

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE.

Ministre de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique.

Université Mouloud Mammeri Tizi-ouzou.

Faculté du génie de la construction.

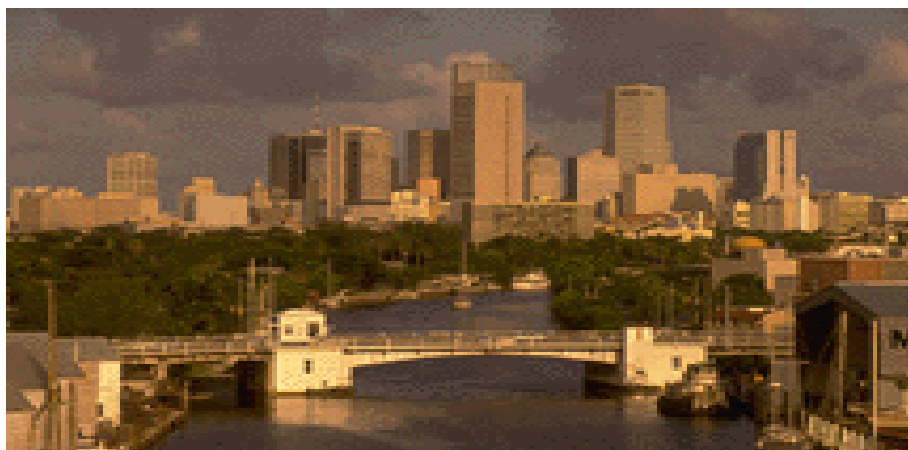
Département de génie civil.

Mémoire de fin d'études.

En vue de l'obtention du diplôme de MASTER
en génie civil option C.C.I.

Thème.

Etude d'un bâtiment en (R+10) à usage d'habitation.
Structure mixte, contreventée par des voiles.



Dirigé par : M^r. MANSOURI .A.

Etudié par :

M^r. KAHIL NASSIM

M^r. KASMI MOURAD.

« Promotion : 2013-2014 »

Remerciements

Toute notre reconnaissance et remerciement au Dieu, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre promoteur Mr MANSOURI pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce Mémoire.

Il est un agréable devoir d'exprimer nos sentiments de reconnaissance aux enseignants et personnel de la bibliothèque du département GENIE CIVIL ainsi qu'a ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Et enfin nos sincères remerciements et notre profonde gratitude s'adressant également aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre project.

Merci.

Dédicaces

J'ai l'immense plaisir de dédier ce travail :

- ❖ *A mes très chers parents (vava et yama)*
- ❖ *A mes très chers frères (lounis ; yazid ; hamid)*
- ❖ *A mes chères sœurs (yamina ; ferroudja ; nabila ; sabrina)*
- ❖ *A mes très chers tantes et oncles.*
- ❖ *A tous les cousins et cousines.*
- ❖ *A tous mes amis (es) (tina ; abbas ; mourad ; tahar ; adnane et touifik ; kamel)*
- ❖ *A tous ceux qui ont contribué, de toute manière que ce soit.*

Nassim

Dédicaces

Je dédie ce mémoire de fin d'études :

A mes très chers parents, en témoignage de ma reconnaissance ; qui m'ont donné un excellent modèle de labeur et de persévérances,

A ma très chère femme,

A mes très chers sœurs,

A ma famille sans exception,

A tous mes amis (ies),

A toute la promotion Master (2013-2014)

MOURAD

Sommaire

Introduction général

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage..... 01

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments 09

Chapitre III : Calcul des éléments :

III.1 : Calcul de l'acrotère 17

III.2 : Calcul des planchers 32

III.3 : Calcul des balcons 46

III.4 : Calcul des escaliers..... 51

III.5 : Calcul de la poutre palière 69

III.6 : Calcul de la poutre de chainage..... 75

III.7 : Calcul de la salle machine..... 82

Chapitre IV : Etude du système de contreventement 89

Chapitre V : Présentation de l'ETABS 99

Chapitre VI: Modélisation de la structure 111

Chapitre VII : Ferrailage des poteaux 129

Chapitre VIII : Ferrailage des poutres 142

Chapitre IX : Ferrailage des voiles 155

Chapitre X : Etude de l'infrastructure 171

Conclusion

Bibliographie

INTRODUCTION

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions.

Les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitations d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité au public et la protection de l'environnement.

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

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

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

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

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

Dans notre projet d'étude d'une tour (R+10) en portique et voile, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99 /VERSION 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

C'est dans cette voie-là qu'on a essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude..

I.1-Présentation de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'études consiste à étudier et calculer les différents éléments résistants d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation en ossature mixte (poteaux, poutres, voiles) avec une terrasse inaccessible.

Ce projet sera implanté à TIZI OUZOU, cette région a une sismicité moyenne (zone II_a) classée selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003).

I.2-Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Hauteur d'étage courants ; RDC.....03.06m.
- Longueur de bâtiment.....26.40 m.
- Largeur de bâtiment.....18.95 m.
- Hauteur totale de bâtiment y compris l'acrotère.....34,26 m.

I.3. Eléments de l'ouvrage :**I.3.1. Ossature :**

Le contreventement du bâtiment est assuré par un système composé de :

- Poteaux et poutres : formant un système de portiques dans les deux sens, longitudinal et transversal, destinés à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles : en béton armé disposés dans les deux sens, longitudinal et transversal, constituent un système de contreventement pour reprendre les charges horizontales dues au séisme.

I.3.2. Planchers :

Ils sont réalisés en corps creux ou en dalles pleines, les planchers en corps creux reposent sur des poutrelles préfabriquées. Le plancher terrasse comportera un complexe d'étanchéité et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

I.3.2.1 Plancher en corps creux :

Les planchers en corps creux sont constitués de :

a) Nervure :

Appelées poutrelles, qui assurent la fonction de portance, la distance entre-axes des poutrelles est généralement de :

56cm à 65cm.

b) Un remplissage en corps creux :

Les corps creux sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique.

c) Une dalle de compression en béton :

De 4 à 5cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartiteur entre les poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux cloisons.

I.3.3. Escaliers :

Notre bâtiment comporte 01 cage d'escalier :

- Escalier droit à deux volées menant du rez de chaussée jusqu'aux 10^{ème} étage (Escalier de service).

I.3.4. Balcons :

Les balcons seront réalisés en dalles pleines.

I.3.5. Acrotère :

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60cm

.

I.3.6. Maçonneries :

- **Les murs extérieurs :** Seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10cm D'épaisseur avec une lame d'air de 5cm.
- **Les murs de séparations intérieurs :** seront réalisés en briques creuses de 10cm D'épaisseur.

I.3.7. Revêtements :

Ils seront réalisés en :

- Carrelage scellé pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau.
- Mortier de ciment pour les murs de façade.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.3.8. Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur réalisée en voiles coulés sur place, allant du RDC au 10^{ème} étage.

I.4. Eléments composant l'infrastructure :

Le choix de mode de fondations est fonction de l'importance de l'ouvrage (ou des surcharges) et de la nature du sol.

I.5. La réglementation :

L'étude de l'ouvrage est menée en respectant les règlements en vigueur, à savoir :

- Les règles du BAEL91 modifié en 99.
- Règlement Parasismique Algérien RPA99 version 2003.
- Les DTR.

I.6 - Caractéristiques Mécaniques des Matériaux :

Le béton armé est un matériau que l'on obtient en associant le béton et l'acier. Il est le plus utilisé vu les caractéristiques qu'il présente, en plus sa conformabilité aux règles techniques de construction et de calcul des structures ; il est de masse volumiques généralement prise égale à « 2500Kg/m³ ».

NB : Les justifications et les calculs de mon bâtiment se feront suivant les règles de « BAEL » et le « RPA 2003 ».

I.6.1- Etats Limites (BAEL 91, Art. A-12) :

▪ Définition :

Un état limite est un état particulier d'une structure ou de l'un de ses éléments dans lequel une condition requise est strictement satisfaite et cesserait de l'être dans le cas de modification défavorable d'une action.

Tous les calculs doivent être conduits suivant la théorie des états limites, il existe deux états limites :

- Etats limites ultimes « E.L.U ».
- Etats limites de services « E.L.S ».

▪ Etats limites ultimes « E.L.U » :

Ils correspondent à la limite soit de :

- L'équilibre statique.
- La stabilité de la forme « flambement ».
- La résistance de l'un des matériaux.

▪ Etats limites de services « E.L.S » :

C'est l'état au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprend les états limites de fissuration, de déformation et de compression du béton.

▪ Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes après déformation « hypothèse de NAVIER ».
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Les déformations des sections sont limitées à : $\epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ en flexion et $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression simple.
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à : $\epsilon_{bc} = 10 \text{ ‰}$.

I.6.2- Le béton :

Le béton est un mélange d'agrégats (gravillons, sable), de liants (ciments) et de l'eau en proportion bien définie qui devraient conduire à un béton de meilleures caractéristiques.

Le dosage en ciment varie entre (300-400 Kg/m³) de béton mis en œuvre, au dessous de 300Kg/m³ les règles **BAEL 91** ne sont plus applicables.

Pour obtenir une résistance à 28 jours de 25MPa, on utilise pour 1m³ du béton :

- ❖ Ciment Portland artificiel (CPA): 350Kg.
- ❖ Sable 400 l (diametre: $d \leq 5\text{mm}$).
- ❖ Gravier: 800 l (diametre: $5 \leq \emptyset \leq 20\text{mm}$).
- ❖ Eau: 175 l.

On obtient ainsi un béton d'une masse volumique qui varie entre 2200Kg/m³ et 2500Kg/m³.

a) Résistance caractéristique a la compression : (BAEL 91, Art. A-2-1-11)

Dans le cas courant .le béton est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de « 28 jours », noté « f_{c28} » et choisi a priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Pour ce projet on opte pour : « $f_{c28} = 25\text{MPa}$ »

La résistance a la compression a « j » jours est donnée par

✓ Pour $j < 28$ jours :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = (j / (4.76 + 0.83*j))^* f_{c28} \dots \dots \dots \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa.} \\ f_{cj} = (j / (1.4 + 0.95*j))^* f_{c28} \dots \dots \dots \text{pour } f_{c28} > 40\text{MP} \end{array} \right.$$

✓ Pour $j > 28$ jours :

$$f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa.}$$

b) Résistance caractéristique a la traction : (BAEL 91, Art. A-5-2-11)

La valeur caractéristique de la résistance du béton à la traction a « j » jours D'âge noté « f_{tj} » est déduite de celle de la compression par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{cj} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$\text{Dans mon cas } f_{t28} = 2.1\text{MPa.}$$

c) Contrainte admissible : (BAEL 91, Art. A-4-3-41)

- Contrainte admissible de compression :

1) ELU:

$$f_{bu} = (0.85 * f_{c28}) / (\theta * \gamma_b)$$

Avec :

θ : dépend de la durée d'application des contraintes.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{: lorsque : la durée probable d'application } > 24 \text{ heures.} \\ 0.9 & \text{: lorsque : } 1 \text{ heures } < \text{la durée probable d'application} < 24 \text{ heures.} \\ 0.85 & \text{: lorsque : la durée probable d'application } < 1 \text{ heures.} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{: en situation durable et transitoire (SDT).} \\ 1.15 & \text{: en situation accidentelle (SA).} \end{cases}$$

D'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.16 \text{ MPA en SDT.} \\ 18.49 \text{ MPA en SA.} \end{cases}$$

2) ELS:

La contrainte admissible en compression est donnée par :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{bc} &= 0,6 f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{bc} &= 15 \text{ MPa} \end{aligned}$$

d) Contrainte admissible de cisaillement: (BAEL 91, Art. A-5-2-11)

✓ Fissuration peu nuisible FPN :

$$\tau_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\text{SDT} \quad \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\text{SA} \quad \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa}$$

✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable FP ou FTP :

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

$$\text{SDT} \quad \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{SA} \quad \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

e) Module de déformation de béton : (BAEL 91, Art. A-2-2-2)

i) Module de déformation longitudinale du béton :

Le module de déformation longitudinale « E_{ij} » a l'âge de « j » jours est en fonction de la durée d'application des charges.

On distingue :

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton « E_{ij} », (sous charge d'une courte durée <24heures)

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinale différée du béton « E_{vj} » (sous charge d'une longue durée)

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

ii) Diagramme contraintes – déformation : (BAEL 91, Art. A-4-3-41)

1) ELU :

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3.5‰, nous avons un diagramme parabole rectangle.

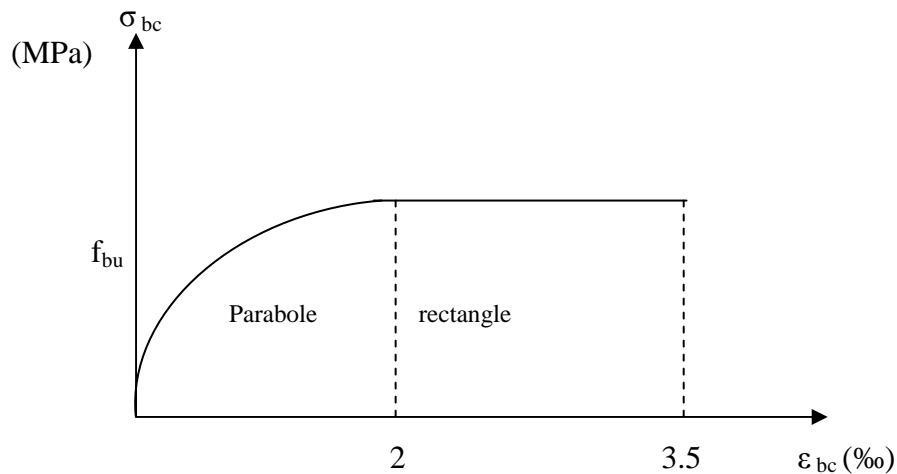


Diagramme contrainte – déformation de calcul a l'ELU « Parabole rectangle »

2) ELS :

Nous avons un diagramme linéaire élastique, donc le diagramme contrainte – déformation est une droite.

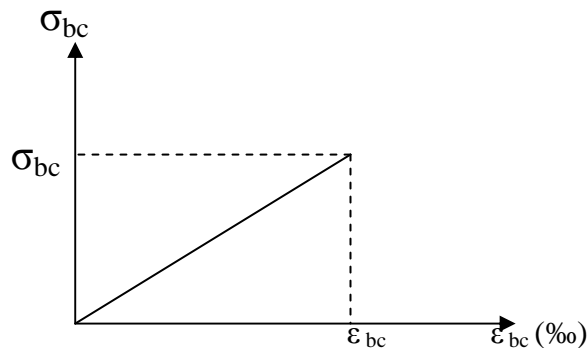


Diagramme contrainte – déformation du béton a l'ELS

I.6.3 L'acier :

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie désignée par « f_e ».

Les aciers utilisés sont des aciers à haute adhérence de nuance :

$$\text{FeE400} \Rightarrow f_e = 400\text{MPa.}$$

Les aciers ont une bonne adhérence avec le béton qui constitue un mélange homogène.

