h-c=17-2=15\text{cm}.$$



➤ **Aux appuis:** $M_a = -10.257 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10.257 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.032$$

$\mu = 0.032 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ S.S.A (section simplement armée)

$$\mu = 0.032 \rightarrow \beta = 0.978$$

➤ **Armatures principales:** $M_a = -10.257 \text{ KN.m}$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10.257 \times 10^3}{0.978 \times 15 \times 348} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Soit $A_a = 5\text{HA}10 = 3.93\text{cm}^2$; avec un espacement de **St=20cm**

• **Armatures de répartition :**

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

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$; avec un espacement de **St=25cm**

➤ **En travée:** $M_t = 29.347 \text{ KN.m}$

$$M_t = 29.347 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{bd^2 f_{bu}} = \frac{29.347 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14.2} = 0.091$$

$\mu = 0.091 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ S.S.A (section simplement armée)

$$\mu = 0.091 \rightarrow \beta = 0.935$$

• **Armatures principales:**

$$A_t = \frac{Mt}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{29.347 \times 10^3}{0.935 \times 15 \times 348} = 6.012 \text{ cm}^2$$

Soit $A_t = 7\text{HA}12 = 7.92\text{cm}^2$; avec un espacement de **St=15cm**

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r=4HA8=2.01\text{cm}^2$; avec un espacement de $St=25\text{cm}$

3. Vérfications à l'ELU :

A. Condition de non fragilité(BAEL91.ArtA.4.2.1) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \text{ avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

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

- **Aux appuis :**

Armatures principales : $A_{pa}=3.93\text{cm}^2 > A_{\min}=1.811\text{cm}^2$ (Condition vérifiée)

Armatures de répartition : $A_{ra}=2.01\text{cm}^2 > A_{\min}=1.811\text{cm}^2$ (Condition vérifiée)

- **En travée :**

Armatures principales : $A_{pt}=7.92\text{cm}^2 > A_{\min}=1.932\text{cm}^2$ (Condition vérifiée)

Armatures de répartition : $A_{rt}=2.01\text{cm}^2 > A_{\min}=1.932\text{cm}^2$ (Condition vérifiée)

B. Espacement des barres (Art A.8.2,42 BAEL 91/ 99):

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes:

- **Armatures principales:**

$$S_{t\max} \leq \min\{3h, 33\text{ cm}\} = \min\{3 \times 18; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

Aux appuis: $St=20\text{cm} < 33\text{cm}$ (Condition vérifiée)

En travée: $St=15\text{cm} < 33\text{cm}$ (Condition vérifiée)

- **Armatures de répartition :**

$$S_{t\max} \leq \min\{4h, 45\text{ cm}\} = \min\{4 \times 18; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

Aux appuis: $St=25\text{cm} < 45\text{cm}$ (Condition vérifiée)

En travée: $St=25\text{cm} < 45\text{cm}$ (Condition vérifiée)

C. Vérfication de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement)(BAEL91ArtA.5.1.2)

:

Il faut vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$V_u^{\max} = 34.493 \text{ KN}$$

Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{34.493 \times 1000}{1000 \times 150} = 0.229 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.229 \text{ MPa}$$

Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.133 f_c 28; 5 \text{ MPa}) = \min(3.325; 5)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.325 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.229 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.325 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

D. Vérification de l'adhérence aux appuis(BAEL91ArtA.661.3):

Pour qu'il n'y'aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ Avec : } V_u^{\max} = 34.493 \text{ KN}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

$\Psi_s = 1.5$ (barre de haute adhérence)

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

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

Avec : $\bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{34.493 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 157} = 1.627 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.627 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

(Pas de risque d'entraînement des barres)

E. Vérification de l'ancrage des barres:

$$\bar{\tau}_{su} = 0.6 \psi^2 \times f_t 28 = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = \frac{400 \times 1}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

F. $L_s = 35.27 \text{ cm}$

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne termine par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4 L_s$ pour les aciers à haute adhérence.

$$L_c = 0.4 L_s = 14.10 \text{ cm}, \text{ donc on prend: } L_c = 15 \text{ cm}$$

G. L'influence de l'effort tranchant sur les appuis BAEL91 modifié 99(A.5.1.321) :

➤ **L'influence sur le béton:**

On doit vérifier aux voisinages des appuis que:

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times b \times a \times f_c 28 / \gamma_b \text{ avec : } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 16$$

$$V_u^{\max} = 34.493 \text{ KN} \leq 0.4 \times 1000 \times 0.9 \times 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 900 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 34.493 \text{ KN} \leq 900 \text{ KN} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **L'influence sur l'acier :**

On doit vérifier que :

$$A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right) = \frac{1.5}{400} \left(34.493 + \frac{10.257}{0.9 \times 150} \right) = 0.129 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > 0.129 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

H. Calcul à l'ELS:

Le schéma statique:

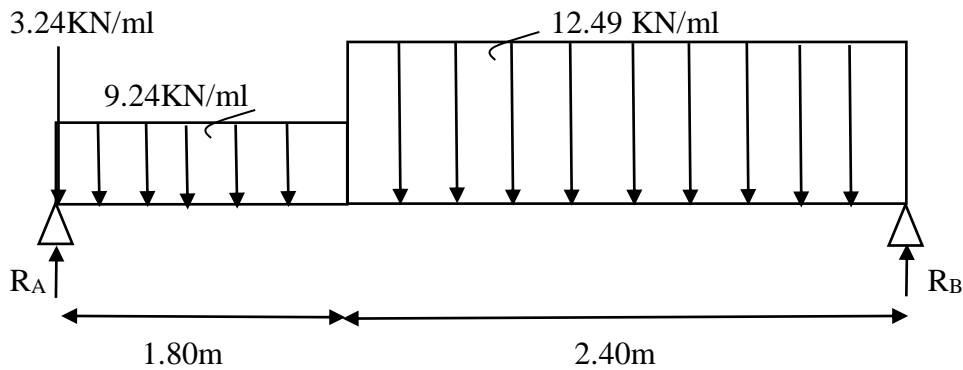


Figure III.3:schéma statique d'escalier à l'ELU

- Réactions d'appuis:

$$\sum F/y=0$$

$$R_A + R_B = (9.24 \times 1.80) + (12.49 \times 2.40) + 3.24 = 87.488 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 49.848 \text{ KN}$$

$$\sum M/A=0$$

$$(R_B \times 4.20) - (9.24 \times 1.80 \times \frac{1.80}{2}) - (12.49 \times 2.40 \times (\frac{2.40}{2} + 1.80)) = 0$$

$$R_B = 24.975 \text{ KN}$$

$$R_A + R_B = 49.848 \text{ KN} \rightarrow$$

$$R_A = 24.873 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant:

Avec la méthode classique de la RDM on obtient les résultats suivants:

• 1^{er} tronçon: 0 ≤ x ≤ 1.80m

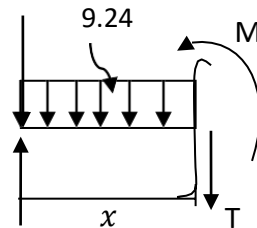
$$\sum F/Y=0 \implies T(x) = R_A - q_{up} \cdot x$$

$$T(x) = -9.24x - 3.24 + 24.873 \quad 3.24$$

$$T(x) = -9.24x + 21.633$$

$$\text{Pour: } x=0 \text{ m} \leftrightarrow T(0) = 21.633 \text{ KN}$$

$$x=1.8 \text{ m} \leftrightarrow T(1.8) = 5.00 \text{ KN}$$



$$\sum M=0 \implies M(x) = R_A \cdot x - q_{up} \cdot \frac{x^2}{2} - 3.24 \cdot x$$

$$M(x) = 24.873 x - 9.24 \cdot \frac{x^2}{2} - 3.24 \cdot x$$

$$M(x) = 21.633 \cdot x - 9.24 \cdot \frac{x^2}{2}$$

Pour: $x=0\text{m} \leftrightarrow M(0) = 0\text{KN.m}$

$x=1,8\text{m} \leftrightarrow M(1,8) = 23.970\text{KN.m}$

• **2^{ème} tronçon: $0 \leq x < 2.40\text{m}$**

$$\sum F/Y=0 \implies T(x) = -q_{up} \cdot x + R_B$$

$$T(x) = -12.49x + 24.975$$

Pour: $x=0\text{m} ; T(0) = 24.975\text{KN}$

$x=2.4\text{m}; T(2.4) = -5.00\text{KN}$

$$\sum M=0 \quad M(x) = -q_{up} \frac{x^2}{2} + R_B \cdot x$$

$$M(x) = -12.49 \times \frac{2.4^2}{2} + 24.975(2.4)$$

Pour: $x=0\text{m} ; M(0) = 0\text{KN.m}$

$x=2.4\text{m}; M(2.4) = 23.968\text{KN.m}$

- **Calcul de Mmax:**

Calcul de la distance x ou le moment est maximum :

$$T(x) = -q_{uv} \cdot x + 24.975$$

$$T(x) = -12.49 \cdot x + 24.975$$

$$x = \frac{24.975}{12.49} = 2.00\text{m}$$

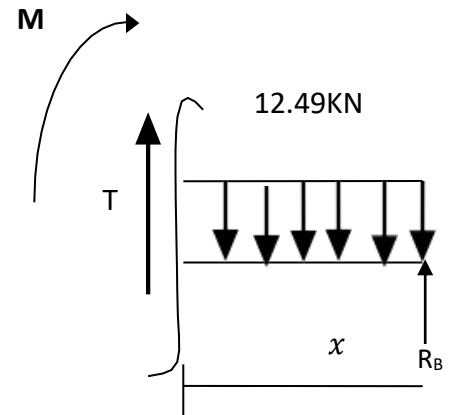
Le moment M_z est max pour la valeur $x = 2.00\text{m}$

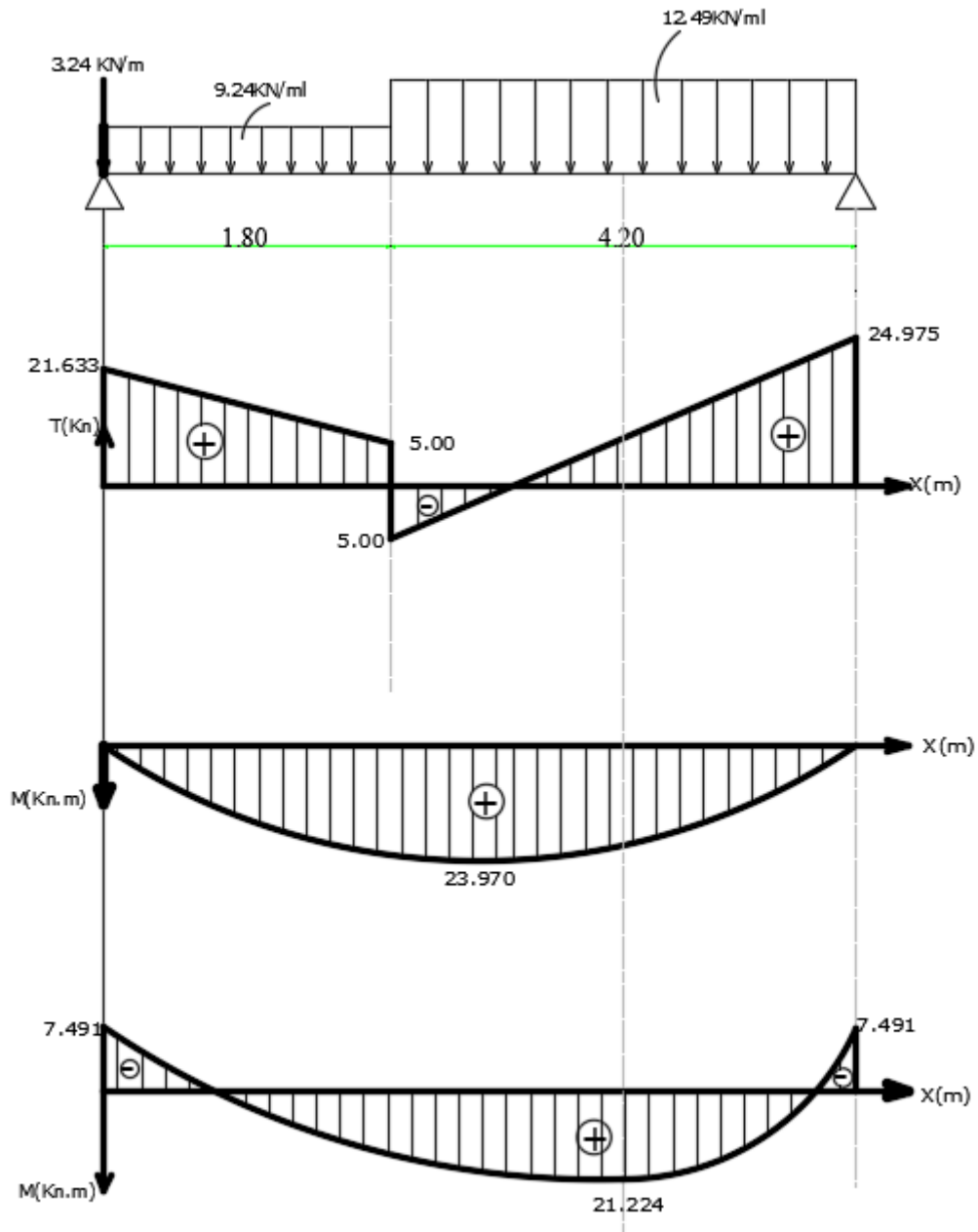
$$M_z(x=2.00) = -12.49 \times \frac{(2.00)^2}{2} + 24.975(2.00)$$

$$M_{z\max} = M(2.00) = 24.970\text{KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend

- ◆ Aux appuis; $M_a = -0,3 \times M_{z\max} = -7.491\text{KN.m}$
- ◆ En travée; $M_t = 0,85 \times M_{z\max} = 21.224\text{KN}$.





FigureIII-6:diagramme des efforts internes à l'ELS.

4. Vérification à l'ELS :

a) **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers:**

✚ **L'état limite d'ouverture des fissurations (A.4.5, 32 du BAEL91/révisé 99) [2] :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire; Alors la section est justifiée vis-à-vis des ouvertures des fissures.

✚ **L'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :**

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que :

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

➤ **En travée (Mt=21.224KN.m) :**

$$\rho_1 = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 7.92}{100 \times 15} = 0.528$$

$$\rho_1 = 0.528 \rightarrow \beta_1 = 0.891 \rightarrow K_1 = 30.87$$

▪ La contrainte dans les aciers est:

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{21.224 \times 10^{-3}}{0.891 \times 0.15 \times 7.92 \times 10^{-4}} = 200.508 \text{ MPa}$$

▪ La contrainte dans le béton est:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{200.508}{30.87} = 6.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.49 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis (Ma=-7.491KN.m):**

$$\rho_1 = \frac{100At}{bd} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 15} = 0.262$$

$$\rho_1 = 0.262 \rightarrow \beta_1 = 0.918 \rightarrow K_1 = 45.98$$

▪ La contrainte dans les aciers est:

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7.491 \times 10^{-3}}{0.918 \times 0.15 \times 3.93 \times 10^{-4}} = 138.424 \text{ MPa}$$

▪ La contrainte dans le béton est:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{138.424}{45.98} = 3.010 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.010 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

✚ **Vérification de la flèche:**

La vérification à la flèche n'est pas nécessaires les conditions suivantes sont satisfaites:

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{17}{420} = 0.0404 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow \quad \frac{As}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{17}{420} = 0.0404 < \frac{1}{15} \frac{Mt}{M_0} = \frac{21.224}{15 \times 23.970} = 0.0590 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{As}{b_0 d} = \frac{7.92}{100 \times 15} = 0.0052 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc nous devons procéder au calcul de la flèche et vérifier que:
Le calcul se fera sur une bande de 1m.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{smax}^4}{EVI} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0.84 \text{ cm}$$

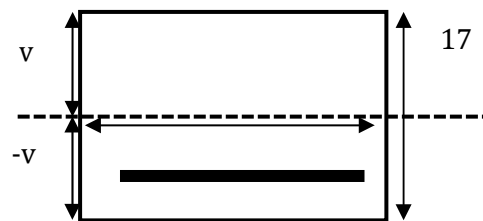


Figure III.7: Schéma statique de calcul

Avec $q_{max} = \max(q_{paillage}; q_{palier}) = \max(9.24; 12.49) = 12.49 \text{ kN/ml}$

$Q_{max} = 12.49 \text{ KN/ml}$

Ev: module de déformation différée

$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 18018.86 \text{ Mpa}$

I: moment d'inertie totale de la section par rapport au centre de gravité

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

$$\text{Où: } V_1 = \frac{si \times x}{b_0} V_2 = h - V_1$$

Avec:

Six'x: moment statique par rapport à l'axe xx'

$$Six'x = \frac{bh^2}{2} + 15Ad = \frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 7.92 \times 15 = 16232 \text{ cm}^2$$

$$Six'x = 16232 \text{ cm}^2$$

B_0 : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \cdot h + 15 \cdot A_t = (100 \times 17) + (15 \times 7.92) = 1818.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec: } V_1 = \frac{si \times x}{b_0} = \frac{16232}{1818.8} = 8.924 \text{ cm}^2$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8.924 = 8.076 \text{ cm}$$

Donc:

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t = \frac{100}{3}(8.924^3 + 8.076^3) + 15 \times 7.92 \times (8.076 - 2)^2$$

$$I = 45633.117 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_{\text{max}} \times l^4}{EVI} = \frac{5}{384} \times \frac{21.224 \times 420^4}{18018.86 \times 10^3 \times 45633.117}$$

$$f = 0.010 \text{ cm} < 0.84 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion:

Le ferrailage retenu est le suivant :

➤ **En travée:**

Armatures principales: 7HA12/ml (St=15cm).

Armatures de répartition: 4HA8/ml (St=25cm).

➤ **Aux appuis**

Armatures principales: 5HA10/ml (St=20cm).

Armatures de répartition: 4HA8/ml (St=25cm).

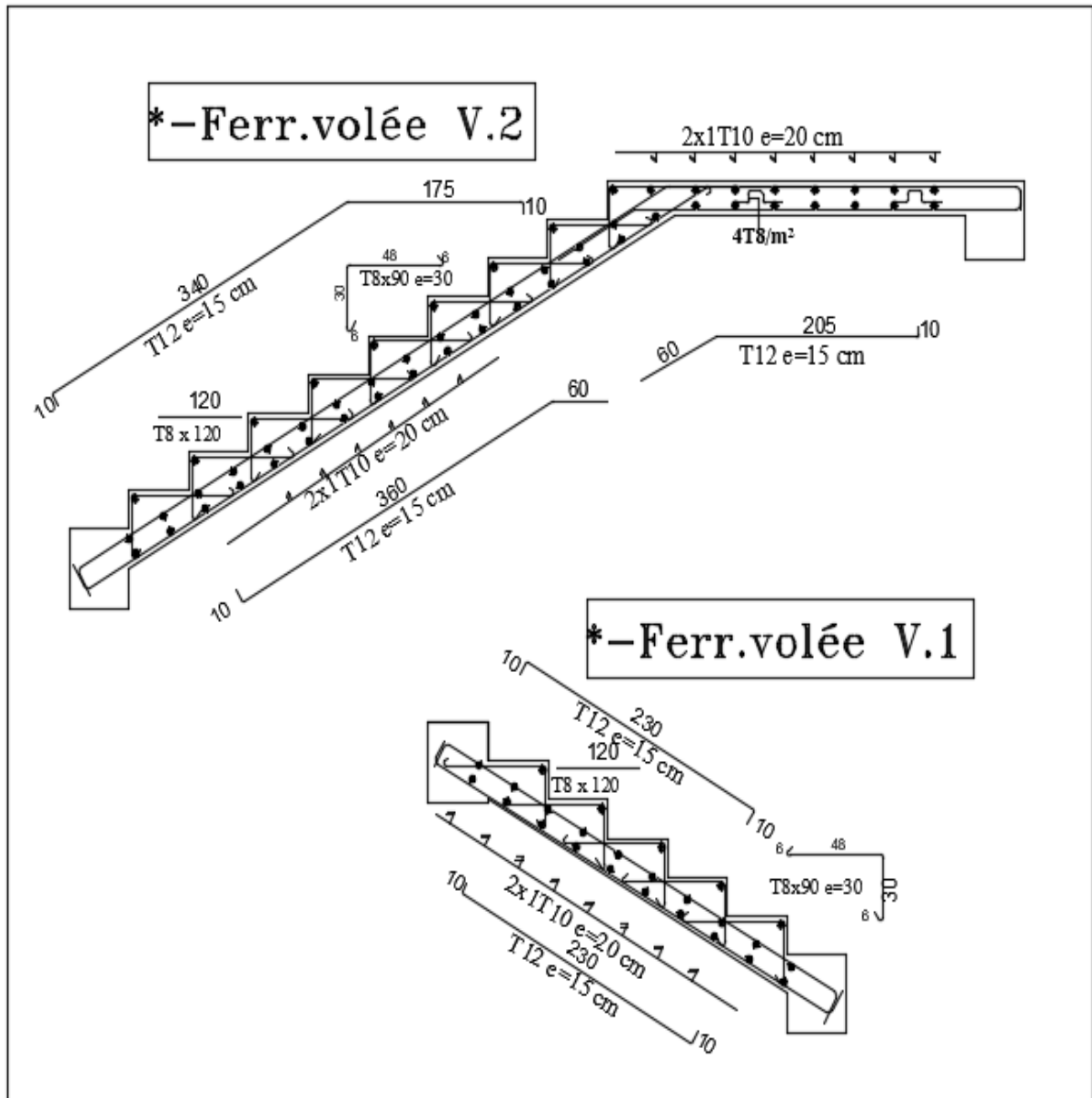


Figure III.8. Ferrailage des escaliers

III. 4. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre et les réactions d'appuis du palier. Elle est partiellement encastree à ses deux extrémités dans les poteaux ; le calcul s'effectue en flexion simple.

1. Pré dimensionnement :

➤ **Hauteur :**

La hauteur de la poutre palière est donnée par: $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

$$\frac{260}{15} \leq h_t \leq \frac{260}{10} \rightarrow 17.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 26 \text{ cm}$$

On prend : **h_t=25cm**

➤ **La largeur:**

La largeur des poutres adonné par:

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \rightarrow 10 \text{ cm} \leq b \leq 17.5 \text{ cm}$$

On prend : **b=20cm**

Selon les exigences de RPA(Art7.5.1RPA99/version2003)

$$B \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

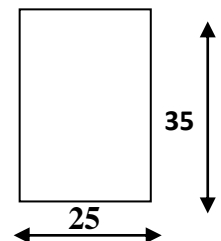
$$H_t \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{25} = 1.4 < 4$$

Notre poutre palière a pour dimensions (b×h)=(25×35) cm

✚ **Détermination des charges**

- Poids propre de la poutre : $G_1 = 0,35 \times 0,25 \times 25 = 2.187 \text{ KN/m}$
- Poids propre du mur extérieur: $G_2 = 2.44 \times (1.53 - 0.35) = 2.879 \text{ KN/ m}$
- Réaction du palier a L'ELU: $R_u = 34.363 \text{ KN}$
- Réaction du palier a L'ELS: $R_s = 29.873 \text{ KN}$



2. Calculs à l'ELU:

$$q_u = 1,35 \times (G_1 + G_2) + T_u$$

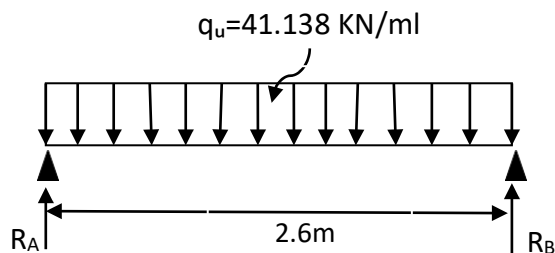


Figure III.1: Schéma statique de la poutre palière horizontale à l'ELU.

$$q_u = 1,35 \times (2.187 + 2.832) + 34.363 = 41.138 \text{ KN/m}$$

➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{41.138 \times 2.6^2}{8} = 34.761 \text{ KN.m}$$

En tenant compte l'effet de semi encastrement

$$M_a = (-0,3) M_0 = (-0,3) \times 34,761 = -10,428 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0,85) M_0 = (0,85) \times 34,761 = 29,546 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{41,138 \times 2,6}{2} = 53,479 \text{ KN}$$

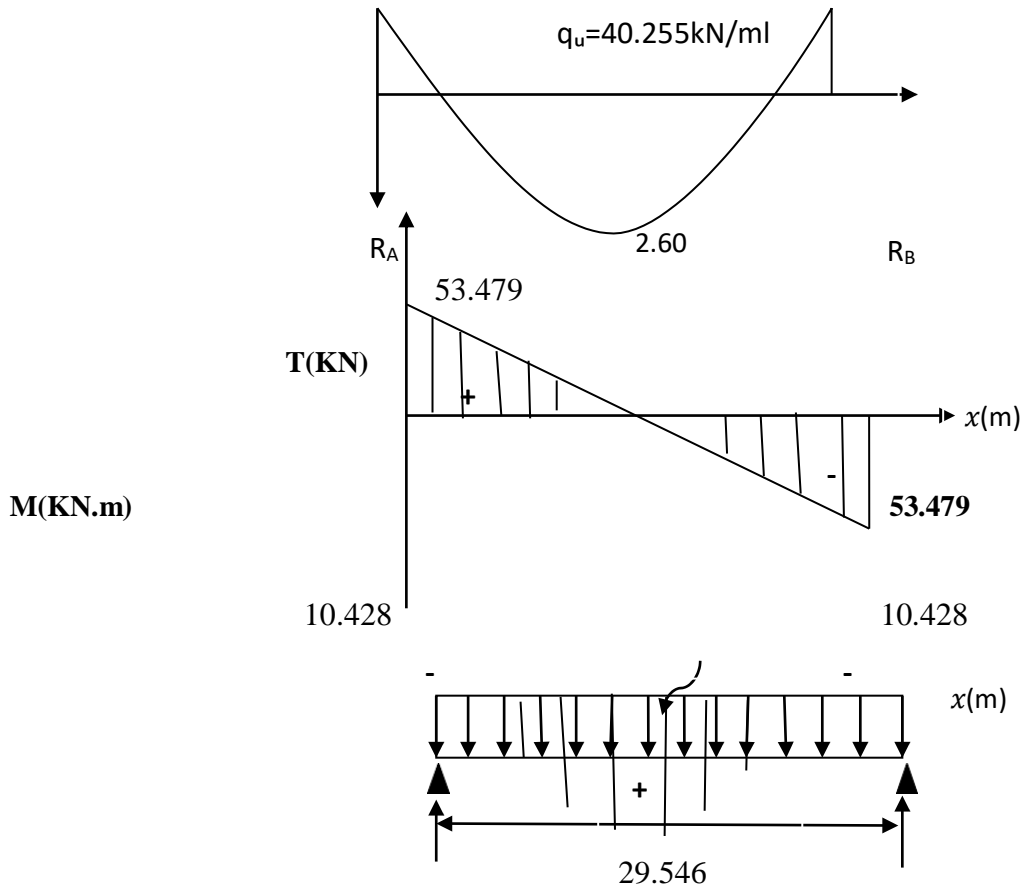


Figure III.2: diagramme des efforts internes à l'ELU.

3. Ferrailage :

➤ Aux appuis : $M_a = 10,428 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{Ma}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,428 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,026$$

$$\mu_b = 0,026 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu_b = 0,026 \rightarrow \beta = 0,987$$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10,428 \times 10^3}{0,987 \times 33 \times 348} = 0,920 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

➤ **Entravée :** $M_t=29.546\text{KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{29.546 \times 10^3}{25 \times 33^2 \times 14.2} = 0.076$$

$$\mu_b = 0.074 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A (section simplement armée)}$$

$$\mu_b = 0.074 \rightarrow \beta = 0.960$$

$$A_a = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{29.546 \times 10^3}{0.960 \times 33 \times 348} = 2.679 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA14=4.62cm²**

4. **Vérification à l'ELU:**

a) **Condition de non fragilité:(ArtA.4.2.1/BAEL91) :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \text{ avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 25 \times 33 \times 2.1}{400} = 0.996 \text{ cm}^2$$

Aux appuis: $A_q = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.996 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

En travée: $A_t = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.996 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

b) **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres:**

Pour qu'il n'y aura pas d'entraînement des barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ Avec : } V_u^{\max} = 53.479 \text{ KN}$$

Ψ_s : coefficient de scellement

$\Psi_s = 1.5$ (barre de haute adhérence)

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ cm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{53.479 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 131.88} = 1.365 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1.365 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ **condition vérifiée**

(Pas de risque d'entraînement des barres)

c) **Vérification de la contrainte tangentielle : (BAEL91 /ArtA.5.1)**

Il faut vérifier que: $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$V_u^{\max} = 53.479 \text{ KN}$$

Calcul de contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{53.479 \times 1000}{250 \times 330} = 0.648 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.648 \text{ MPa}$$

Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.133 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3.325; 5)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.325 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.648 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.325 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Influence de l'effort tranchant:

🚧 L'influence sur le béton (Art.A.5.1.3,21/BAEL91):

On doit vérifier aux voisinages des appuis que:

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times b \cdot a \cdot f_{c28} / \gamma_b \text{ avec } : a = 0.9 \times d = 0.9 \times 33$$

$$V_u^{\max} = 53.479 \text{ KN} \leq 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 0.33 \times \frac{25}{1.5} \times = 495 \text{ KN}$$

$$V_u^{\max} = 53.479 \text{ KN} \leq 495 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

🚧 L'influence sur l'acier (Art. A.5.1.3, 313 / BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} = \frac{1.15}{400} \left(52.331 + \frac{10.204}{0.9 \times 330} \right) = 0.150 \text{ cm}^2 \right)$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.150 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de l'ancrage des barres(BAEL91modifié99/ArtA.6.1.3):

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

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} \text{ avec } \bar{\tau}_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1.2}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

$$L_s = 42.32 \text{ cm}$$

Ls dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne termine par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4Ls pour les aciers à haute adhérence.

$$L_c = 0.4 L_s = 16.92 \text{ cm, donc on prend : } L_c = 20 \text{ cm}$$

5. Calcul les armatures transversales :

🚧 Diamètre des armatures transversales (ArtA.7.2/BAEL91) :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35} \mid \phi \mid \frac{b}{10} \right)$$

ϕ_t : diamètre des armatures transversales

ϕ : diamètre des armatures longitudinales

ht: hauteur totale de la poutre (ht=35cm).

B: largeur de la poutre (b=25cm).

$$\emptyset t \leq \min \left\langle \frac{350}{35} \mid 14 \mid \frac{250}{10} \right\rangle$$

$$\emptyset t \leq \min \langle 10 \mid 14 \mid 25 \rangle$$

$$\emptyset t = 1 \text{ cm} \approx 10 \text{ mm}$$

On opte pour un cadre et un étrier en **HA10**.

✚ Espacement des armatures transversale (Art A.5.22/BAEL91) :

$$S_t \leq \min \{ 0.9x_d; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 29.7 \text{ cm}; 40 \text{ cm} \} = 29.7 \text{ cm}.$$

Soit $S_t^{\max} = 25 \text{ cm}$.

A. Vérification selon le RPA (Art 7.5.2.2/RPA99V2003) :

➤ **Armatures transversales :**

1) Zone nodale:

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset \right\} = \min \{ 8.75 \text{ cm}; 16.8 \text{ cm} \} = 8.75 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 8.75 \text{ cm} \rightarrow S_t = 8 \text{ cm}.$$

2) Zone courante (travée) :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section.

$$A_l = A_t + A_a = 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 3.39 + 4.62 = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 8.01 \text{ cm}^2 > 0,5\% \text{ de la section} = 4.375 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

✚ La section minimale d'armatures transversales:

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{0.4b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 25 \times 25}{400} = 0.625 \text{ cm}^2 < A = 3.39 \text{ cm}^2$$

6. Calculs à l'ELS:

$$q_s = 1 \times (G_1 + G_2) + T_s$$

$$q_s = 1 \times (2.187 + 2.832) + 24.873 = 29.892 \text{ KN/m}$$

➤ Calcul des efforts internes

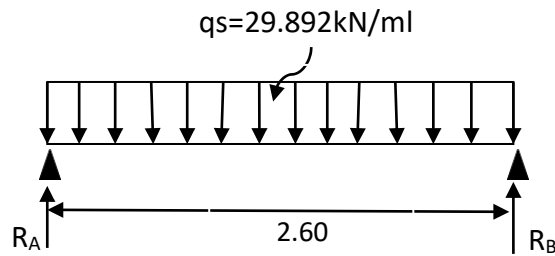


Figure III.3: Schéma statique de la poutre palière horizontale à l'ELS

➤ Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{29.892 \times 2.6^2}{8} = 25.258 \text{ KN.m}$$

En tenant compte l'effet de semi encastrement

$$M_a = (-0,3) M_0 = (-0,3) \times 25.258 = -7.577 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0,85) M_0 = (0,85) \times 25.258 = 21.469 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant:

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{29.892 \times 2.6}{2} = 38.859 \text{ KN}$$

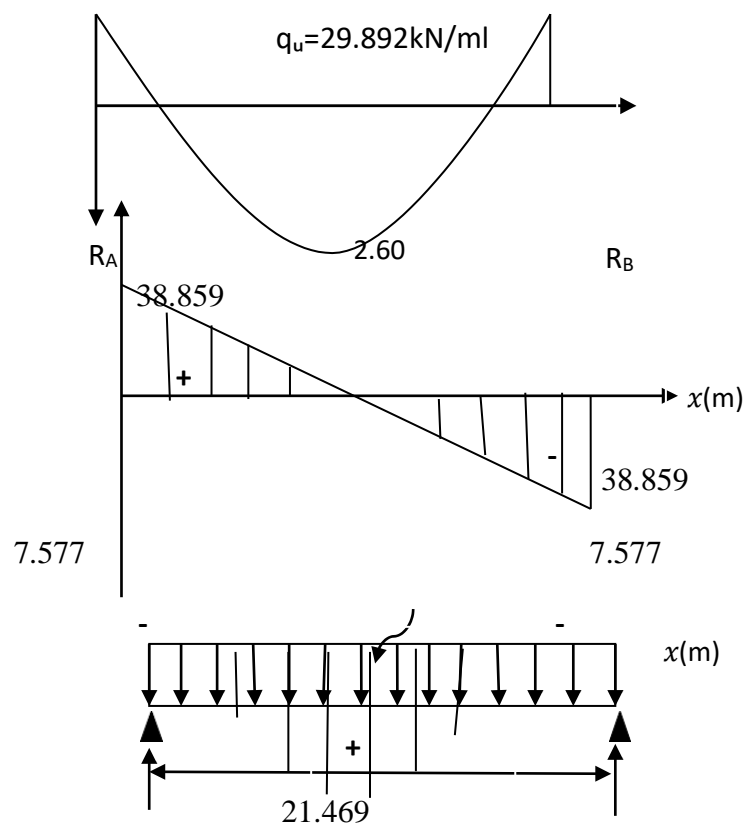


Figure III.4: diagramme des efforts internes à l'ELS.