- Remarque :

Dans notre étude nous utiliserons un seul type d'acier :

Acier à haute adhérence (HA) pour les armatures longitudinales et transversales ayant une limite d'élasticité :

$$f_e = 400\text{MPa.}$$

a) Contraintes limites dans l'acier : (BAEL 91, Art. A-4-3-2)

1) ELU :

La contrainte limite de traction et de compression notée σ_{s10} , est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \sigma_{s10} = f_e / \gamma_s$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \text{SDT} & \longrightarrow & \gamma_s = 1.15 & \longrightarrow & \sigma_{s10} = 347.83\text{MPa.} \\ \text{SA} & \longrightarrow & \gamma_s = 1 & \longrightarrow & \sigma_{s10} = 400\text{MPa.} \end{cases}$$

2) ELS:

À l'ELS la contrainte Limite varie selon le Type de fissuration:

- ✓ Fissuration peu nuisible (FPN): $\sigma_s = \sigma_{s10} = f_e / \gamma_s$ (celle de l'ELU).
- ✓ Fissuration préjudiciable (FP): $\sigma_s = \min(2 \times f_e / 3, 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 201.63\text{MPa.}$
- ✓ Fissuration très préjudiciable (FTP): $\sigma_s = \min(f_e / 2, 90) = 90\text{MPa.}$

Coefficient de fissuration.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \eta = 1.6 & \dots\dots\dots \text{pour les aciers à haute adhérence.} \\ \eta = 1 & \dots\dots\dots \text{pour les aciers ronds lisse.} \end{cases}$$

3) Module d'élasticité longitudinale:

Sa valeur est donnée expérimentalement : $E_s = 2.10^5 \text{MPa.}$

4) Diagramme contrainte – déformation : (BAEL 91, Art. A-2-2-20)

Le diagramme contrainte – déformation à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement comme suit :

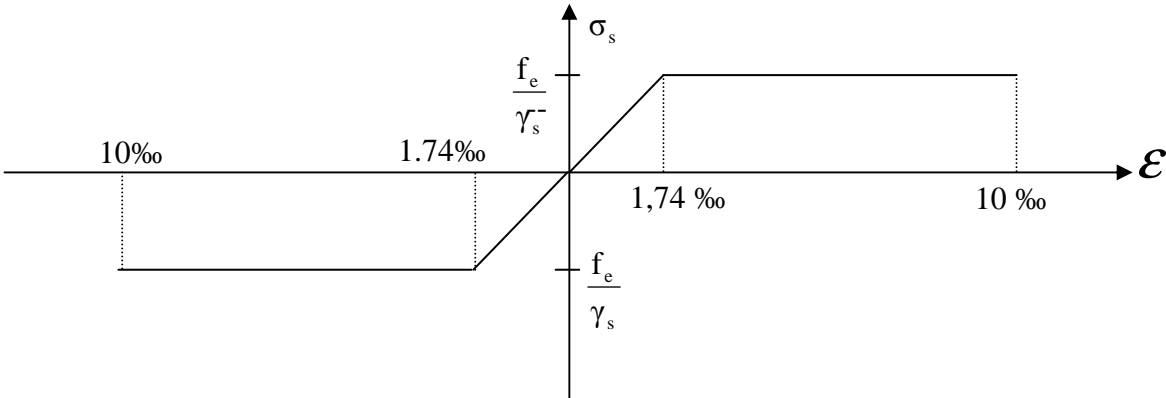


Diagramme de déformation de l'acier

Introduction :

Le pré dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles.

II.1. Pré dimensionnement des éléments :**II.1.1. Les planchers**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les charges et surcharges. Ils assurent deux fonctions principales :

1- Fonction de résistance mécanique :

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

2- Fonction d'isolation :

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

II.1.1.1. Plancher à corps creux :

La hauteur du plancher à corps creux est obtenue par la formule suivante :

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

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

N.B : Les poutrelles sont disposées dans la direction du bâtiment comportant des travées courtes.

$$L_{max} = 445 - 30 = 415 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} = 18.44 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adoptera un plancher de **20cm** d'épaisseur composé de corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur (Figure II.1).

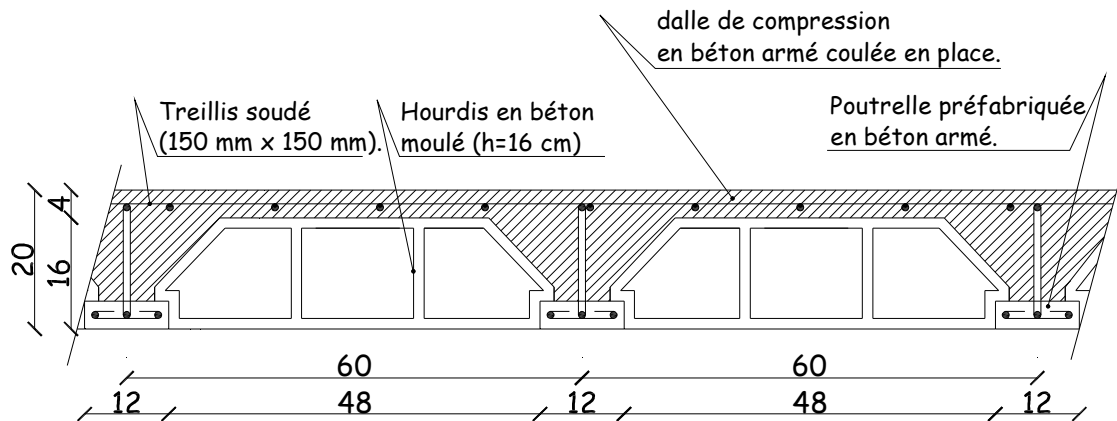


Fig.II.1. Plancher en béton armé avec poutrelles et hourdis (Plancher semi-préfabriqué)

I.1.1.2. Plancher dalle pleine (Balcons) :

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

Dans notre cas la dalle est considérée comme un porte à faux, sa hauteur doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{10}$$

avec L est la largeur de porte à faux.

Dans notre cas :

$$L = 135 \text{ cm. D'où : } h_t \geq \frac{L}{10} = 13.5 \text{ cm}$$

On adoptera une dalle de 15 cm d'épaisseur.

II.1.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé coulées sur place. Elles supportent les charges gravitaires et les transmettent aux poteaux.

Les poutres transmettent les charges sur appuis (tête de poteau) ou sur appuis continus (murs). Elles assurent la fonction de chaînage des éléments verticaux.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

D'après le BAEL 91, les dimensions d' une section rectangulaire simplement appuyée sont

❖ Hauteur :

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

avec, L : la portée libre de la poutre.

❖ Largeur :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

- Les résultats sont sous forme de tableau :

	BAEL 91	L_{max}	b	h_t	RPA			observation
					h	b	$\frac{ht}{b}$	
Poutres principales	$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$	445	30	40	30	20	1.33 < 4	Vérifiée
	$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$							
Poutres secondaires	$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$	400	30	35	30	20	1.33 < 4	Vérifiée
	$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$							

- **Remarque :**

Pour la facilité de mise en œuvre du coffrage, on adoptera la valeur de $b = 30cm$.

- **Conclusion :**

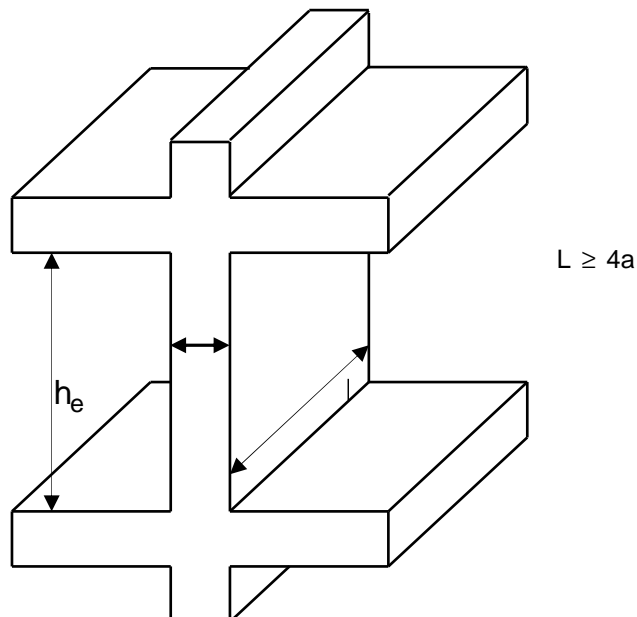
Poutres principales : $(30 \times 40) cm^2$.

Poutres secondaires : $(30 \times 35) cm^2$

II.2. Les voiles :

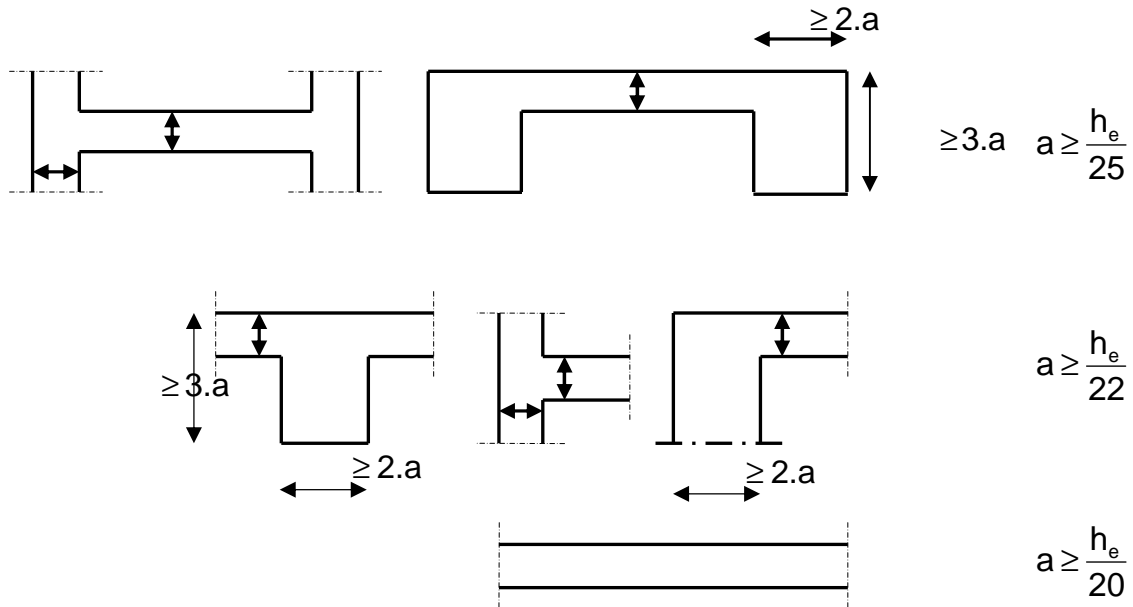
Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d’une part à assurer la stabilité de l’ouvrage sous l’effet des charges horizontales, d’autre part à reprendre une partie des charges verticales.

Leur pré dimensionnement se fait conformément à l’article (7.7.1 du RPA99 version 2003).



L'épaisseur (a) :

L'épaisseur (a) du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidités aux extrémités comme indiquées à la figure II.3.



Dans notre Cas: $h_e = 3,06 - 0,20 = 2.86\text{m}$

- $a \geq \max (h_e/25; h_e/22; h_e/20)$
- $a \geq \max (0,114 ; 0,13 ; 0,143)$

- Conclusion:

On prend : $a_v = 20\text{cm}$ pour tout les voiles et suivant toute la hauteur de la structure

II.2.1. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'ELS en compression simple en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité.

Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$A_p \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}}$$

avec : $N_s = G + Q$

A_p : section transversale du poteau.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service du béton en compression ($\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$).

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charges donnée par le DTR BC.22.

Selon le (RPA 99, Art. 7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \rightarrow$ En zone I et IIa.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \rightarrow$ En zone III et IIb.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$.
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h_1}{b_1} \leq 4$

avec :

(b_1, h_1) dimensions de la section transversale des poteaux.

h_e : hauteur libre d'étage.

II.2.2. Détermination des charges et surcharges : (DTR B.C.22)

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux....), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

A. Charges permanentes : On calculera les charges correspondant aux planchers terrasse; étages courants; murs extérieurs; murs intérieurs et l'acrotère.

❖ **Les planchers :**

1) **Murs extérieurs :**

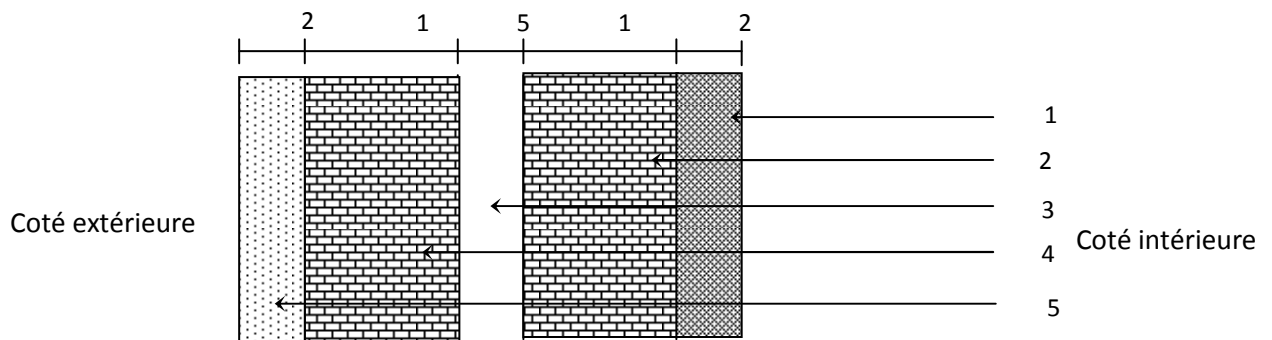


Figure II-3 : Coupe transversale du mur en double cloison.

N°	Désignation	ρ (KN/m ³)	Epaisseur [m]	Charge Gi [KN/m ²]
1	Mortier de ciment	18	0.02	0,36
2,4	Brique creuse	9	2 x 0.1	1,80
3	Lame d'air	/	0,05	/
5	Enduit de plâtre	10	0.02	0,2
	Total			2,36

2) Murs intérieurs :

➤ mur en brique creuse de 10 [cm] d'épaisseur :

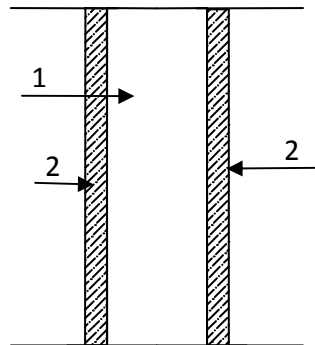


Figure II-4 : Coupe transversale du mur en simple cloison (brique de 10 cm d'épaisseur)

N°	Désignation	ρ (KN / m ³)	Epaisseur e [m]	Charge Gi [KN/m ²]
1	Brique creuse	9	0,1	0,90
2	Enduit de plâtre	10	2 x 0,02	0,4
	Total		/	1,3

➤ Mur en brique creuse de 15 [cm] d'épaisseur :

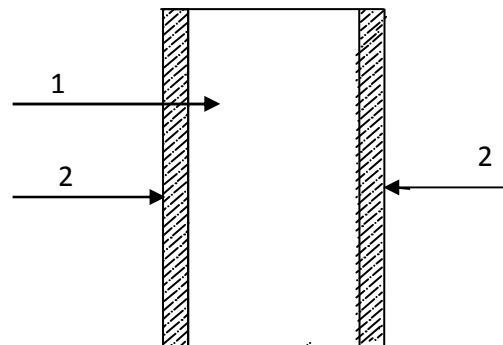


Figure II-5 : Coupe transversale du mur en simple cloison (brique de 15[cm] d'épaisseur)

N°	Désignation	ρ (KN / m ³)	Epaisseur e [m]	Charge Gi [KN/m ²]
1	Brique creuse	9	0,15	1,35
2	Enduit de plâtre	10	2 x 0,025	0,5
	Total			1,85

B- Les différents planchers :

a-Plancher terrasse :(inaccessible) :

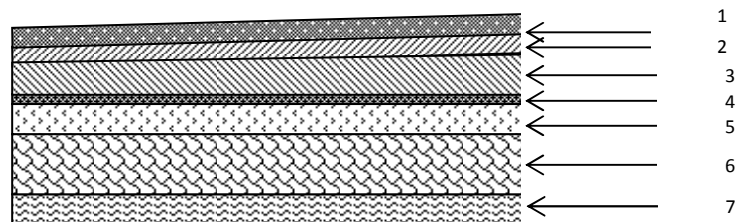


Figure II-6 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible

N°	désignation	Epaisseur e [m]	Poids volumique [KN/m ³]	Charge G _i [KN/m ²]
1	Couche de gravillon	0,05	20	1,00
2	Etanchéité	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,05	22	1,10
4	Feuille de polyane	0,01	1	0,01
5	Isolation thermique (liège)	0,04	4	0,16
6	Plancher en corps creux (16+4)	0,20	-	2,80
7	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
	total	/	/	5,39

b- Plancher d'étage courant (corps creux) :