7. Vérifications à l'ELS:

Vérification des contraintes dans le béton et les aciers:

✚ L'état limite d'ouverture des fissurations (A.4.5, 32 du BAEL91/révisé 99) [2] :
La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire;
Alors la section est justifiée vis-à-vis des ouvertures des fissures.

✚ L'état limite de compression du béton (BAEL91/ A.4.5.2) :

La fissuration étant peu nuisible, On doit vérifier que :

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

➤ En travée ($M_t = 21.469 \text{ KN.m}$) :

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b d} = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 33} = 0.56$$

$$\rho_1 = 0.56 \rightarrow \beta_1 = 0.888 \rightarrow \alpha_1 = 0.321 \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.321}{15(1-0.321)} = 0.031$$

- La contrainte dans les aciers est:

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{21.469 \times 10^{-3}}{0.888 \times 0.33 \times 4.62 \times 10^{-4}} = 158.577 \text{ MPa}$$

- La contrainte dans le béton est:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{158.577}{29.64} = 5.248 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot \sigma_s = 0.031 \times 158.577 = 4.915 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis ($M_a = -7.577 \text{ KN.m}$):

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 33} = 0.410$$

$$\rho_1 = 0.410 \rightarrow \beta_1 = 0.901 \rightarrow K_1 = 35.50$$

- La contrainte dans les aciers est:

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7.577 \times 10^{-3}}{0.901 \times 0.33 \times 3.39 \times 10^{-4}} = 75.172 \text{ MPa}$$

- La contrainte dans le béton est:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{75.172}{35.5} = 2.117 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.117 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

✚ Vérification de la flèche :

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont satisfaites:

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{As}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{35}{260} = 0.134 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{35}{260} = 0.134 > \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{21.009}{15 \times 24.717} = 0.056 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{As}{b_0 d} = \frac{4.62}{25 \times 33} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Le ferrailage retenu est le suivant:

- **Aux appuis :** $A_a=3HA12$
- **Entravée :** $A_t=3HA14$

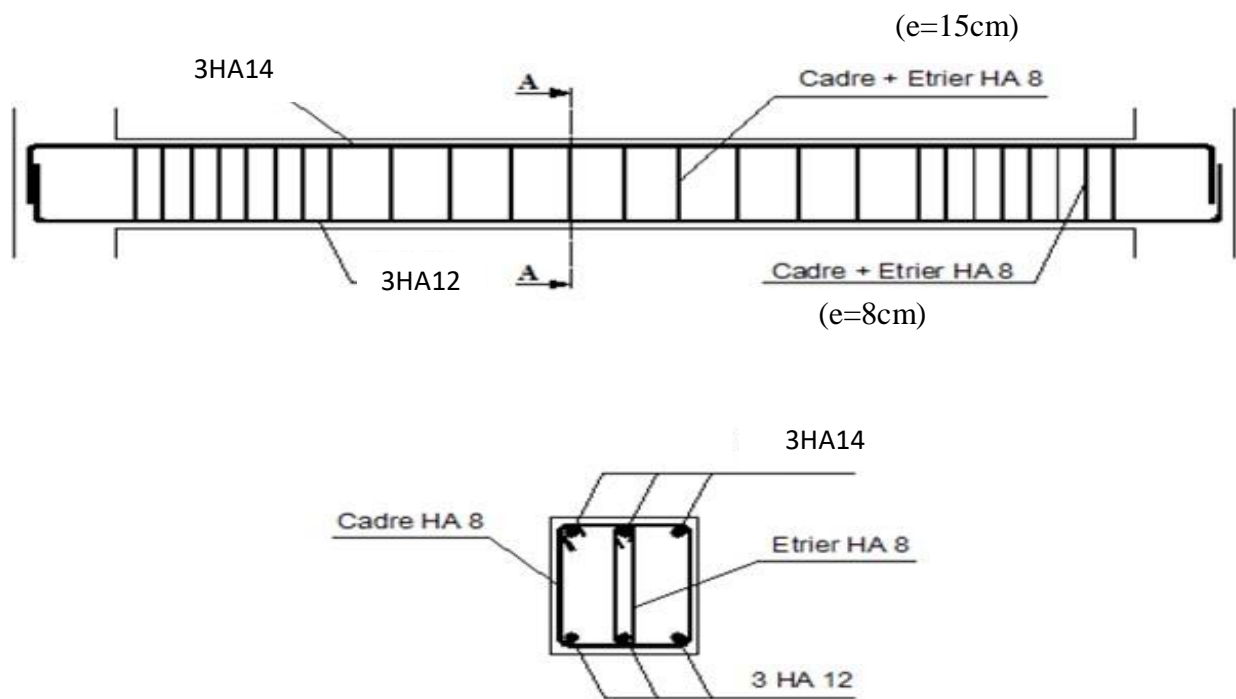


Figure III.5: Ferrailage de la poutre palière

III-5. Calcul de la poutre de chaînage :

Introduction :

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu’au couronnement des murs qui sont reliés au droit de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale, il doit régner sur toute l’épaisseur du mur. Il a pour but :

- Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
 - ♣ Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
 - ♣ Le mouvement d’un immeuble sous l’effet d’un tassement du sol ou charges appliquées.
- Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

III.5.1 Pré dimensionnement de la poutre de chaînage

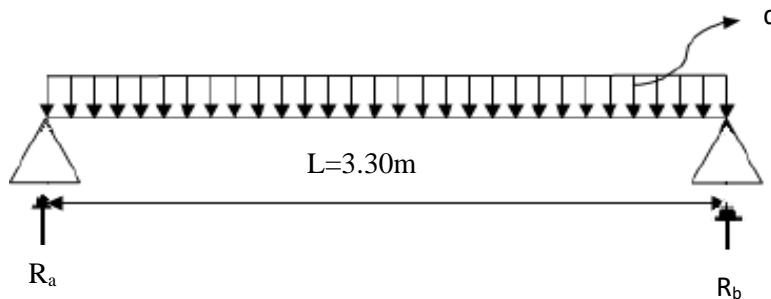


Figure III .1 : schéma statique de la poutre de chaînage à l’ELU

Hauteur de la poutre :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \text{ Avec : } L: 2.60 \text{ m longueur libre entre nus d'appuis}$$

$$\frac{330}{15} \leq h_t \leq \frac{330}{10} \Rightarrow 22 \leq h_t \leq 33 \text{ cm}$$

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

Largeur de la poutre :

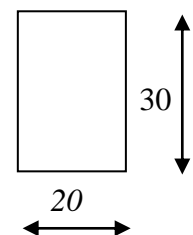
$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 0.4 (30) \leq b \leq 0.7(30) \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

On prend : **$b = 20\text{cm}$**

Remarque

Selon les exigences de l’article (7.5.1 RPA2003).On a choisi h et b

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



Donc notre poutre a pour dimension (b × h) = (20 × 30) cm

III.5.2 Calcul des efforts internes à l'ELU

➤ **Charge et surcharge :**

$$\text{Poids propre du plancher : } 5.28 \times \frac{0.65}{2} = 1.71 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre de la poutre : } 25 \times 0.30 \times 0.20 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids propre du mur : } 2.44 \times (3.06 - 0.2) = 6.97 \text{ KN/ml}$$

$$G_T = 1.71 + 1.5 + 6.97 = \mathbf{10.18 \text{ KN/ml}}$$

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = \mathbf{0.49 \text{ KN/ml}}$$

➤ **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (10.18) + 1.5(0.49)$$

$$q_u = 14.48 \text{ KN/ml}$$

a) **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_a = R_b = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{14.48 \times 3.30}{2} \Rightarrow R_a = R_b = \mathbf{23.89 \text{ KN}}$$

b) **Effort tranchant :**

$$T(x) = -qx + R_a = -14.48x + 23.892$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = \mathbf{23.89 \text{ KN}} \\ x = 3.33 \text{ m} \rightarrow T(x) = \mathbf{-23.89 \text{ KN}} \end{cases}$$

c) **Moment fléchissant :**

$$M_{max} = M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{14.48 \times 3.3^2}{8} \Rightarrow M_0 = \mathbf{19.711 \text{ KN.m}}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

✚ **Moment en travée :**

$$M_t = 0.85M_0 = 16.75 \text{ KN.m}$$

✚ **Moment aux appuis :**

$$M_a = -0.3M_0 = -5.91 \text{ KN.m}$$

✚ Diagrammes des efforts interne à l'ELU:

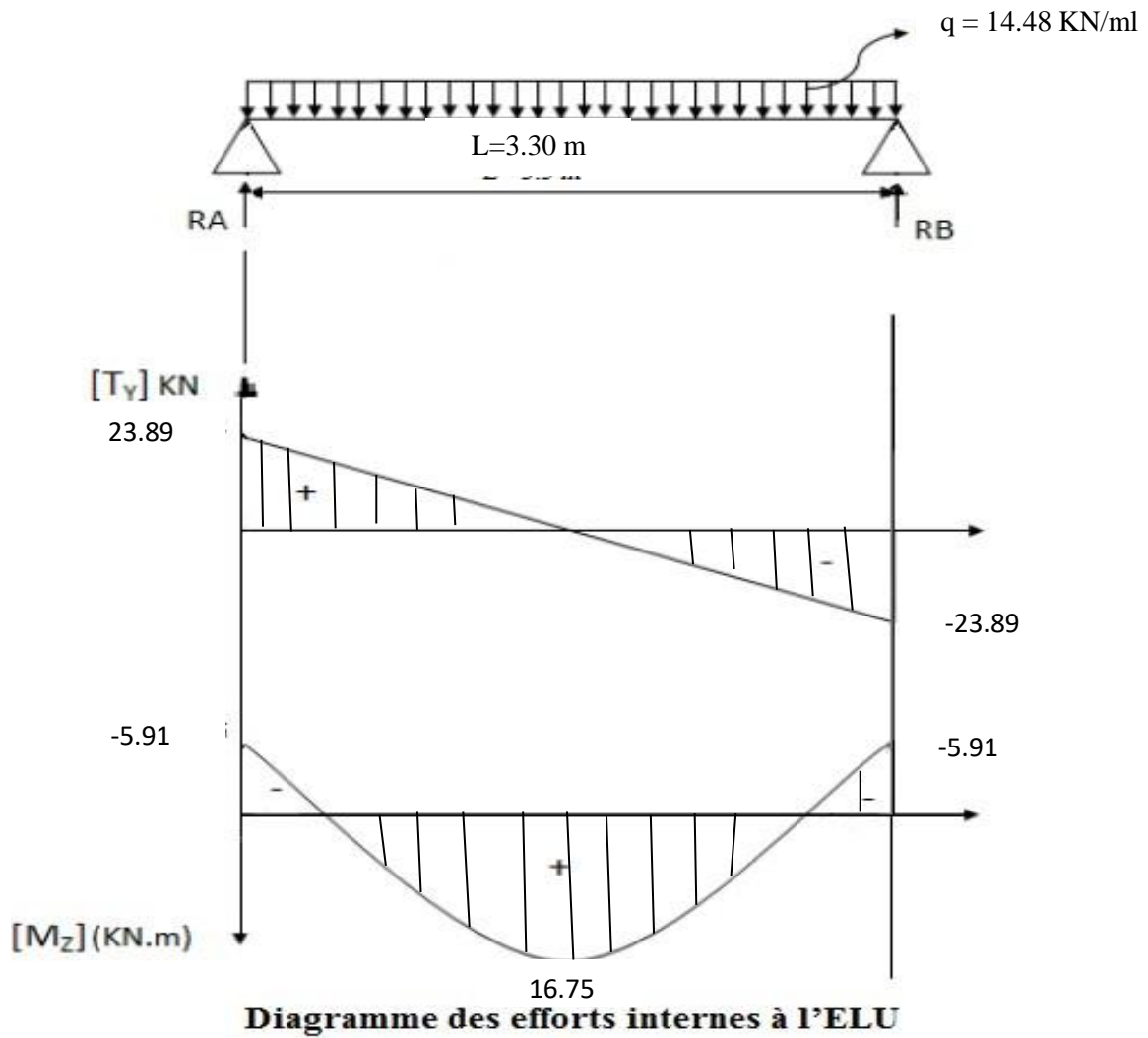


Figure III.2 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELU

II.5.3 Ferrailage de la poutre de chaînage :

Calcul des armatures :

a. Armatures longitudinales :

	Aux appuis	En travée
Moment (KN.m)	5.91	16.75
Moment réduit μ	$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5.91 \times 10^2}{20 \times 27^2 \times 1.42} = 0.028 < \mu_l = 0.392 / SSA$	$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16.75 \times 10^2}{20 \times 27^2 \times 1.42} = 0.080 < \mu_l = 0.392 / SSA$
$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.035	0.104
$\beta = 1 - 0.4\alpha$	0.986	0.958
Armatures principales $A_t(\text{cm}^2)$	$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5.91 \times 10^2}{0.986 \times 27 \times 34.8} = 0.698 \text{cm}^2$	$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{16.75 \times 10^2}{0.958 \times 27 \times 34.8} = 1.86 \text{cm}^2$
A_{adop}	3 HA 10 = 2.36 cm²	3 HA 10 = 2.36 cm²

Tableau III.1 : Résultats du calcul de ferrailage des armatures à l'ELU

b. Armatures transversales(Article.A.7.2,2 BAEL99) :

Le diamètre des armatures transversales doivent être tel que :

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_l\right) = \min(8.57; 20; 10)$$

$$\varnothing_t = 8 \text{mm}$$

On adopte : $A_t = 2 \text{ HA } 8 = 1.01 \text{ cm}^2$

c. Espacement des barres (art A.1, 22 BAEL 99):

$$St \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(24.3; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

Suivant (l'article 7.5.2 RPA2003) :

d. L'espacement est donné selon deux zones :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing\right) = \min(7.5; 12) \Rightarrow S_t = 7 \text{cm}$$

Zone courante :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{2}\right) = 15\text{cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

III.5.4 Vérification à l'ELU :

a. Vérification de la condition de non fragilité ... (BAEL91modifié99/ Art A 4.2.1) :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0.652\text{cm}^2$$

En travée :

$$A_t = 2.36\text{cm}^2 \geq A_{min} = 0.652\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

Aux appuis :

$$A_a = 2.36\text{cm}^2 \geq A_{min} = 0.652\text{cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

b. Vérification de la contrainte de cisaillement (art A.51.211 BAEL 99) :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{23.89 \times 10^3}{200 \times 270} = 0.44\text{MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.44\text{MPa} \leq \tau_{adm} = 3.33\text{MPa} \longrightarrow \text{pas de risque de cisaillement}$$

c. Vérification de la condition d'entraînement des barres (art A.6, 1.3 /BAEL 91 modifiées 99) :

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

$$\tau_s = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u_i}$$

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

n : nombre de barres.

\emptyset : Diamètre des barres.

$$\sum u_i = n \times \emptyset \times \pi = 3 \times 10 \times 3.14 = 94.2\text{mm}$$

$$\tau_s = \frac{23.89 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 94.2} = 1.043\text{MPa}$$

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

$$\tau_s = 1.043\text{MPa} \leq \tau_{se} = 3.15\text{MPa} \text{ Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres}$$

d. Calcul de la longueur de scellement droit (Art A.6.1,221/ BAEL99) :

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

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

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

Soit les crochets de longueur (Art.A.6.1, 253 BAEL99) $L_a = 0.4 L_s = 14.10 \text{ cm}$

e. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art.A5.1,313/BAEL99)

On doit vérifier que : $T_{\max} < V_u$

$$V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times 0.9 \times d \times b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \times 25000 \times 0.9 \times 0.27 \times 0.20}{1.5} = 324 \text{ KN}$$

$T_{\max} = 23.89 < V_u = 324 \text{ KN}$ \longrightarrow condition vérifier

III.5.5 Calcul des efforts internes à l'E.L. S :

➤ **Charge et surcharge :**

$$G_T = 10.18 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1.5 \times \frac{0.65}{2} = 0.49 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaison de charges :**

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 10.67 \text{ KN/ml}$$

a. Calcul des réactions d'appuis :

$$R_a = R_b = \frac{q_s \cdot l}{2} = \frac{10.67 \times 3.3}{2} \Rightarrow R_a = R_b = 17.60 \text{ KN}$$

b. Effort tranchant :

$$T(x) = -qx + R_a = -10.67 x + 17.60$$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 17.60 \text{ KN} \\ x = 3.30 \text{ m} \rightarrow T(x) = -17.60 \text{ KN} \end{cases}$$

c. Moment fléchissant :

$$M_{\max} = M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{10.67 \times 3.3^2}{8} \Rightarrow M_0 = 14.52 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on affectera la valeur du moment isostatique par les coefficients suivants :

✚ Moment en travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 12.34 \text{ KN.m}$$

✚ Moment aux appuis :

$$M_a = -0.3M_0 = -4.35 \text{ KN.m}$$

✚ Diagrammes des efforts interne à l'ELS:

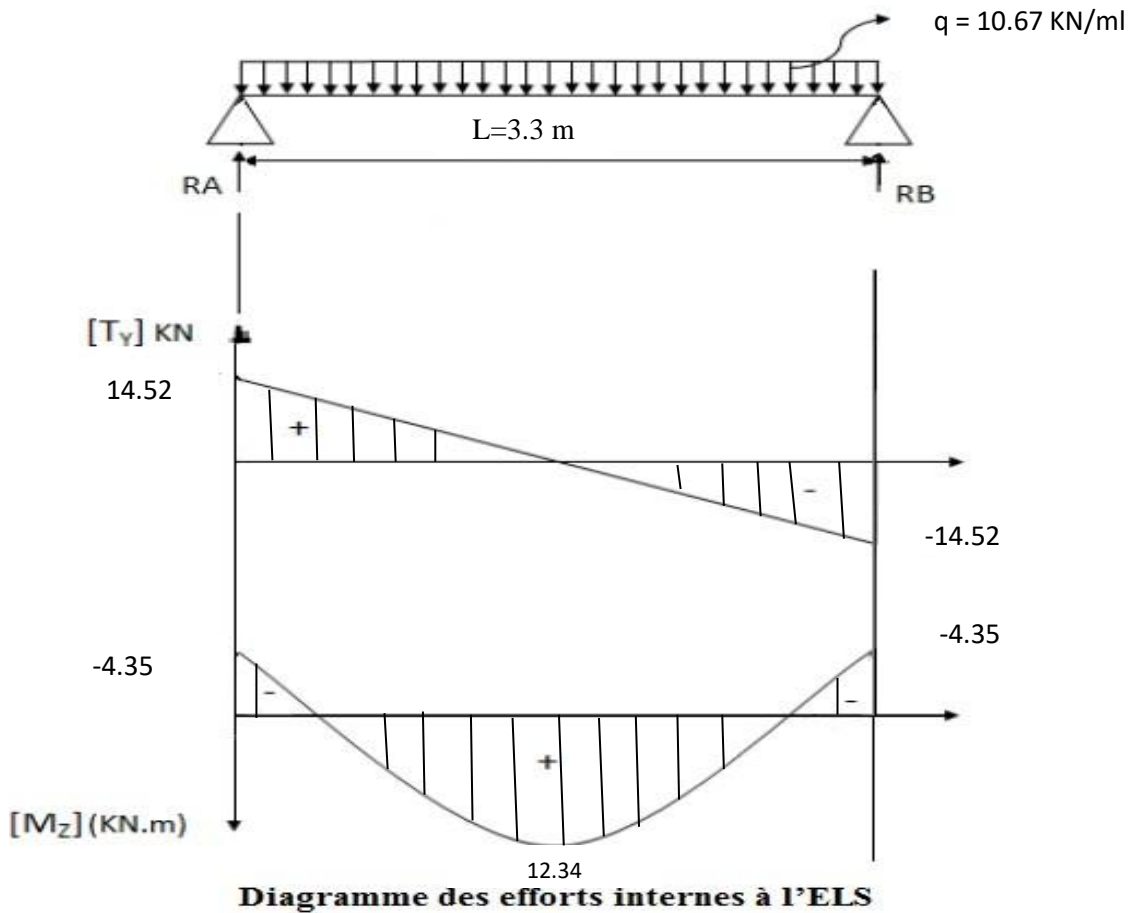


Figure III.3 : Diagramme des moments et des efforts tranchant à L'ELS.

III.5.6 Vérifications à l'ELS :

a. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.36}{20 \times 27} = 0.437$$

D'où : $\beta_l = 0.899$;

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_{st} \cdot \beta \cdot d} = \frac{4.35 \times 10^6}{236 \times 0.899 \times 270} = 75.93$$

$\sigma_s = 75.93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ \longrightarrow Condition vérifiée

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2.36}{20 \times 27} = 0.437$$

D'où : $\beta_l = 0.899$;

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_{st} \cdot \beta \cdot d} = \frac{12.34 \times 10^6}{236 \times 0.899 \times 270} = 215.41 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 215.41 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ \longrightarrow Condition vérifiée

e. Etat limite d'ouverture des fissures (Art.B.6.3 BAEL99) :

La fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification à effectuer.

f. Vérification de la flèche (Art.B.6.5,1 BAEL99) :

Nous devons vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{330} = 0.09 > \frac{1}{16} = 0.06 \text{ condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.09 > \frac{12.34}{10 \times 14.52} = 0.08 \text{ condition vérifiée} \\ \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{20 \times 27} = 0.004 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

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

✚ Récapitulatif :

La poutre de chaînage a pour dimension : $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$

Armatures principales :

En travée : $A_t = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ Cm}^2$

Aux appuis : $A_a = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ Cm}^2$

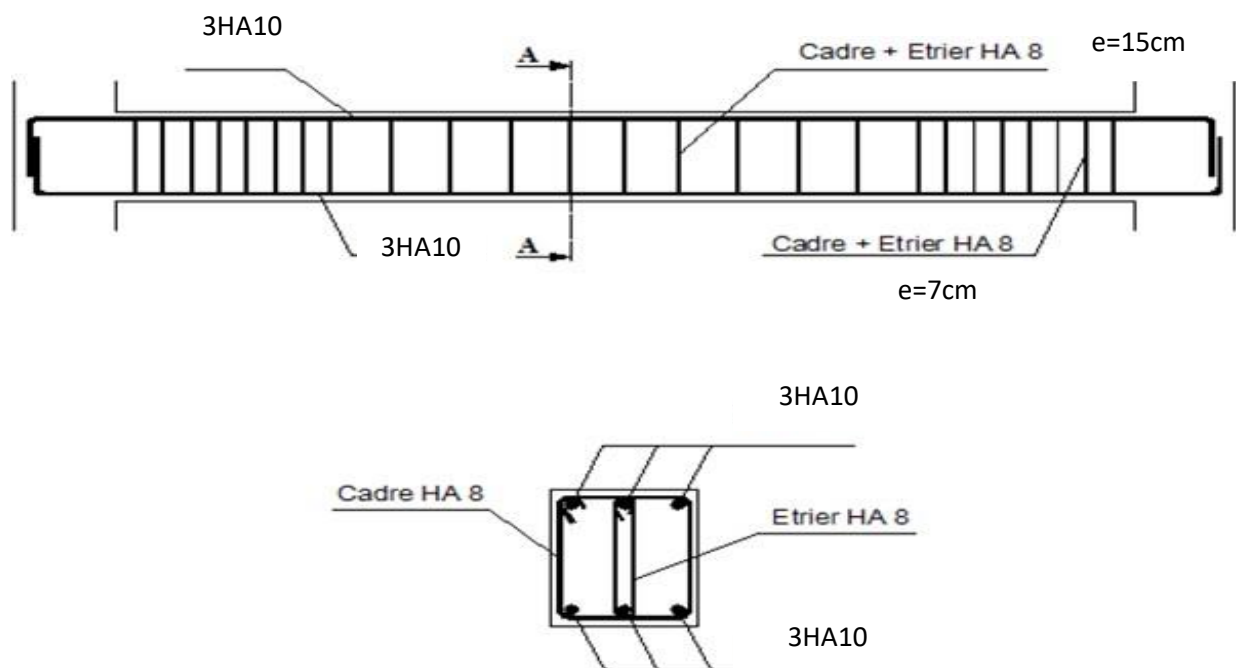


Figure III.4 : Ferrailage de la poutre de chaînage reposant sur deux appuis

III. 6 ETUDE DE LA SALLE MACHINE :**III.6.1 Introduction :**

Un ascenseur est un transport vertical assurant le déplacement des personnes ou des charges vers les différents étages de l'immeuble.

Les ascenseurs (ou monte-charges) sont constitués de trois éléments essentiels:

- Le mécanisme d'entraînement constitué du moteur, du réducteur et du frein.
- La cabine.
- Le contre poids.

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure, un ascenseur a été prévu.

La surface de la salle machine est de : $(1.60 \times 1.75 = 2.80 \text{m}^2)$; la charge totale que le système de levage transmet est estimé à 9 tonnes ($p=90 \text{ KN}$).

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à **1KN/m²**.

III.6.2 Epaisseur de la dalle :

$$h_0 \geq \frac{l_x}{30} = \frac{160}{30} = 5.33 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine étant de 12cm (selon le RPA99 version 2003), on prend une épaisseur $e_p= 15\text{cm}$.

La dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de « PIGEAUD », qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau.

Avec :

h_0 : épaisseur de la dalle (15cm)

e : épaisseur du revêtement (5cm)

$$U = U_0 + 2e + h_d = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_d = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

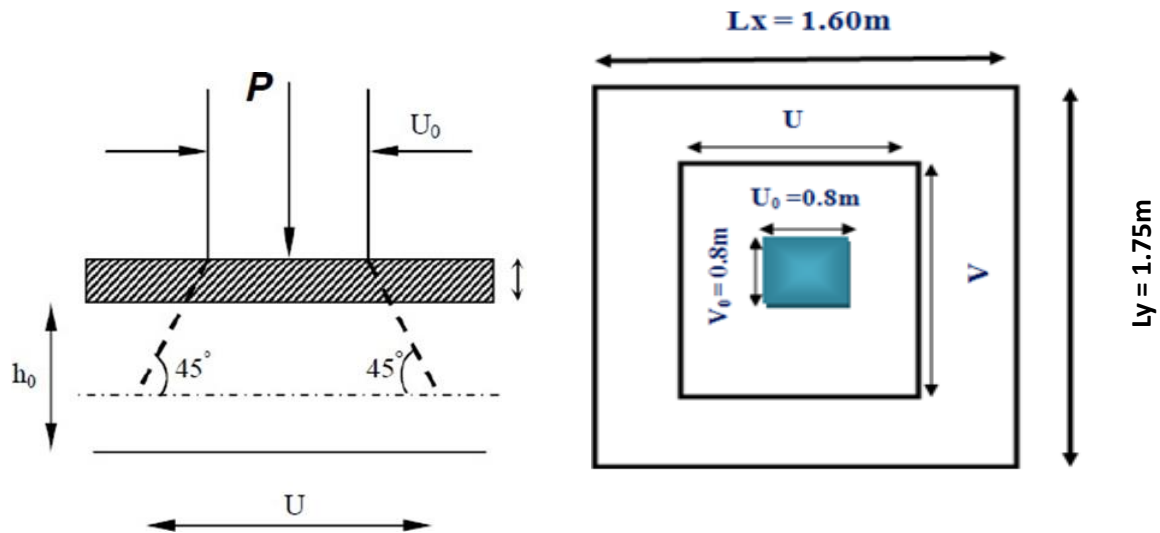


Figure III.1 : Schémas représentatifs de diffusion de charge au niveau du feuillet moyen

III.6.3 Evaluation des moments M_x et M_y dus au système de levage :

a) Les moments dus au système de M_{x1} et M_{y1} :

$$M_{x1} = q (M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q (M_2 + v \cdot M_1)$$

v : coefficient de poisson

M_1 et M_2 : coefficient déterminés à partir des rapport $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{U}{l_y}$ dans les abaques de PIGEAUD.

b) Calcul des efforts :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.60}{1.75} = 0.91; 0.4 \leq \rho \leq 1 \text{ le panneau travaille dans les 2 sens}$$

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{160} = 0.7$$

$$\frac{U}{l_y} = \frac{105}{175} = 0.6$$

D'ou : $M_1 = 0.077$ $M_2 = 0.062$ (tableau de PIGEAUD)

L'ELU : $v = 0$

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q \Rightarrow P_u = 1.35 (90) = 121.5 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = 121.5 \times 0.077 = 9.355 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 121.5 \times 0.062 = 7.533 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :**

On a : $\rho = 0.91 \Rightarrow \mu_x = 0.0448$; $\mu_y = 0.798$; $l = 1.60 \text{ m}$

Poids propre de la dalle $G=0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.5625 \text{ KN/ml}$$

D'où :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0448 \times 6.5625 \times 1.6^2 = 0.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.798 \times 0.75 = 0.598 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.355 + 0.750 = 10.105 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.533 + 0.598 = 8.131 \text{ KN.m}$$

III.6.4 Ferrailage de la dalle:

Correction des moments : Ces moments seront minorés, en leur affectant le coefficient (0,85) en travée et (0,3) aux appuis, et ce, afin de tenir compte des semi-encastres de la dalle au niveau des voiles.

Le calcul se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur

Sens x-x :

En travée : $M_t = 0.85M_x = 0.85 \times 10.105 = 8.58 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.035 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_{bu} = 0.035 \rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{st}^t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.58 \times 10^3}{0.982 \times 13 \times 348} = 1.93 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²**

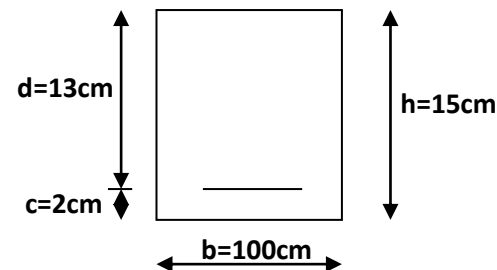
En appuis : $M_a = 0.3M_x = 0.3 \times 10.105 = 3.031 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3.031 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.012 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_{bu} = 0.012 \rightarrow \beta = 0.994$$

$$A_{st}^a = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.031 \times 10^3}{0.994 \times 13 \times 348} = 0.674 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²**



Sens y-y :

En travée : $M_t = 0.85M_y = 0.85 \times 8.131 = 6.911 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6.911 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.028 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_{bu} = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{st}^t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.911 \times 10^3}{0.986 \times 13 \times 348} = 1.549 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²**

En appuis : $M_a = 0.3M_y = 0.3 \times 8.131 = 2.439 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.439 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.010 < \mu_l = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu_{bu} = 0.010 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_{st}^t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{2.439 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.541 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2.01 cm²**

Zone	Sense	Mu (KN.m)	μ_b	β	A _{calculée} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ² /ml)		St (cm)
En appuis	x-x	3.031	0.012	0.994	0.674	2.01	4HA8	25
	y-y	2.439	0.010	0.995	0.541	2.01	4HA8	25
En travée	x-x	8.58	0.035	0.982	1.93	2.01	4HA8	25
	y-y	6.911	0.028	0.986	1.549	2.01	4HA8	25

Tableau III.1: Résultats du calcul de ferrailage des armatures à l'ELU

III.6.5 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (ArtB.7, 4/BAEL91):

Les armatures tendues d'une section transversal soumise à la flexion doivent présenter une section minimum correspondent au taux d'armature suivant :

$$A_{st} > A_{min} = \rho_0 \times b \times h_t \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right)$$

Avec:

- ρ_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($\rho_0=0.0008$ pour les HA400)
- A_{min} : section minimale d'armature.
- $b \times h$: Section totale du béton
- $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.91$

En travée :

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3 - 0.91}{2} \right) = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st}^t = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.25 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En appuis :

$$A_{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 \times \left(\frac{3 - 0.91}{2} \right) = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.25 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : La condition de non fragilité est vérifiée dans les deux sens.

b) Vérification des espacements des barres : (BAEL91 modifié 99, Art A.8.2, 4-2)

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm :

- Armatures supérieures: $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm:

- Armatures supérieures: $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Conclusion : Condition vérifiée dans les deux sens.

c) Vérification au poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : la charge de calcul à l'ELU

$$\mu_c: \text{périmètre du contour} \Rightarrow \mu_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}$$

h : épaisseur de la dalle

$$q_u \leq \frac{0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 (90) = 121.5 \text{ KN/ml} < 472.5 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification au cisaillement : (BAEL 91 modifié 99/ Art A.5.2-2)

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a $U = V$ Donc :

Au milieu de V on a :

$$V_u = \frac{P_u}{3U} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} \Rightarrow V_u = 38.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \left\{ \frac{0.07 f_{c28}}{1.5} \right\} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

e) Diamètre minimal des barres :

On doit vérifier que : $\emptyset_{max} \leq \frac{h}{10}$

$$\emptyset_{max} = 8 \text{ mm} < \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \longrightarrow \text{condition vérifier}$$

L'ELS :

$$v = 2 ; M_1 = 0.077 ; M_2 = 0.062$$

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 90 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x1} = 90(0.077 + 0.2 \times 0.062) = 8.046 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90(0.2 \times 0.077 + 0.062) = 6.966 \text{ KN.m}$$

1-Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

$$\text{On a : } \rho = 0.91 \Rightarrow \mu_x = 0.0448 ; \mu_y = 0.798 ; l = 1.60 \text{ m}$$

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ KN/ml}$$

D'ou :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0448 \times 4.75 \times 1.6^2 = 0.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.798 \times 0.54 = 0.43 \text{ KN.m}$$

➤ **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.046 + 0.54 = \mathbf{8.586\ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.966 + 0.43 = \mathbf{7.396\ KN.m}$$

Sens x-x :

En travée : $M_t = 0.85M_x = 0.85 \times 8.586 = \mathbf{7.298\ KN.m}$

En appuis : $M_a = 0.3M_x = 0.3 \times 8.586 = \mathbf{2.575\ KN.m}$

Sens y-y :

En travée : $M_t = 0.85M_y = 0.85 \times 7.396 = \mathbf{6.286\ KN.m}$

En appuis : $M_a = 0.3M_y = 0.3 \times 7.396 = \mathbf{2.218\ KN.m}$

2-Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens x-x :

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8.58}{7.298} = 1.17$$

$$\mu_{bu} = 0.035 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.0459$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.17-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.335 > \alpha = 0.0459 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• **Aux appuis :**

$$\frac{M_u}{M_s} = \frac{3.031}{2.575} = 1.17$$

$$\mu_{bu} = 0.012 \quad \rightarrow \quad \alpha = 0.0151$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.17-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.335 > \alpha = 0.0151 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Note : les deux conditions sont vérifiées pour le sens y-y

f) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99 Artc4-5-32) :

La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

g) Etat Limite de déformation : (BAEL 91 Art B.7.5 1)

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

➤ $\frac{h_t}{L_x} \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20 M_0}\right) \Rightarrow 0.09 \geq 0.042 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$

$$\triangleright \frac{A_s}{b.d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0.0015 < 0.005 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérifier la flèche.

h) Vérification de la résistance du béton à la compression :

En travée : $M_t = 7.298 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \rightarrow \beta_1 = 0.935$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{7.298 \times 1000}{2.01 \times 0.935 \times 13} = 298.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 298.71 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{298.71}{61.92} = 4.82 \text{ MPa} \rightarrow k_1 = 61.92$$

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

$$\sigma_{bc} = 4.82 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis : $M_t = 2.575 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b.d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.154 \rightarrow \beta_1 = 0.935$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{2.575 \times 1000}{2.01 \times 0.935 \times 13} = 105.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 105.39 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{105.39}{61.92} = 1.70 \text{ MPa} \rightarrow k_1 = 61.92$$

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

$$\sigma_{bc} = 1.70 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Les conditions sont vérifiées

Conclusion : Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant

Zone	Sense	A _{adoptée} (cm ² /ml)		St(cm)
En appuis	x-x	2.01	4HA8	25
	y-y	2.01	4HA8	25
En travée	x-x	2.01	4HA8	25
	y-y	2.01	4HA8	25

Tableau III.2 : récapitulatif du ferrailage

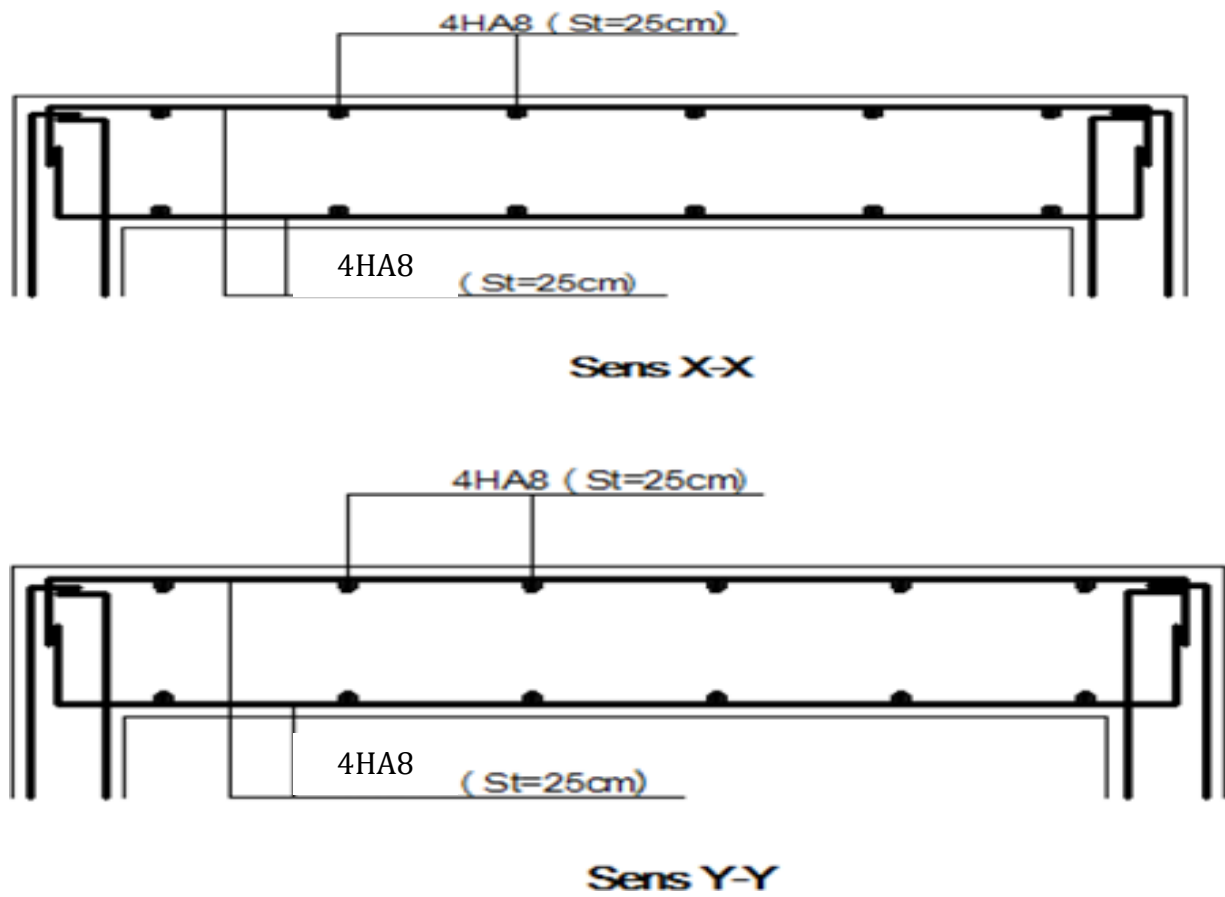


Figure III .2 : schéma du ferrailage de la dalle machine



Chapitre IV
Modélisation de la structure

IV. 1 Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux.

IV.2. Description du logiciel ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments Grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels.

IV.3 Manuel d'utilisation de l'étabs

Dans notre travail on a utilisé la version **ETABS V.9.6.0**

- La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK

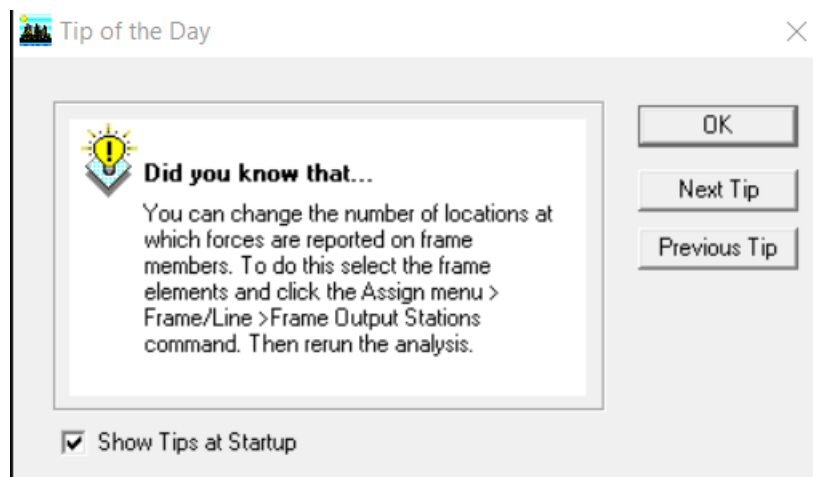


Fig.IV.1 Fenêtre de dialogue

IV.4.Etapes de modélisation

IV.4.1. 1er étape

Consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités

On doit choisir un système d'unité pour la saisie de données dans l'étabs. En bas à droite de

l'écran, on sélectionne KN-m comme unité de base pour les forces et déplacements :



Fig.IV.2 Choix d'unité

b) Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, Une page de dialogue s'affiche puis en clique sur **default .edb**

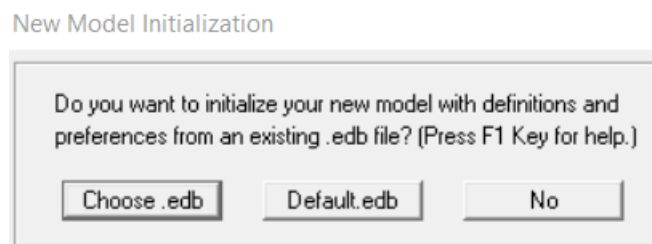


Fig.IV.3. Choix de géométrie de base

Cette option permet d'introduire les lignes de grille qui représente :

- Le nombre de portiques suivant X-X
- Le nombre de portique suivant Y-Y
- Le nombre des étages.



Fig.IV.4. Introduction des lignes de grille

On introduise le nombre de portiques suivant X-X, suivant Y-Y
 On clique sur **custom Grid Spacing** ,Puis sur **Edit Grid**

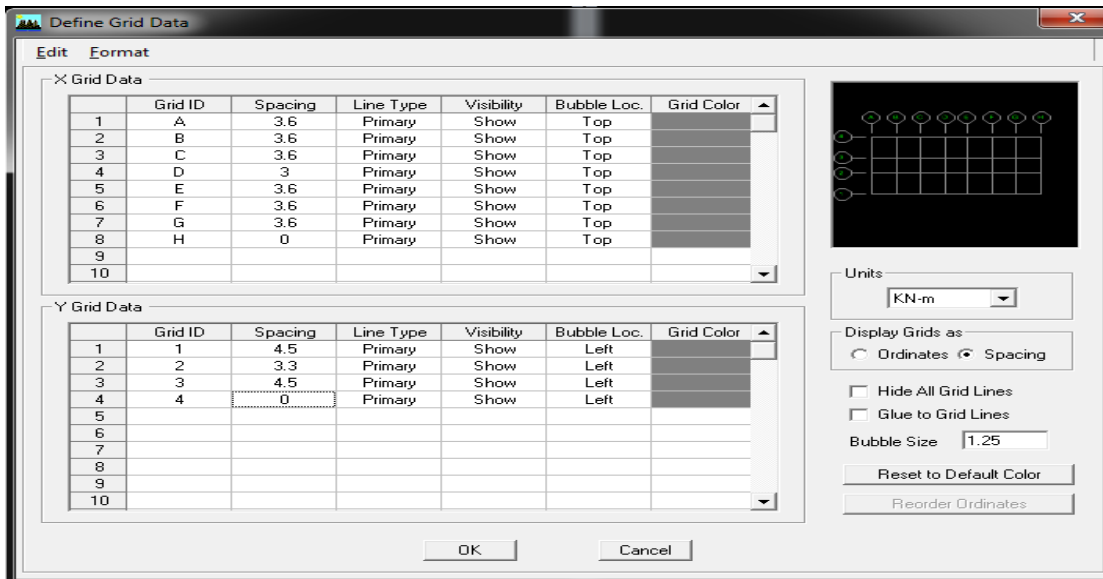


Fig.IV.5.Introduction des distances selon x-x et y-y

-Pour introduire les distances par rapport à l'origine on coche sur **ordinate**.

-Pour introduire les distances de chaque portée seule on coche sur **Spacing**. Puis **ok**.

On introduit le nombre des niveaux. On clique sur **Simple story data** et on remplit la case **Number of Stories** ,**Typical Story Height**(Hauteur d'étage) et **Bottom Story Height** (Hauteur du RDC) **voir Fig IV.4**.

A la fin on clique sur **OK** pour confirmer les données.

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure. L'une en 3D et l'autre a 2D suivant l'un des plans : **X-Y, X-Z, Y-Z**.

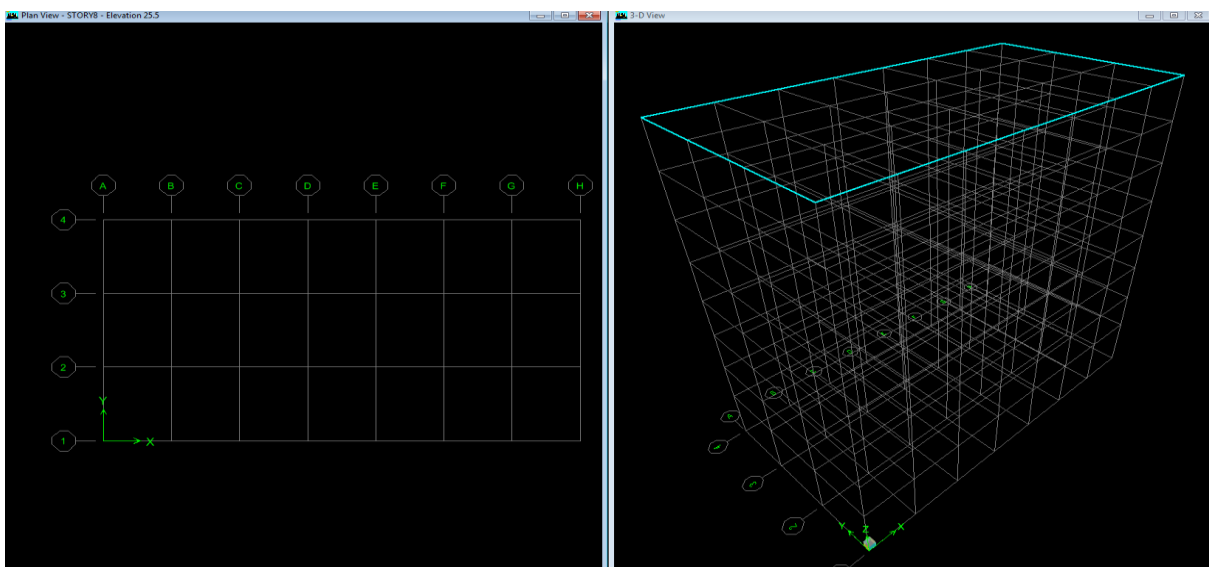


Fig.IV.6.les lignes de grille de la structure

IV.4.2. 2ème étape

Consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence de l'acier et de béton.

On clique sur **Define/material properties** et on clique sur **Modify/Show Material** et on appote les modifications inscrites dans la figure.

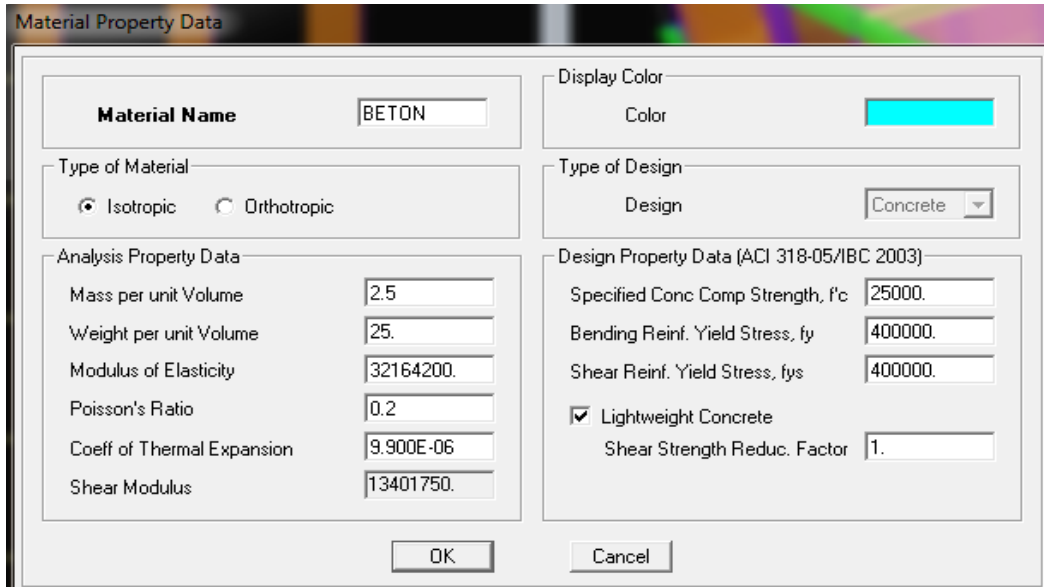


Fig.IV.7 Définition des propriétés du matériau (béton).

IV.4.3. 3ème étape

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (poutres, poteaux, voiles...)

Define/Frame section ,on clique **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire.

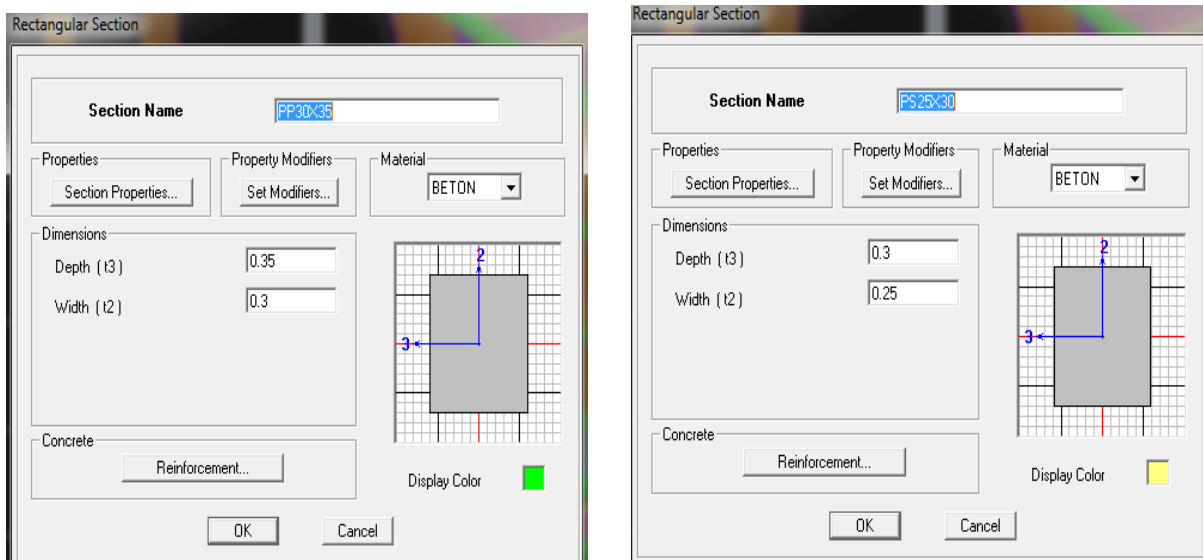


Fig.IV.8 Définition des section rectangulaire

Le bouton **Reinforcement** conduit à une fenêtre qui permet de spécifier l'enrobage et d'autres propriétés.

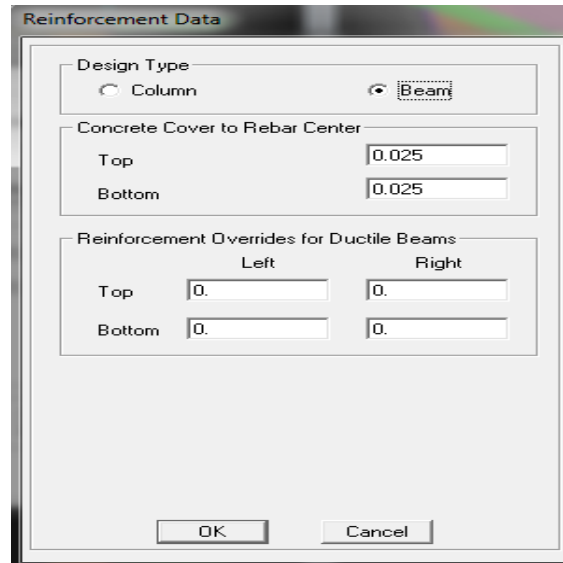


Fig.IV.9 choix de la nature de la section et l'enrobage

Après avoir finis de modéliser les éléments **barres** (poutres, poteaux et potrelle), nous allons passer aux éléments **Plaques** (voile et dalle pleine).

On choisit le menu **Define** puis **wall/slab** pour créer les voiles ,
On clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur

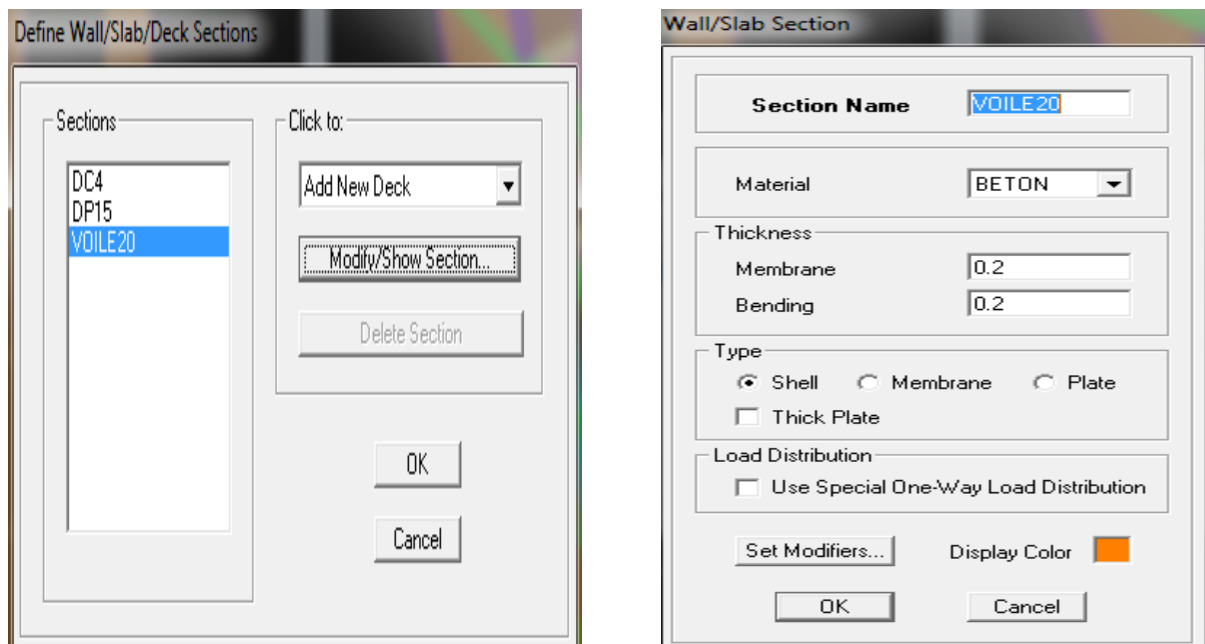


Fig.IV.10. Propriétés du voile

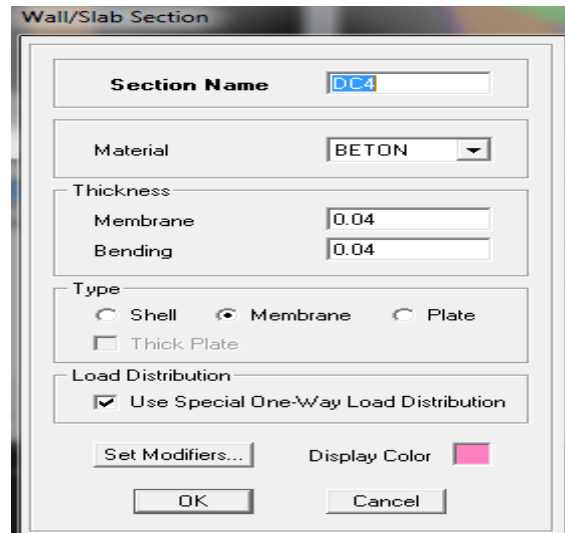


Fig.IV.11. Propriétés de la dalle de compression

Après qu'on a affecté les caractéristiques de chaque élément on passe à la disposition de ces éléments.

IV.4.4. 4ème étape

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1- Charges statiques (G et Q) :

La structure est soumise a des charges permanentes (G), et a des surcharges d'exploitation Q, pour les définir on clique sur : **Define** puis **static load cases**

- **Charge permanentes :**
 Load Name (nom de la charge) : **G**
 Type : DEAD (permanente)

 Self weight multiplier (coefficient interne poids propre) :1
- **Surcharge d'exploitation :**
 Load Name (nom de la charge) : **Q**
 Type : LIVE (exploitation)
 Self weight multiplier:0

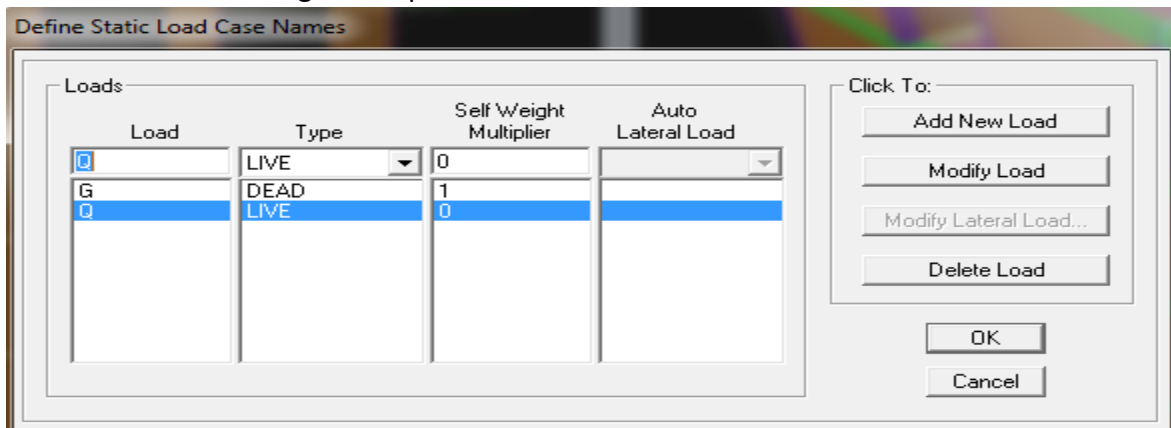


Fig.IV.12 Nom des charges permanentes et surcharge d'exploitation

2-Charge dynamique (E)

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de reponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une de réponse maximal d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

Données à introduire dans le logiciel :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Zone sismique : II a

Groupe d'usage : 2

Coefficient de comportement : 3.5 (à justifier dans le chapitre suivant)

Coefficient d'amortissement ξ :10%

Site : S3

Facteur de qualité (Q) : $Q=1.1$ $Q=1+\Sigma P_q$

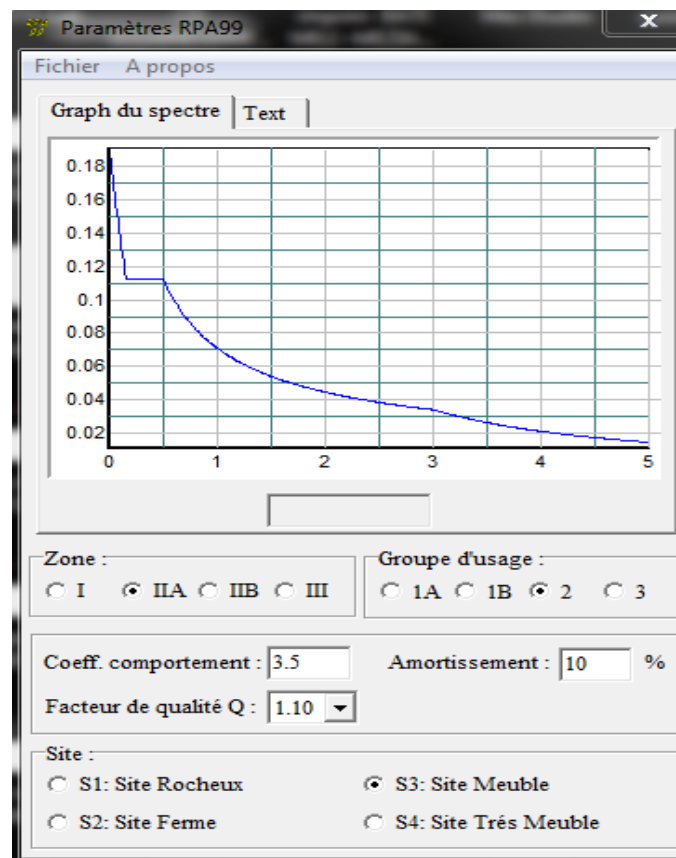


Fig.IV.13 Paramètre RPA

Après on clique sur **Sauvegarde Fichier Format ETABS.**

➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :
Define /Response Spectrum Functions

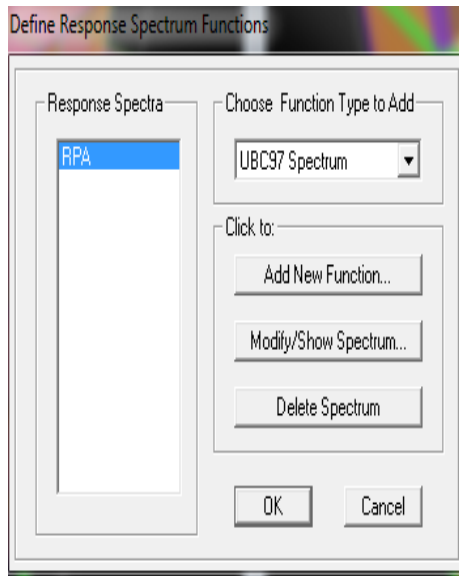


Fig.IV.14 définition de spectre

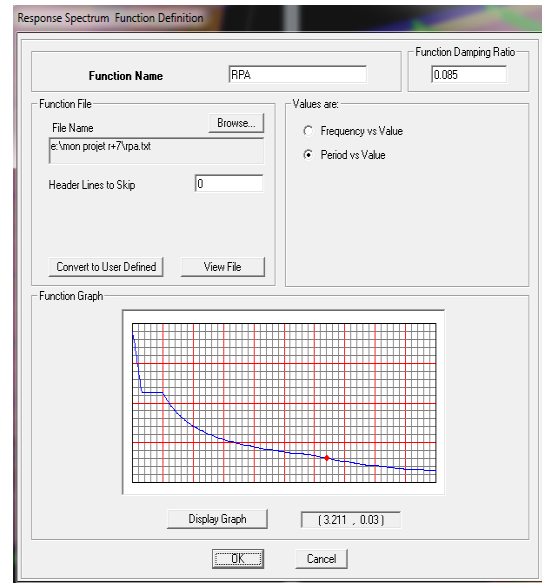


Fig.IV.15 La réponse de spectre

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement E_x et E_y (séisme), pour cela on clique sur :

Define/Reponses spectrum cases → Add New Spectrum

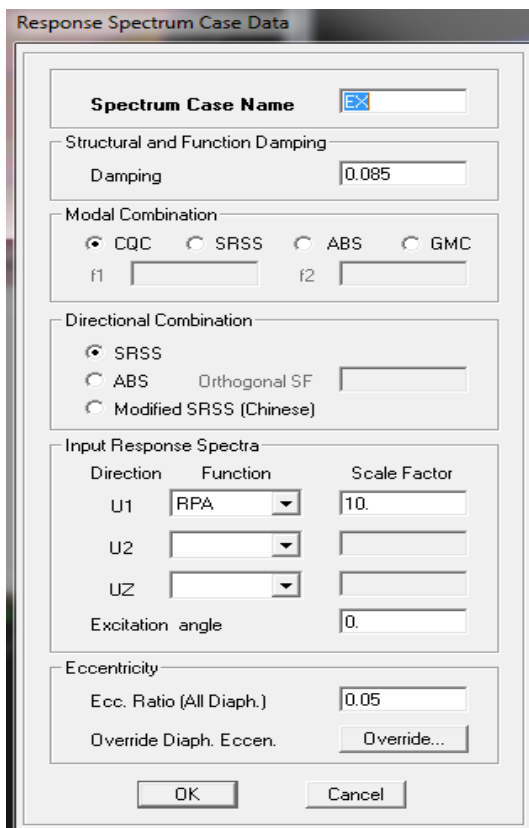


Fig.IV.16 Ajout de spectre selon x

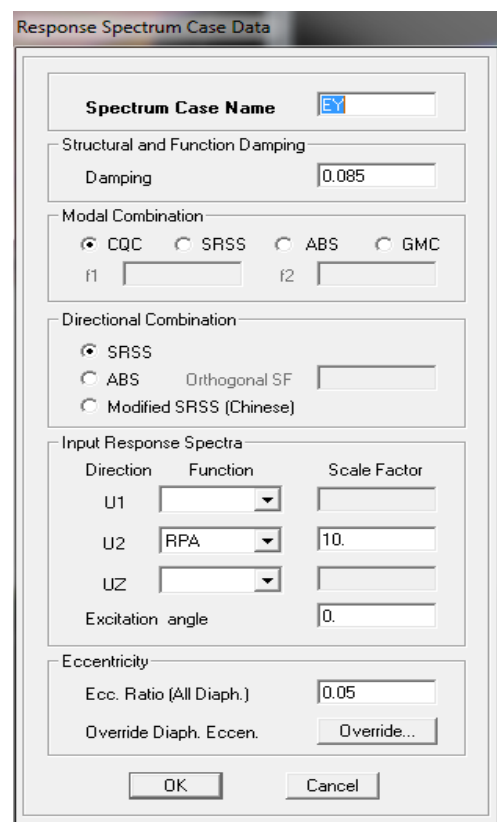


Fig.IV.17 Ajout de spectre selon y

IV.4.5. 5^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'action est considéré pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

G+Q+Ex

G+Q+Ey

0.8 G±Ex

0.8 G±Ey

Pour introduire les résultats dans logiciel on clique sur :

Define/Load Combination Data/Add new Combo

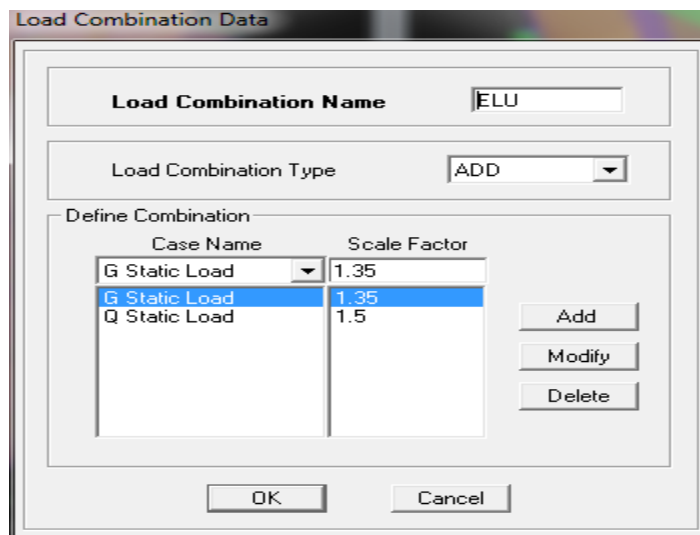


Fig.IV.18.Création des combinaisons

On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

IV.4.6. 6^{ème} étape : Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes)

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- **APPUIS** : Les poteaux sont supposés **parfaitement encastré** dans les fondations, pour modéliser cet encastrement on sélectionne les nœuds d'appuis de base puis en clique sur :

Assgn /joint/point/Rstreints(support)

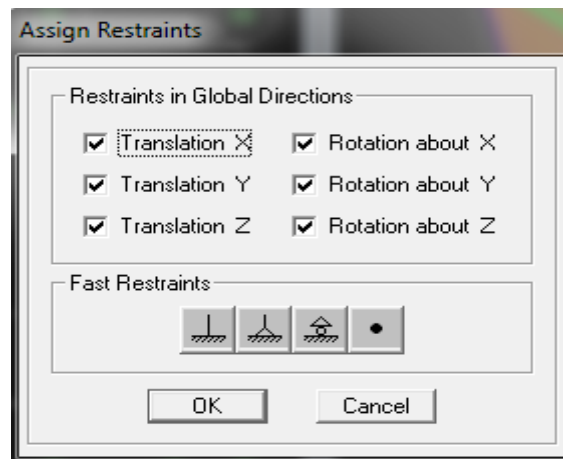


Fig.IV.19. Encastrement des appuis

➤ Mass source :

Define /mass source

La masse du planchers est supposée concentrées en leur centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass-Source**

On donne la valeur **1** pour la charge permanente.