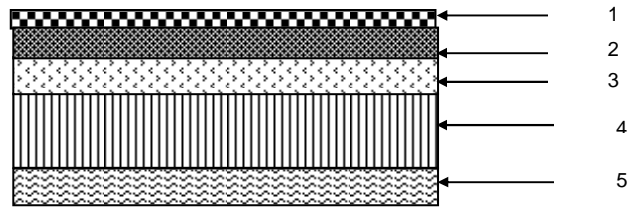


Figure II-7 : Coupe transversale du plancher d'étage courant

N°	Désignation	Epaisseur e [m]	Poids volumique γ [KN/m ³]	Charge G_i [KN/m ²]
1	Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	22	0,44
4	Plancher en corps creux (16+4)	0,20	-	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
6	Maçonnerie en brique creuse	10	/	0,90
			total	5,18

c- Dalle pleine (Etage courant, RDC) :

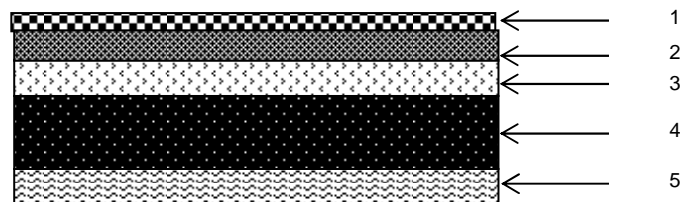


Figure II-8 : Coupe transversale de la dalle pleine

N°	Désignation	Epaisseur e [m]	Poids volumique γ [KN/ m ³]	Charge G_i [KN/m ²]
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	dalle en béton arme	0,15	25	3,75
5	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
			total	5,11

d-les balcons :

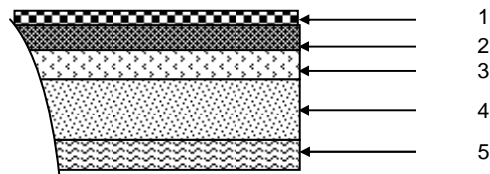


Figure I-1 : Coupe transversale de la dalle du balcon

N	Désignation	Epaisseur e[m]	Poids volumique [KN/m ³]	Charge G ₁ [KN /m ²]
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,03	20	0,60
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	dalle en béton arme	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	20	0,4
			Total	5,51

B. Charges d'exploitation : Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR (article 7.2.2) comme suit :

Désignations	Surcharges d'exploitation (KN/m ²)
Plancher terrasse	1.00
Plancher étage courant : à usage d'habitation	1.50
Balcons	3.50
Escaliers desservants les différents étages	2.50
Acrotère	1.00

❖ **L'acrotère :**

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suit :

$$G_{\text{beton}} = \rho_{\text{beton}} * S_{\text{acr}}$$

Avec : ρ_{beton} masse volumique du béton = 25KN/m³.

S_{acr} : section longitudinale de l'acrotère

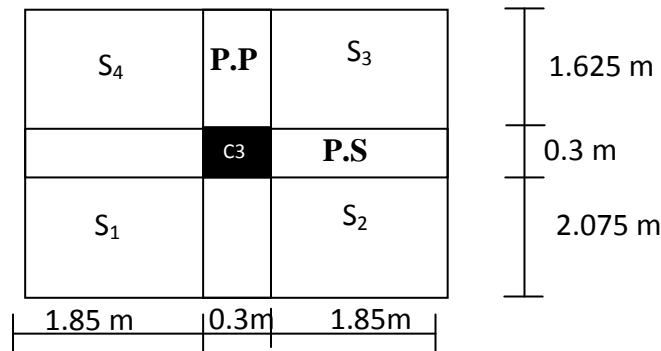
$$G = \left[(0.5 \times 0.1) + (0.07 \times 0.2) + \left(0.03 \times \frac{0.2}{2} \right) \right] \times 25$$

$$G = 1.675 \text{ KN} / \text{m}^2.$$

II.3. Descente de charges :

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

Dans notre cas, on dimensionne le poteau C3 (voir plan).

II.3.1. Charges et surcharges revenant au poteau :**A) Surface d'influence**

Section nette: $S = (4 \times 4) = 16m^2$

Section brute: $S' = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$.

$S' = (1.85 + 1.85) (2.075 + 1.625) = 13.69m^2$.

$S' = 13.69m^2$.

B) Charges permanentes et surcharges d'exploitation revenant à chaque plancher :

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Plancher terrasse	5.88	1.00
Plancher rez de chaussée et étage courant à usage d'habitation	5.68	1.50

C) Charges permanentes totales :

➤ Poids des planchers : $P = G \times S'$

Plancher terrasse : $P_t = 5.88 \times 13.69 = 80.497 \text{ KN}$

Plancher étage courant : $P_e = 5.68 \times 13.69 = 77.759 \text{ KN}$

➤ Poids des poutres :

Poutres principales : $P_{pp} = 0.4 \times 0.3 \times 25 \times 4 = 12 \text{ KN}$

Poutres secondaires : $P_{ps} = 0.35 \times 0.3 \times 25 \times 4 = 10.5 \text{ KN}$

D'où le poids total des poutres

$$P = 12 + 10.5 = 22.5 \text{ KN.}$$

➤ **Poids des poteaux :**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leurs poids, nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure:

$$\begin{cases} b = 30cm. \\ h = 30cm. \end{cases}$$

Poids des poteaux RDC : $0.3 \times 0.3 \times 2.66 \times 25 = 5.985KN$.

Poids des poteaux d'étage courant : 5.985KN.

II.3.2. Surcharges d'exploitation

A) Loi de dégression des charges en fonction du nombre d'étages :

La dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, bâtiments à usage d'habitation et bureautique, sous réserve de satisfaire certaines conditions notamment pour les locaux industriels et commerciales.

Les règles du BAEL nous imposent une dégression des surcharges d'exploitation et ceci pour tenir compte de la non simultanéité du chargement sur tous les planchers.

Soit : Q_0 , la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3,...,n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

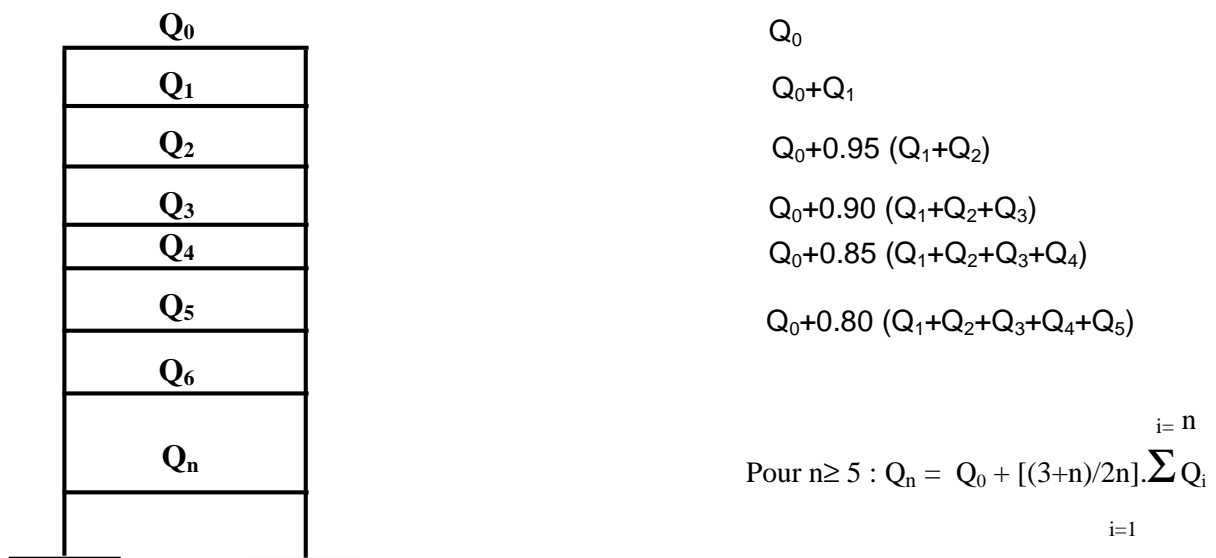


Figure II. 12 Loi de dégression des surcharges.

B) Coefficients de dégression des surcharges

Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.75	0.714	0.687	0.667	0.65	0.636

$$Q_0 = 1 \times 16 = 16 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_2 = \dots\dots Q_{10} = 1.5 \times 16 = 24 \text{ KN.}$$

C) Les surcharges cumulées

$$Q_0 = 16 \text{ [KN]}$$

$$Q_0 + Q_1 = 16 + 24 = 40 \text{ [KN]}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 16 + 0,95(2 \times 24) = 61.6 \text{ [KN]}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 16 + 0,90(3 \times 24) = 80.8 \text{ [KN]}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 16 + 0,85(4 \times 24) = 97.6 \text{ [KN]}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 16 + 0,80(5 \times 24) = 112 \text{ [KN]}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 16 + 0,75(6 \times 24) = 124 \text{ [KN]}$$

$$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 16 + 0,71(7 \times 24) = 135.28 \text{ [KN]}$$

$$Q_0 + 0,68(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 16 + 0,68(8 \times 24) = 146.56 \text{ [KN]}$$

$$Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 16 + 0,66(9 \times 24) = 158.56 \text{ [KN]}$$

D) Tableau récapitulatif de la descente de charges sur le poteau C3

Niv	G					Q (KN)		N (KN)	S(cm ²)		Vérification
	G _{plancher}	G _{poteau}	G _{poutre}	G _{totale}	G _{cumulée}	Q	Q _{cumulée}	G+Q	S _{trouvée}	S _{adoptée}	
10	80.497	/	22.5	102.99	102.99	16	16	118.88	79.25	30×30	Vérifié
9	77.759	5	22.5	106.24	209.23	24	40	249.23	166.15	30×30	Vérifié
8	77.759	5.98	22.5	106.24	315.47	24	56	371.47	247.65	35×35	Vérifié
7	77.759	5.98	22.5	106.24	421.71	24	72	493.71	329.14	35×35	Vérifié
6	77.759	5.98	22.5	106.24	527.95	24	88	615.95	410.63	35×35	Vérifié
5	77.759	5.98	22.5	106.24	634.19	24	104	738.19	492.12	40×40	Vérifié
4	77.759	5.98	22.5	106.24	740.43	24	120	860.43	573.62	40×40	Vérifié
3	77.759	5.98	22.5	106.24	846.67	24	136	982.67	655.11	40×40	Vérifié
2	77.759	5.98	22.5	106.24	952.91	24	152	1104.91	736.61	45×45	Vérifié
1	77.759	5.98	22.5	106.24	1059.15	24	168	1227.15	818.10	45×45	Vérifié
RDC	77.759	5.98	22.5	106.24	1165.39	24	184	1349.39	899.59	45×45	Vérifié

Chapitre II

pré dimensionnement

II.3.3. Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés (de façon excentré ou non) des structures, lorsque les éléments sont élancés, la vérification consiste à calculer l'élancement qui doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$$

Avec :

λ : Elancement du poteau

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7 l_0$)

i : Rayon de giration ($(I/B)^{1/2}$)

B : Section transversale du Poteau ($B=h \times b$)

l_0 : Longueur libre du poteau

Ce qui donne :

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{h}$$

1-Poteaux du rez-de-chaussée de section (45,45):

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{h} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 266}{45} = 14,33$$

2- Poteaux d'étages courants, (40,40), (35,35), (30,30):

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{h} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 266}{40} = 16,12$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{h} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 266}{35} = 18,43$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{h} = \frac{\sqrt{12} \times 0,7 \times 266}{30} = 21,50$$

$\lambda < 35$ condition vérifiée pour tous les poteaux.

Conclusion :

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- Hauteur du plancher $h_t = 20cm$ soit un plancher de 16+4 cm.

Chapitre II

pré dimensionnement

- Section des poutres principales **(30x40)** cm^2 .
 - Section des poutres secondaires **(30x35)** cm^2 .
 - Sections des poteaux : **(45x45)** cm^2 : pour les niveaux RDC, 1 ,2.
(40x40) cm^2 : pour les niveaux 3, 4,5.
(35x35) cm^2 : pour les niveaux 6, 7,8.
(30x30) cm^2 : pour les niveaux 9, 10.
 - Epaisseur des voiles : **a = 20cm**.
 - Epaisseur dalles pleines (Balcons) : **ep = 15cm**.
- Ces résultats nous servirons de base dans la suite de nos calculs aux prochains chapitres.

III.1. Calcul de l'acrotère :

L'acrotère sera assimilée à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse, soumise à l'effort « N » dû à son poids propre et à une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr » dans la section de l'encastrement.

Le calcul se fait à la flexion composée, en considérant une bande de 1m de largeur.

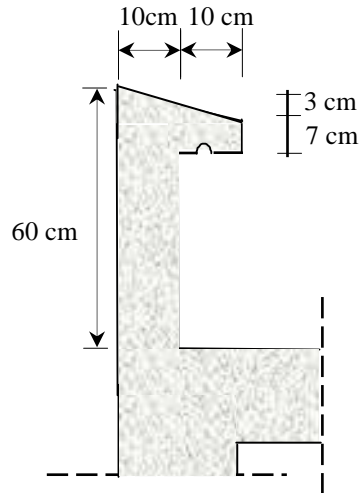


Fig .III.1. Coupe transversale de l'acrotère

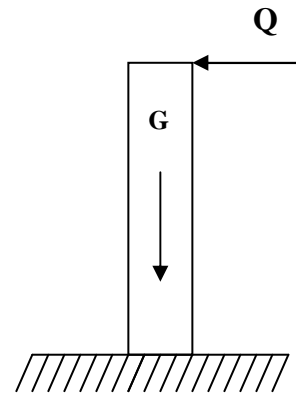


Fig .III.2. Schéma statique

III.1.1. Les sollicitations :

- Poids propre G

$$G = \rho \times S \times 1m$$

Avec : ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère.

$$G = 25 [(0.5 \times 0.1) + (0.2 \times 0.07) + \frac{0.03 \times 0.2}{2}] = 1.675 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{G=1.675KN}$$

- Surcharge due à la poussée latérale Q

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

- Effort normal dû au poids propre

$$N_G = G \times 1ml = 1.675 \text{ KN}$$

$$\mathbf{N_G=1.675 \text{ KN}}$$

- Effort tranchant dû à la surcharge Q

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

$$\mathbf{T =1KN}$$

- Moment de renversement dû à Q

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

$$M_Q = 0.6 \text{ KN. ml}$$

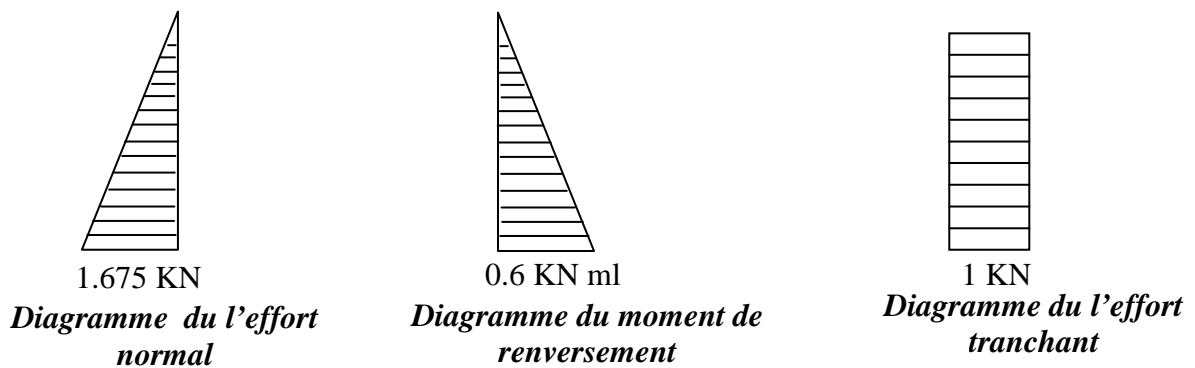


Fig.III.3. Diagrammes de moment fléchissant et de l'effort normal et de l'effort tranchant.