On donne la valeur de β suivant la nature de la structure.

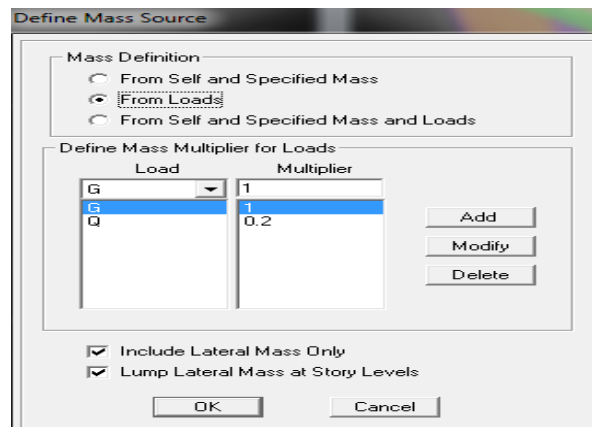


Fig.IV.20 Pourcentage de participation des charges

➤ Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par logiciel.

On sélectionne le premier plancher puis on clique sur :

Assign /Joint/point /Diaphragm

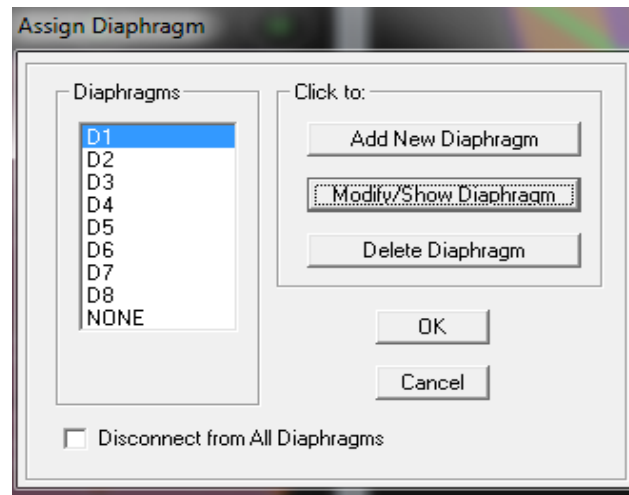


Fig.IV.21. Spécification de diaphragme de chaque plancher

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV.4. 7.7 ème étape : Analyse et visualisation des résultats

Run Analysis

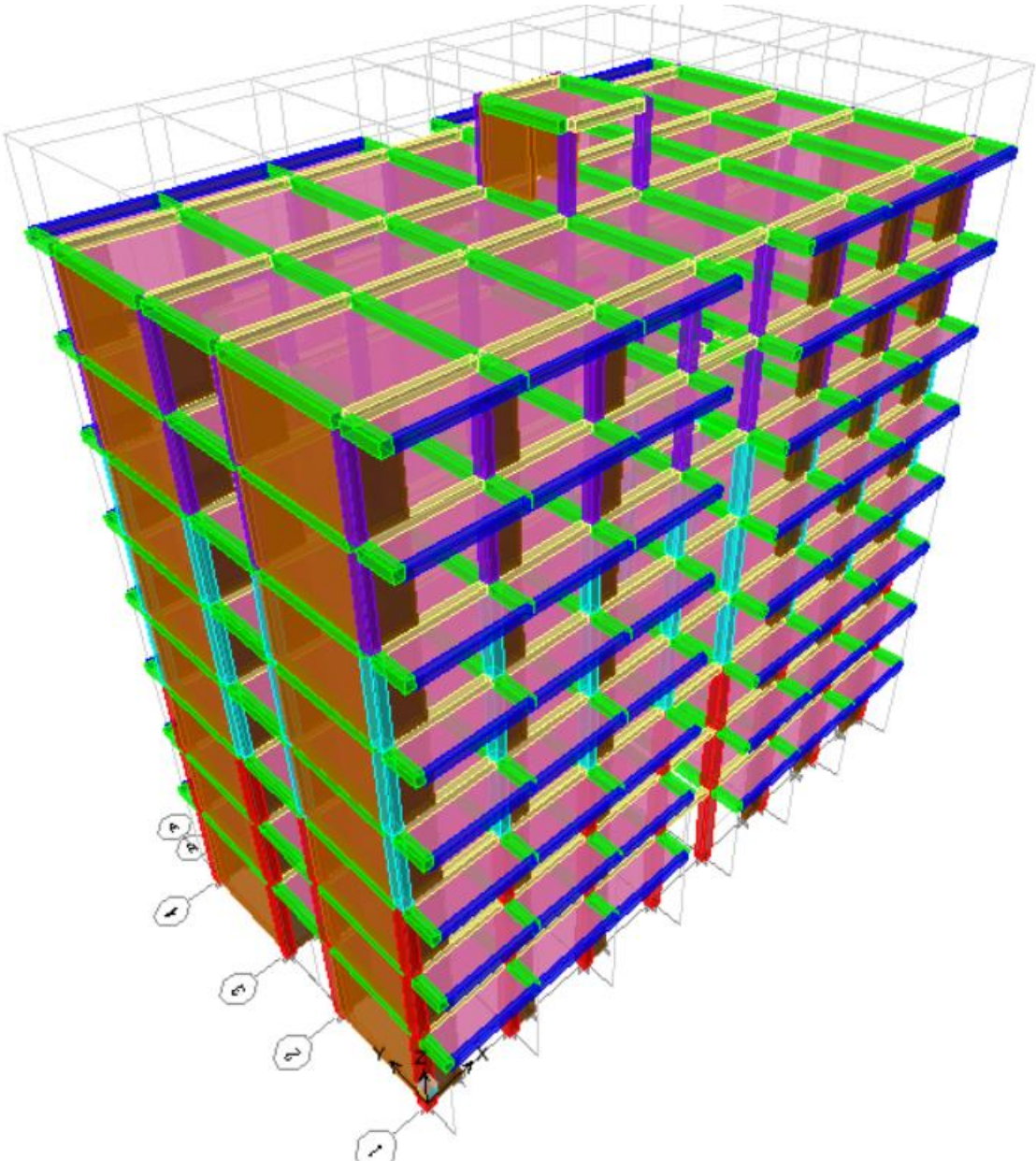


Fig.IV.22.Schéma final de notre structure en 3D

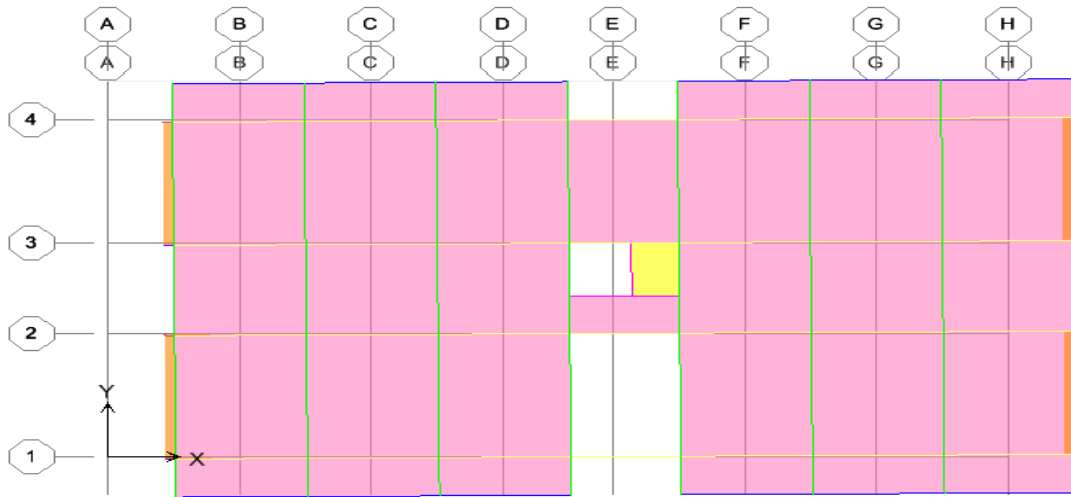


Fig.IV.23.Mode de déformation (translation suivant x)

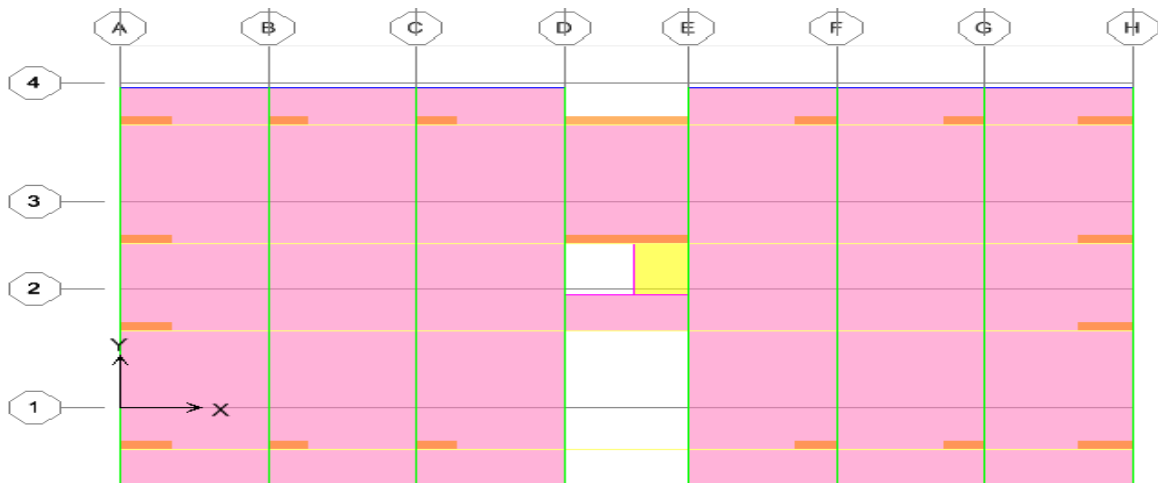


Fig.IV.24.Mode de déformation (translation suivant y)

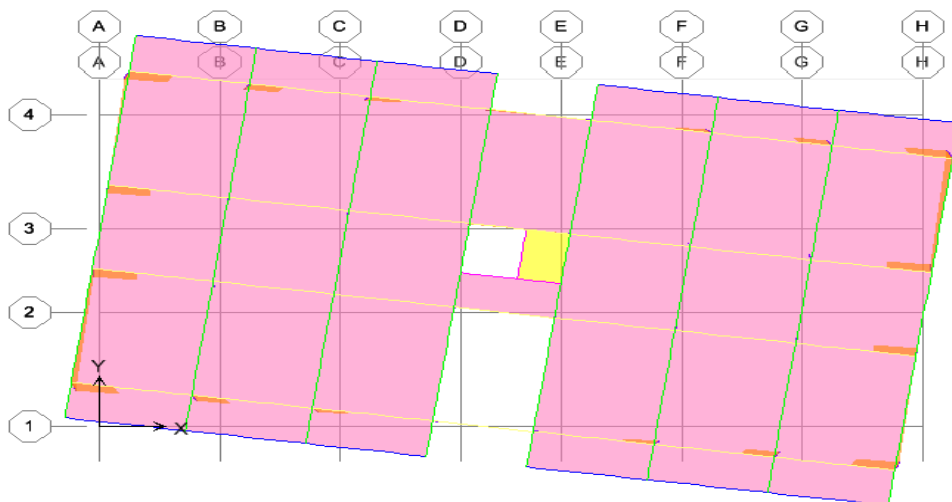


Fig.IV.25.Mode de déformation (torsion)



Chapitre V
Vérification des exigences du RPA

V. 1 Vérification RPA :**Introduction :**

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante, affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des Constructions.

Pour cela le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (**RPA99) version 2003 [01]** exigeant la satisfaction des conditions suivantes :

Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens :

- ✓ Le pourcentage de la masse participante
- ✓ Justification du système de contreventement
- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base
- ✓ Vérification des déplacements relatif
- ✓ Vérifications de l'excentricité
- ✓ Vérification de l'effet P-delta
- ✓ Vérification de l'effort normal réduit

a) Calcul de la période empirique T: RPA version2003: page 31 formule 4.6

La période empirique :

$$T = C_T \times (h_N)^{\frac{3}{4}}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le **tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)**.

$$T = 0.05 \times (25.5)^{\frac{3}{4}} = 0.567 \text{ s}$$

Selon l'article 4.2.4 du RPA99/version 2003 :

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%.

Calcul de la période empirique majorée

Après majoration de la période de 30 % on a :

$$T_{maj} = 1.3 \times 0.567 = 0.737 \text{ s}$$

T_{maj} : la période majorée

✚ Détermination de la période par le logiciel ETABS:

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cas suivantes:

Analyses results → **modal information** → **Building Modal Information Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur: **Select cases/combo**s

Les résultats s'afficheront comme suit :

En suite, on relève la valeur de la période en fonction du premier mode

Mode 01 : **T = 0.73 s**

Conclusion :

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée (majorée). Donc : La période est vérifiée

b) Pourcentage de la participation de la masse modale :

D'après l'article 4.3.4 RPA99/v2003 [2], 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.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.735576	74.2747	0	0	74.2747	0
2	0.472375	0	72.2389	0	74.2747	72.2389
3	0.343521	0.0966	0	0	74.3713	72.2389
4	0.180757	14.1903	0	0	88.5616	72.2389
5	0.10223	0	18.5572	0	88.5616	90.796
6	0.074964	0.4414	0	0	89.0031	90.7961
7	0.073848	4.8354	0	0	93.8384	90.7961
8	0.044754	0	5.657	0	93.8384	96.4531
9	0.041978	3.6409	0	0	97.4793	96.4531
10	0.032889	0.0219	0	0	97.5013	96.4531
11	0.029837	0	2.8217	0	97.5013	99.2748
12	0.028643	1.6956	0	0	99.1969	99.2748

Tableau V.1 : Période fondamentale et taux de participation massique.

La somme des masses modales dans le 7^{ème} mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

Le mode fondamental est un mode qui mobilise le maximum de masse, la translation suivant Y avec une mobilisation de masse de 90.79% et translation suivant X avec une mobilisation de masse de 93.83%.

c) Justification du système de contreventement :

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de **R** à considérer. Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par logiciel ETABS en suivant les étapes ci-après :

On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

Display → Show Deformed Shape → load : Ex spectra

On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

Draw → Draw Section Cut

Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :

❖ ***Sous charges verticales :***

$$\% N_{voiles} = \frac{N_{voiles}}{N_{Tot}} \times 100$$

$$\% N_{portique} = 100 - \% N_{voiles}$$

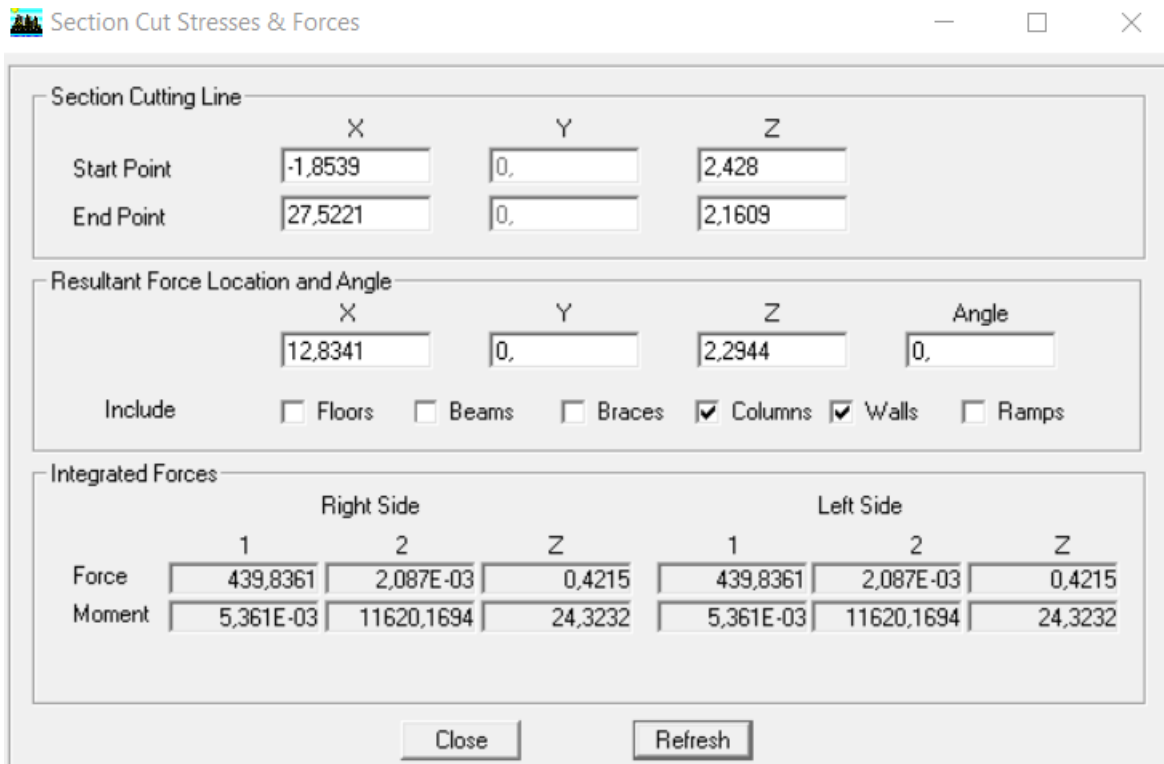


Fig V.2 Effort repris par les voiles et poteaux selon Ex

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **columns, floors, beams, braces, ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	-1,8539	0,	2,428
End Point	27,5221	0,	2,1609

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12,8341	0,	2,2944	0,

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	421,6309	2,915E-04	0,2506	421,6309	2,915E-04	0,2506
Moment	8,882E-04	17724,4178	4,1137	8,882E-04	17724,4178	4,1137

Close Refresh

Fig V.3 Effort repris par les voiles selon Ex

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line

	X	Y	Z
Start Point	0,	-4,639	2,0541
End Point	0,	16,939	2,5882

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	0,	6,15	2,3212	90,

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1404,4374	0,0944	18,1843	1404,4374	0,0944	18,1843
Moment	0,3933	10813,5518	6,8907	0,3933	10813,5518	6,8907

Close Refresh

Fig V.4 Effort repris par les voiles et poteaux selon Ey

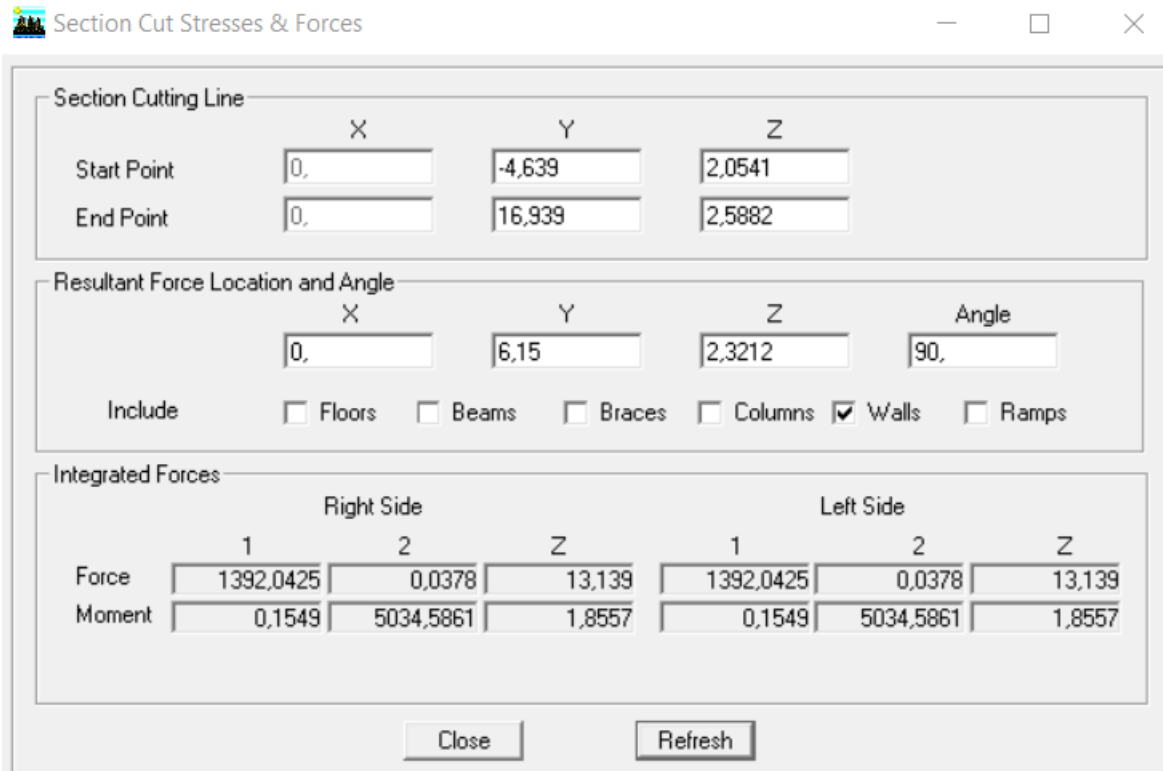


Fig V.5 Effort repris par les voiles selon Ey

Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles. De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison **Ex** par **Ey** et relever les valeurs sur la case (**Force 1**). Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison 'ELU' puis on relève les valeurs sur la case (**FORCE-Z**).

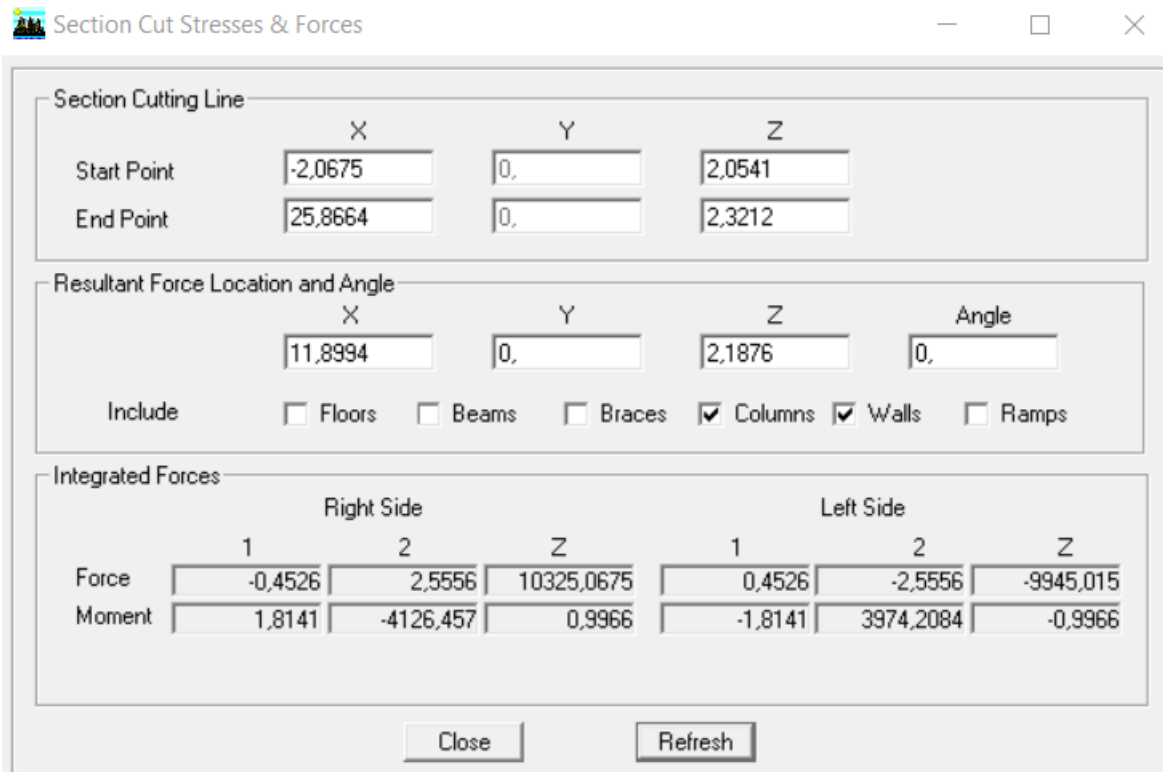


Fig V.6 Effort repris par les voiles et poteaux à l'ELU

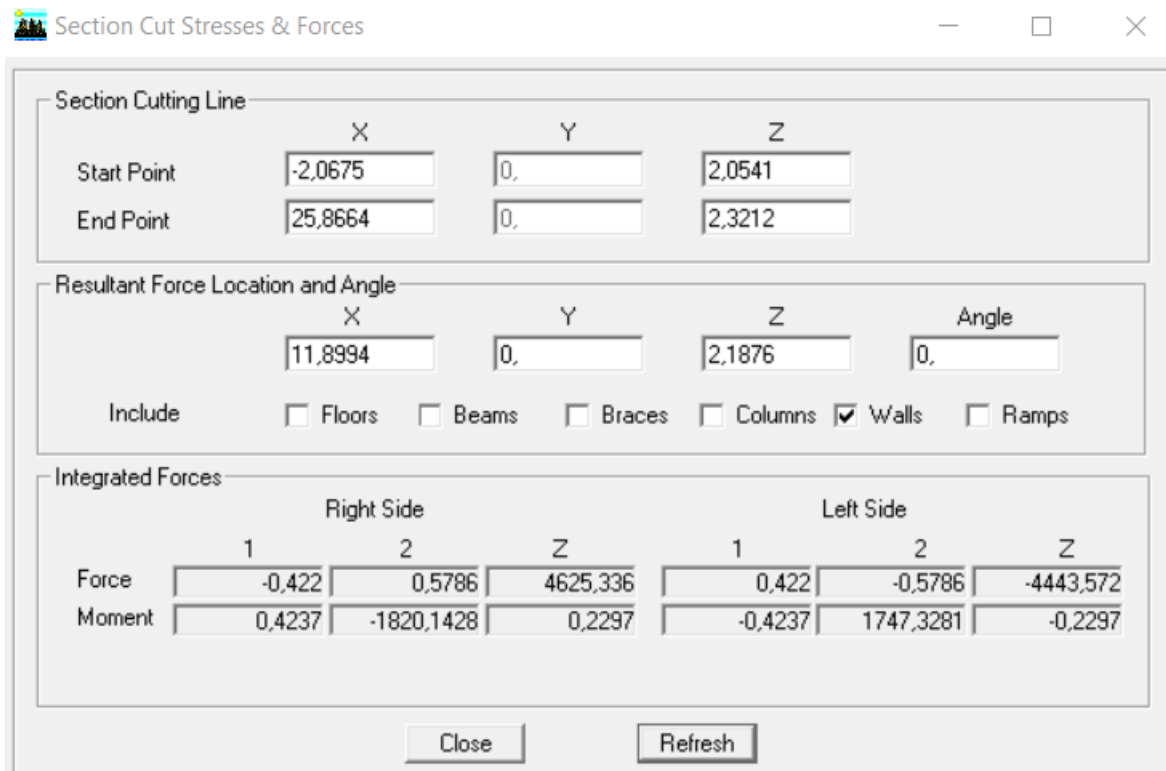


Fig V.7 Effort repris par les voiles à l'ELU

Récapitulatif des résultats

	Force reprise par les voiles et poteaux	Force reprise par les voiles		Force reprise par les poteaux	
Unités	[KN]	[KN]	[%]	[KN]	[%]
Sens Ex	439.8361	421.6309	95.86	18.2609	4.14
Sens Ey	1404.4374	1392.0425	99.11	12.395	0.89
ELU	10325.0675	4625.336	44.79	5699.714	55.21

Tableau V.2. Justification du système de contreventement

Conclusion :

D'après les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales et presque la totalité de l'effort horizontal donc pour notre système de contreventement, on adopte un coefficient de comportement $R = 3.5$ (structure à voiles porteurs).

d) Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V. 2003 / Art 4.3.6)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

✓ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

(Formule 4.1, RPA 99)

Détermination des paramètres :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

Zone sismique : II a

Groupe d'usage : 2

A = 0.15

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

T₂ : est la période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau (4.7 RPA99/2003)

On a : site meuble **S3**

Donc : **T₂ = 0.5 s**

η : est facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4.3) comme suit :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

ξ (%) : coefficient d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de la structure et de dense .

L'importance du remplissage donné par le tableau (4.2 RPA99/2003)

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques, donc on prend $\xi = 10 \%$

$$D'où : \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.763 > 0.7$$

Dans notre cas :

$$D = 2.5 (0.763) \left(\frac{0.5}{0.73} \right)^{\frac{2}{3}} T_2 \leq T \leq 3s$$

D = 1.48

✓ Poids de la structure : **W_t = 30271.41 KN**

R : coefficient de comportement dépendant du type du système de contreventement de la structure, sa valeur est donnée par le Tableau 4-3 du RPA99 ; dans notre cas, on a une structure à voile porteurs.

R = 3.5

✓ 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 : $Q = 1 + \sum P_q$

On prend : $Q = 1.1$

Critères	observation	Valeur des P_q
1- Condition minimale sur les files de contreventement	observé	0
2- Redondance en plan	observé	0
3- Régularité en plan	Non observé	0.05
4- Régularité en élévation	Non observé	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	observé	0
6- Contrôle de qualité de l'exécution	observé	0

Tableau V.3. critères du facteur de qualité.

Résultats de calcul à la base de la structure :

➤ Méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T = \frac{0.15 \times 1.48 \times 1.1}{3.5} \times 30271.41$$

$$V = 2112.08 \text{ KN}$$

➤ Méthode modale spectrale :

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur : display → Select cases/combo... OK → OK On suit les étapes suivantes :

On choisit la valeur maximale (All) dans chaque sens :

$$\begin{cases} V_{ETABSx-x} = 2012.30 \text{ KN} \\ V_{ETABSy-y} = 2570.37 \text{ KN} \end{cases}$$

Comparaison des résultats :

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la méthode statique équivalente.

Sens longitudinal :

$$V_{xEtabs} = 2012.30 \text{ KN} > 0.8 V_x = 1689.66 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :

$$V_{yEtabs} = 2570.37 \text{ KN} > 0.8 V_y = 1689.66 \text{ KN} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc l'effort tranchant à la base est vérifié.

e) **Vérification des déplacements relatif :**

D'après le RPA 99 (art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est donnée par :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec :

$$\Delta_k < 1 \% h_e$$

h_e : hauteur de l'étage considéré

Les résultats des déplacements suivant les deux sens sont calculés par le logiciel ETABS

- **Dans le sens longitudinal :**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display** → **show tables** → **Select cases /compos (Ex) displacements / diaphragm CM(center of mass) displacements.**

Pour extraire les déplacements en choisissant la combinaison nécessaire (**Ex** ou **Ey**)

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Sens X-X :

Story	Diaphragm	Load	R	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%h(m)	Condition
ETAGE07	D8	EX	3.5	0.0165	0.058	0.007	0.0306	Vérifiée
ETAGE06	D7	EX	3.5	0.0145	0.051	0.008	0.0306	Vérifiée
ETAGE05	D6	EX	3.5	0.0122	0.043	0.008	0.0306	Vérifiée
ETAGE04	D5	EX	3.5	0.0098	0.034	0.008	0.0306	Vérifiée
ETAGE03	D4	EX	3.5	0.0074	0.026	0.008	0.0306	Vérifiée
ETAGE02	D3	EX	3.5	0.005	0.018	0.008	0.0306	Vérifiée
ETAGE01	D2	EX	3.5	0.0028	0.010	0.006	0.0306	Vérifiée
RDC	D1	EX	3.5	0.001	0.004	0.004	0.0408	Vérifiée

Tableau V.4 : vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens X

- Dans le sens transversal :

Sens Y-Y :

Story	Diaphragm	Load	R	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	1%h(m)	Condition
ETAGE07	D8	EY	3.5	0.0091	0.032	0.005	0.0306	Vérifiée
ETAGE06	D7	EY	3.5	0.0077	0.027	0.005	0.0306	Vérifiée
ETAGE05	D6	EY	3.5	0.0063	0.022	0.005	0.0306	Vérifiée
ETAGE04	D5	EY	3.5	0.0049	0.017	0.005	0.0306	Vérifiée
ETAGE03	D4	EY	3.5	0.0036	0.013	0.004	0.0306	Vérifiée
ETAGE02	D3	EY	3.5	0.0024	0.008	0.004	0.0306	Vérifiée
ETAGE01	D2	EY	3.5	0.0013	0.005	0.003	0.0306	Vérifiée
RDC	D1	EY	3.5	0.0005	0.002	0.004	0.0408	Vérifiée

Tableau V.5 : vérification du déplacement relatif obtenue dans le sens Y.Y

f) Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA99/version 2003 (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle-additionnelle égale $\pm 0.05L$, (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit C_M : Centre de masse

C_R : Centre de rigidité

On doit vérifier que : $E_x \leq 5\% L_x$ et $E_y \leq 5\% L_y$

Vérification de l'excentricité

Display/show tables/selec cases/ combos Ex et Ey/Building Output/Center mass Rigidity.

Avec : $L_x = 25.00m$

Niveaux	Diaphragme	X_{C_M}	X_{C_R}	$e_x = \left \frac{C_M - C_R}{C_R} \right $	5%Lx	Vérfications
RDC	D1	12.304	12.300	0.004	1.25	OK
ETAGE01	D2	12.304	12.300	0.004	1.25	OK
ETAGE02	D3	12.304	12.300	0.004	1.25	OK
ETAGE03	D4	12.304	12.300	0.004	1.25	OK
ETAGE04	D5	12.304	12.300	0.004	1.25	OK
ETAGE05	D6	12.304	12.300	0.004	1.25	OK
ETAGE06	D7	12.304	12.300	0.004	1.25	OK
ETAGE07	D8	12.300	12.300	0.000	1.25	OK

Tableau V.6 Excentricité suivant x-x

Avec : $L_y = 12.75m$

Niveaux	Diaphragme	Y_{CM}	Y_{CR}	$e_x = \frac{C_M - C_R}{C_R}$	$5\%L_y$	Vérifications
RDC	D1	6.334	7.654	1.320	0.637	OK
ETAGE01	D2	6.354	7.919	1.565	0.637	OK
ETAGE02	D3	6.329	7.826	1.497	0.637	OK
ETAGE03	D4	6.331	7.705	1.374	0.637	OK
ETAGE04	D5	6.331	7.591	1.260	0.637	OK
ETAGE05	D6	6.333	7.495	1.162	0.637	OK
ETAGE06	D7	6.334	7.425	1.091	0.637	OK
ETAGE07	D8	6.2	7.376	1.176	0.637	OK

Tableau V.7 Excentricité suivant y-y

g) Vérification de l'effet du 2ème ordre (effet P-Δ) :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

Si $\theta_k < 0.10$: les effets de 2eme ordre sont négligés.

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à

$$\frac{1}{(1 - \theta_k)}$$

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

- P_K : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau « K ».
- V_K : effort tranchant d'étage au niveau «K».
- K : déplacement relatif du niveau «K» par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).
- h_K : hauteur de l'étage «K»

Niv	P(KN)	Sens x-x				Sens y-y			
		$\Delta_K(m)$	V_K	HK	θ_x	$\Delta_K(cm)$	V_K	HK	θ_y
ETAGE07	3987.42	0.007	521.15	3.06	0.017502	0.005	669.95	3.06	0.017611
ETAGE06	7844.55	0.008	911.8	3.06	0.022492	0.005	1194.59	3.06	0.010729
ETAGE05	11787.37	0.008	1236.33	3.06	0.024925	0.005	1597.48	3.06	0.012056
ETAGE04	15730.18	0.008	1502.29	3.06	0.027374	0.005	1922.02	3.06	0.013372
ETAGE03	19672.99	0.008	1714.54	3.06	0.029997	0.004	2182.3	3.06	0.001274
ETAGE02	23713.72	0.008	1880.35	3.06	0.032970	0.004	2391.95	3.06	0.012959
ETAGE01	25867.56	0.006	1939.59	3.06	0.026150	0.003	2470.88	3.06	0.010263
RDC	30271.41	0.004	2012.3	4.08	0.014748	0.004	2570.37	4.08	0.011546

Tableau V.8 : vérification de l'effet P-Δ sens x-x et y-y

$\theta_k < 0.10$ donc les effets de 2eme ordre sont négligés.

h) Vérification de l'effort normal réduit : (RPA.7.4.3.1)

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : effort normal dans les poteaux

B_c : section du poteau

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

- Poteau 40 × 45 (RDC, 1^{er} étage. 2^{ème} étage)
- Poteau 35 × 40 (3^{ème}, 4^{ème} ; 5^{ème} étage)
- Poteau 30 × 35(6^{ème}, 7^{ème} étage)

Pour extraire les efforts dans les poteaux, on commence par sélectionner ces derniers ensuite on clique sur : **Display / Show tables / results / frame results / column forces.**

Puis on définit les combinaisons **G+Q±E** en cliquant sur : **Select cases/combo**s

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que : $N_d = 1149.22\text{KN}$

➤ **Poteau 40×45 :**

$$V = \frac{1310.74}{40 \times 45 \times 2.5} = 0.29 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Et on procède de la même manier pour les autres sections :

➤ **Poteau 35×40 :**

$$V = \frac{655.49}{35 \times 40 \times 2.5} = 0.18 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Poteau 30×35 :**

$$V = \frac{257.45}{30 \times 35 \times 2.5} = 0.1 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion:

D'après les résultats si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- Le déplacement relatif et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effet P-Delta est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.

Ce modèle présente toutes les caractéristiques recommandées par les règlements, donc on peut passer à l'extraction des efforts internes avec lesquels nous allons ferrailer les différents éléments structuraux.



Chapitre VI
Ferraillage des éléments

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations

VI.I- Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux sera calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables :

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$ à l'ELS.
- $G + Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

Les calculs se feront en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et le moment correspondant.

Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques des matériaux suivants :

Situation	γ_b	γ_s	Θ	F_{c28}	f_{bu}	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	1.15	1	25	14.2	400	348
Accidentelle	1.15	1	0.85	25	21.74	400	400

Tableau VI.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux en situation durable et accidentelle

❖ **Recommandation du RPA :(art 7.4.2.1)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\phi L$ en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.

✓ **Le pourcentage minimal :**

Le pourcentage minimal d'armatures sera 0.8% de la section du béton en zone IIa:

$$0.8\% \times b \times h$$

- ✚ RDC et 1^{er} étage ; 2^{ème} :: (poteau 40×45) → $A_{\min} = (40 \times 45) \times 0.008 = 14.40 \text{ cm}^2$
- ✚ 3^{ème} ; 4^{ème} et 5^{ème} : (poteau 35×40) → $A_{\min} = 35 \times 40 \times 0.008 = 11.20 \text{ cm}^2$
- ✚ 6^{ème} et 7^{ème} : (poteau 30×35) → $A_{\min} = 30 \times 35 \times 0.008 = 8.40 \text{ cm}^2$
- ✓ **Le pourcentage maximal :**

Le pourcentage maximal d'armatures sera 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement :

Zone courante :

- ✚ RDC ; 1^{er} et 2^{ème} étage : (poteau 40×45) → $A_{\min} = (40 \times 45) \times 0.04 = 72 \text{ cm}^2$
- ✚ 3^{ème} ; 4^{ème} et 5^{ème} : (poteau 35×40) → $A_{\min} = (35 \times 40) \times 0.04 = 56 \text{ cm}^2$
- ✚ 6^{ème} et 7^{ème} : (poteau 30×35) → $A_{\min} = (30 \times 35) \times 0.04 = 42 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement :

- ✚ RDC ; 1^{er} et 2^{ème} étage : (poteau 40×45) → $A_{\min} = (40 \times 45) \times 0.06 = 108 \text{ cm}^2$
- ✚ 3^{ème} ; 4^{ème} et 5^{ème} : (poteau 35×40) → $A_{\min} = (35 \times 40) \times 0.06 = 84 \text{ cm}^2$
- ✚ 6^{ème} et 7^{ème} : (poteau 30×35) → $A_{\min} = (30 \times 35) \times 0.06 = 63 \text{ cm}^2$

VI.1.1 Calcul des armatures en flexion composée à l'ELU:

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

Section partiellement comprimée (SPC).

Section entièrement comprimée (SEC).

Section entièrement tendue (SET).

Chaque section sera classée (SPC, SEC ou bien SET) suivant la position de son centre de pression, qui est donné par la formule suivante :

Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

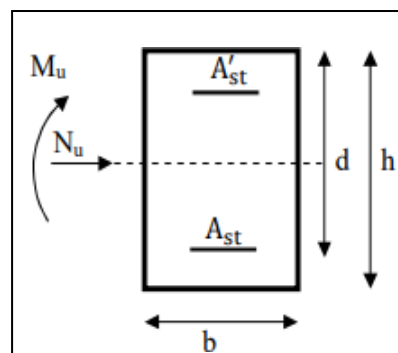


Figure 1 : schéma de ferraillage (SPC)

1. Section partiellement comprimée (SPC):

La section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures (que ça soit un effort normal de traction ou de compression) :

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

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

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

Dans ce cas il faut vérifier la condition suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right] b h^2 f_{bc}$$

Avec : N_u : effort de compression

M_f : moment relatif $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$

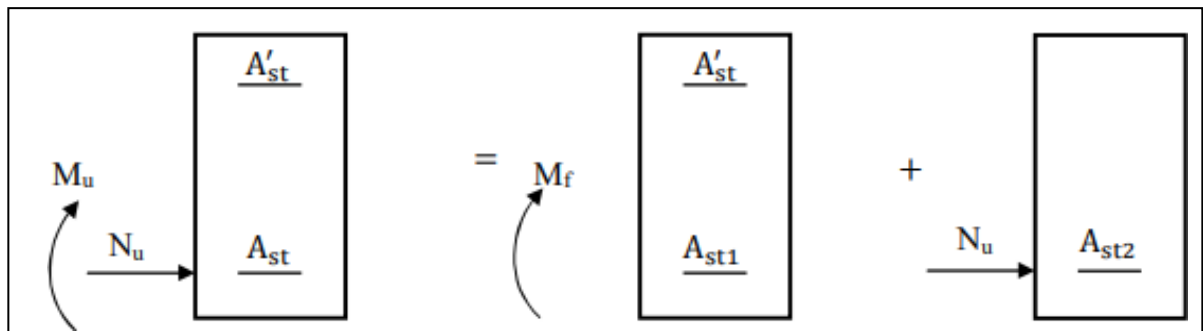


Figure 2: Section partiellement Comprimée (SPC)

Détermination des armatures : $\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$

Avec : $f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu = 0.392$ \longrightarrow la section est simplement armée $A' = 0$

\blacktriangleright Armatures fictives :



$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

➤ **Armatures réelles :**

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu = 0.392$ \longrightarrow la section est doublement armée
 $A' \neq 0$

On calcul : $M_r = \mu_1 \cdot b d^2 f_{bc} \sigma_{bc}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$\begin{cases} A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \\ A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \end{cases}$$

1. Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$N_u(d - c') - M_f > \left[0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bc}$$

Le centre de pression se trouve dans la zone délimitée par les armatures. Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas : (SDA)

Si $N_u(d - c') - M_f \geq \left[0.5 - \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bc}$ la section est doublement armée

$$A_2 > 0 \quad \text{et} \quad A_1 > 0$$

La section d'armature :

$$A'_1 = \frac{M_f - (d - 0.5h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

2^{ème} cas : (SSA)

Si $N_u(d - c') - M_f < \left[0.5 - \frac{c'}{h} \right] b h^2 f_{bc}$ la section simplement armée

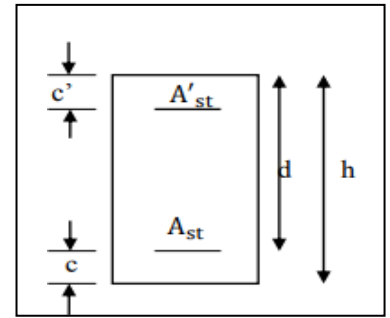


Figure3:Schéma de ferraillage.

$A_2 > 0$ et $A_1 = 0$

$$A_2 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} ; \quad \psi = \frac{0.3571 + \frac{N_u(d-c')-M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

2. Section entièrement tendue (SET) :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \qquad g = \frac{h}{2} - c - e_u$$

La section d'armature :

$$A_{S_i} = \frac{N_u \cdot g}{(d-c')\sigma_{10}} A_{S_s} = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_{S_i}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ excentricité nulle, compression pure. Le calcul se fait à l'état limite de stabilité de forme. La section d'armature sera : $A = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

B : aire de la section du béton seul

VI.2-CALCUL DE FERRAILLAGE

Les résultats des efforts internes des poteaux pour chaque combinaison, sont extrais à l'aide du logiciel **ETABS**, tant dit que le ferraillage se fait à l'aide du logiciel **SOCOTEC**.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	N (KN)	Moment (KN.m)	e (m)	$\frac{h}{2} - c$	Obs	A _{sup}	A _{inf}	A _{min} (cm ²)	Ferraillage	A adopté (cm ²)
RDC,1er;2e 40x45	N _{max} =-1316.05	M _{cor} = 5.448	0,004	0.195	SEC	18.52	19.32	14.40	10HA16	20.10
	N _{min} = -277.29	M _{cor} = 24.868	0.08	0.195	SEC	2.15	5.82			
	N _{corr} = -659.97	M _{max} = 24.26	0.03	0.195	SEC	7.70	11.28			
3e,4e,5e 35x40	N _{max} = -881.19	M _{cor} = 10.719	0.012	0.17	SEC	11.76	13.57	11.20	4HA16+ 6HA14	17.28
	N _{min} = -145.35	M _{cor} = 24.5	0.016	0.17	SEC	0.02	4.16			
	N _{corr} = -270.35	M _{max} = 40.84	0.151	0.17	SEC	0.43	7.35			
30x35 6e,7ème	N _{max} = -347.47	M _{cor} = 5.869	0.016	0.145	SEC	4.41	5.58	8.40	10HA14	15.39
	N _{min} = -57.81	M _{cor} = 9.433	0.163	0.145	SPC	0	1.76			
	N _{corr} = -91.47	M _{max} = 35.61	0.389	0.145	SPC	0	4.70			

TABLEAU VI.2 Ferraillage des poteaux

Convention de signe :

(Effort de Compression : $N > 0$; effort de Traction $N < 0$)

Exemple de calcul par logiciel socotec pour le poteau (40x45)

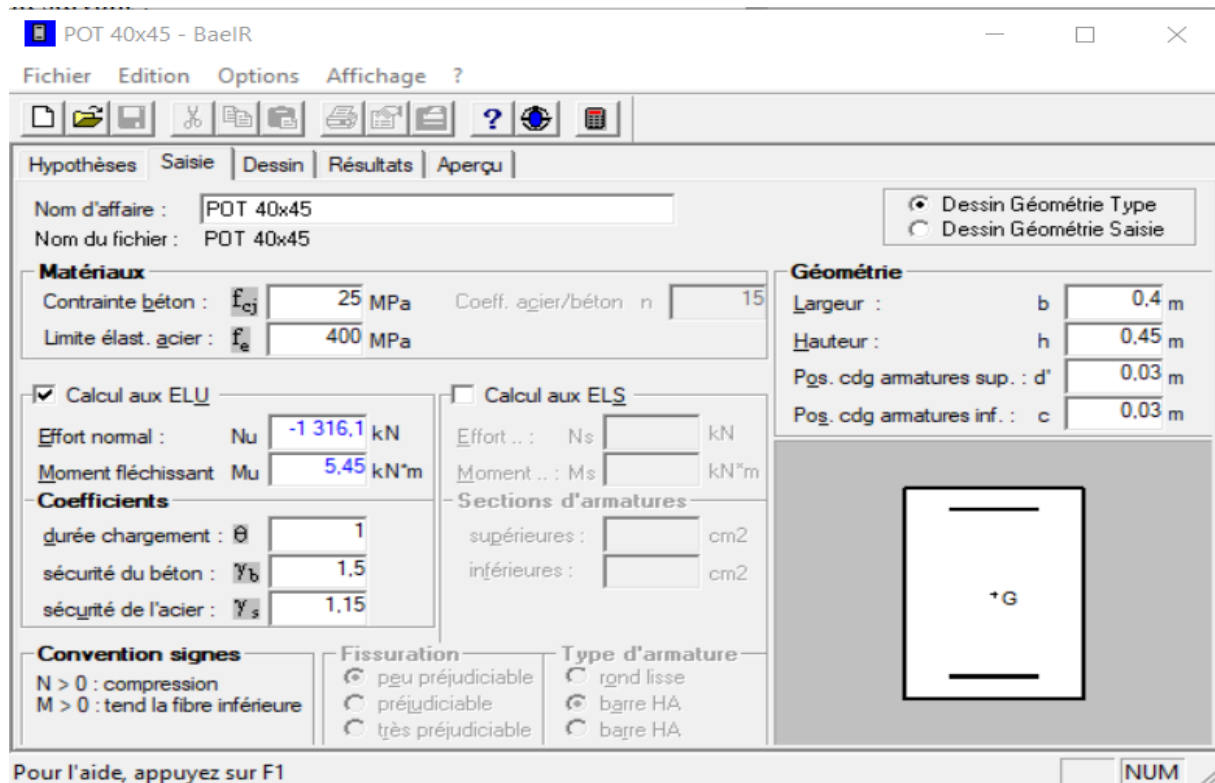


Figure 4 : Introduire les résultats des efforts internes sur logiciel socotec

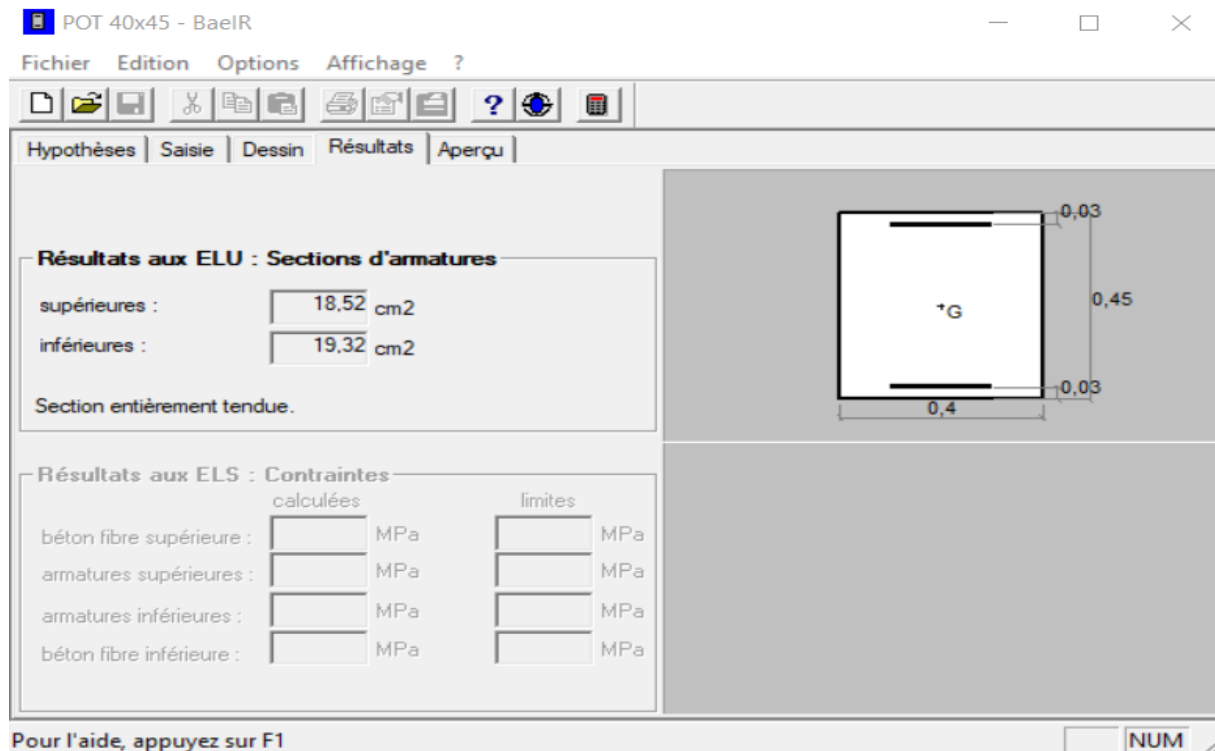


Figure 5 :Fichier résultat de ferraillage

VI.3 Vérifications à l'ELU :

✚ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Empêcher le déplacement transversal du béton
- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Positionner les armatures longitudinales

Diamètre des armatures transversales:(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en T8.

Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

➤ **Espacement des armatures transversales :(RPA99 V. 2003)**

Selon l'article **7.4.22 du RPA99 modifié 2003** ; la valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

- **En zone nodale** : $S_t \leq \text{Min}(10 \phi_l^{\min}, 15\text{cm}) = \text{min}(10 \times 1.4; 15\text{cm}) = 12\text{cm} \rightarrow S_t = 10\text{cm}$
- **En zone courante** : $S_t \leq 15 \phi_l^{\min} = 18\text{cm} \rightarrow S_t = 15\text{cm}$

ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

Soit : **En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$**

En zone courante : $S_t = 15\text{cm}$

- **Longueur de recouvrement :**

Pour HA16 : $L_r = 40 \times \phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \rightarrow \mathbf{L_r = 65\text{cm}}$

Dans la zone courante

$$S_t \leq \text{min}(15\phi_l^{\min}\text{cm}, 35\text{cm}, (10+a)\text{cm}) = 15 \times 1.2 = 18\text{cm}$$

Avec : (a) : c'est la petite dimension transversal des poteaux.

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

✚ **Détermination de la zone nodale : (art.7.4.2.1)**

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right\}$$

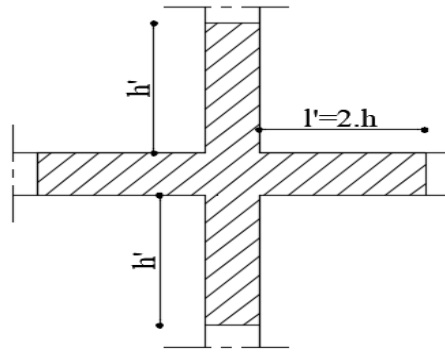


Figure 6. Zone nodale

Poteaux	h_e	$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm \right\}$
40×45	408	$h' = \max \left\{ \frac{408}{6}; 40; 45; 60cm \right\} = 68cm$
	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 40; 40; 60cm \right\} = 60cm$
35×40	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 35; 40; 60cm \right\} = 60cm$
30×35	306	$h' = \max \left\{ \frac{306}{6}; 30; 35; 60cm \right\} = 60cm$

Tableau VI-3 : délimitation des zones nodales

✚ Longueur d’ancrage :

Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

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

Pour le \emptyset_{16} : $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$

Pour l’ancrage rectiligne terminé par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4L_s$ pour les aciers haute adhérence.

Pour le \emptyset_{12} : $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 56.43 = 22.57 \text{ cm}$

➤ **La section d'armatures transversales : Art7.4.2.2.RPA99/ver2003**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \quad (\text{RPA99/2003 : formule 7.1})$$

Avec :

A_t: armatures transversales

V_u : effort tranchant de calcul

H_e: hauteur totale de la section brute

S_t: espacement des armatures transversales

ρ: coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

f_e: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

● **Vérification de la quantité d'armatures :**

• Coefficient correcteur « **ρ** » : qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort Tranchant :

$\rho = 2.5$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$

$\rho = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$

$\lambda = \frac{l_f}{a}$ avec (a) : dimension de la section droite du poteau

L₀ : la longueur libre du poteau

L_f : la longueur de flambement des poteaux

Calcul d'élancement géométrique :

Section des poteaux (cm ²)	L ₀ (m)	L _f = 0.7 L ₀ (m)	λ=L _f /a	Coefficient correcteur ρ
(40×45)	408	2.856	7.14	2.5
	306	2.142	5.355	2.5
(35×40)	306	2.142	6.12	2.5
(30×35)	306	2.142	7.14	2.5

Tableau VI-4 : Des valeurs de l'élancement géométrique λ_g

Niveaux	Section (cm ²)	Effort tranchant Max à l'ELU (KN)	Effort tranchant Max à l'ELS (KN)
RDC+ 1er +2 ^{ème} étage	Zone I (40×45)	7.66	5.69
3 ^{ème} + 4 ^{ème} +5 ^{ème} étage	Zone II (35×40)	12.92	9.41
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	Zone III (30×35)	14.74	10.74

Tableau VI-5 : Des valeurs de l'efforts tranchant Max à l'ELU et l'ELS

Poteau (40×45) :

$$\lambda_g = 7.14 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 7.66$ KN

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 7.66}{400 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 11.96 \text{ cm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 7.66}{400 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 17.95 \text{ cm}^2$$

Poteau (35×40) :

$$\lambda_g = 6.12 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 12.92$ KN

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 12.92}{350 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 20.18 \text{ cm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 12.92}{350 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 30.28 \text{ cm}^2$$

Poteau (30×35) :

$$\lambda_g = 7.14 > 5 \longrightarrow \rho = 2.5$$

V_u : l'effort tranchant max $V_u = 14.74$ KN

En zone nodale : $S_t = 10$ cm

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 14.74}{300 \times 400} \times 10^3 \times 100 = 23.03 \text{ cm}^2$$

En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times V_u}{h_e \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 14.74}{300 \times 400} \times 10^3 \times 150 = 34.54 \text{ cm}^2$$

✚ Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales selon RPA (article 7.4.2.2) :

$A_t = b.S_t$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda g \geq 5$ la quantité d'armatures transversale est 0.3%

Si $\lambda g < 3$ la quantité d'armatures transversale est 0.8%

Si $3 \leq \lambda g < 5$ la quantité d'armatures transversale est donnée par l'interpolation entre les valeurs limites précédentes

En zone nodale : $A_{\min} = 0.003.b.S_t = 0.003 \times 40 \times 10 = 1.2 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_{\min} = 0.003.b.S_t = 0.003 \times 40 \times 15 = 1.8 \text{ cm}^2$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = 1.2 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$
 $\Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

Poteaux	Hauteur	Lf	λg	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$		Aadopté (cm ²)	Obs
				Zone courante $S_t =$	Zone nodale $S_t =$		
(40x45)	408	2.856	7.14	1.8	1.2	2.01	CV
	306	2.142	5.355	1.8	1.2	2.01	CV
(35x40)	306	2.142	6.12	1.575	1.05	2.01	CV
(30x35)	306	2.142	7.14	1.35	0.9	2.01	CV

Tableau VI-6 : Quantité minimale d'armatures transversales

Conclusion :

D'après le tableau ci-dessus, $A_{\min} < A_{\text{chois}}$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées avec un cadre de HA8 de section transversales ($4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$) dans la zone courante et la zone nodale.

✚ Vérification au cisaillement : (Contrainte tangentielle) (RPA 7.4.3.2)

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\bar{\tau} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$

T_u^{max} : effort tranchant max à l'ELU

τ_u : contrainte de cisaillement

Poteaux	Vu	b	d	λ_g	ρ_d	τ_u	τ	Vérification
(40×45), RDC et 1 ^{er} ; 2 ^{ème} étage	25.57	40	42	7.14	0.075	0.015	1.875	CV
	25.57	40	42	5.355	0.075	0.015	1.875	CV
(35×40), 3 ^{ème} et 4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	28.15	35	37	6.12	0.075	0.021	1.875	CV
(30×35) 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	25.44	30	32	7.14	0.075	0.029	1.875	CV

Tableau VI-7 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

VI. I.3. Vérification à l'ELS :

✓ Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

✓ Vérification des contraintes :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 384 \text{ MPa}$

- Contrainte admissible du béton : $\sigma_b = 15 \text{ MPa}$

➤ Condition non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \times b \times d$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s}$; N_s et M_s : effort normal et moment fléchissant à l'état limite service

	Sollicitation	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	es (m)	A _{CNF} (cm ²)
ZONE I 40X45	$N_{max}; M_{cor}$	-960.09	3.956	0.004	2.94
	$N_{min}; M_{cor}$	-525.82	-1.241	0.002	2.89
	$M_{max}; N_{cor}$	-697.85	-9.141	0.013	3.19
ZONE II 35X40	$N_{max}; M_{cor}$	-642.46	3.67	0.005	2.30
	$N_{min}; M_{cor}$	-66.4	0.145	0.002	2.23
	$M_{max}; N_{cor}$	-317.83	13.525	0.04	4.03
ZONE III 30X35	$N_{max}; M_{cor}$	-253.77	4.236	0.016	1.98
	$N_{min}; M_{cor}$	-98.61	-14.191	0.144	0
	$M_{max}; N_{cor}$	-105.72	14.915	0.141	0

Tableau VI-8 : Récapitulatif des sections déterminées à partir la CNF à l'ELS

✓ Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

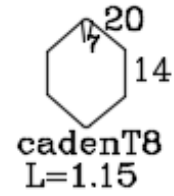
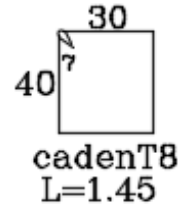
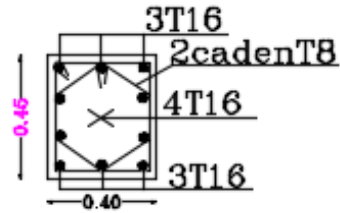
Niveau	Effort Normatif (KN)	Moment (KN.m)	σ_s béton	σ_i béton	$\sigma^{ad}_{béton}$	σ_s Acier	σ_i Acier	σ^{ad}_{Acier}	Obsevation
RDC et 1 ^{er} 2 ^{ème} ; 40x45)	960.09	3.956	4.16	3.83	15	62.10	57.8	348	CV
	525.82	-1.241	2.13	2.25	15	32.10	33.6	348	CV
	697.85	-9.141	2.46	3.35	15	37.90	49.20	348	CV
3 ^{ème} et 4 ^{ème} 5 ^{ème} (35x40)	642.46	7.772	3.81	2.89	15	56.10	44.30	348	CV
	66.4	0.145	0.35	0.34	15	5.30	5.08	348	CV
	317.83	13.525	2.46	0.85	15	35.10	14.60	348	CV
; 6 ^{ème} et 7 ^{ème} (30x35)	253.77	4.236	2.04	1.32	15	29.70	20.70	348	CV
	98.61	-14.191	0	1.93	15	-8.31	25.50	348	CV
	105.72	14.915	2.04	0	15	27.00	-8.36	348	CV

TableauVI-9 : Vérification des contraintes

COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POTEAUX

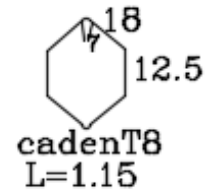
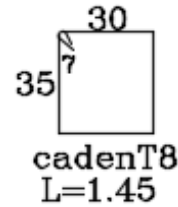
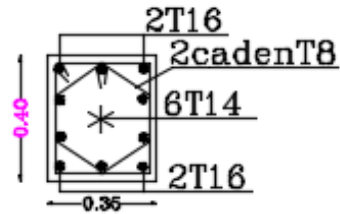
POTEAUX RDC;1^{er};2^{ème}

COUPE 1-1



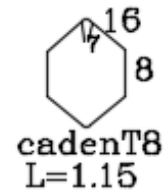
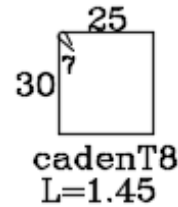
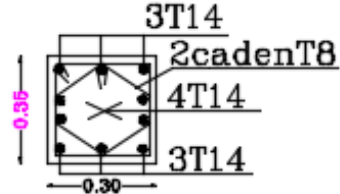
POTEAUX 3^{ème};4^{ème};5^{ème}

COUPE 2-2



POTEAUX 6^{ème};7^{ème}

COUPE 3-3



VI.II- ferraillage des poutres :

Le ferraillage des poutres se fera en flexion simple, sous les sollicitations les plus défavorables en tenant compte des combinaisons suivantes :

- 1.35G + 1.5Q
- G + Q ± E
- 0.8G ± E
- Puis faire les vérifications à l'ELS (G + Q)

❖ **Recommandations du RPA 99 vs 2003 :**

1-Armatures longitudinales :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Poutres principales : $A_{\min} = 0.5\% bh = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25\text{cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\min} = 0.5\% bh = 0.005 \times 30 \times 25 = 3.75\text{cm}^2$

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement

Poutres principales : $A_{\max} = 4\% bh = 0.04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2$ (zone courante)

$A_{\max} = 6\% bh = 0.06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2$ (zone de recouvrement)

Poutres de secondaire : $A_{\max} = 4\% bh = 0.04 \times 25 \times 30 = 30\text{cm}^2$

$A_{\max} = 6\% bh = 0.06 \times 25 \times 30 = 45\text{cm}^2$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée en moins égale à la moitié de la section sur l'appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de **40Ø** en zone **IIa**.

	A minimal (cm ²)		A maximal (cm ²)	
	0.5 bh	4 bh	4 bh	6 bh
Poutres principales (30X35)	5.25	42	42	63
Poutres secondaires (25X30)	3.75	30	30	45

Tableau VI.10 : Les pourcentages d'armatures par rapport à la section du béton.

2-Armatures transversales :

La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times St \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

- **Stmax = min (h / 4 ; 12Ø)** En zone nodale ; si les armatures comprimées sont nécessaires.
- **St ≤ h / 2** En dehors de la zone nodale.

Ø : le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5 cm au plus du nu d'appuis ou de l'encastrement.

Calcul du ferraillage à l'ELU :

Calcul des armatures longitudinales :

- Calcul le moment réduit « μ »

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

On compare les deux moments réduits $\mu \leq \mu_1$

On a deux cas :

1^{er} cas :

Si $\mu \leq \mu_l = 0.392$ \longrightarrow la section est simplement armée $A' = 0$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}}$$

A_{st} : section d'acier tendue.

2^{ème} cas :

Si $\mu \geq \mu_l = 0.392$ \longrightarrow la section est doublement armée $A' \neq 0$

On calcul :

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} \quad \Delta M = M_u - M_e$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

M_u : Moment sollicitant

M_l : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Armatures tendues :
$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_{st}}$$

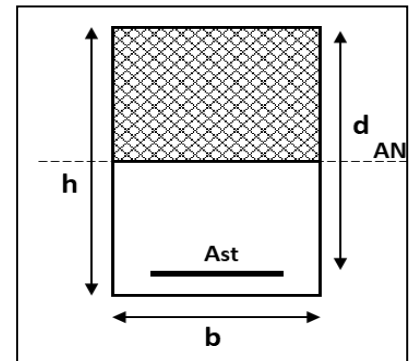


Figure 7 :Section simplement armée

$$\text{Armatures comprimées : } A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

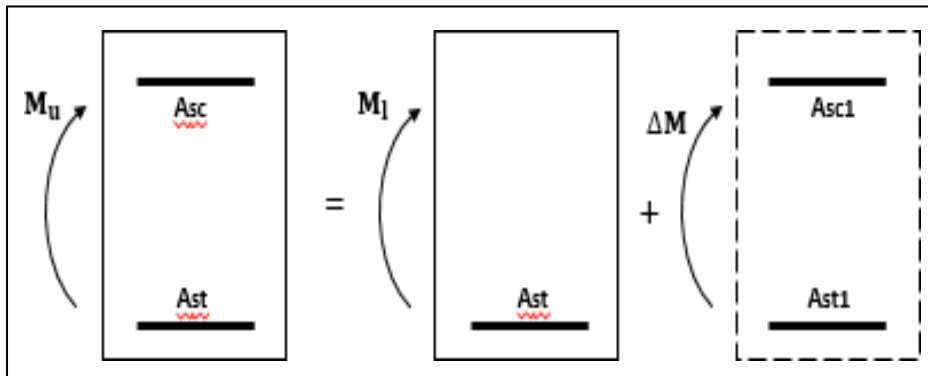


Figure 8.:Section rectangulaire doublement armée.