III.1.2. Les combinaisons de charges :

- A L'ELU :

- Effort normale: $N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1.675 = 2.26 \text{KN}$
- Moment de renversement: $M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN m}$
- Effort tranchant : $T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{KN.}$

- A L'ELS :

- Effort normal: $N_s = N_G + N_Q = 1.675 \text{ KN}$
- Moment de renversement: $M_s = M_G + M_Q = M_Q = 0.6 \text{ KN m}$
- Effort tranchant : $T_s = T = 1 \text{KN}$

III.1.3. Ferrailage :

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS.

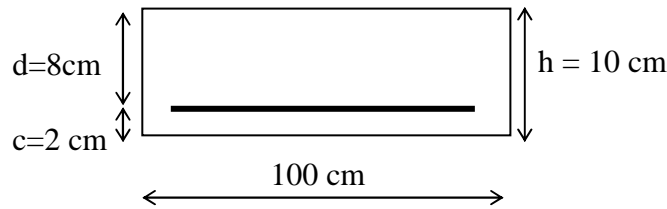
-Remarque :

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression « N » et un moment de flexion « M ».

On conclut que la section du béton est sollicitée en flexion composée.

Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton

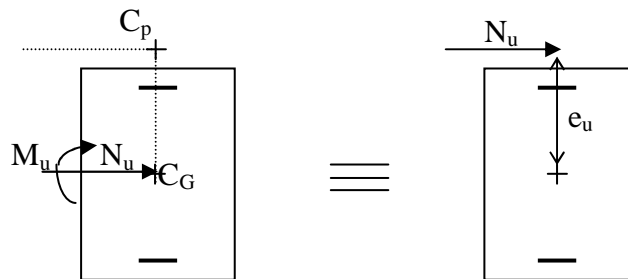
en flexion simple sous un moment fictif « M_f » afin de déterminer les armatures fictives « A_f » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles « A »



❖ **Calcul à L'ELU :**

-Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.26} = 0.398 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.02 \text{ m} \Rightarrow \text{section partiellement comprimée.}$$



Le centre de pression « C_p » est à l'extérieur de la section \Rightarrow SPC (section partiellement comprimée).

Donc la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif.

➤ **Armatures principales :**

- La section des armatures fictives : (en flexion simple)

$M_f = N_u \cdot a$; avec a : distance entre le « C_p » et le centre de gravité « C_G » des armatures inférieures tendues.

$$a = e + \frac{h}{2} - c = 39.8 + (5 - 2) = 42.8 \text{ cm.}$$

$$M_f = 2.26 \times 0.428 = 0.967 \text{ KN m.}$$

$$\tau_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.967 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.013$$

$$\mu = 0.013 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0.013 \Rightarrow \beta = 0.9935 \text{ (par interpolation)}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.967 \times 10^3}{0.9935 \times 7 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

-La section des armatures réelles : (en flexion composée)

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0.39 - \frac{2.26 \times 10}{348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.32 \text{ cm}^2$$

➤ **Les vérifications :**

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :** (Art A-4.2.1/BAEL 91)

$$A \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} \right] \quad \text{avec} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.675} = 35.8 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0.23 \frac{100 \times 7 \times 2.1}{400} \left[\frac{35.8 - (0.445 \times 7)}{35.8 - (0.185 \times 7)} \right] = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 0.32 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2 \quad \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La condition étant non vérifiée, on adoptera la section minimale d'armatures A_{\min} .

$$A = A_{\min} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{\text{adopté}} = 5\text{HA } 8 = 2.51 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } st = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.29 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 2 \times 4\text{HA}8 = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ avec : } st = 25 \text{ cm}$$

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement :** (Art A.5.2.1 / BAEL 91)

$$\text{La fissuration est préjudiciable, donc } \tau = \tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad ; \quad V_u = 1.5 \times Q \quad \text{avec } V_u : \text{effort tranchant}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^2 \times 70} = 0.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

✓ **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\Psi_s = 1.5 \quad (\text{Acier de haute adhérence})$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i}$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des barres. $\sum u_i = 4\pi\phi = 4 \times \pi \times 0.6 = 7.54 \text{ cm.}$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10}{0.9 \times 7 \times 7.54} = 0.32 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Espacement des barres :**

-Armatures principales : $S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Soit } S_t = 25 \text{ cm.}$

-Armatures de répartition : $S_t \leq \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Soit } S_t = 30 \text{ cm.}$

➤ **Ancrages des barres verticales :**

La longueur de scellement droit est :

$$L_s = \frac{\phi e}{4\bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec: } \tau_s = 0.6\Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{6 \times 400}{4 \times 2.84} = 211.64 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{soit } L_s = 25 \text{ cm}$$

❖ **Calcul à L'ELS :**

$$M_s = 0.6 \text{ KN.m} ; N_s = 1.675 \text{ KN.} ; e_s = 35.8 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{d}{2} = 3.5 \text{ cm.} ; \quad e_s = 35.8 > e_0 = 3.5 \text{ cm.}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la section, donc la section est partiellement comprimée.

-La section des armatures fictives :

$$M_f = N_s \cdot a = N_s (e_s + 0.5 h - c) = 1.675 \times (35.8 + 2) \times 10^{-2} = 0.63 \text{ KN} \cdot \text{M}$$

$$M_f = 0.63 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.63 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0090 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{SSA (section simplement armée)}$$

$$\mu_1 = 0.0090 \Rightarrow \beta_1 = 0.9 \Rightarrow K_1 = 35.0 \Rightarrow K = 1/K_1 = 1/35 = 0.028.$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} ; \quad \text{Avec: } \eta = 1.6 \text{ fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{267 ; 201.63\} \text{ MPa.}$$

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

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.63 \times 10^3}{0.9 \times 7 \times 201.63} = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0.49 \text{ cm}^2$$

-La section des armatures réelles :

$$A_r = A_f - \frac{N_s}{\sigma_{st}} = 0.49 - \frac{1.675 \times 10}{201.63} = 0.40 \text{ cm}^2$$

$A_s = A_r < A \Rightarrow$ le ferrailage adopté à l'ELU est vérifiée.

➤ Les vérifications :

✓ Vérification de contraintes dans le béton :(Art A-4.5.2/ BAEL 91)

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \text{Avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.028 \times 201.63 = 5.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification des contraintes dans l'acier : (Art A-5.3.2 / BAEL 91)

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \beta d} = \frac{1.93 \times 10}{1.13 \times 7 \times 0.9} = 2.7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

- Conclusion :

Les conditions étant vérifiées; donc notre ferrailage calculé à L'ELU est vérifié à L'ELS.

III.1.4. Le Ferrailage adopté :

- Armatures principales : 5 HA8/ml = 2.51 cm² avec St = 20 cm
- Armatures de répartition : 2 x 4 HA8/ml = 2.01 cm² avec St = 20 cm

III .1.5. Vérification de l'acrotère au séisme : (Art 6.2.3 / RPA 99)

L'acrotère est un élément non structural soumis à une force horizontale

$$F_p = 4 A C_p w_p$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone, dans notre cas

A = 0.15 (Zone II_a, groupe d'usage 2)

C_p : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires

C_p = 0.3

w_p : poids de l'élément

w_p = 1.675 KN/ml

Donc : $F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1.675 = 0.30 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$

$$F_p = 0.30 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.30 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

-Conclusion :

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculée avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.

On adopte pour ferrailage celui adopté précédemment.

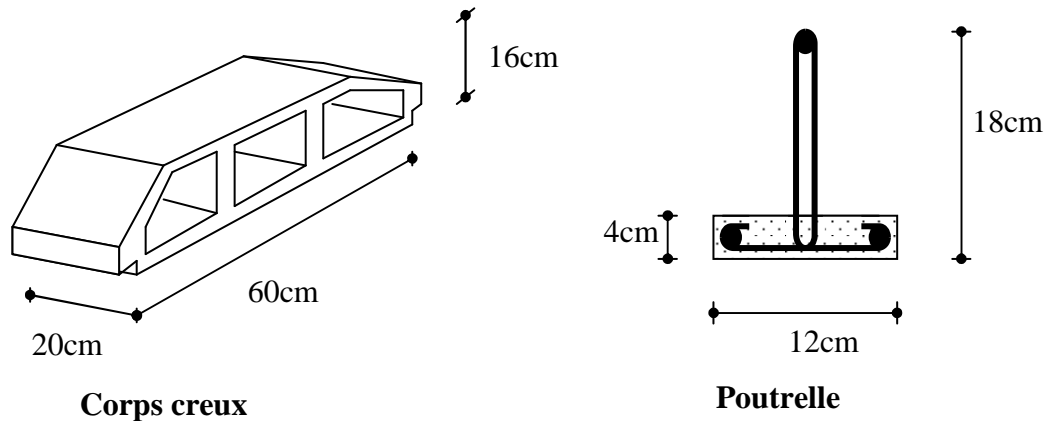
III.2 Calcul des planchers :

• Planchers en corps creux :

Tous les planchers de notre bâtiment sont a corps creux d'épaisseur (16 + 4) ,avec une dalle de compression de 4cm ,sauf pour les balcons, le porte à faux, et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur) ,ainsi que la dalle couvrant celui-ci ou des dalles pleines seront prévus.

Le plancher en corps creux est constitué de ;

1. Nervures appelées poutrelles de section en Té.
2. Corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique sa dimension est de 16cm.
3. Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour buts :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait ;
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites ;
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges, localisée notamment celles correspondant aux charges.



III.2.1 Calcul de la dalle de compression :

Elle à une épaisseur de 4cm, coulée sur place, elle est ferrillée avec un treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- Ø 20cm pour les armatures \perp aux poutrelles.
 - Ø 33cm pour les armatures // aux poutrelles.
- (BAEL 91/Art B.8.6, 423).

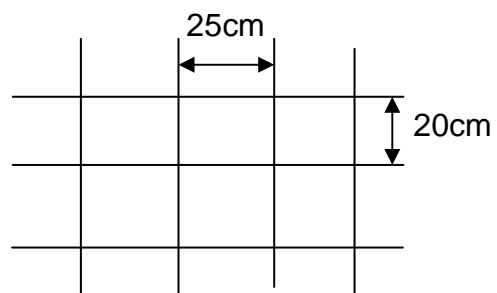
❖ Calcul des armatures :

L_a : Longueur de l'hourdis

L : Entre axe des poutrelles ($50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$)

➤ Armatures \perp aux nervures :

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



Soit : $A_{\perp} = 4HA5 = 0,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ $e = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures // aux nervures :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,78}{2} = 0,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_{//} = 4HA5 = 0,59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ $e = 25 \text{ cm}$

III-2-2- Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles sera effectué en deux étapes :

Etape1 : Avant coulage de la dalle de compression

La poutrelle est assimilée à une poutre reposant sur deux appuis, soumise aux sollicitations suivantes :

▪ Poids propre de la poutrelle :

$$G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN} / \text{ml}$$

▪ Poids du corps creux :

$$G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,61 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$\Rightarrow G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,61 = 0,74 \text{ KN} / \text{ml}$$

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

➤ **Calcul à L'ELU :**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

a- **Combinaison de charges :**

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

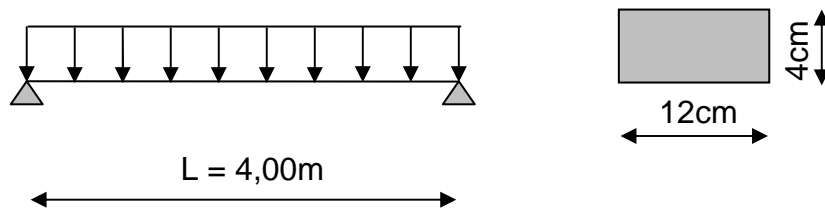


Fig III.2.2 : schéma statique de la poutrelle

b- **Calcul du moment en travée :**

$$M_u = q_u \times \frac{\ell^2}{8} = 2,5 \times \frac{(3,70)^2}{8} = 4,28 \text{ KN.m}$$

c- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T = q \times l/2 = 2,5 \times 3,7 / 2 = 4,62 \text{ KN.}$$

d- Ferrailage :

Soit : $c = 2.5 \text{ cm}$

d: La hauteur utile ($d = h - c = 4 - 2.5 = 1.5 \text{ cm}$)

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.28 \times 10^3}{12 \times (1.5)^2 \times 14,2} = 6.28.$$

$\mu > \mu_L = 0,392 \rightarrow$ La section est doublement armée

La section de la poutrelle est petite, car on ne peut pas placer la totalité des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul. On prévoit alors des étai intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qu'elles lui sont appliquées, et de manière à ce que les armatures comprimées ne seront pas utiles.

Étape2 : Après coulage de la dalle de compression

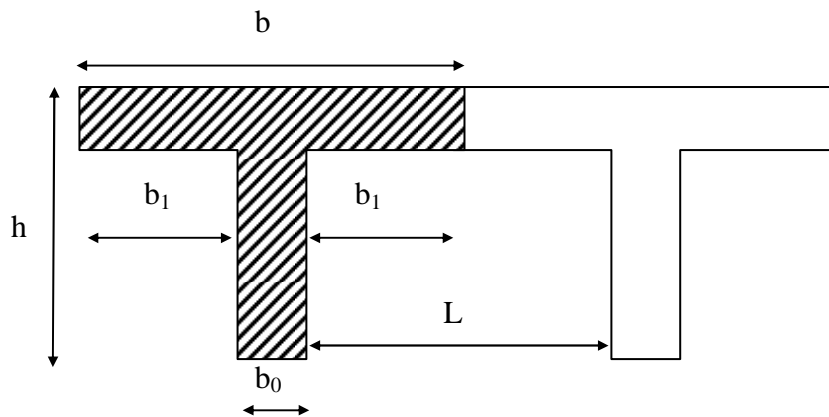
La poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis. Les charges et surcharges seront considérées uniformément réparties sur l'ensemble des poutrelles.

a- Dimensionnement de la poutrelle :

$h = 16 + 4 \text{ cm}$, hauteur de la poutrelle

$h_0 = 4 \text{ cm}$, hauteur de la dalle de compression

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



$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2} ; \frac{L}{10} ; \frac{2}{3} X \right\}$$

L_0 : Distance entre deux poutrelles

$$L_0 = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

L : Largeur de la plus grande travée

$$L = 3.70 \text{ m}$$

$$\text{D'où: } b_1 \leq \min \left\{ 26,5 ; 37 ; 123,33 \right\} \Rightarrow b_1 = 26,5$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

b- Charges et surcharges :

Nous considérons pour nos calculs le plancher qui présente le cas le plus défavorable ; le plus chargé. Dans notre cas les planchers d'étage courant.