Les résultats des efforts internes des poutres sont donnés par le logiciel « ETABS » leurs ferraillements se fait par un calcul automatique à l’aide du logiciel « SOCOTEC »

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

- **Ferraillage des poutres principales :**

Poutres Principales (30x35)		Mmax (Kn.m)	Comb.	F _{bc} (MPa)	σ _s	A _s (cm ²)	Filantes	Chapeaux	A (adopté)(cm ²)
P.P(30x35) Loin de voile	Travées	-70.395	ELU	14.2	348	6.83	3T14	3T12	8.01
	Appuis	-65.901	Acci.	14.2	348	6.35	3T14	3T12	8.01
P.P Adhérent aux voiles	Travées	-39.775	ELU	14.2	348	3.70	3T14	2T12	6.88
	Appuis	-72.187	Acci.	14.2	348	7.02	3T14	3T12	8.01

Tableau VI.11: Ferraillage des poutres principales a l’ELU.

- **Ferraillage des Poutres Secondaire :**

Poutres Secondaires (25x30)		Mmax (Kn.m)	Comb	F _{bc} (MPa)	σ _s	A _s (cm ²)	Filantes	Chapeaux	A (adopté)(cm ²)
P.S de rive Adhérent aux voiles	Travées	-24.859	ELU	14.2	348	3.00	3T14	/	4.62
	Appuis	-72.094	Acci.	14.2	348	9.04	3T14	3T16	10.65
P.S intermédiaire aux voiles Adhérent	Travées	-43.676	ELU	14.2	348	5.15	3T14	3T12	8.01
	Appuis	-68.884	Acci.	14.2	348	8.78	3T14	3T16	10.65

Tableau VI.12: Ferraillage des poutres secondaires a l’ELU.

✚ Vérification des recommandations exigées par le RPA :

Poutre	Localisation	A _{adp} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
P.P Loin de voile	Appuis	8.01	5.25	CV
	En travée	8.01		
P.P Adhérent au voile	Appuis	8.01	5.25	CV
	En travée	6.88		
P.S intermédiaire Adhérent au voile	Appuis	10.65	3.75	CV
	En travée	4.62		
P.S de rive Adhérent au voile	Appuis	10.65	3.75	CV
	En travée	8.01		

Tableau VI.13 : Vérification de la condition de non fragilité

VI.II.1 Vérifications à l'ELU:

✚ Vérifications de la condition de non fragilité :

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante:

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.81 \text{ cm}^2$$

✚ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

T_u : Effort tranchant max a l'ELU

Poutre	T_u max ELU	τ_b (Mpa)	$\bar{\tau}_b$ MPa	Observation
P.P Non reliées aux voiles	-95.4	0.99	3.33	CV
P.P reliées aux voiles	47.5	0.49	3.33	CV
P.S reliées aux voiles intermédiaires	35.64	0.52	3.33	CV
P.S reliées aux voiles de rive	23.65	0.35	3.33	CV

Tableau VI.14 : Vérification aux cisaillements

✚ Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis:

✚ Influence sur les armatures inférieurs (BAEL 91 Art.(A.5.1.32))

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Section (30×35) : $\bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.32 \times 0.3 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 576 \text{ KN}$

Section (25×30) : $\bar{T}_u = 0.4 \times \frac{0.9 \times 0.27 \times 0.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 405 \text{ KN}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

Poutre	T_u^{max} (KN)	T_u (KN)	Observation
P.P Non reliées aux voiles	-95.4	576	CV
P.P reliées aux voiles	47.5	576	CV
P.S reliées aux voiles intermédiaires	35.64	405	CV
P.S reliées aux voiles de rive	23.65	405	CV

Tableau V.15 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

✚ **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres:**

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{c28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \times \sum U_1}$$

$$\sum U_1 = n \times \pi \times \emptyset$$

- Poutres principales non adhérent au voile:

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) + (3 \times \pi \times 12) = 244.92 \text{ mm}$$

- Poutres principales adhérent au voile:

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) + (2 \times \pi \times 12) = 244.92 \text{ mm}$$

- Poutres secondaires adhérent au voile: (intermédiaire)

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) + (3 \times \pi \times 16) = 282.6 \text{ mm}$$

- Poutres secondaires adhérent au voile: (de rive)

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = (3 \times \pi \times 14) + (3 \times \pi \times 16) = 282.6 \text{ mm}$$

Poutre	Tu max	τ_{se} (Mpa)	$\bar{\tau}_{se}$ MPa	Observation
P.P Non reliées aux voiles	-95.4	1.35	3.15	CV
P.P reliées aux voiles	47.5	0.67	3.15	CV
P.S reliées aux voiles intermédiaire	35.64	0.52	3.15	CV
P.S reliées aux voiles de rive	23.65	0.34	3.15	CV

Tableau V.16 : l'adhérence et l'entraînement des barres

✚ **Ancrage des barres:**

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

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

Pour le \emptyset_{12} : $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{14} : $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{16} : $L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets de longueur L_a car la longueur de scellement est importante vu qu'elle dépasse la largeur du poteau dans lequel l'armature sera ancrée. La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0.4L_s$ pour les aciers HA.

Pour le \emptyset_{12} : $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 42.32 = 16 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{14} : $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 49.38 = 20 \text{ cm}$

Pour le \emptyset_{16} : $L_r = 0.4 l_s = 0.4 \times 56.43 = 22 \text{ cm}$

-Vérifications du RPA99/Version 2003

+ Armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10} \right\}$$

Poutres principales :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{35}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right\} = \min(1; 1.2; 3) = 10 \text{ mm}$$

Poutres secondaires :

$$\emptyset_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1.2; \frac{25}{10} \right\} = \min(0.85; 1.2; 2.5) = 8.5 \text{ mm} \rightarrow \text{en prend } \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

+ Espacement des armatures transversales :

En zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\emptyset_l \right\}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

• **Poutre principale :**

En zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1.2 \right\} = 8.75 \text{ cm} \rightarrow S_t = 8 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

• **Poutre secondaire :**

En zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1.6 \right\} = 7.5 \text{ cm} \rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

+ Définition de la zone nodale et courante :

- Zone nodale : $L' = 2 \times h$

Poutre principale : $L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

Poutre secondaire : $L' = 2 \times 30 = 60 \text{ cm}$

✓ Zone courante :

L courante = L nue d'appuis - 2L'

✚ **Armatures transversales minimales:**

La quantité d'armature minimale est donnée par la formule suivante:

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

Poutres	At (cm ²)		A (cm ²)	Obs
	Zone courante St=	Zone nodale St=		
Poutres principales	0.9	0.72	2.01	CV
Poutres secondaires	0.75	0.525	2.01	CV

Tableau V.17 : Armatures transversales minimales.

VI.II.2. Vérification à l'ELS :

✚ **Vérification de la contrainte dans le béton et l'acier :**

Il faut vérifier que la contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}; \sigma_{st} = \frac{M_s}{A \cdot \beta \cdot d}; \rho = \frac{100A}{b \cdot d}$$

VI.II.2.1. Poutres principales :

Position	M _s (KN.m)	A (cm ²)	ρ	β	K	σ _{st}	σ _{bc}	σ̄ _{bc}	σ̄ _{st}	Obs
En travée	13.707	8.01	0.834	0.869	23.17	61.537	2.65	15	348	CV
Aux appuis	-28.246	8.01	0.834	0.869	23.17	126.810	5.47	15	348	CV

Tableau V.18 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales non adhérentes aux voiles

Position	M_s (KN.m)	A (cm ²)	ρ	β	K	σ_{st}	σ_{b_c}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs
En travée	28.899	6.88	0.716	0.877	25.65	154.97	6.04	15	348	CV
Aux appuis	-50.24	8.01	0.834	0.877	25.65	223.494	8.71	15	348	CV

Tableau V.19: Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres principales adhérees aux voiles.

VI.II.2.2. Poutres secondaires :

Position	M_s (KN.m)	A (cm ²)	ρ	β	K	σ_{st}	σ_{b_c}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs
En travée	14.562	4.62	0.684	0.879	26.32	132.808	5.04	15	348	CV
Aux appuis	-18.017	10.65	1.576	0.836	15.49	77.948	5.03	15	348	CV

Tableau V.20 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires adhérees aux voiles de rive

Position	M_s (KN.m)	A (cm ²)	ρ	β	K	σ_{st}	σ_{b_c}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs
En travée	18.923	8.01	0.834	0.869	23.17	100.687	4.34	15	348	CV
Aux appuis	-30.244	10.65	1.576	0.836	15.49	125.811	8.12	15	348	CV

Tableau V.21 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les poutres secondaires adhérees aux voiles d'intermédiaires.

✚ Etat limite de déformation de la flèche

- Valeur limite de la flèche (Art.B.6.5,3/BAEL91modifiée99)

Pour / L ≤ 5m → $\bar{f} = \frac{L}{500}$

Pour / L > 5m → $\bar{f} = 0.5cm + \frac{L}{1000}$

Avec : L : la portée mesurée entre nus d'appuis

Sens X-X : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{320}{500} = 0.64cm$

La flèche lue par ETABS est : f = 0.02cm < $\bar{f} = 0.64cm$ → **Condition vérifiée.**

Sens Y-Y : $\bar{f} = \frac{405}{500} = 0.81cm$

La flèche lue par ETABS est : f = 0.01cm < $\bar{f} = 0.81cm$ → **Condition vérifiée.**

Conclusion : La flèche est vérifiée.

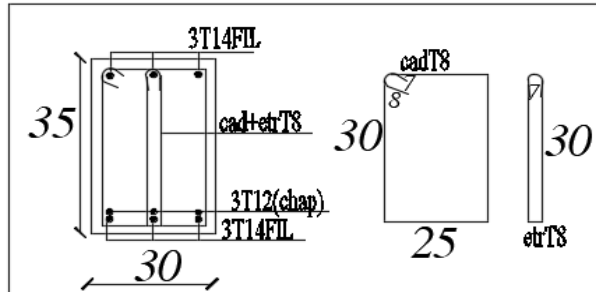
Schéma de ferrailage des poutres :

- **Poutres principales :**

- ✓ **En travée :**

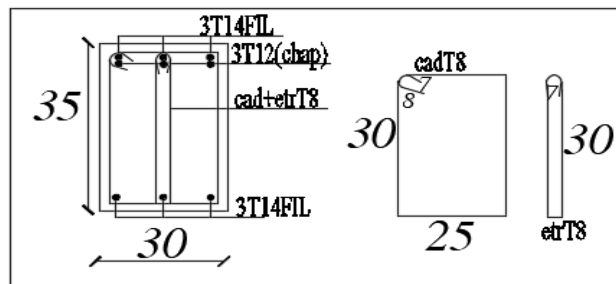
Armatures longitudinales : 3HA14+3HA12 (chapeaux)

Armatures transversales : (1 cadre+étrier) en HA8



- ✓ **Aux appuis :**

Armatures longitudinales : 3HA14+3HA12 (chapeaux)

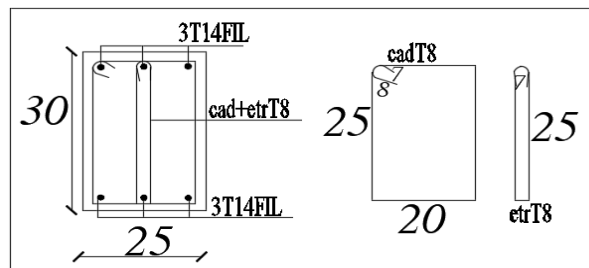


- **Poutres secondaires :**

- ✓ **En travée :**

Armatures longitudinales : 3HA14

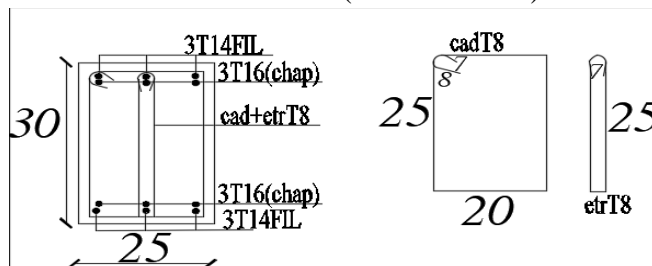
Armatures transversales : (1 cadre+étrier) en HA8



- ✓ **Aux appuis :**

Armatures longitudinales : 3HA14+3HA16 (chapeaux)

Armatures transversales : (1 cadre+étrier) en HA8



VI.III –1. Ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural et de contreventement qui se comporte comme une console verticale encastrée à sa base. Il est soumis à des charges réparties ou concentrées et sollicités par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant M qui prend la valeur maximale au niveau de la section d'encastrement.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferrailage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures de montages (transversales).

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- $1.35G + 1.5Q \rightarrow$ à l'ELU.
- $G + Q \rightarrow$ à l'ELS.
- $G + Q \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.
- $0.8G \pm E \rightarrow$ RPA99 révisé 2003.

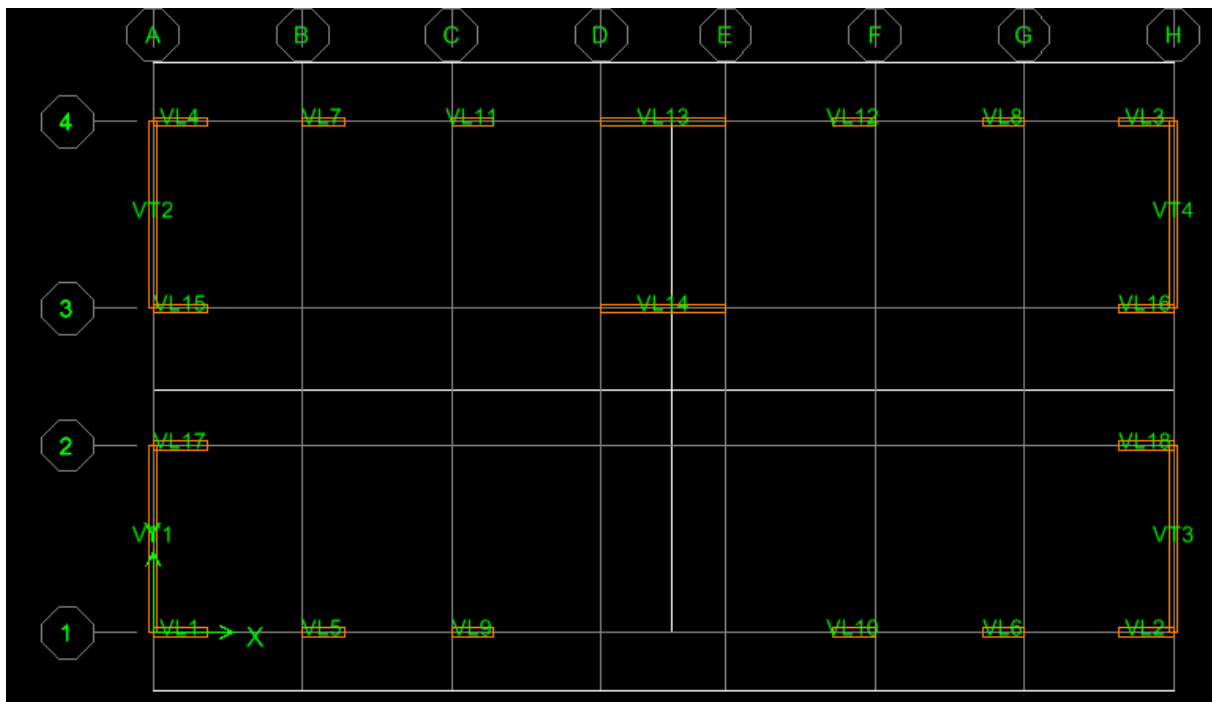


Figure 6: la disposition des voiles

VI.III.2 EXPOSER DE LA METHODE

Le ferraillage des voiles se fait pour une bande de largeur **d**, les diagrammes des contraintes sont déterminés à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M).

VI.III.3 DETERMINATION DES DIAGRAMMES DES CONTRAINTES

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N,M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{c.max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \cdot V$$

Avec : **B** : section transversal du voile

I : moment d'inertie du voile

V : demi-largeur du voile σ_t

$$\sigma_{t.min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \cdot V$$

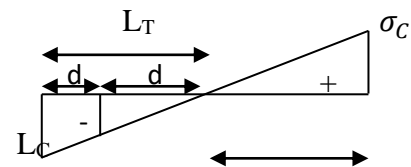


fig7. S.P.C

Le calcul se fera pour une bande de largeur « d » donnée par : $d \leq \min(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_C)$

h_e : La hauteur du planchers

L_C : la longueur de la zone comprimée : $L_C = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + |\sigma_{min}|} \times L$

L_T : la longueur de la zone tendue : $L_T = L - L_C$

$$\sigma_1 = (L_t - d) \frac{|\sigma_{min}|}{L_t}$$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- ✓ Section partiellement comprimée (SPC).
- ✓ Section entièrement comprimée (SEC).
- ✓ Section entièrement tendue (SET).

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en zones :

Zone I :RDC + 1^{er}+ 2^{ème}étage

Zone II: 3^{ème} ;4^{ème} étage+5^{ème}

Zone III :6^{ème} étage + 7^{ème} étage.

Remarque:

- Si σ_a et σ_b sont de signe positif, on aura une section entièrement tendue (S.E.T)
- Si σ_a et σ_b sont de signe négatif, on aura une section entièrement comprimée (S.E.C)
- Si σ_a et σ_b sont des signes contraires, on aura une section partiellement comprimée (S.P.C)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égal à 0.2% de la section horizontale du béton tendu.

Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

Globalement dans la section du voile : 0.15% B

En zone courante : 0.10% B_c

$$A_H \geq \frac{A_v}{4} \text{ (BAEL 91 modifiée 99)}$$

A_v : section d'armature verticale.

Les potelets

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à **0,2%** de la section horizontale du béton tendu.

Ferraillage minimal

$$A_{min} = \frac{B x f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL 91 modifié 99)}$$

$$A_{min} = 0.2\% B ; \text{ (RPA 99/version 2003)}$$

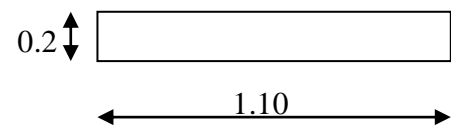
a- **Exemple de calcul**

Calcul du voile longitudinal VL1

Zone I

L=1.10 m

• **Sollicitation de calcul**



On calcule les effets agissants sur le voile considéré pour tous les étages

de la zone et on tire le plus défavorable pour calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = 14337.90 \text{ Kn/m}^2 \\ \sigma_{min} = -2491.36 \text{ Kn/m}^2 \end{array} \right.$$

- **Largeur de la zone comprimée**

$$L_C = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{14337.90}{14337.90 + 2491.36} \times 1.10 = 0.94\text{m}$$

- **Largeur de la zone tendue**

$$L_T = L - L_C = 1.1 - 0.94 = 0.16\text{m}$$

- **Calcul de la longueur « d »**

$$d = \frac{L_t}{2} = 0.08\text{m} \text{ avec } d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right) = 0.62\text{m} \text{ (RPA 99/Art 7.7.4)}$$

- **Determination de N**

Zone tendue:

$$\sigma_1 = \left(L_t - \frac{L_t}{2}\right) X \frac{|\sigma_{\min}|}{L_t}$$

$$\sigma_1 = 0.16 - 0.08 \times \frac{2491.36}{0.16} = 1245.68 \text{ Kn/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times dx = 29.89 \text{ Kn}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times dx = 9.96 \text{ Kn}$$

- **Calcul des armatures verticales**

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (**d1 et d2**) respectivement.

$$\text{Avec : } d1 \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L_c}{3}\right) = \min(2.04 ; 0.62) = 0.62\text{m}$$

$$\text{On prend : } d = \frac{L_t}{2} = 0.08\text{m}$$

Longueur d'extrémité :

$$\frac{L}{10} = \frac{1.30}{10} = 0.13\text{m} = 13\text{cm}$$

1^{er} bande :

$$A_{V1} = \frac{N_1}{\sigma_{S2}} = \frac{29.89}{400} = 0.74\text{cm}^2$$

2^e bande :

$$A_{V2} = \frac{N_2}{\sigma_{S2}} = \frac{9.96}{400} = 0.25\text{cm}^2$$

- **Armature de couture**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \text{ avec } \bar{V} = 1.4V_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times 99.03 \times 10}{400}$$

$$A_{vj} = 3.81\text{cm}^2$$

- **Armatures minimales (RPA99/VERSION 2003)**

$$A_{\min} = 0.15\% \times a \times L = 0.0015 \times 20 \times 110 = 3.3\text{cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures minimales (BAEL91)**

$$A_{min} \leq \max \left\{ \frac{d_1 \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0.02 d_1 \right\} = \max \left\{ \frac{0.62 \times 0.2 \times 2.1}{400}; 0.02 \times 0.62 \right\} = \max \{6.51; 1.24 \text{ cm}^2\}$$

$$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = (0.74 + 3.81/4) = 1.69 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

$$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4 = (0.25 + 3.81/4) = 1.20 \text{ cm}^2/\text{bande}$$

• **FERRAILLAGE ADOPTE**

On opte $A_1 = 2 \times 3\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2/\text{bande}$ avec $St = 10 \text{ cm}$

On opte $A_2 = 2 \times 3\text{HA}14 = 9.24 \text{ cm}^2/\text{bande}$ avec $St = 15 \text{ cm}$

• **Armatures horizontales**

$$A_H < \max \left\{ \frac{A_V}{4}; 0.5\% B_1 \right\} = \max \left\{ \frac{3.81}{4}; 0.0015 \times 130 \times 20 \right\} = \max \{0.95; 3.90 \text{ cm}^2\}$$

$$A_H = 3.90 \text{ cm}^2/\text{nappe}$$

Soit **7HA10=5.50cm²** avec **St= 15cm**

• **Armatures transversales (Art 7.7.4.3 ;RPA 99)**

Les deux nappes des armatures doivent être reliée avec aux moins quatre (4)épingles par mètre carré.

On opte : 4 épingles de HA 8/m².

• **Les potelets**

Vu que la section d'armature dans le poteau est supérieure à celle du voile, alors on adopte le même ferraillage que celui du poteau.

• **Vérification des espacements selon RPA99 (version2003)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_T < \min \{1.5e ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm condition vérifiée on adopte } St = 15 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.59 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa condition vérifiée}$$

• **Vérification des contraintes au cisaillement
Selon BAEL 91 et RPA 99 (Art 7.7.2.RPA 99)**

• **BAEL 91**

Avec $d = 0.9xh ; h = 1.10 \text{ m}$

$$\tau_b = \frac{V_U}{b \cdot d} = \frac{V_U}{b \times 0.9xh} = \frac{99.03 \times 10^3}{0.2 \times 0.9 \times 1.1} = 0.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa}$$

(Fissuration préjudiciable)

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 3.26 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• RPA 2003

$$\tau_b = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.2f_{c28}=5\text{MPa}.....\text{Condition vérifiée}$$

	ZONE		I
Caractéristique géométrique	L	(m)	1.1
	he(entre poutre)	(m)	4.08
	e	(m)	0.2
	B	(m ²)	0.22
	I	(m ⁴)	0.022
	V=V'	(m)	0.55
	T	(KN)	99.03
	σ _{max}	(KN/m ²)	14337.9
	σ _{min} (Traction -)	(KN/m ²)	-2491.36
	NATURE		SPC
	Lc	(m)	0.937
	LT	(m)	0.163
	d	(cm)	0.625
	d1 =d2	(m)	0.081
	σ ₁	(KN/m ²)	1245.680
	N1	(KN)	30.427
	N2	(KN)	10.142
	FERRAILAGE	A _{v1}	(cm ²)
A _{v2}		(cm ²)	0.254
A _{vj}		(cm ²)	3.813
AVt1=Av1+Avj*1/4		(cm ²)	1.714
AVt2=Av2+Avj*1/4		(cm ²)	1.207
A _{v1} min/Bande 1		(cm ²)	0.326
A _{v2} min/Bande 2		(cm ²)	0.326
A1=AVt ₁ /2 (/nappe)		(cm ²)	0.857
A2=AVt ₂ /2 (/nappe)		(cm ²)	0.603
A1retenue/Bande/nappe		(cm ²)	0.86
A2retenue/Bande/nappe		(cm ²)	0.60
Choix d'armature/Bande/nappe		bande1	2x3HA14
		bande2	2x3HA14
Ah (BAEL)		(cm ²)	0.21
Ah min/m (RPA)		(cm ²)	3.00
Ah retenue/m		(cm ²)	5.50
Armature transversale		(cm ²)	4 Epingle en HA8/m ²
vérifications		τ _{badmissible} =5MPa	τ _{b(RPA)}
	τ _{uadmissible} =2,5	τ _{u(BAEL)}	0.500
Contrainte a ELS	Ns	(KN)	361.69
	σ _{bc} =15	σ _{bc}	1.59

Tableau V.22.Ferrailage de voile longitudinale VL1

	ZONE		I	II	III	
Caractéristique géométrique	L	(m)	0.8	0.8	0.8	
	he(entre poutre)	(m)	4.08	3.06	3.06	
	e	(m)	0.2	0.2	0.2	
	B	(m ²)	0.16	0.16	0.16	
	I	(m ⁴)	0.009	0.009	0.009	
	V=V'	(m)	0.4	0.4	0.4	
	T	(KN)	66.39	73.66	93	
	σ_{max}	(KN/m ²)	14339.13	7499.7	14119.17	
	σ_{min} (Traction)	(KN/m ²)	-2490.13	-6776.48	-3805.9	
	NATURE		SPC	SPC	SPC	
	Lc	(m)	0.682	0.420	0.630	
	LT	(m)	0.118	0.380	0.170	
	d	(cm)	0.454	0.280	0.420	
	d1 =d2	(m)	0.059	0.190	0.085	
	σ_1	(KN/m ²)	1245.065	3388.240	1902.950	
	N1	(KN)	22.107	192.996	48.485	
	N2	(KN)	7.369	64.332	16.162	
FERRAILLAGE	A _{v1}	(cm ²)	0.553	4.825	1.212	
	A _{v2}	(cm ²)	0.184	1.608	0.404	
	A _{vj}	(cm ²)	2.556	2.836	3.581	
	AVt1=Av1+Avj*1/4	(cm ²)	1.192	5.534	2.107	
	AVt2=Av2+Avj*1/4	(cm ²)	0.823	2.317	1.299	
	A _{v1 min/Bande 1}	(cm ²)	0.237	0.759	0.340	
	A _{v2 min/Bande 2}	(cm ²)	0.237	0.759	0.340	
	A1=AVt1/2 (/nappe)	(cm ²)	0.596	2.767	1.054	
	A2=AVt2/2 (/nappe)	(cm ²)	0.412	1.159	0.650	
	A1retenue/Bande/nappe	(cm ²)	0.60	2.77	1.05	
	A2retenue/Bande/nappe	(cm ²)	0.41	1.16	0.65	
	Choix d'armature/Bande/nappe	bande1		2x2HA14	2x2HA12	2x2HA10
		bande2		2x2HA14	2x2HA12	2x2HA10
	Ah (BAEL)	(cm ²)	0.15	0.69	0.26	
	Ah min/m (RPA)	(cm ²)	3.00	3.00	3.00	
	Ah retenue/m	(cm ²)	1.50	1.50	1.50	
	Armature transversale	(cm ²)	4 Epingle en HA8/m ²			
vérifications	τ_b admissible=5MPa	τ_b (RPA)	0.645	0.716	0.904	
	τ_u admissible=2,5	τ_u (BAEL)	0.461	0.512	0.646	
Contrainte a ELS	Ns	(KN)	691.49	509.8	509.8	
	$\sigma_{bc}=15$	σ_{bc}	4.14	3.05	3.05	

Tableau V.23.Ferraillage de voile longitudinale VL5

	ZONE		I	II	III	
Caractéristique géométrique	L	(m)	2.6	2.6	2.6	
	he(entre poutre)	(m)	3.06	3.06	3.06	
	e	(m)	0.2	0.2	0.2	
	B	(m ²)	0.52	0.52	0.52	
	I	(m ⁴)	0.293	0.293	0.293	
	V=V'	(m)	1.3	1.3	1.3	
	T	(KN)	66.39	73.66	93	
	σ_{max}	(KN/m ²)	13104.25	5728.47	2712.18	
	σ_{min} (Traction -)	(KN/m ²)	-7244.71	-1483.31	-867.87	
	NATURE		SPC	SPC	SPC	
	Lc	(m)	1.674	2.065	1.970	
	LT	(m)	0.926	0.535	0.630	
	d	(cm)	1.116	1.377	1.313	
	d1 =d2	(m)	0.463	0.267	0.315	
	σ_1	(KN/m ²)	3622.355	741.655	433.935	
	N1	(KN)	502.961	59.492	41.026	
	N2	(KN)	167.654	19.831	13.675	
	FERRAILLAGE	A _{v1}	(cm ²)	12.574	1.487	1.026
A _{v2}		(cm ²)	4.191	0.496	0.342	
A _{vj}		(cm ²)	2.556	2.836	3.581	
AVt1=Av1+Avj*1/4		(cm ²)	13.213	2.196	1.921	
AVt2=Av2+Avj*1/4		(cm ²)	4.830	1.205	1.237	
A _{v1 min/Bande 1}		(cm ²)	1.851	1.070	1.261	
A _{v2 min/Bande 2}		(cm ²)	1.851	1.070	1.261	
A1=AVt1/2 (/nappe)		(cm ²)	6.607	1.098	0.960	
A2=AVt2/2 (/nappe)		(cm ²)	2.415	0.602	0.619	
A1retenue/Bande/nappe		(cm ²)	6.61	1.10	0.96	
A2retenue/Bande/nappe		(cm ²)	2.42	0.60	0.63	
Choix d'armature/Bande/nappe		bande1		2x3HA14	2x3HA12	2x3HA12
		bande2		2x6HA14	2x6HA12	2x6HA12
Ah (BAEL)		(cm ²)	1.65	0.27	0.24	
Ah min/m (RPA)		(cm ²)	3.00	3.00	3.00	
Ah retenue/m		(cm ²)	1.50	1.50	1.50	
Armature transversale		(cm ²)	4 Epingle en HA8/m ²			
vérifications		$\tau_{badmissible}=5MPa$	$\tau_{b(RPA)}$	0.199	0.220	0.278
	$\tau_{uadmissible}=2,5$	$\tau_{u(BAEL)}$	0.142	0.157	0.199	
Contrainte a ELS	Ns	(KN)	1480.6	1082.11	474.15	
	$\sigma_{bc}=15$	σ_{bc}	2.81	2.05	0.90	

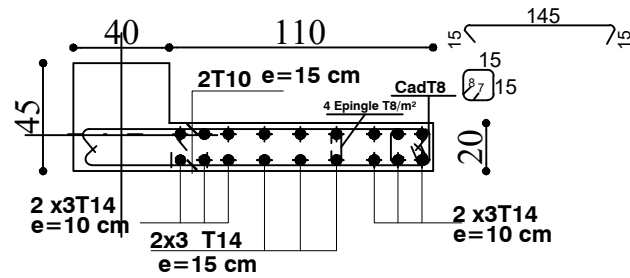
Tableau V.23.Ferrailage de voile Transversale VT13

	ZONE		I	II	III
Caractéristique géométrique	L	(m)	4.05	4.05	4.05
	he(entre poutre)	(m)	3.06	3.06	3.06
	e	(m)	0.2	0.2	0.2
	B	(m ²)	0.81	0.81	0.81
	I	(m ⁴)	1.107	1.107	1.107
	V=V'	(m)	2.025	2.025	2.025
	T	(KN)	66.39	73.66	93
	σ_{max}	(KN/m ²)	9519.79	2848.75	1329.73
	σ_{min} (Traction -)	(KN/m ²)	-41125.32	-123.46	-145.73
	NATURE		SPC	SPC	SPC
	Lc	(m)	0.761	3.882	3.650
	LT	(m)	3.289	0.168	0.400
	d	(cm)	0.508	1.530	1.530
	d1 =d2	(m)	0.508	0.084	0.200
	σ_1	(KN/m ²)	34778.793	61.730	72.865
	N1	(KN)	3852.290	1.558	4.372
	N2	(KN)	9672.673	0.519	1.457
	FERRAILLAGE	A _{v1}	(cm ²)	96.307	0.039
A _{v2}		(cm ²)	241.817	0.013	0.036
A _{vj}		(cm ²)	2.556	2.836	3.581
AVt1=Av1+Avj*1/4		(cm ²)	96.946	0.748	1.004
AVt2=Av2+Avj*1/4		(cm ²)	242.456	0.722	0.932
A _{v1 min/Bande 1}		(cm ²)	2.030	0.336	0.800
A _{v2 min/Bande 2}		(cm ²)	11.125	0.336	0.800
A1=AVt1/2 (/nappe)		(cm ²)	48.473	0.374	0.502
A2=AVt2/2 (/nappe)		(cm ²)	25.90	0.361	0.466
A1retenue/Bande/nappe		(cm ²)	22.08	0.37	0.50
A2retenue/Bande/nappe		(cm ²)	25.9	0.36	0.47
Choix d'armature/Bande/nappe		bande1	2x5HA14 =7.60cm ²	2x5HA12 =5.65cm ²	2x5HA12 =5.65cm ²
		bande2	2x19HA14 =29.25cm ²	2x11HA12 =21.49cm ²	2x11HA12 =21.49cm ²
Ah (BAEL)		(cm ²)	12.12	0.09	0.13
Ah min/m (RPA)		(cm ²)	3.00	3.00	3.00
Ah retenue/m		(cm ²)	6.06	1.50	1.50
Armature transversale		(cm ²)	4 Epingle en HA8/m ²		
vérifications		$\tau_{badmissible}=5\text{MPa}$	$\tau_{b(RPA)}$	0.127	0.141
	$\tau_{uadmissible}=2,5$	$\tau_{u(BAEL)}$	0.091	0.101	0.128
Contrainte a ELS	Ns	(KN)	1229.62	833.65	349.65
	$\sigma_{bc}=15$	σ_{bc}	1.51	1.02	0.43

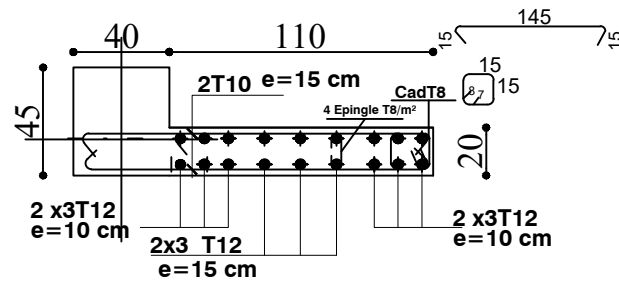
Tableau V.24.Ferrailage de voile Transversale VT1

FERR.Voiles Longitudinal VL.1

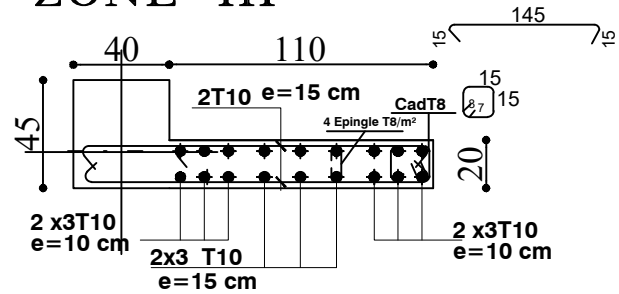
ZONE I



ZONE II

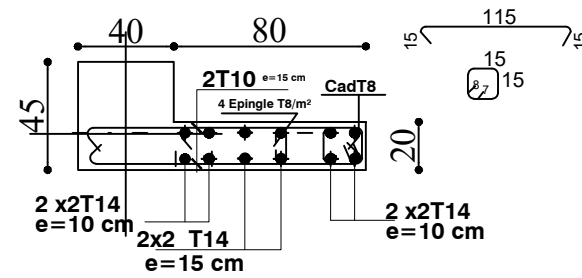


ZONE III

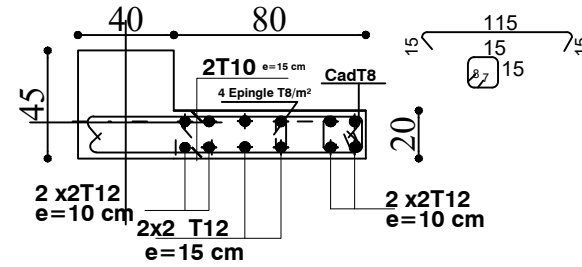


FERR.Voiles Longitudinal VL.5

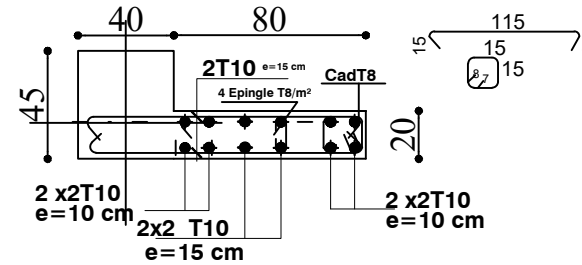
ZONE I



ZONE II

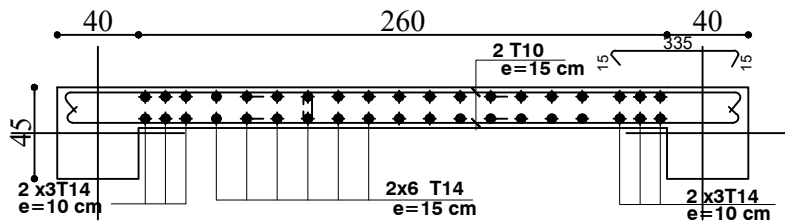


ZONE III

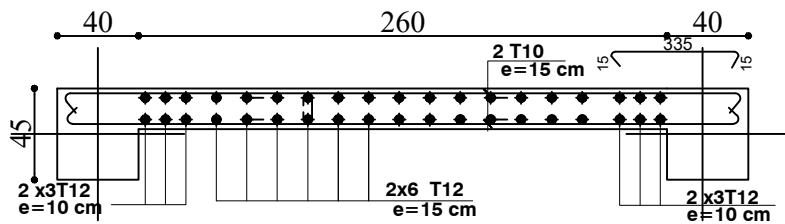


FERR.Voiles Longitudinal VL13

ZONE I

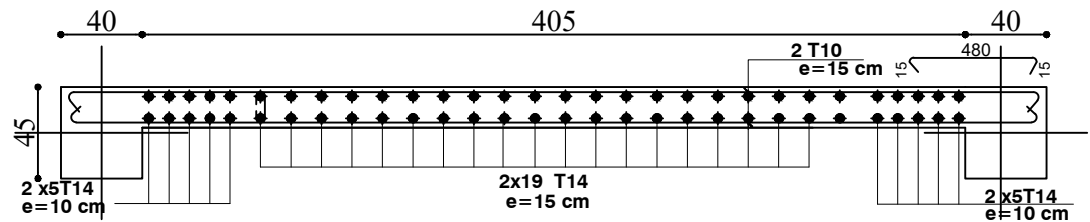


ZONE II ET III

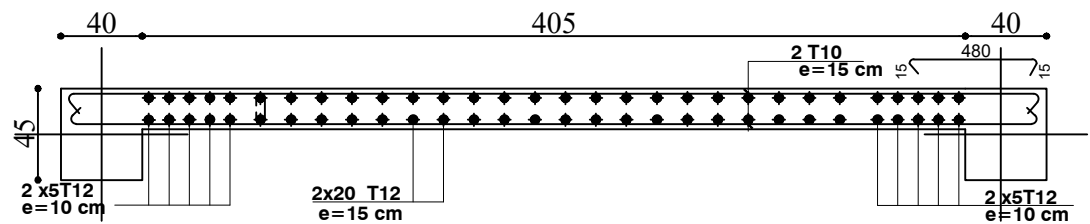


FERR.Voiles Transversal VT1

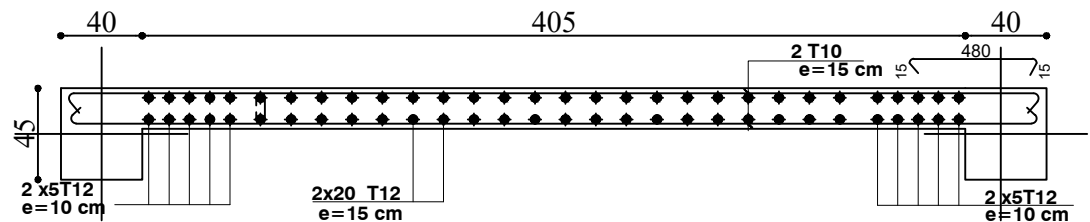
ZONE I



ZONE II



ZONE III





Chapitre VII
Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des éléments spéciaux (puits, pieux).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- **Une force horizontale** résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** qui peut s'exercer dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et leur résistance aux sollicitations extérieures.

• Fondations superficielles :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface. Les principaux types de ces dernières que l'on rencontre dans la pratique sont:

- Les semelles isolées.
- Les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- Les radiers.

□ Fondations profondes :

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage, qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variante de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Lorsque le sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondation superficielles (semelle ou radier).

✚ Etude du sol de fondation :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude du sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. La contrainte admissible du sol est:

$$s_{sol} = 2 \text{ bars.}$$

VII.2. Choix du type de fondations:

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants:

- Le type d'ouvrage à fonder, donc les charges appliquées à la fondation
- La résistance du sol
- Le tassement du sol

Ce choix doit satisfaire les critères suivants:

- Stabilité de l'ouvrage (rigide)

- Facilite d'exécution (coffrage)
- L'économie.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats du dimensionnement.

1) Semelles isolées sous poteaux:

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{\max} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_s}$$

(A×B) Dimension de la semelle

(a×b) Dimension du poteau

N_s : effort normal à l'ELS

σ_{sol} : capacité portante du sol $\rightarrow (\sigma_{sol} = 2 \text{ bar} = 200 \text{ kN/m}^2 = 0.200 \text{ MPa})$

Homothétie des dimensions:

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k \rightarrow \frac{40}{40} = 1 (\text{Poteau carré}), \text{D'ou: } A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$N_s = 960.09$$

$$A = 2.19$$

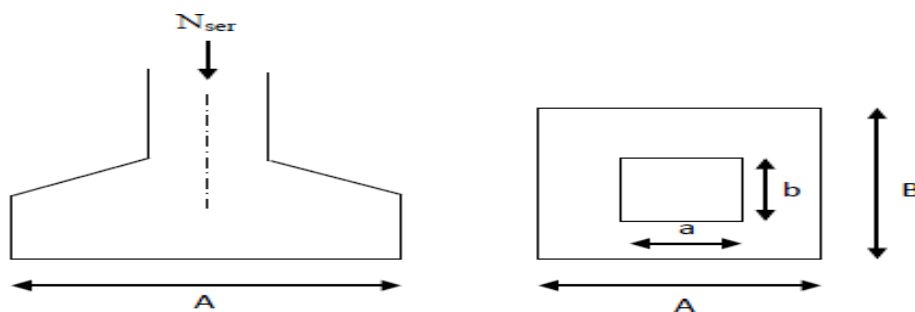


Figure VII-1: Schéma de la semelle isolée.

Vu l'importance des dimensions des semelles, dans le but d'éviter tout risque de chevauchement de ces dernières, l'option des semelles isolées est à écarter. On aura donc à choisir entre des semelles filantes et le radier général, selon les résultats du dimensionnement.

2) Semelles filantes :

• Pré dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort N .

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_s \rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_s \rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \cdot L}$$

- N_s : effort normal à la base du voile
- B : largeur de la semelle
- L : longueur de la semelle sous voile

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous:

- **Sens longitudinale :**

Voile	σ_{sol} (KN/m ²)	Ns (KN)	n voile	L (m)	B (m)	S=BxL
VL1	200	361.69	8	1.10	1.64	14.43
VL2	200	691.49	8	0.8	4.32	7.04
VL3	200	1490.60	2	2.60	2.86	14.87
Total						36.34

Tableau VII-1-Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

- **Sens transversale :**

Voile	σ_{so} (KN/m ²)	Ns (KN)	n voile	L (m)	B (m)	S=BxL
VT1	200	1229.62	4	4.05	1.52	10.13

Tableau VII-2-Surface des semelles filantes sous voiles (sens transversal)

La surface des semelles filantes sous voile est :

$$S_v = 36.34 + 10.13 = 46.47 \text{ m}^2$$

- **Pré dimensionnement des semelles filantes sous les poteaux:**

- **Hypothèse de calcul:**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etape de calcul:**

- Détermination de la résultante des charges: $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \frac{N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

- Détermination de la Distribution (paramètre linéaire) des sollicitations de la semelle:

$e < \frac{L}{6}$ \longrightarrow Répartition trapézoïdale

$e > \frac{L}{6}$ \longrightarrow Répartition triangulaire

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right)$$

$$h_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30\text{cm}\right) = (40\text{cm}; 30\text{cm})$$

$$q_{L/4} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right)$$

- **Détermination de largeur B de la semelle:**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

L'ensemble des résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

POT	Nser(KN)	ei(m)	Ni.ei(KN.m)	Mi(KN.m)
1	551.11	-3.73	-2055.64	1.626
2	833.27	-1.865	-1554.04	-7.173
3	834.07	1.865	1555.54	7.168
4	549.63	3.73	2050.12	-1.273
	2768.08		-4.12	0.348

Tableau VII-3 : Surface de semelles filantes sous poteaux

- **Détermination des coordonnées de la structure:**

$$e = \frac{-4.12 + 0.348}{2768.08} = -0.0013$$

- **Détermination de la distribution de la réaction de la semelle par mètre linéaire**

$$e = -0.0013 < \frac{L}{6} = \frac{12.30}{6} = 2.05\text{m} \quad \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

- **Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle :**

$$q_{\text{max}} = \frac{2768.08}{12.30} \left(1 + \frac{6x(-0.0013)}{12.3} \right) = 224.90 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{min}} = \frac{2768.08}{12.30} \left(1 - \frac{6x(-0.0013)}{12.3} \right) = 225.19 \text{ KN/m}^2$$

$$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{2768.08}{12.30} \left(1 - \frac{3x(-0.0013)}{12.3} \right) = 225.12 \text{ KN/m}^2$$

- **Détermination de la largeur B de la semelle :**

$$B \geq \frac{225.12}{200} = 1.12\text{m}$$

On prend: **B = 1.15m**

- **La surface totale occupée par les semelles filantes :**

$S_t = n \times S_p + S_v$ avec **n**: nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_t = 8(12.75 \times 1.15) + 46.47$$

$$S_t = \mathbf{163.77 \text{ m}^2}$$

$$S_{\text{batiment}} = 12.75 \times 25 = \mathbf{318.75 \text{ m}^2}$$

$$\frac{S_{T.sem}}{S_{bat}} = \frac{163.77}{318.75} = 0.51 \rightarrow 51.00\% \text{ de la surface de l'assise}$$

S_{semelles} > 50% S_{bâtiment}

La surface totale des semelles représente **51.00%** de la surface du bâtiment.

- **Conclusion:**

la surface totale de la semelles dépasse **50%** de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles .Vu la hauteur de la construction et les charges apportée par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol , un radier général à été opter comme type de fondation .

VII.3.Etude du radier général:

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier général présente les avantages suivants

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- Évite les tassements différentiels importants
- Faciliter le coffrage et la mise en œuvre du béton
- Rapidité de l'exécution.

1) Pré dimensionnement du radier :

- **Epaisseur de tablier:**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{20} \text{ Avec une hauteur minimale de 25 cm}$$

L_{max} : portée maximale, $L_{max}=4.50m$

$h_t \geq 20$ cm On opte pour **$h_t=25cm$**

- **Hauteur des nervures:**

Les nervures du radier doivent avoir une hauteur qui vérifie:

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} \quad \text{soit : } \mathbf{h_n=90cm}$$

- **Condition de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

Avec:

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface ($K = 40Mpa$).

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

De la condition précédente, nous tirons

$$h = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

I : Inertie de la section du radier ($b=1\text{m}$).

E: Le module de Young, pour un chargement de longue durée ($E=10818,86\text{ MPa}$).

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.5\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.87}} = 0.90$$

On prend $h=90\text{cm}$

- **Largeur de la nervure:**

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \quad \rightarrow \quad 36\text{ cm} \leq b_n \leq 63\text{cm}$$

On prend $b_n=45\text{cm}$

- **Hauteur de la dalle flottante:**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad (\text{Dalle sur 4 appuis})$$

$$9\text{cm} \leq h_d \leq 11\text{cm}$$

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

- **Conclusion:**

On optera pour les dimensions suivantes:

- Hauteur de la dalle (tablier) $h_t=25\text{cm}$
- Hauteur de la nervure $h_n=90\text{cm}$
- Largeur de la nervure $b_n=45\text{cm}$
- Hauteur de la dalle flottante $h_d=15\text{cm}$

2) Détermination de la surface du radier :

Les efforts normaux sont tirés à partir du logiciel:

$$N_u = 46377.70\text{KN}$$

$$N_s = 33869.83\text{KN}$$

$$\text{ELU : } S_{\text{radier}} = \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{46377.70}{1.33 \times 200} = 174.35\text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{\text{radier}} = \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{33869.83}{200} = 169.35\text{m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 174.35\text{m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 318.75\text{m}^2 > S_{\text{radier}} = 174.35\text{m}^2$$

Donc on prend comme surface du radier celle de l'accise du bâtiment, en ajoutant un débord minimal fixé par les règles du BAEL :

- **Débord minimum:**

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30cm\right)$$

$$L_{déb} \geq \max(45; 30cm)$$

On opte pour : $h_{déb} = 50cm$

$$S_{déb} = P_{erim} \times L_{déb} = ((12.75 \times 2) + (25 \times 2)) \times 0.5 = 37.75m^2$$

Donc on aura une surface totale du radier: $S_{radier} = S_{bâtiment} + S_{déb} = 356.5m^2$

- **Détermination des efforts à la base du radier :**

Charges permanentes: $G_{total} = G_{batiment} + G_{radier}$

a) Poids du radier:

$G_{radier} =$ Poids du tablier + Poids du remblai + Poids des nervures + Poids de la dalle flottante

Poids du tablier:

$$g_1 = S_{radier} \times h_t \times \rho_b = 356.5 \times 0.25 \times 25 = 2228.12 \text{ KN}$$

Poids de la dalle flottante:

$$g_2 = (S_{radier} - S_{ner}) \times h_d \times \rho_b$$

Avec : $S_{nerv} = b_n \times L \times n = (0.45 \times 13.75 \times 8) + (0.45 \times 26 \times 4) = 96.30m^2$

$$g_2 = (356.5 - 96.30) \times 0.15 \times 25 = 975.75 \text{ KN}$$

Poids des nervures :

$$g_3 = b_n \times (h_n - h_t) \times L \times n \times \rho_b$$

$$g_3 = ((0.45 \times (0.9 - 0.25) \times (13.75 \times 8) + (0.45 \times (0.9 - 0.25) \times (26 \times 4))) \times 25 = 792.675 \text{ KN}$$

Poids du remblai (TVO): $g_4 = (S_{radier} - S_{nervures}) \times (h_n - h_t) \times \text{poids volumique remblai}$

$$g_4 = ((356.5 - 96.30) \times (0.9 - 0.25)) \times 17 = 2875.21 \text{ KN}$$

$$G_{Tradier} = 6871.755 \text{ KN}$$

- **Poids du bâtiment :**

$$G_{batiment} = 29513.60 \text{ KN}$$

b) Charge permanente apportée sur le radier GT

$$G_{total} = P(\text{superstructure}) + P(\text{infrastructure})$$

$$G_{total} = 29513.60 + 6871.755 = 36385.355 \text{ KN}$$

C) charge d'exploitations apportée sur le radier QT :

$$Q_{total} = Q_{batiment} + Q_{radier}$$

$$Q_{batiment} = 4356.22 \text{ KN}$$

$$Q_{radier} = 356.5 \times 2.5 = 891.25 \text{ KN}$$

$$Q_{total} = 4356.22 + 891.25 = 5247.47 \text{ KN}$$

- **Combinaison d'actions:**

- **ELU:** $N_u = 1.35G + 1.5Q = 46377.70 \text{ KN}$

- **ELS :** $N_s = G + Q = 33869.83 \text{ KN}$

3- Vérifications:

- **Vérification des contraintes tangentielles:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_U = \frac{N_U \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{46377.70 \times 1}{356.50} \times \frac{4.05}{2} = 292.706 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{292.706 \times 10^3}{1000 \times 225} = 1.3 \text{ MPa}$$

1.30 MPa < 2.5 MPa Condition Vérifiée.

- **Vérification de la stabilité du radier:**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par un effort normal (N) dus aux charges verticales et a un moment de renversement (M) dus au séisme.

$$M = M_0 + V_0 \times h$$

Avec:

M_0 : moment à la base l'ouvrage.

V_0 : effort tranchant à la base.

h : hauteur du radier (1m)

- **Centre de gravité du radier:**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \times V (V: X_G \text{ ou } Y_G)$$

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suit:

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 8.1 \text{ m} \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 6 \text{ m}$$

Avec:

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

- **Moment d'inertie du radier:**

$$I_X = \sum [I_x + S(X_i - X_G)^2] = 5632.48 \text{ m}^4$$

$$I_Y = \sum [I_y + S(Y_i - Y_G)^2] = 20139.92 \text{ m}^4$$

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne:

	M (KN.m)	ELU			ELS			$1.3\sigma_{sol}$	Obs
		σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)		
Sens X	49206.356	161.853	98.329	145.972	126.768	63.244	110.887	266	cv
Sens Y	39456.80	178.953	81.230	154.522	143.867	46.145	119.436	266	cv

Tableau VII.4 : Récapitulatif des contraintes

- **ELU**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33\sigma_{sol} \quad \text{On doit vérifier que:} \quad \sigma \leq 1.33 \times \sigma_{sol}$$

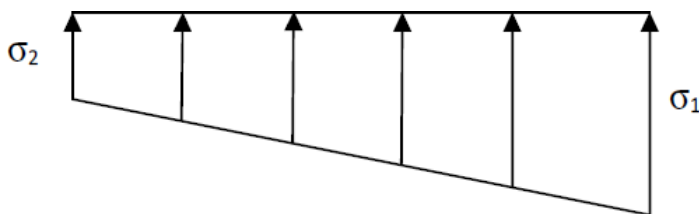


Figure VI. 2 : Diagramme des contraintes du sol

- **à l'ELS**

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad 1.33\sigma_{sol} = 266. \text{ KN/m}^2 \quad \text{avec}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M}{I} \times V(V: X_G \text{ ou } Y_G)$$

$$M = M_0 + V_0 \times h$$

M_0 : Tiré à partir du logiciel

- **à l'ELU**

$$M_{0x} = 47186.476 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 36876.770 \text{ KN.m}$$

$$V_{0x} = 2019.88 \text{ KN}$$

$$V_{0y} = 2580.03 \text{ KN}$$

$$M_x = 47186.476 + (2019.88 \times 1.00) = 49206.356 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 36876.770 + (2580.03 \times 1.00) = 39456.80 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 46377.70 \text{ KN}$$

$$N_s = 33869.83 \text{ KN}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, la stabilité du radier est vérifiée

- **Vérification au poinçonnement: (Art A.5.24 BAEL 91)**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite:

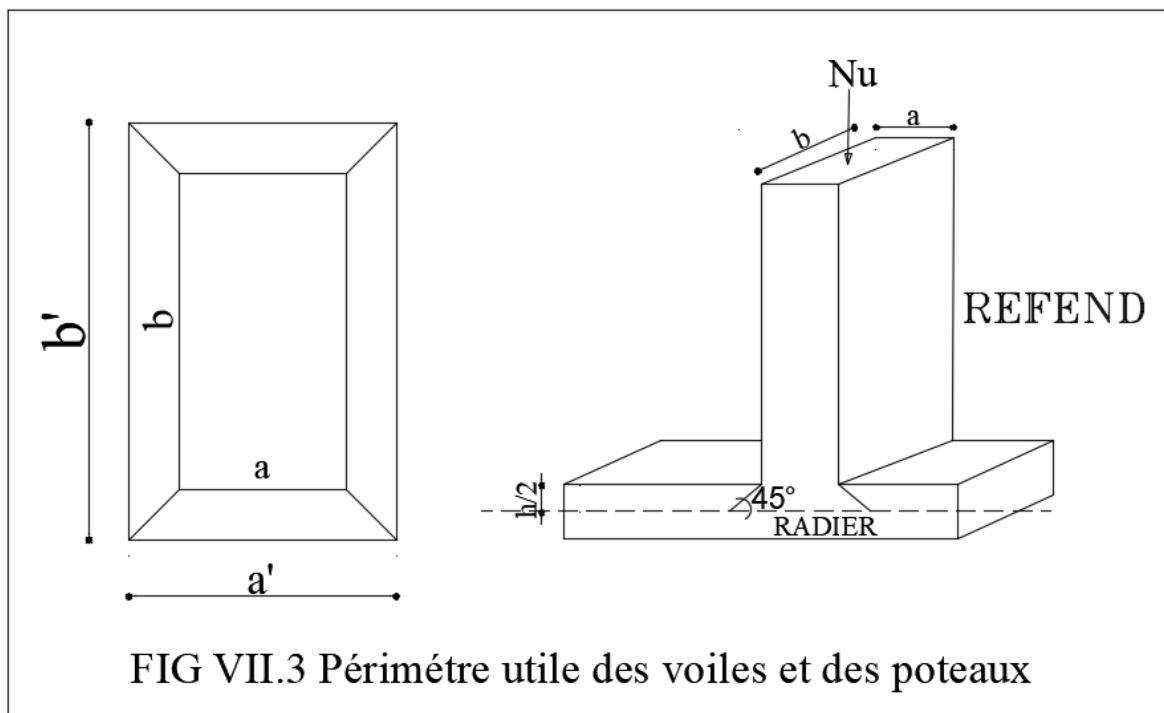
$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Vérification pour les poteaux:**

N_u : Charge de poteau à l'ELU égale à **1316.05 KN**

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale du radier égale à 100 cm



$$U_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 = (0,40 + 0,45 + 2 \times 1) \times 2 = 5.7 \text{ m}$$

$$N_u = 1316.05 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 5.7 \times 1.00 \times 25000}{1.5} = 4275 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification pour les voiles :**

On considère une bande de 1 ml du voile

$e = 15 \text{ cm}$, $b = 1 \text{ ml}$

$$N_u = 2037.25 \text{ KN}$$

$$U_c = (a + b + 2 \times h) \times 2 = (0,2 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 3.2 \text{ m}$$

$$N_u = 1950.81 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 3.2 \times 1.00 \times 25000}{1.5} = 2400 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3) **Ferraillage du radier:**

Le ferraillage sera calculé en fonction des sollicitations données par les combinaisons plus défavorables :

- **1.35G+1.5Q** → à l'ELU.
- **G + Q** → à l'ELS.
- **G + Q ± E** → RPA99 révisé 2003.
- **0.8G ± E** → RPA99 révisé 2003.

• **Ferraillage de la dalle:**

Pour le calcul du ferraillage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL91 révisé 99.

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie à l'ELU, sera vérifié ainsi à l'ELS.

Les contraintes prises en compte dans le calcul

$$\text{ELU : } q_u = \sigma_m^{\max} = \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 154.522 - \frac{6871.755}{356.5} = 135.24 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \sigma_m^{\max} = \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 119.436 - \frac{6871.755}{356.5} = 100.160 \text{ KN/ml}$$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau si dessous :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.6}{4.5} = 0.8$$

$$0.4 < \rho < 1$$

Donc le panneau travaille dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Avec :

μ_x et μ_y : Coefficients donnés en fonction de ρ

et du coefficient de Poisson ν ($\nu = 0$ à l'ELU ; $\nu = 0,2$ à l'ELS).

- **Calcul à l'ELU :**

$$q_u = 135.24 \text{ KN/ml}, \nu = 0$$

$$\rho = 0.8 \rightarrow \mu_x = 0.0565 ; \mu_y = 0.595$$

$$M_x = \mu_x \times q \times l^2 = 0.0565 \times 135.24 \times (3.6)^2 = 99.028 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.595 \times 99.028 = 58.921 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments :**

- Si le panneau considéré est continu au- de là de ses appuis:
Moment en travée: **$0,75M_x$ ou $0,75M_y$**
Moments aux appuis: **$0,5M_x$ ou $0,5M_y$**
- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel
Moment en travée : **$0.85 M_x$ ou $0.85M_y$**

Moment sur appuis: **$0.3M_x$ ou $0.3M_y$** \longrightarrow appuis de rive

$0.5M_x$ ou $0.5M_y$ \longrightarrow appuis intermédiaire

En travée :

$$M_{x,t} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 99.028 = 74.271 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,t} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 58.921 = 44.190 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_{x,a} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 99.028 = 49.514 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,a} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 58.921 = 29.460 \text{ KN.m}$$

4) Ferrailage a l'ELU

❖ **Sens de la petite portée (x-x) : (lx)**

$$b = 100 \text{ cm}, ht = 25 \text{ cm}, c = 3 \text{ cm}$$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_x^t}{b x d^2 x f_{bc}} = \frac{74.271 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} = 0.108 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.108 \rightarrow \beta = 0.943$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{74.271 \times 10^3}{0.943 \times 22 \times 348} = 10.287 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **Ast**= 6HA16=12.06cm² avec un espacement St = 15cm

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_x^a}{b x d^2 x f_{bc}} = \frac{49.514 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} = 0.072 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.072 \rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{49.514 \times 10^3}{0.943 \times 22 \times 348} = 6.858 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **Ast**= 6HA14=9.24cm²avec un espacement St = 15cm

❖ **Sens de la grande portée: (ly)**

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_y^t}{b x d^2 x f_{bc}} = \frac{44.190 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} = 0.064 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.072 \rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{44.190 \times 10^3}{0.963 \times 22 \times 348} = 5.993 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **Ast**= 6HA14=9.24cm²avec un espacement St = 15cm

Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_y^a}{b x d^2 x f_{bc}} = \frac{29.460 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} = 0.004 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0.004 \rightarrow \beta = 0.998$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{29.460 \times 10^3}{0.998 \times 22 \times 348} = 3.855 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **Ast**= 6HA10=4.71cm²avec un espacement St = 15cm

Vérifications à l'ELU:

❖ **Condition de non fragilité : (Article B.7.4 du BAEL 91 modifié 99)**
Armatures suivant le sens de lx:

$$W_x \geq W_0 \times \frac{(3-\rho)}{2}; W_x = A_x / (b \times d)$$

Avec:

A_x : section minimale d'armatures.
 $b \cdot h$: section totale du béton.
 W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (Acier HAFeE400).

Donc : $A_x \geq b \cdot d \cdot W_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \rightarrow A_x = 100 \times 22 \times 0.0008 \times \frac{(3-0.8)}{2} = 1.936$

Travée : $A_{adoptée} = 12.06 \text{cm}^2 > A_x = 1.936 \text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Appuis : $A_{adoptée} = 9.24 \text{cm}^2 > A_x = 1.936 \text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Armatures parallèles : suivant le sens de ly :

$W_y \geq W_0 ; W_y = A_y / (b \times h)$
 Donc : $A_y \geq b \times h \times W_0 \rightarrow A_y \geq 100 \times 22 \times 0.0008 = 1.76 \text{cm}^2$

Travée : $A_{adoptée} = 9.24 \text{cm}^2 > A_y = 1.76 \text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Appuis : $A_{adoptée} = 4.71 \text{cm}^2 > A_y = 1.76 \text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

❖ **Vérification au cisaillement :(BAEL91 modifié99/Art A.5.2-2)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2.5 \text{MP}$$

Effort tranchant :

- **Suivant lx:**

$$T_u = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{3l_y}$$

$T_u = 135.24 \times 3.6 \times 4.5 / (3 \times 4.5) = 162.288 \text{KN}$
 $\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = 0.737 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$ **Condition vérifiée.**

- **Suivant ly:**

$$T_u = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x}$$

$T_u = 135.24 \times 3.6 \times 4.5 / (2 \times 4.5 + 3.6) = 173.88 \text{KN}$
 $\tau_u = 0.790 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$ **Condition vérifiée.**

• **Calcul à l'ELS :**

$q_u = 135.24 \text{KN/ml}, v = 0.2$
 $\rho = 0.8 \rightarrow \mu_x = 0.0632 ; \mu_y = 0.710$
 $M_x = \mu_x \times q \times l^2 = 0.0632 \times 135.24 \times (3.6)^2 = 110.771 \text{KN.m}$
 $M_y = \mu_y \times M_x = 0.710 \times 110.771 = 78.647 \text{KN.m}$

• **Correction des moments :**

- Si le panneau considéré est continu au-de là de ses appuis:

Moment en travée: $0,75M_x$ ou $0,75M_y$

Moment sur appuis: $0,5M_x$ ou $0,5M_y$

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Moment en travée : $0,85M_x$ ou $0,85M_y$

Moment sur appuis: $0,3M_x$ ou $0,3M_y$ \longrightarrow appuis de rive

$0,5M_x$ ou $0,5M_y$ \longrightarrow appuis intermédiaire

En travée :

$$M_x^t = 0,75M_x = 0,75 \times 110,771 = 83,078 \text{ KN.}$$

$$M_y^t = 0,75M_y = 0,75 \times 78,647 = 58,985 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_x^a = 0,5M_x = 0,5 \times 110,771 = 55,385 \text{ KN.}$$

$$M_y^a = 0,5M_y = 0,5 \times 78,647 = 39,323 \text{ KN.m}$$

Vérifications à l'ELS :

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

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau)

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_{ct}, (110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) \quad \eta = 1,6 \rightarrow \text{Barres HA}$$

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} 400, (110 \sqrt{1,6 \times 2,1})\right) \rightarrow \min(266,6; 201,63)$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}; \beta_1 \text{ est en fonction de } \rho$$

En travée: $M_{tmax} = 83,078 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}; \beta_1 \text{ est en fonction de } \rho$$

$$\rho = \frac{100 \times \sigma_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 12,06}{100 \times 22} = 0,548 \rightarrow \beta_1 = 0,889$$

$$\sigma_{st} = \frac{83,078 \times 10^3}{0,889 \times 22 \times 12,06} = 352,22 \text{ MPa}$$

Il y'a lieu de vérifier si: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \rho = 0.889 \rightarrow K_1 = 30.04$$

$$\sigma_{bc} = \frac{352.22}{30.04} = 11.725 MPa$$

$\sigma_{bc} = 11.725 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ Condition vérifiée.

Aux appuis: $M_{amax}=55.385KN.m$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}; \beta_1 \text{ est en fonction de } \rho$$

$$\rho = \frac{100 \times \sigma_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9.24}{100 \times 22} = 0.42 \rightarrow \beta_1 = 0.900$$

$$\sigma_{st} = \frac{55.385 \times 10^3}{0.900 \times 22 \times 9.24} = 302.729 MPa$$

Il y'a lieu de vérifier si: $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \rho = 0.42 \rightarrow K_1 = 35.0$$

$$\sigma_{bc} = \frac{302.729}{35.0} = 8.649 MPa$$

$\sigma_{bc} = 8.649 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$ Condition vérifiée.

5) Ferrailage de débord :

Le débord doit être calculé comme une console encastrée au niveau du radier, du moment qu'il est moins chargé par rapport à la dalle et la nervure donc les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

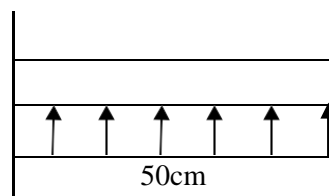


Schéma VI-3-schéma statique du débord

VII-3-Etude des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue

sur plusieurs appuis, et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) ver celle-ci.

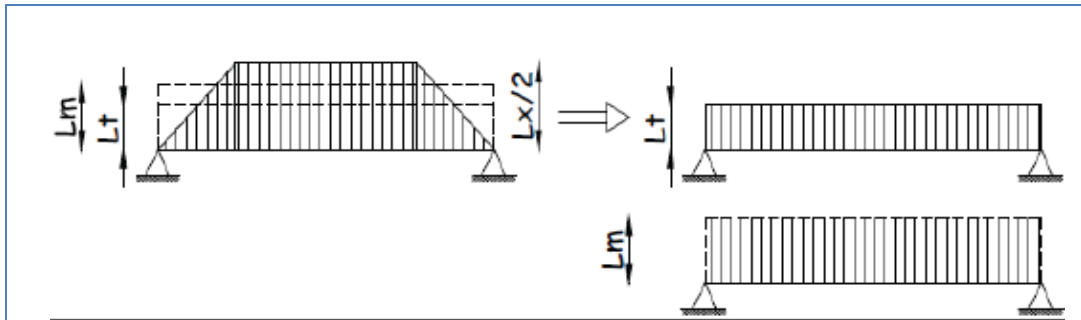


Figure VII-3 : Présentation des chargements simplifiés.

Charge trapézoïdale:

$$L_m = I_x \times \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6}\right)$$

$$L_t = I_x \times \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4}\right)$$

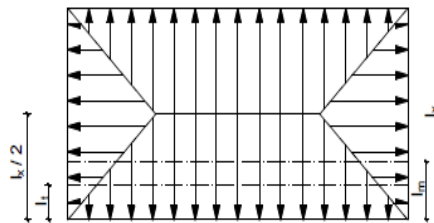


Figure VII-4 : Répartition trapézoïdale.