La dalle supporte :

- Poids propre du plancher : $G = 5,68 \times 0,65 = 3,70 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation (plancher courant) : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$

➤ combinaison d'actions :

$$\text{À l'ELU : } q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,49 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{À l'ELS : } q_s = G + Q = 4,67 \text{ KN/ml.}$$

➤ Choix de la méthode :

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

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

▪ Méthode forfaitaire :

c- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

➤ **Condition 1 :** La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2

$$Q \leq \max \left\{ 2G ; 5 \text{ KN/mL} \right\}$$

$$2.G = 2 \times 3,70 = 7,40 \text{ KN/mL} , Q = 1,50 \leq \max \left\{ 7,40 ; 5 \right\} = 7,40 \text{ KN/mL} \Rightarrow \text{La condition}$$

est vérifiée

➤ **Condition 2 :** Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées \Rightarrow La condition est vérifiée

➤ **Condition 3 :** Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.70}{3.70} = 1 \leq 1,25 \quad ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.70}{3.20} = 1.15 \leq 1,25 \quad ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3.20}{2.82} = 1.13 \leq 1,25$$

$$\frac{L_4}{L_5} = \frac{2.82}{3.20} = 0.88 \leq 1,25 \quad ; \quad \frac{L_5}{L_6} = \frac{3.20}{3.70} = 0.86 \leq 1,25 \quad ; \quad \frac{L_6}{L_7} = \frac{3.70}{3.70} = 1 \leq 1,25$$

➤ **Condition 4 :** La fissuration est non préjudiciable \Rightarrow Condition vérifiée

▪ **Conclusion :**

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

d) calcul des coefficients :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée est soumise aux mêmes charges (moments isostatique) M_w , M_e , M_t : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches, de droites ainsi que celle du moment en travée.

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

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad \alpha = \frac{1.50}{5.68+1.50} = 0,21 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

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

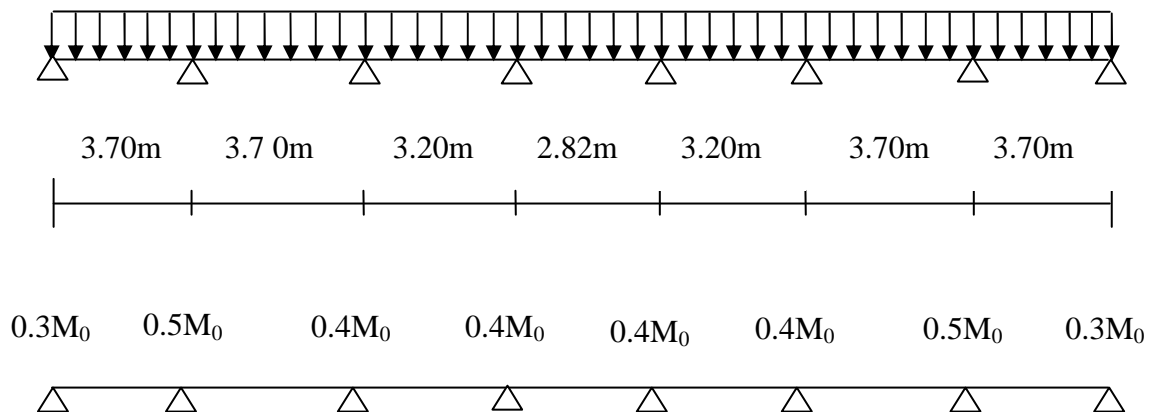
$$\begin{cases} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,05M_0 \end{cases}$$

- travée intermédiaire :

$$M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$$

-travée de rive :

$$M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$$



$$1 + 0.3 \alpha = 1.06$$

$$\frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.53 \quad ; \quad \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.63$$

e) calcul des moments en travée :**- travée de rive :**

$$- M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.63M_0$$

$$- M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.063M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.66M_0$$

$$- M_t + \frac{0.3M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.65M_0$$

On prend $M_t = 0,7 M_0$

- Travée intermédiaire :

$$- M_t + \frac{0.5M_0 + 0.4M_0}{2} \geq 1.06M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.61M_0$$

$$- M_t + \frac{0.4M_0 + 0.5M_0}{2} \geq 1.05M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.6M_0$$

$$- M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.53M_0$$

On prend $M_t = 0.65 M_0$

f) calcul des moments isostatiques :

$$q_u = 6,46 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 11.05 \text{ KN.m}$$

g) calcul des efforts tranchants :

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

$$T_e = T_w + q_u L$$

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

Travée	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6	6-7	7-8
M_w (KN.m)	3.31	5.52	4.42	4.42	4.42	4.42	5.52
M_e (KN.m)	5.52	4.42	4.42	4.42	4.42	5.52	3.31
T_w (KN)	-12.55	-11.65	-10.34	-9.11	-10.34	-12.24	-11.35
T_e (KN)	11.35	12.25	10.33	9.11	10.33	11.66	12.55
M_t (KN.m)	7.73	7.18	7.18	7.18	7.18	7.18	7.73

III.2.3 Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant :

a) diagramme des moments :

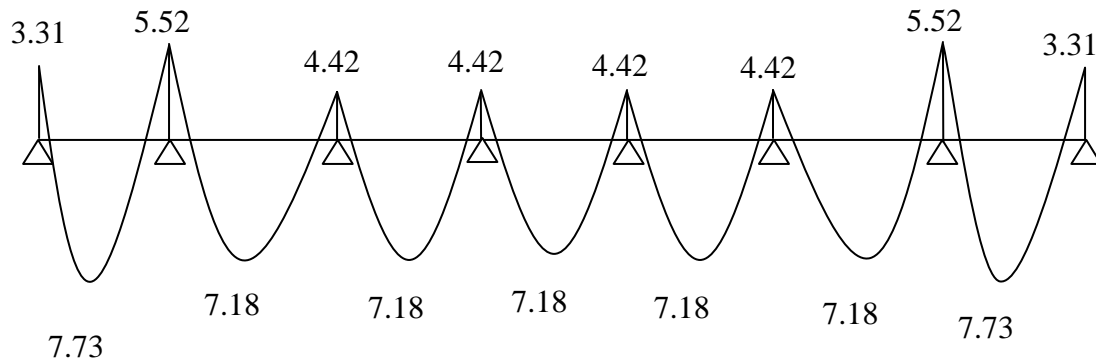


Diagramme des moments fléchissant

b) Diagramme des efforts tranchants :

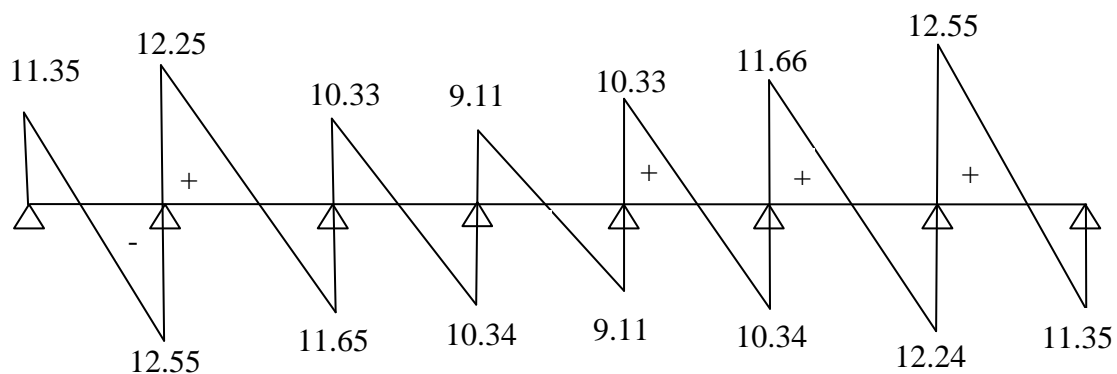


Diagramme des efforts tranchants.

III.2.4 Calcul des armatures :

Les moments maximaux aux appuis et entravés sont

$$M_t^{\max} = 7.73 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 5.52 \text{ KN.m}$$

III.2.4 .1) calcul à l'ELU :

a) Armature en travée :

Le moment équilibré par la table de compression

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

$$M_t = 0.04 \times 0.65 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_t = 59.07 \text{ KN.m} > M_t = 7.73 \text{ KN.m} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{7.73 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

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

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{7.73 \times 10^3}{0,987 \times 18 \times 348} = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.25 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } \mathbf{2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2}$$

b) Armatures aux appuis :

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire (bx h).

$$M_a^{\max} = 5.52 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{5.52 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.018 < 0.392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{5.52 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 0.889 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.889 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } \mathbf{1HA12 = 1.13 \text{ cm}^2}$$

c) Calcul des armatures transversales :

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

$$\min\left(\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 12\right) = 0.57 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0.57 \text{ cm} \text{ On prend } HA = 10 \text{ mm}$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{2HA10 \rightarrow A_t = 1,56 \text{ cm}^2}$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de $\phi 10$

▪ Espacement des armatures transversales :

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(16,2, 40) = 16.2 \text{ cm}$$

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

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} = \frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.4. 2) Vérification à l'ELU :

a) Vérification de la contrainte tangentielle :..... (BAEL91.Art.5.1.1).

On doit vérifier que

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5MPa) \quad \text{«Fissuration non préjudiciable»}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25MPa, 5MPa) = 3,25MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{12,55 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,58MPa$$

$$\tau_u = 0,58MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Condition de non fragilité :

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

• **En travée :**

$$A_t = 1,57cm^2 > A_{\min} = 0,26cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Aux appuis :**

$$A_a = 0,889cm^2 > A_{\min} = 0,26cm^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de la contrainte d'adhérence :.....(BAEL91.Art. A.6.13)

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

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

Avec : U_i : périmètre utile des armatures d'appuis :

$$\sum U_i = n\pi\phi = 1 \times 3,14 \times 12 = 37,68$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{12,55 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 37,68} = 2,06MPa$$

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

$\Psi_s = 1,5$ pour les hautes adhérences.

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

$$\tau_{se} = 2,06MPa < \bar{\tau}_{se} = 3,15MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0,4 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \times b_0 \times a$ avec $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.4 \times 12 \times 0.9 \times 18 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1.5} = 129.6 \text{ KN.}$$

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

- **Appuis de rive :**

$$V_{\max} = 11.35 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$V_{\max} = 12.55 < 129.76 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

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

- **Appuis de rive :**

$$A = 0.889 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (11.35 - \frac{3.31}{0.9 \times 0.18}) = -0.26$$

$$A = 0.889 \geq -0.26$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$A = 1.57 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (12.55 - \frac{5.52}{0.9 \times 0.18}) = -0.62 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.57 \geq -0.62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

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

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

$$\text{D'où} \quad l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

g) vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires : (BAEL91.Art.A.51.322).

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{avec} \quad a = 0.9d$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{10.25 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 120} = 0.527 < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

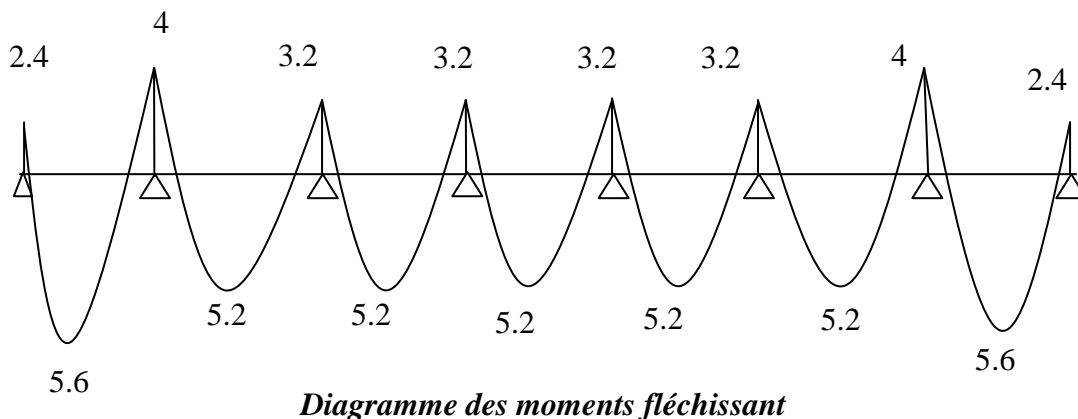
III.2.4.3) calcul à l'ELS :**a) calcul des moments isostatiques :**

$$q_s = 4.67 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4.67 \times 3.7^2}{8} = 8 \text{ KN.m}$$

Par la méthode forfaitaire : $M_t = 0.7 M_0 \rightarrow$ travée de rive

$M_t = 0.65 M_0 \rightarrow$ travée intermédiaire

b) diagramme des moments fléchissant :**c) Etat limite de la compression du béton :**

1- en travée : $M_t^{\max} = 5.6 \text{ KN.m}$

La contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.57}{18 \times 12} = 0.727 \quad \rightarrow \beta_1 = 0.876 \rightarrow K_1 = 25.32$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{5.6 \times 10^3}{0.876 \times 18 \times 1.57} = 226.21 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}$$

Contrainte de compression dans le béton

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{226.21}{25.32} = 8.93 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

2- aux appuis : $M_t^{\max} = 4 \text{ KN.m}$; La table étant tendue, la section à calculer est rectangulaire ($b_0.h$)

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 0.889}{18 \times 12} = 0.41$$

$$\rho_1 = 0.41 \rightarrow \beta_1 = 0.902 \rightarrow \alpha_1 = 0.294 \rightarrow K_1 = 36.02$$

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4 \times 10^3}{0.902 \times 18 \times 0.889} = 277.13 \text{MPa} < 348 \text{MPa}$$

- **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{277.13}{36.02} = 7.69 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$$

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

d) vérification des ouvertures de fissuration à l'ELU :

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

e) Etat limite de déformation :.....(BAEL91. Art. B.68.4.24)

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

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

2- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

3- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e}$

Avec :

h : hauteur totale de la section de nervure (épaisseur de la dalle est comprise)

M₀ : Moment isostatique

L : portée libre

M_t : moment de flexion

B₀ : largeur de nervure

1- $\frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0.054 < \frac{1}{16} = 0.0625$ **Condition non vérifiée**

2- $\frac{h}{L} = 0.054 < \frac{5.6}{10 \times 8} = 0.07$ **Condition non vérifiée**

3- $\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1.57}{18 \times 12} = 0.0072 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$ **Condition vérifiée**

Remarque :

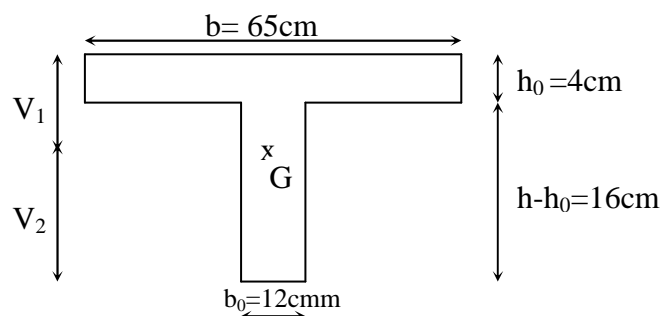
Les conditions « 1 » et « 2 » ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

III.2.4.4) Calcul de la flèche :

▪ **Calcul des paramètres :..... (BAEL91 Art. B6.5.2/)**

a) $f_v = \frac{M_t^{ser} l^2}{10 E_v I f_v}$

b) $f_i = \frac{M_s l^2}{10 E_i I f_i} < \frac{L}{500}$



- Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 1.57 = 475.55 \text{ cm}^2$$

- Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{bh^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15A_i \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 1.57 \times 18 = 3248 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3248}{475.55} = 6.83 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 6.83 = 13.17 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (6.83^3 + 13.17^3) + (65 - 12) \times 4 \times \left[\frac{4^2}{12} + (6.83 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 1.57 (13.17 - 3)^2$$

$$I_0 = 18075.87 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.007$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.007 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 5.87 \quad ; \quad \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2.35$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.007 \times 226.21 + 2.1} = 0.436$$

- Calcul des inerties fictives :

$$I_{f_i} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 18075.44}{1 + 5.87 \times 0.436} = 5586.331 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 18075.87}{1 + 2.35 \times 0.436} = 9820.93 \text{ cm}^4$$

- Module de déformation différée :

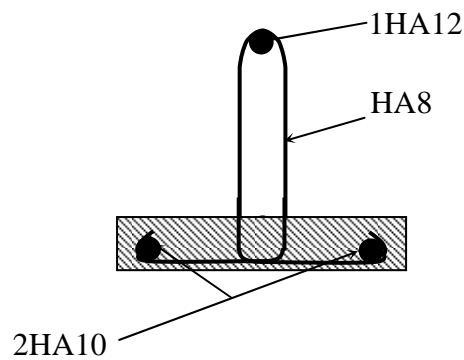
$$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 1081.86 \text{ MPa}$$

$$f_i = \frac{5.6 \times (3.70)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 5586.331} = 0.42 < \frac{L}{500} = 0.74 \text{cm}$$

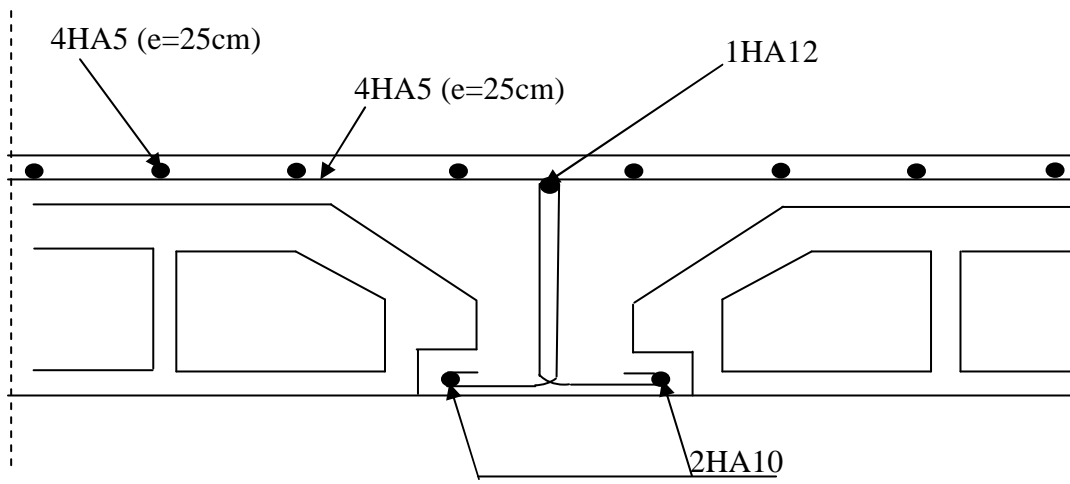
$$f_v = \frac{5.6 \times (3.70)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 9820.93} = 0.72 < \frac{L}{500} = 0.74 \text{cm}$$

} La flèche est vérifiée.

f) Ferrailage de la poutrelle :



Ferrailage de la poutrelle.



Ferrailage du plancher.

III.3.calcul des balcons :

Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisée en dalle pleine.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

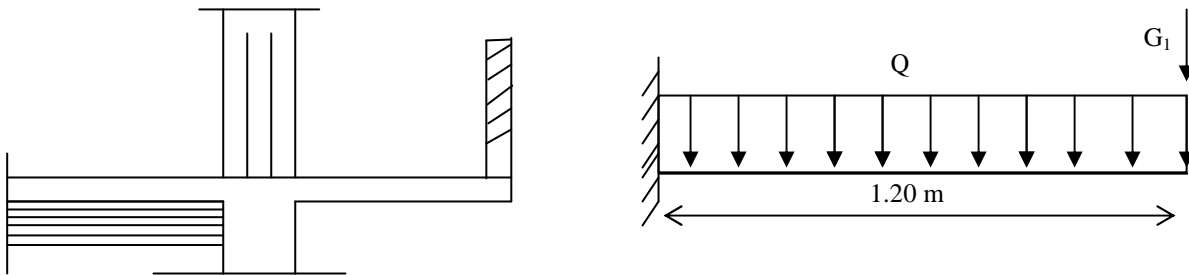


Fig. III.12. Schéma Statique

Q : charges et surcharges verticales revenant au balcon.

G : charge concentrée verticale due à l'effet du poids propre du garde corps en brique creuses de 10cm d'épaisseur.

III.3.1. Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur du balcon est déterminée comme suit

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm} \quad \text{soit } e_p = 15 \text{ cm}$$

III.3.2. Charge et surcharge du balcon :

- Les charges permanentes :

Poids de la dalle pleine : $25 \times 0.15 \times 1 = 3.75 \text{ KN/m}^2$.

Poids des revêtements :-Carrelage $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$.

-Mortier de pose $22 \times 0.02 = 0.44 \text{ KN/m}^2$.

-Couche de sable $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$.

-Enduit de ciment $18 \times 0.02 = 0.36 \text{ KN/m}^2$.

G = 5.35 KN/m².

- Charge concentrée (poids de garde corps) :

Poids de la brique : $0.1 \times 9 = 0.9 \text{ KN/m}^2$.

Poids de l'enduit ciment : $0.02 \times 18 \times 2 = 0.72 \text{ KN/m}^2$.

G₁ = 1.62 KN/m².

- Charge concentrée F :

Charge due à la main courante **F=1KN**

- Surcharge d'exploitation :

Q = 3.5KN /m² (uniformément répartie)

III.3.3 Calcul à L'ELU :

- Combinaisons de charge : **1.35G+1.5Q**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)1m = 1.35 \times 5.35 + 1.5 \times 3.5 = 12.47 \text{ KN/m}$$

$$F = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ KN/m}^2$$

- Le moment provoqué par la charge q_u est :

$$M_{qu} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12.47 \times 1.20^2}{2} = 8.98 \text{ KN.m}$$

- Le moment provoqué par la surcharge F est :

$$M_F = F \times l = 2.19 \times 1.20 = 2.63 \text{ KN.m}$$

- Le moment total est

$$M_u = M_{qu} + M_F = 8.98 + 2.63 = 11.61 \text{ KN.m}$$

A- Ferrailage :

a) Les armatures principales : $e_u = (M_u / q_u) \leq (h_c / 2) - c$

$$e_u = \frac{M_u}{q_u} = \frac{11.61}{12.47} = 0.93 \text{ m} = 93 \text{ cm}$$

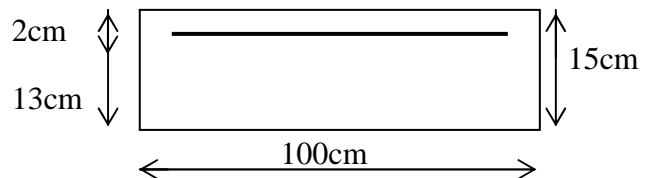
$$\frac{h_c}{2} - c = \frac{15}{2} - 2 = 5.5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11.61 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.048 < \mu_1 = 0.392 \dots\dots\dots \text{Section simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.048 \Rightarrow \beta = 0.975$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11.61 \times 10^3}{0.975 \times 13 \times 348} = 2.63 \text{ cm}^2$$



On adopte 5HA10 = 3.93 cm² Avec : St = 20cm

b) Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \mathbf{5HA6} = \mathbf{1.41 \text{ cm}^2} \quad \text{Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

B- Vérifications :

a) Vérification de la condition de non fragilité :.....(Art 4.21/BAEL 91).

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 3.93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée .}$$

b) Vérification de la condition de l'adhérence des barres :..... (Art6.13/BAEL 91).

$$V_u = q_u l + G_1 = 12.47 \times 1.2 + 1.62 = 16.58 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = 3.14 \times 5 \times 1.0 = 15.70 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{16.58 \times 10}{0.9 \times 13 \times 15.7} = 0.903 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{16.58 \times 10}{100 \times 13} = 0.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'écartement des barres :

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.}$

Armatures secondaires: $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée.}$

III.3.4 Calcul à L'ELS :

- Combinaison de charge : **G+Q**

$$q_s = (G + Q)1m = (5.35 + 3.5) \times 1 = 8.85 \text{ KN / ml}$$

$$q_{s1} = G_1 \times 1m = 1.62 \text{ KN}$$

- Moment fléchissant :

Le moment total agissant aura la valeur

$$M_s = \left(\frac{q_s L^2}{2} + q_{s1} L \right) = \left(\frac{8.85 \times 1.20^2}{2} + 1.62 \times 1.20 \right) = 8.32 \text{ KN m}$$

A- Ferrailage :

$$\mu = \frac{M_s}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.32 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.035 < \mu_1 = 0.392$$

$$\mu = 0.035 \quad \beta = 0.777$$

$$A = \frac{M_s}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.32 \times 10^3}{0.777 \times 13 \times 348} = 2.37 \text{ cm}^2 < A_{adoptée}$$

Le ferrailage adopté à l'ELU est vérifié.

B- Vérification :

a) Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

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

- La section est rectangulaire.
- La nuance des aciers est FEe400.

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Pour une section rectangulaire $b = 100 \text{ cm}$; $e = 20 \text{ cm}$, armée par des aciers de nuance FeE 400 soit à vérifier α .

$$\gamma = \frac{11.61}{8.32} = 1.39$$

$$\mu = 0.048 \Rightarrow \alpha = 0.061 < \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.447 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de σ_{bc} n'est pas nécessaire.

b) Longueur de scellement droit :

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\sigma_s} \quad \text{Avec: } \sigma_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0.6 \times 400}{4 \times 2.84} = 21.13 \text{ cm.} \quad \text{Soit } L_s = 25 \text{ cm.}$$

Remarque :

Les crochets ne sont pas nécessaires puisque L_s ne dépasse pas la largeur de la poutre principale.

c) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{8.32 \times 10^6}{0.777 \times 13 \times 3.93} = 209.59 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

Donc on doit calculer les armatures à l'ELS :

$$A_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d \bar{\sigma}_{st}} = \frac{8.32 \times 10^3}{0.918 \times 13 \times 201.63} = 3.46 \text{ cm}^2.$$

Soit A_{st} est : **$A_{st} = 4 \text{ HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$**

III –4- Calcul des escaliers :

Notre bâtiment comporte une cage d'escaliers qui mène du rez-de-chaussée jusqu'au dernier niveau.

III-4-1) Terminologie :

- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- L_0 : portée de la paillasse avec les deux paliers.
- l_2 : largeur du palier de départ
- l_3 : largeur du palier de repos
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle des deux paliers

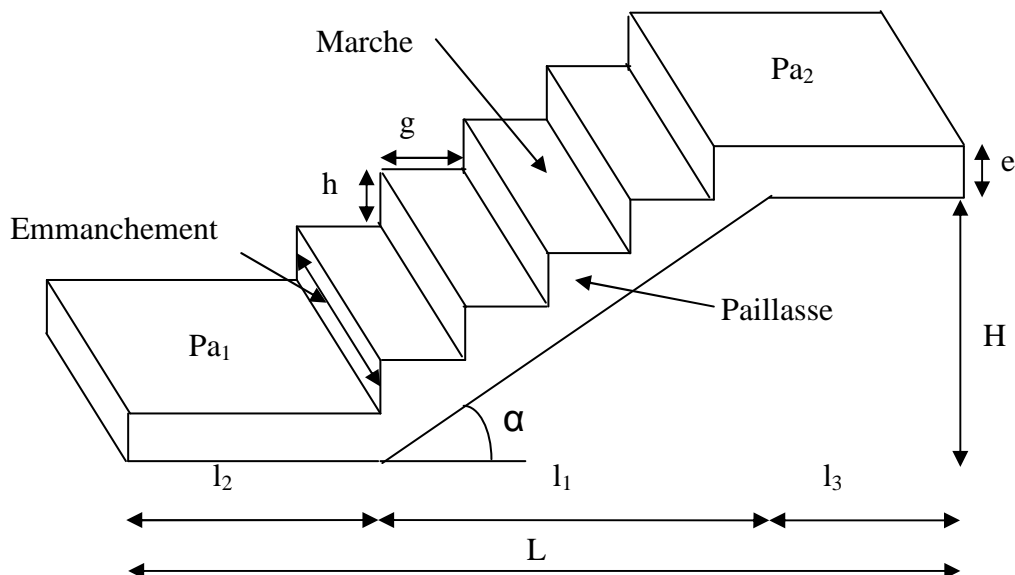


Fig III.1 terminologie de l'escalier

III-4-2) Dimensions des escaliers :

Les escaliers à étage courant comporte deux volées et un palier de repos, et ceux du RDC comportent deux volets avec trois paliers.

Pour les dimensions des marches(g) et des contremarches(h), on utilise la formule de BLONDEL qui est la suivante :

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

La limite inférieure 0,59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0,66 correspond à des locaux publics.

h : varie de 14 à 20cm (17cm en moyenne)

g : varie de 22 à 33cm (26cm en moyenne)

III-4-3. Pré dimensionnement de l'escalier:

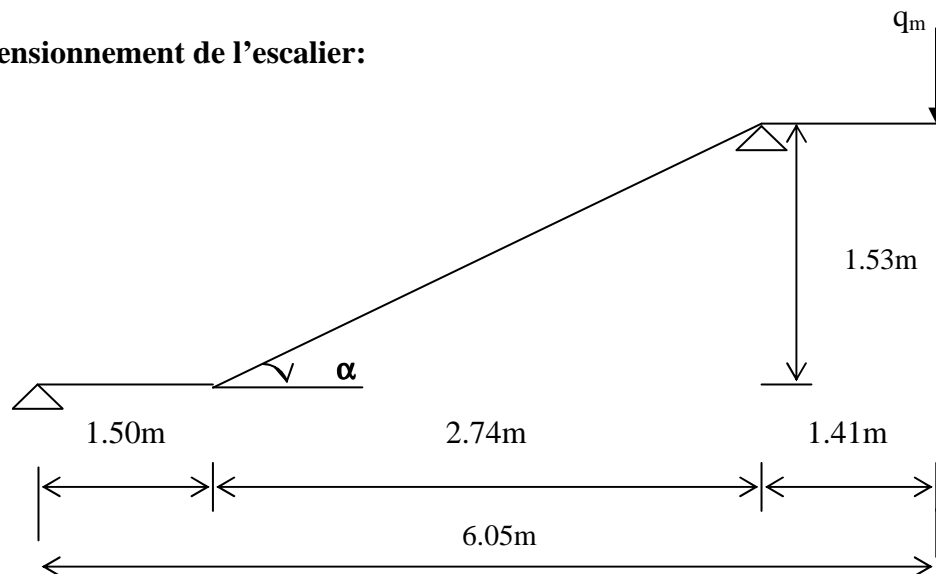


Schéma statique

On prend compte des dimensions des plans d'architectures. Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

$$\begin{cases} 14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm} \\ 22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm} \end{cases}$$

On prend : $h = 17\text{cm}$ et $g = 30\text{cm}$

Le nombre de contremarches : $n = \frac{H}{h}$

Le nombre de marches : $m = n - 1$

Le rapport ($r = \frac{h}{g}$) est appelé raideur de l'escalier.

L'emmarchement doit être $\geq 1.20\text{ m}$

La profondeur du palier de repos est :

$$l_3 \geq 1.10\text{m} \text{ Ou } l_3 \geq 3.g$$

Application :

Notre escalier comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

On aura :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \quad \text{avec } H = \frac{3.06}{2} = 1.53$$

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8$$

$59\text{cm} \leq g + 2h = 30 + 2(17) = 64 \leq 66\text{cm}$ la condition est vérifiée.

L'emmarchement est de $1.20\text{m} = 1.20\text{m}$la condition est vérifiée.