Charges triangulaires :

$$L_m = 0.333 \times I_x$$

$$L_t = 0.25 \times I_x$$

Pour les moments fléchissant : $Q = q \times L_m$

Pour les efforts tranchants: $Q = q \times L_t$

$$ELU : q_u = \sigma_m^{max} - \left(\frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{nerv}}{S_{nerv}} \right) = 154.522 - \left(\frac{6871.755}{356.5} - \frac{792.675}{96.30} \right) = 143.477 \text{ KN/m}^2$$

$$ELS : q_s = \sigma_m^{max} - \left(\frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{nerv}}{S_{nerv}} \right) = 119.436 - \left(\frac{6871.755}{356.5} - \frac{792.675}{96.30} \right) = 108.391 \text{ KN/m}^2$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETAB

• Calcul à l'ELU :

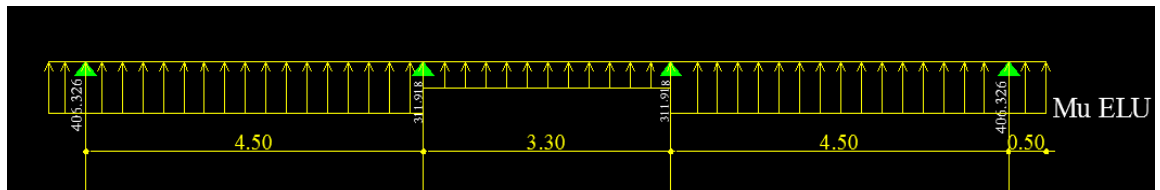
Sens YY:

Travée		I_x	I_y	ρ	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_u KN/m ²	Q_u KN/ml	$\sum Q_u$ KN/ml	Q_t KN/ml	$\sum Q_t$ KN/ml
(A-B)	1	3.6	4.5	0.8	Trapèze	1.416	1.224	143.477	203.163	406.326	175.615	351.230
	2	3.6	4.5	0.8	Trapèze	1.416	1.224		203.163		175.615	
(B-C)	1	3.6	3.3	1.09	Trapèze	1.087	0.730		155.959	311.918	104.738	209.476
	2	3.6	3.3	1.09	Trapèze	1.087	0.730		155.959		104.738	
(C-D)	1	3.6	4.5	0.8	Trapèze	1.416	1.224		203.13	406.326	175.615	351.230
	2	3.6	4.5	0.8	Trapèze	1.416	1.224		203.163		175.615	

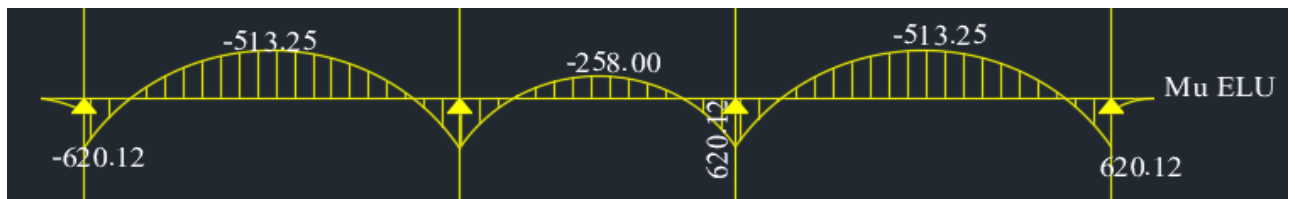
Tableau VII.5 : Répartition des charges dans les nervures (sens Y-Y)

Pour la détermination des efforts nous allons utiliser le logiciel ETABS

• Moment fléchissant :

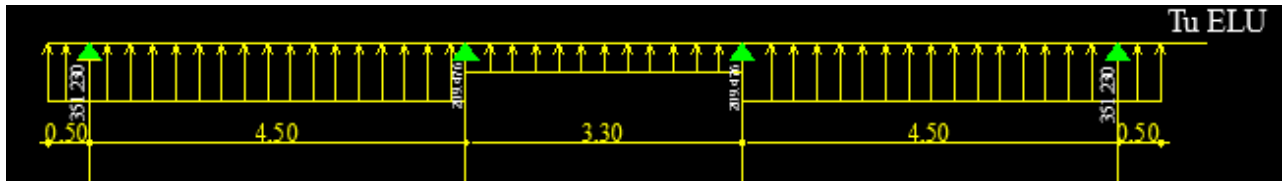


Figures VII.5 :Schéma statique des nervures(moment fléchissant)

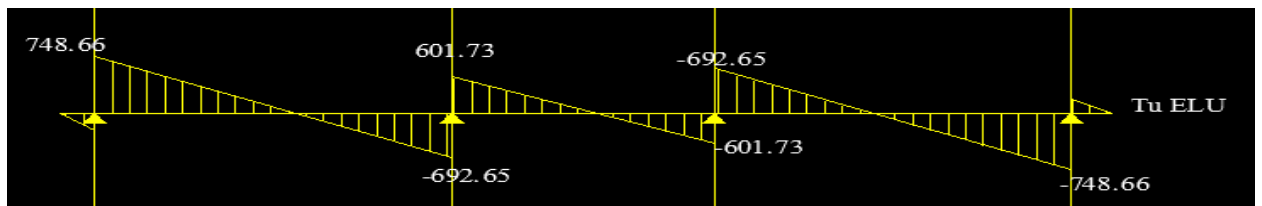


Figures VII. 6 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens YY)

• Effort tranchant :



Figures VII.7 :Schéma statique des nervures(effort tranchant)



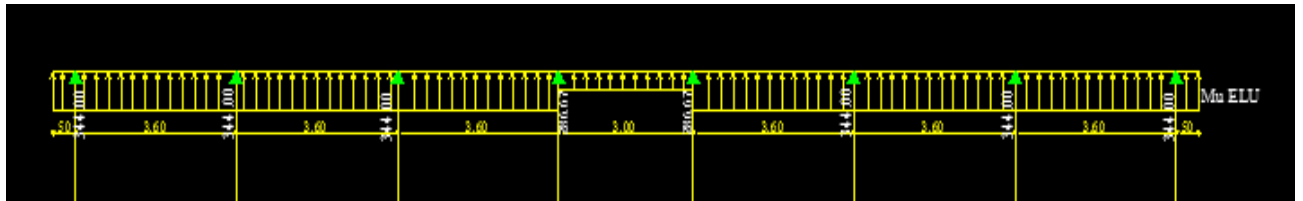
Figures VII. 8 : Diagramme, des efforts tranchants dans les nervures (sensYY)

Sens X-X:

travée	panneau	Lx	Ly	ρ	charge	lm(m)	lt(m)	qu KN/m ²	Qu KN/ml	Σ Qu KN/ml	Qt KN/ml	Σ Qt KN/ml
A-B	1	3.6	4.5	0.8	Triangle	1.199	0.9	143.477	172.00	344.00	129.129	258.258
	2	3.6	3.3	1.09	Triangle	1.199	0.9		172.00		129.129	
B-C	1	3.6	4.5	0.8	Triangle	1.199	0.9		172.00	344.00	129.129	258.258
	2	3.6	3.3	1.09	Triangle	1.199	0.9		172.00		129.129	
C-D	1	3.6	4.5	0.8	Triangle	1.199	0.9		172.00	344.00	129.129	285.258
	2	3.6	3.3	1.09	Triangle	1.199	0.9		172.00		129.129	
D-E	1	3	4.5	0.67	Triangle	0.999	0.75		143.33	286.67	107.608	215.216
	2	3	3.3	0.91	Triangle	0.999	0.75		143.33		107.608	
E-F	1	3.6	4.5	0.8	Triangle	1.199	0.9		172.00	344.00	129.129	258.258
	2	3.6	3.3	1.09	Triangle	1.199	0.9		172.00		129.129	
F-G	1	3.6	4.5	0.8	Triangle	1.199	0.9		172.00	344.00	129.129	258.258
	2	3.6	3.3	1.09	Triangle	1.199	0.9		172.00		129.129	
G-H	1	3.6	4.5	0.8	Triangle	1.199	0.9		172.00	344.00	129.129	258.258
	2	3.6	3.3	1.09	Triangle	1.199	0.9		172.00		129.129	

Tableau VII.6:Répartition des charges dans les nervures (sens X-X)

- **Moment fléchissant :**



Figures VII. 9 : Schéma statique des nervures (moment fléchissant)

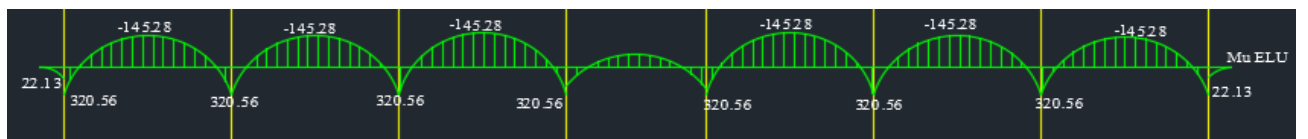


Figure VII.10 : diagramme des moments fléchissant dans les nervures (sens XX)

- **Effort tranchant :**



Figures VII.11 : Schéma statique des nervures (effort tranchant)



Figures VII.12 : Diagramme des efforts tranchants dans les nervures (sens Y-Y)

- **Sollicitation maximale :**

Sens YY :

- **Moments aux appuis : 620.12 KN.m**
- **Moments en travée : -513.25.00 KN.m**
- **Effort tranchant : 748.66KN**

Sens XX :

- **Moments aux appuis : 320.56 KN.m**
- **Moments en travée : -145.28 KN.m**
- **Effort tranchant : 633.23KN**

Ferraillage :

Les nervures sont des éléments exposés aux risques de fissuration et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables aux appuis et en travées, dans chaque élément en considérant la fissuration comme étant préjudiciable.

$$h=90 [cm] ; b=45 [cm] ; c=5 [cm] ; f_{bc}= 14.2 [MPa] ; \sigma_{st} = 348 [MPa]$$

- **Condition de non fragilité:(ARTA.4.2/BAEL91)**

Toutes les sections d'armatures tendues trouvées, doivent satisfaire la condition de non fragilité suivante :

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Armature longitudinales

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous

Exemple de calcul :

$$M_{a u \max} = 620.12 \text{ KN.m} ; M_{t u \max} = -513.25 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{620.12 \times 10^3}{45 \times 85^2 \times 14.2} = 0.134 < 0.392 \rightarrow SSA$$

$$\mu_u = 0.134 \rightarrow \beta = 0.928$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{620.12 \times 10^3}{0.928 \times 85 \times 348} = 22.59 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA20+4HA20= 25.13cm**

		Moment (KN.m)	μ	β	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Choix A (cm ²)	Aadoptée (cm ²)
sens YY	Appuis	620.12	0.134	0.928	22.59	4.618	4HA20(fil)+4HA20(chap)	25.13
	Travée	-513.25	0.111	0.940	18.62		4HA20(fil)+4HA16(chap)	20.61
sens XX	Appuis	320.56	0.069	0.964	11.24		4HA14(fil)+(4HA14chap)	12.32
	Travée	-145.28	0.031	0.984	4.99		4HA14(fil)+4HA14(chap)	12.32

Tableau VII.7 : Ferrailage des nervures

- **Calcul des armatures transversales :**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33$$

Soit : $\varphi_t = 8 \text{ cm}$

On opte pour : **2cadresT8+épingle T8** \longrightarrow $A_t = 4HA8 + 2HA8 = 3.0.2cm^2$

- **Espacement des armatures transversales :**

En zone nodale : $S_t \leq \min \{h/4; 12\varphi_t\}$

En zone courante : $S_t \leq h/2$

En zone nodale : $S_t \leq \min \{90/4 ; 12 \times 1.6\} = 19.2 \text{ cm}$

En zone courante : $S_t \leq 90/2 = 45 \text{ cm}$

Soit:

En zone nodale : **$S_t = 10 \text{ cm}$**

En zone courante : **$S_t = 15 \text{ cm}$**

- **La quantité d'armatures transversales minimale :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 S_t \times b$$

$A_t = 0.003 S_t \times b$		$A_{calculée} (cm^2)$	OBC
Zone nodale	Zone courante		
1.35	2.025	3.02	CV

Tableau VII.8 : Vérification des quantités d'armatures transversales

- **Armatures de peaux :**

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur. Leur section est au moins égale à **3cm²** par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de **90cm**, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :
 $A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0.9 = 2.7 \text{ cm}^2$ Soit donc **2HA14** avec **$A_s = 3.08 \text{ cm}^2$**

• **Vérifications à l'ELU :**

Vérification des contraintes tangentielles :

La fissuration étant préjudiciable, la contrainte τ_u doit vérifier la relation suivante:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

	T_u (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	Observation
Sens XX	633.23	0.165	2.5	cv
Sens YY	748.66	0.195	2.5	cv

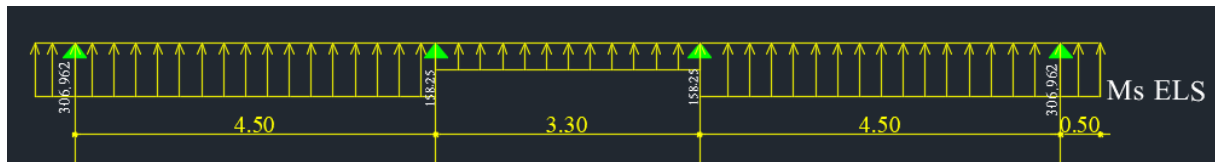
Tableau VII. 9 : Vérification des contraintes tangentielles dans les nervures

• **Calcul à l'ELS :**

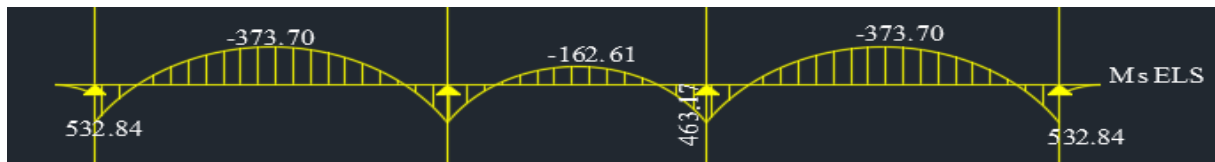
Sens YY:

Travée	I_x	I_y	ρ	Chargement	L_m (m)	L_t (m)	q_s KN/m ²	Q_s KN/ml	ΣQ_s KN/ml	Q_t KN/ml	ΣQ_t KN/ml	
(A-B)	1	3.6	4.5	0.8	Trapèze	1.416	1.224	108.391	153.481	306.962	132.670	265.34
	2	3.6	4.5	0.8	Trapèze	1.416	1.224		153.481		132.670	
(B-C)	1	3.6	3.3	1.09	Trapèze	1.087	0.730		79.125	158.25	79.125	1588.25
	2	3.6	3.3	1.09	Trapèze	1.087	0.730		79.125		79.125	
(C-D)	1	3.6	4.5	0.8	Trapèze	1.416	1.224		153.481	306.962	132.670	265.34
	2	3.6	4.5	0.8	Trapèze	1.416	1.224		153.481		132.670	

Tableau VII.10 : Répartition des charges dans les nervures (sens YY)



Figures VII.13 : Schéma statique des nervures
(moment fléchissant)



Figures VII.14 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (YY)

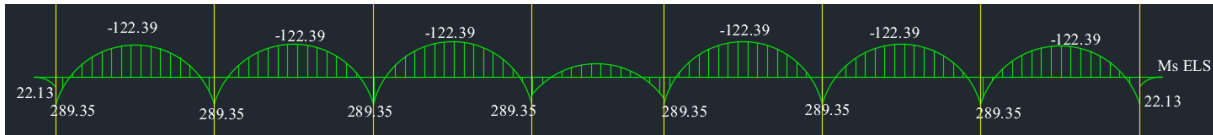
Sens X X:

travée	panneau	Lx	Ly	ρ	charge	lm(m)	lt(m)	qs KN/m ²	Qs KN/ml	ΣQs KN/ml	Qt KN/ml	ΣQt KN/ml
A-B	1	3.6	4.5	0.8	Triangle	1.199	0.9	108.391	129.960	259.920	97.551	195.102
	2	3.6	3.3	1.09	Triangle	1.199	0.9		129.960		97.551	
B-C	1	3.6	4.5	0.8	Triangle	1.199	0.9		129.960	259.920	97.551	195.102
	2	3.6	3.3	1.09	Triangle	1.199	0.9		129.960		97.551	
C-D	1	3.6	4.5	0.8	Triangle	1.199	0.9		129.960	259.920	97.551	195.102
	2	3.6	3.3	1.09	Triangle	1.199	0.9		129.960		97.551	
D-E	1	3	4.5	0.67	Triangle	0.999	0.75		108.282	216.564	81.293	162.586
	2	3	3.3	0.91	Triangle	0.999	0.75		108.282		81.293	
E-F	1	3.6	4.5	0.8	Triangle	1.199	0.9		129.960	259.920	97.551	162.586
	2	3.6	3.3	1.09	Triangle	1.199	0.9		129.960		97.551	
F-G	1	3.6	4.5	0.8	Triangle	1.199	0.9		129.960	259.920	97.551	195.102
	2	3.6	3.3	1.09	Triangle	1.199	0.9		129.960		97.551	
G-H	1	3.6	4.5	0.8	Triangle	1.199	0.9	129.960	259.920	97.551	195.102	
	2	3.6	3.3	1.09	Triangle	1.199	0.9	129.960		97.551		

Tableau VII .11 : Répartition des charges dans les nervures (sens X-X)



Figures VII.15 : Schéma statique des nervures(moment fléchissant)



Figures VII.16 : Diagramme des moments fléchissant dans les nervures sens (X-X)

Les sollicitations maximales :

	Aux appuis	En travée
Sens XX	289.35KN.m	-122.39 KN.m
Sens YY	532.84 KN.m	-373.70 KN.m

Tableau VII.12 :Les sollicitations maximales aux appuis et en travées.

- Vérification a l'ELS

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- Sens X-X

✓ Aux appuis :

$$\gamma = \frac{320.56}{289.35} = 1.107 \quad \text{avec } \mu_u = 0.069 \quad \rightarrow \alpha = 0.0907$$

$$\alpha = 0.0907 \leq \frac{1.107 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.30 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ En travée :

$$\gamma = \frac{145.28}{122.39} = 1.187 \quad \text{avec } \mu_u = 0.031 \quad \rightarrow \alpha = 0.0406$$

$$\alpha = 0.0406 \leq \frac{1.187 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens Y-Y

✓ Aux appuis :

$$\gamma = \frac{620.12}{532.84} = 1.163 \quad \text{avec } \mu_u = 0.134 \quad \rightarrow \alpha = 0.1805$$

$$\alpha = 0.1805 \leq \frac{1.163 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.33 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$\gamma = \frac{513.25}{373.70} = 1.373 \text{ avec } \mu_u = 0.111 \rightarrow \alpha = 0.1489$$

$$\alpha = 0.1489 \leq \frac{1.373 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée, donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes du béton et de l'acier à l'ELS.

Conclusion générale

Conclusion

Ce projet de fin d'étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique de notre formation d'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels.

La compréhension des facteurs influant sur le comportement dynamique d'une structure nécessite l'analyse de plusieurs configurations des dispositions du système de contreventement, pour avoir une bonne distribution des voiles qui peut réduire les effets des modes de torsion, induisant des efforts supplémentaires, et améliorer le comportement de la structure durant le séisme.

La justification de l'interaction portique voiles permet de quantifier la part de l'effort tranchant repris par les voiles et celles repris par les portiques.

Notons qu'enfin, ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous à été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande la connaissance de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.



Bibliographie

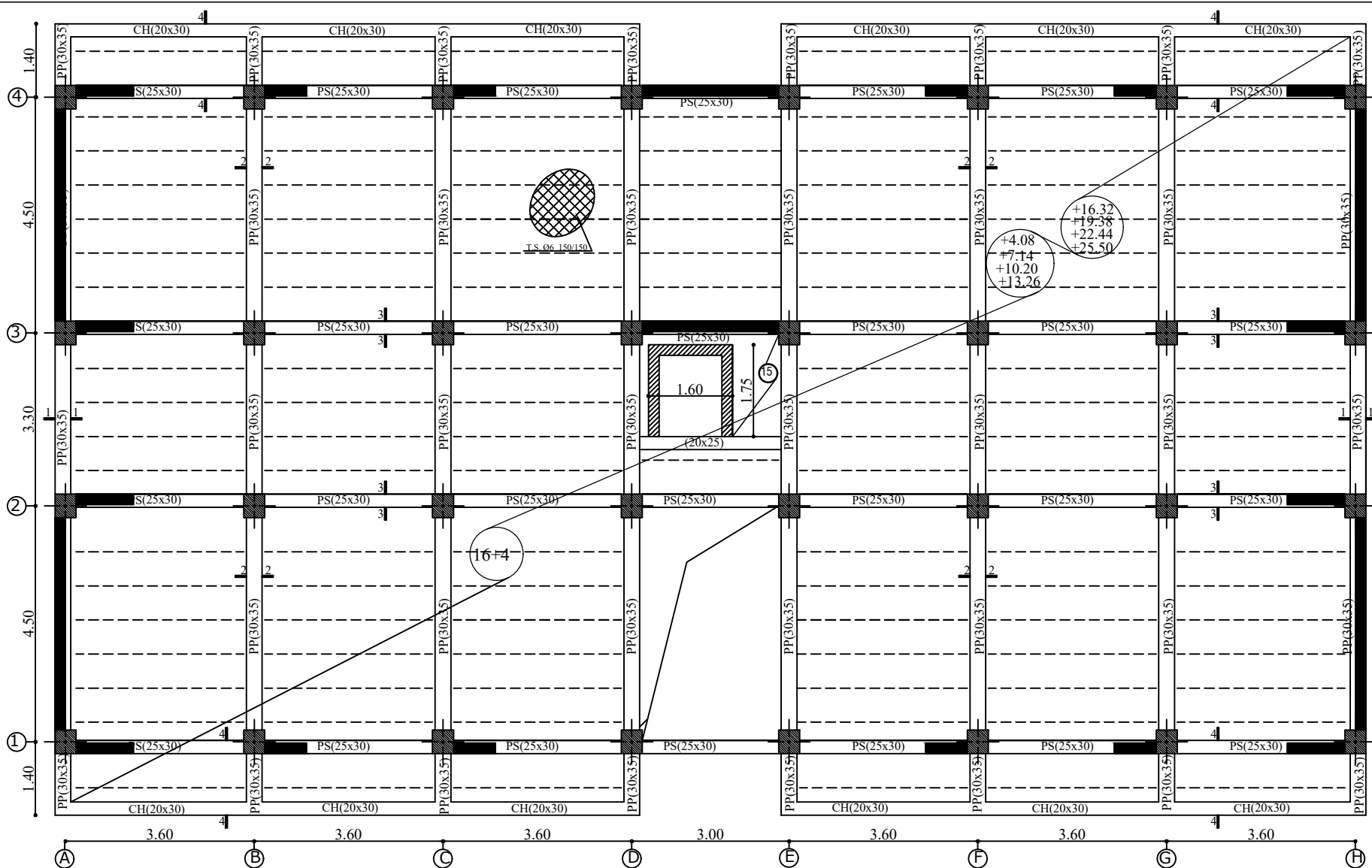
BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/version 2003.
- Règles de calcul de béton armé aux états limites **BAEL91**.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

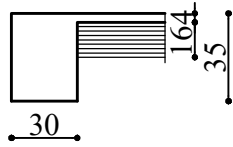
Logiciels et programmes :

- Logiciel ETABS version 9.6.0 (Analyse des structures)
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- EXCEL 2016
- WORD 2016
- AUTOCAD 2016

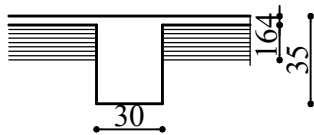


COFFRAGE DES PLANCHERS Niv: +4.08; +7.14; +10.20; +13.26; +16.32
+19.38; +22.44; +25.50

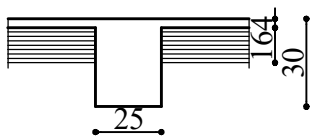
COUPE 1-1



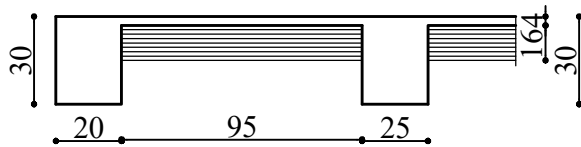
COUPE 2-2



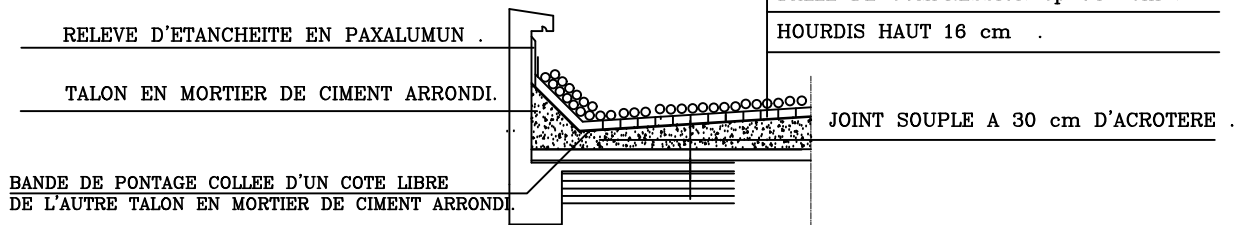
COUPE 3-3



COUPE 4-4



DETAIL- ETANCHEITE



GRAVILLON ROULE 8/15.15/25 (cm)

ETANCHEITE 3X36S (EAC)

PAPIER KRAFT.

FORME DE PENTE .

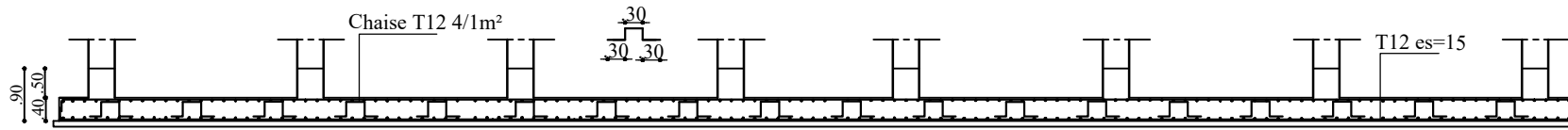
FEUILLE DE POLYANE .

ISOLATION THERMIQUE EN LIEGE ép=04cm

PARE VAPEUR (EIF +EAC+36S +EAC).

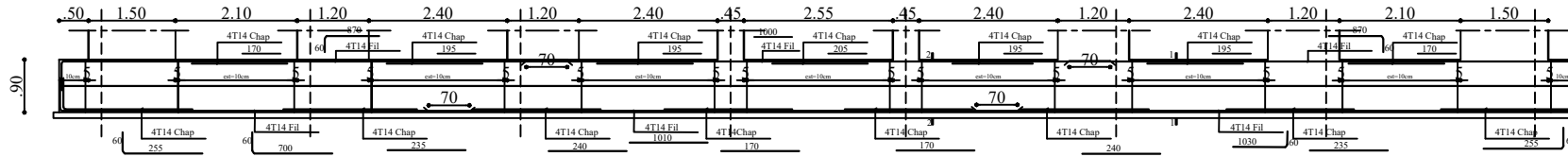
DALLE DE COMPRESSION ép 04 cm .

HOUDIS HAUT 16 cm .

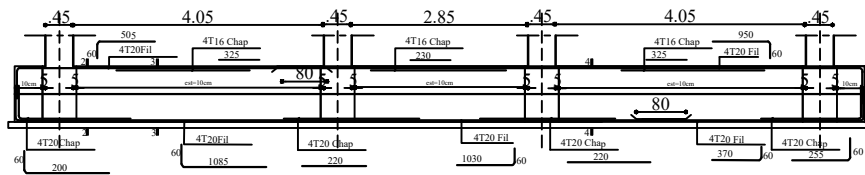


PLAN DU COFFRAGE DE LA DALLE DE RADIER

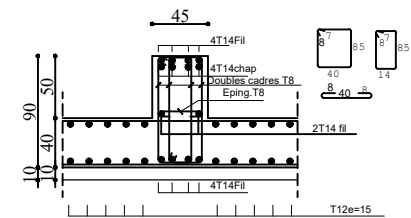
COFFRAGE ET FERRAILLAGE NERVURE (45x90) Axe : 1



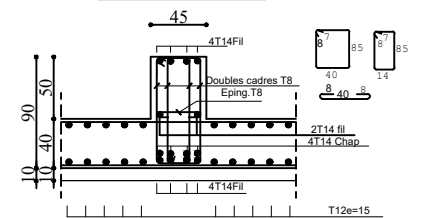
COFFRAGE ET FERRAILLAGE NERVURE (45x90) Axe : B;C;D;E;F;G&4



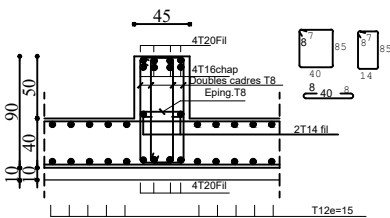
COUPE 1--1



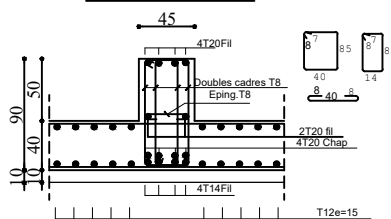
COUPE 2--2



COUPE 3--3



COUPE 4--4



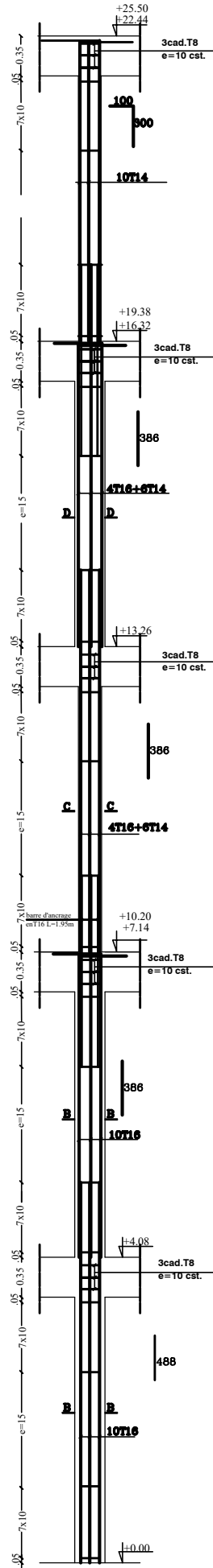
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE



PROJET : COSTRUCTION A USAGE D'HABITATION
ET COMMERCIAL EN RDC+7
SITE A : DRAA BEN KHEDDA
COMMUNE DE DRAA-BEN KHEDDA (W/ TIZI OUZOU)

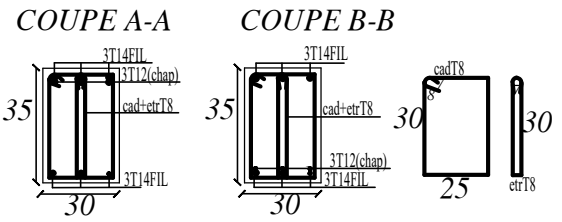
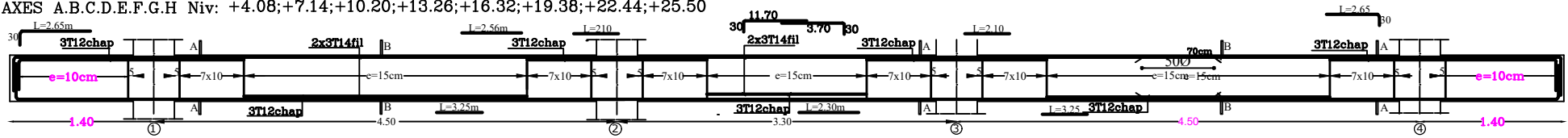
Wilaya de : TIZI OUZOU	Dossier :	
Commune de : DRAA BEN KHEDDA	Beton Arme	
Site : DRAA BEN KHEDDA	planche :02	Ech : 1/25
-COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE LA DALLE DE RADIER -COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES NERVURES	Date : 09/2025	Observations :
Dérogé par : Mme. YAHIAOUI		
Etudié par : Mme: BABACI OUIZA		

COFFRAGE ET FERRAILAGE DES POTEAUX



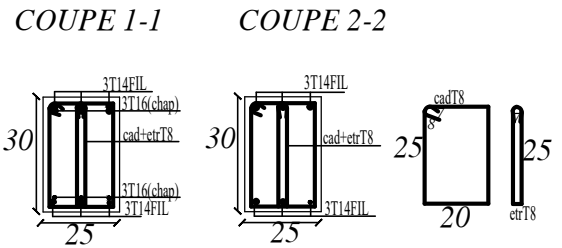
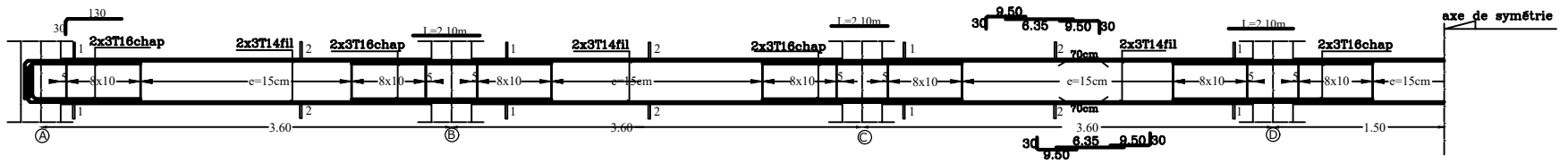
COFFRAGE ET FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALES

AXES A.B.C.D.E.F.G.H Niv: +4.08;+7.14;+10.20;+13.26;+16.32;+19.38;+22.44;+25.50



COFFRAGE ET FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES

AXE 1.2.3.4 Niv +4.08;+7.14;+10.20;+13.26;+16.32;+19.38;+22.44;+25.50



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE & POPULAIRE

PROJET : COSTRUCTION A USAGE D'HABITATION
ET COMMERCIAL EN RDC+7
SITE A : DRAA BEN KHEDDA
COMMUNE DE DRAA BEN KHEDDA (W) TIZI OUZOU.

Wilaya de : TIZI OUZOU	Dossier : Beton Arme	
Commune de : DRAA BEN KHEDDA		
Site : DRAA BEN KHEDDA		
-COFFRAGE ET FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALES -COFFRAGE ET FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES.	planche :02	Ech : 1/25
Dérogé par : Mme. YAHIAOUI	Date : 09/2025	
Etudié par : Mme: BABACI OUIZA	Observations :	