La profondeur du palier de repos est :

$$l_3 = 1.50 \geq 1.10 \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

NB : au niveau du RDC, nous avons deux volées identiques à celles de l'étage courant de 1.53m de hauteur ;

On aura donc :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

III-4-3-1. Pré dimensionnement 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 :

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

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{274} = 0,558 \Rightarrow \alpha = \mathbf{29.18}$$

$$L_0 = \frac{274}{\cos \alpha} + 150 + 141 = \mathbf{604.83 \text{ cm}}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\Rightarrow \frac{604.83}{30} \leq e_p \leq \frac{604.83}{20}$$

$$20.16 \text{ cm} \leq e_p \leq 30.24 \text{ cm}$$

on opte pour : **st = 20cm**

III-4-3-2. Détermination des sollicitations de calcul :

Le calcul se fera en flexion simple pour 1 mètre d'embranchement et une bande de 1mètre de projection horizontale, en considérant une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

- **Charges permanentes :**

- **Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0,2}{\cos(29.18)} = 5,73 \text{ kN/ml}$

- Poids de la marche : $25 \times \frac{0,2}{2} \times 1 \text{ m} = 2,5 \text{ kN/ml}$

- Poids des revêtements : carrelage scellé, mortier de pose, couche de sable

$$G_i = (0.44 + 0.4 + 0.36) \times 1 \text{ m} = 1.2 \text{ kN/ml}$$

- La charge totale de la paillasse : $5.73 + 2.5 + 1.2 = 9.43 \text{ kN/ml}$.

$$\mathbf{G_i = 9.43 \text{ kN/ml.}}$$

- **Palier :**

- Poids propre du palier : $25 \times 0,2 \times 1 = 5,00 \text{ KN/ml}$.

- Poids (sable, mortier, carrelage et enduit) : $0.36 + 0.4 + 0.44 + 0.2 = 1.4 \text{ KN/ml}$.

- La charge totale du palier : $5,00 + 1,4 = 6,40 \text{ kN/ml}$.

$G_t = 6,40 \text{ kN/ml}$.

➤ **Mur :**

- charge du mur : $2,2 \times (H - ep) \times 1 \text{ m} = 2,2 \times (3,06 - 0,2) = 6,3 \text{ kN}$

- **Surcharge d'exploitation :**

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR BC, 2.2 est :

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ kN/ml}$$

- **Combinaison des charges et surcharges :**

- **Etat limite ultime : ELU**

$$Q_u \text{ paillasse} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 9,43 + 1,5 \times 2,5 = 16,48 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_u \text{ palier} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,40 + 1,5 \times 2,5 = 12,39 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_u \text{ mur} = 1,35q_{\text{mur}} = 8,5 \text{ kN.}$$

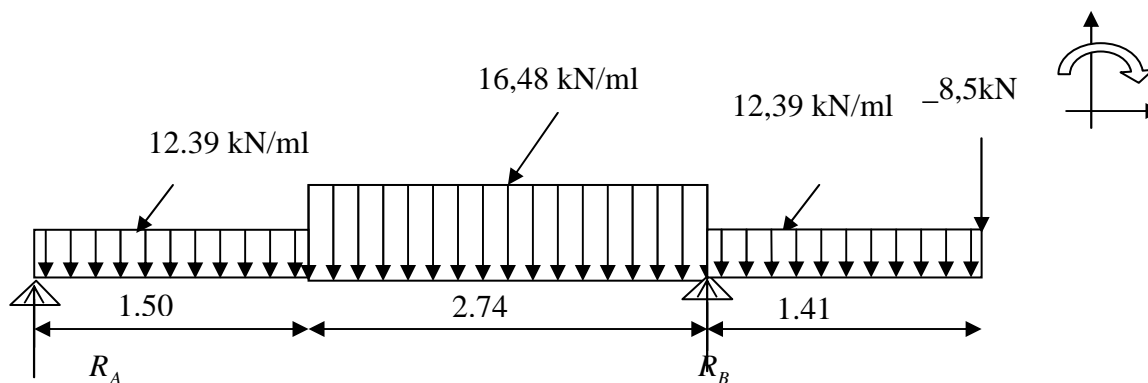
- **Etat limite de service : ELS**

$$Q_u \text{ paillasse} = G + Q = 9,43 + 2,5 = 11,93 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_u \text{ palier} = G + Q = 6,40 + 2,5 = 8,9 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_u \text{ mur} = q_{\text{mur}} = 6,3 \text{ kN}$$

III-3-4-3. Etat limite ultime :



- **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum M/A = 0 ; (12,39 \times 1,125) + (16,48 \times 2,74 \times 2,87) - R_B \times 4,24 + (12,39 \times 1,41 \times 4,94) + (8,5 \times 5,65)$$

$$R_B = 65,55 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 ; (-12,39 \times 0,99) + (-16,48 \times 3,75) + (-12,39 \times 1,5 \times 3,49) + (8,5 \times 1,41) + R_A \times 4,24$$

$$R_A = 24,15 \text{ kN}$$

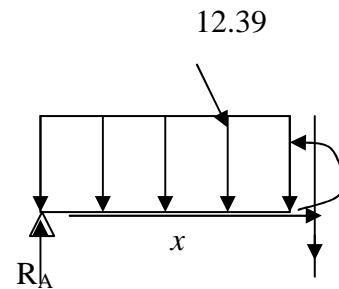
Vérification : $R_A + R_B = 8.5 + (12.39 \times 1.63) + (16.48 \times 2.74) + (12.39 \times 1.15) = 89.71 \text{ kN}$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

i) 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,50 \text{ m}$:

$$T_y(x) = -12.39x + 24.15$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = 24.15 \text{ kN} & \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ T_y = 5.56 \text{ kN} & \longrightarrow \text{pour } x = 1,50 \text{ m} \end{cases}$$



$$M_z(x) = -12.39 \frac{x^2}{2} + 24.15x$$

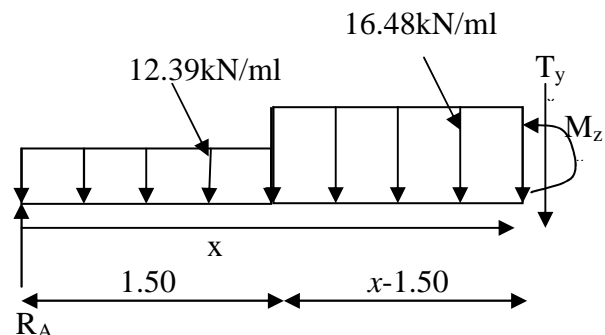
$$\Rightarrow \begin{cases} M_z = 0.00 \text{ kN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 0 \text{ m} \\ M_z = 22.28 \text{ kN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 1.50 \end{cases}$$

ii) 2^{ème} tronçon : $1.50 \text{ m} \leq x \leq 4.24 \text{ m}$:

$$T_y(x) = -12.39(1.50) + 24.15 - 16.48(x-1.50)$$

$$T_y(x) = -16.48x + 30.28$$

$$\begin{cases} T_y = 5.56 \text{ kN} & \longrightarrow \text{pour } x = 1.50 \text{ m} \\ T_y = -39.59 \text{ kN} & \longrightarrow \text{pour } x = 4.24 \text{ m} \end{cases}$$



$$\sum M/G = 0$$

$$M_z + 12.39 \times 1.125(x - 1.5) - 24.15(x) + 16.48 \left(\frac{(x - 1.50)^2}{2} \right) = 0$$

$$M_z = -8.24x^2 + 30.29x - 4.6$$

$$\begin{cases} M_z = 22.29 \text{ kN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 1.50 \text{ m} \\ M_z = -24.3 \text{ kN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 4.24 \text{ m} \end{cases}$$

Le moment $M_z(x)$ est max, donc, l'effort tranchant est nul.

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = -T_y = 0 \Rightarrow 16.48x - 30.28 = 0 \Rightarrow x = \mathbf{1.84\text{m}}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.84\text{m}$.

Donc :

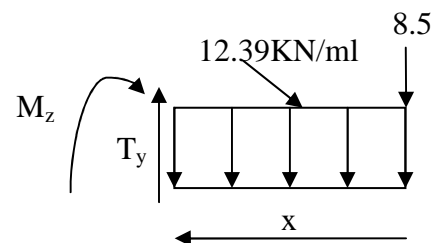
$$M_z^{max} = -8.24(1.84)^2 + 30.29(1.84) - 4.6$$

$$\mathbf{M_z^{max} = 23.23\text{ kN.m}}$$

iii) 3^{ème} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1.41\text{m}$:

$$T_y(x) = 12.39x + 8.5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_y = 8.5\text{kN} \quad \longrightarrow \text{pour } x = 0\text{ m} \\ T_y = 25.97\text{ kN} \quad \longrightarrow \text{pour } x = 1.41\text{m} \end{array} \right.$$

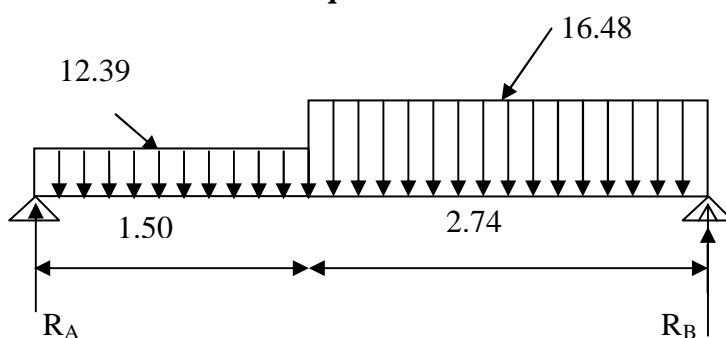


$$\sum M/G = 0$$

$$M_z = -6.19x^2 - 8.5x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = 0\text{ kN.m} \quad \longrightarrow \text{pour } x = 0\text{ m} \\ M_z = -24.29\text{ kN.m} \quad \longrightarrow \text{pour } x = 1.41\text{ m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment isostatique à l'ELU :



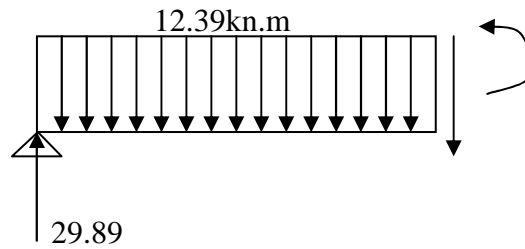
➤ Les réactions d'appuis :

$$\sum M/B = 0 ; (-16.48 \times 2.74 \times 1.37) + (-12.39 \times 1.5 \times 3.49) + R_A \times 4.24 = 0$$

$$\mathbf{R_A = 29.89\text{ kN}}$$

$$\sum M/A = 0 ; (16.48 \times 2.74 \times 2.87) + (12.39 \times 1.125) - R_B \times 4.24 = 0$$

$$\mathbf{R_B = 33.85\text{ kN}}$$

Calcul du moment max isostatique :Tronçon : $0 \leq x \leq 1.50m$.

$$\sum M/G = 0 \leftrightarrow M_z + 12.39 \frac{x^2}{2} - 29.89x = 0$$

$$M_z = -12.39 \frac{x^2}{2} + 29.89x = 0$$

$$M_z = 0.00 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 0 \text{ m}$$

$$M_z = 30.89 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 1.50 \text{ m}$$

$$T_{(x)} = -12.39x + 29.89 = 0 \leftrightarrow x = 2.41 \text{ m}$$

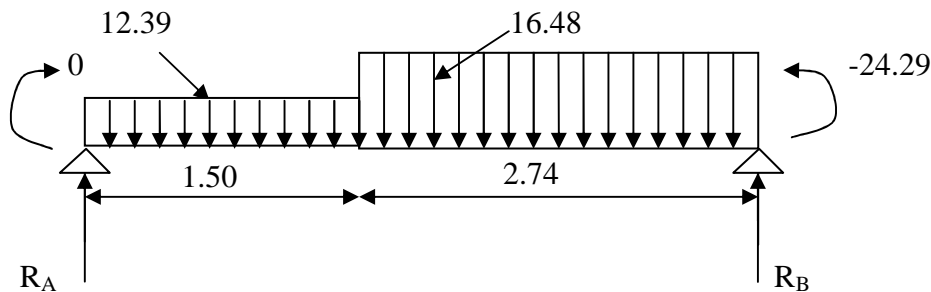
$$M_z^{max} = -6.195(2.41)^2 + 29.89(2.41)$$

$$M_z^{max} = \mathbf{36.05 \text{ kN.m}}$$

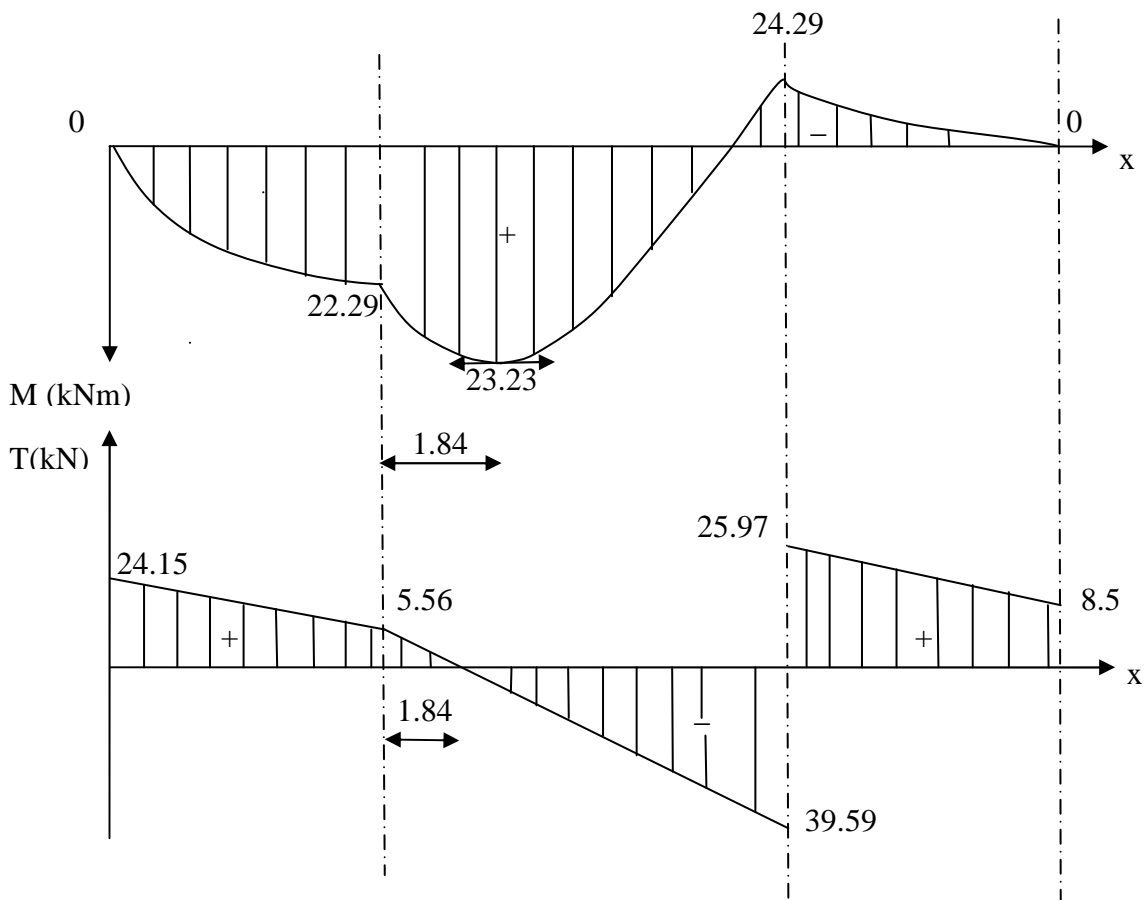
En tenant compte de l'encastrement partiel, on prend :

$$\text{En appui A : } M_{aA} = -0,3 M_z^{max} = -10.81 \text{ kN.m}$$

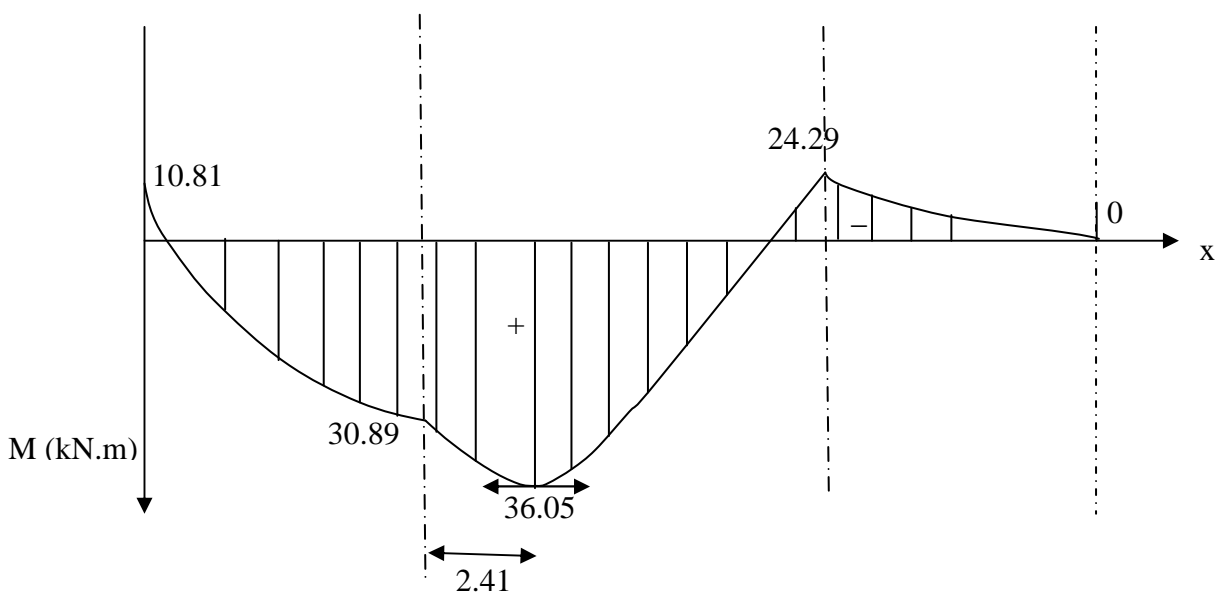
$$\text{En travée : } M_{dA} = 0.85 M_z^{max} = 30.64 \text{ kN.m}$$



les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

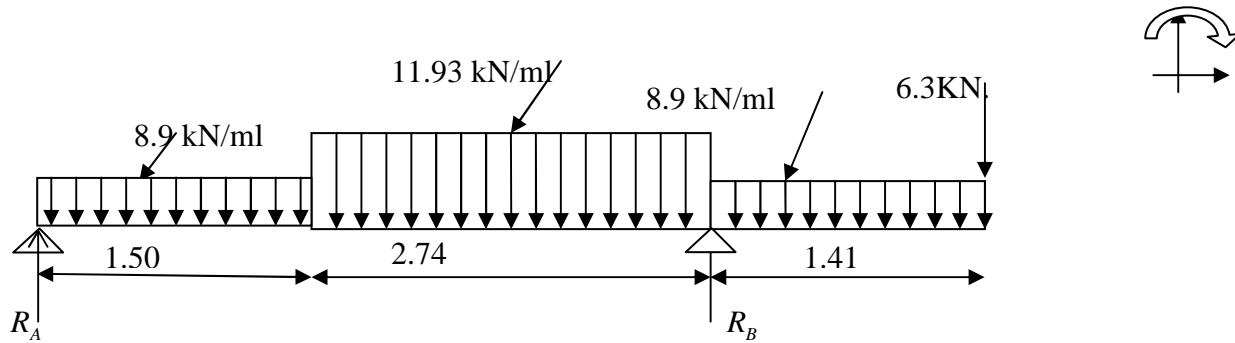


Diagrammes des efforts internes à l'ELU



Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU

III-3-4.4. Etat limite service :



- Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow (8.9 \times 1.125) + (11.93 \times 7.86) - R_B \times 4.24 + (8.9 \times 6.97) + (6.3 \times 5.65)$$

$$R_B = 47.51 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow (6.3 \times 1.41) + (-11.93 \times 3.75) + (-8.9 \times 5.23) + (8.9 \times 0.99) + R_A \times 4.25$$

$$R_A = 17.37 \text{ kN}$$

Vérification :

$$R_A + R_B = 6.3 + (8.9 \times 1.41) + (11.93 \times 2.74) + (8.9 \times 1.50) = 64.89 \text{ kN}$$

$$R_A = 17.37 \text{ kN}$$

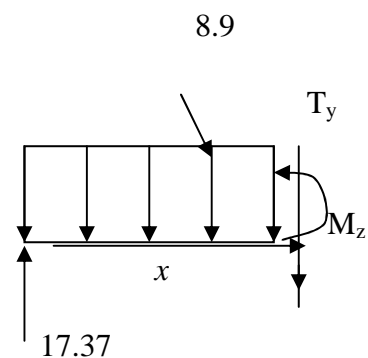
$$R_B = 47.51 \text{ kN}$$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

i) 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,50\text{m}$:

$$T_y(x) = 17.37 - 8.9x$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = 17.37 \text{ kN} & \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ T_y = 4.02 \text{ kN} & \longrightarrow \text{pour } x = 1,50\text{m} \end{cases}$$



$$M_z(x) = -8.9 \frac{x^2}{2} + 17.37 x.$$

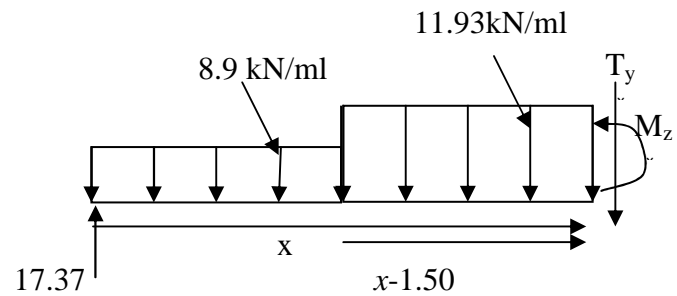
$$\Rightarrow \begin{cases} M_z = 0.00 \text{ kN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 0\text{m} \\ M_z = 16.04 \text{ kN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 1.50\text{m} \end{cases}$$

ii) 2^{ème} tronçon : $1.50\text{m} \leq x \leq 4.24\text{m}$:

$$T_y(x) = 17.37 - 8.9(1.50) - 11.93(x-1.50)$$

$$T_y(x) = -11.93x - 21.91$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_y = 4.01 \text{ kN} \longrightarrow \text{pour } x = 1.50 \text{ m} \\ T_y = -28.67 \text{ kN} \longrightarrow \text{pour } x = 4.24 \text{ m} \end{array} \right.$$



$$\sum M/G = 0$$

$$\Leftrightarrow M_z + 8.9 \times 1.50(x - 0.75) + 11.93 \left(\frac{(x - 1.50)^2}{2} \right) - 17.37 \times x = 0$$

$$M_z = -5.96x^2 + 21.91x - 3.41$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = 16.04 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 1.50 \text{ m} \\ M_z = -17.66 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 4.24 \text{ m} \end{array} \right.$$

Le moment $M_z(x)$ est max, donc, l'effort tranchant est nul.

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = -T_y = 0 \Rightarrow -11.93x - 21.91 = 0 \Rightarrow x = -1.84 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 3.87 \text{ m}$.

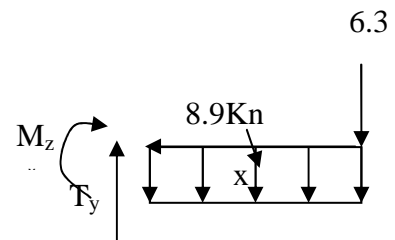
Donc : $M_z^{max} = -5.96(-1.84)^2 + 21.91(-1.84) - 3.41$
 $M_z^{max} = -63.9 \text{ kN.m}$

iii) 3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.41 \text{ m}$:

$$T_y(x) = 6.3 + 8.9(x)$$

$$T_y(x) = 8.9x + 6.3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_y = 6.3 \text{ kN} \longrightarrow \text{pour } x = 0 \text{ m} \\ T_y = 18.84 \text{ kN} \longrightarrow \text{pour } x = 1.41 \text{ m} \end{array} \right.$$



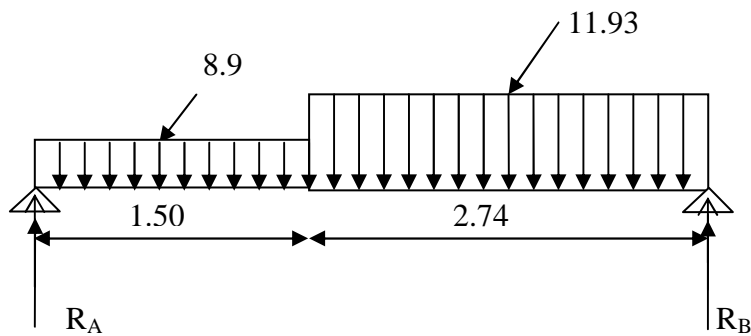
$$\sum M/G = 0$$

$$\Leftrightarrow M_z + 8.9 \frac{x^2}{2} + 6.3x = 0$$

$$M_z = -4.45x^2 + 6.3x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 0 \text{ m} \\ M_z = -17.73 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 1.41 \text{ m} \end{array} \right.$$

Calcul du moment isostatique à l'ELS :



➤ Les réactions d'appuis :

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow (11.93 \times 7.86) + (8.9 \times 1.125) - R_B \times 4.24 = 0$$

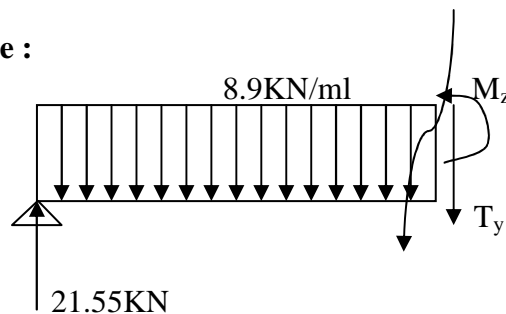
$$R_B = 24.48 \text{ kN}$$

$$\sum M/B = 0 \Leftrightarrow -(11.93 \times 3.75) - (8.9 \times 5.23) + R_A \times 4.24 = 0$$

$$R_A = 21.55 \text{ kN}$$

Calcul du moment max isostatique :

Tronçon : $0 \leq x \leq 1.50\text{m}$



$$\sum M/G = 0 \Leftrightarrow M_z + 8.9 \frac{x^2}{2} - 21.55x = 0$$

$$M_z = -8.9 \frac{x^2}{2} + 21.55x = 0$$

$$M_z = 0.00 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 0 \text{ m}$$

$$M_z = 22.31 \text{ kN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 1.50\text{m}$$

$$T_{(x)} = -8.9x + 21.55 = 0 \Leftrightarrow x = 2.42\text{m}$$

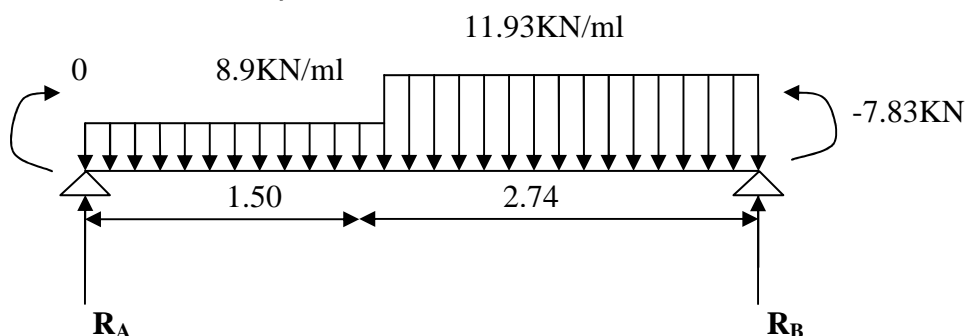
$$M_z^{max} = -4.45(2.42)^2 + 21.55(2.42)$$

$$M_z^{max} = 26.09 \text{ kN.m}$$

En tenant compte de l'encastrement partiel, on prend :

$$\text{En appui A : } M_{aA} = -0,3 M_z^{max} = -7.83 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{Aa} = 0.85 M_z^{max} = 22.18 \text{ kN.m}$$



les résultats trouvés figurent sur le diagramme ci-dessous :

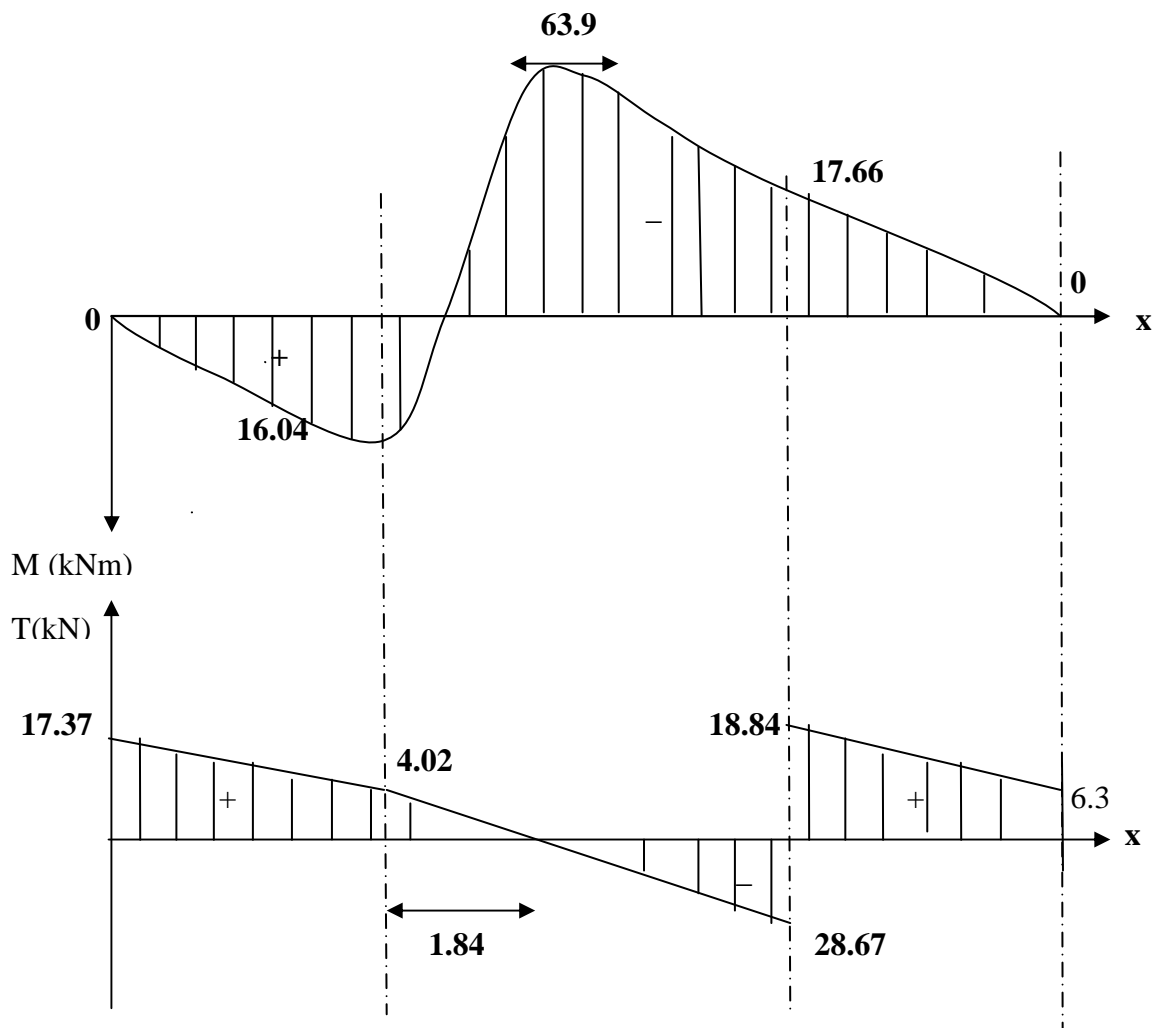


Diagramme des efforts internes à L'ELS

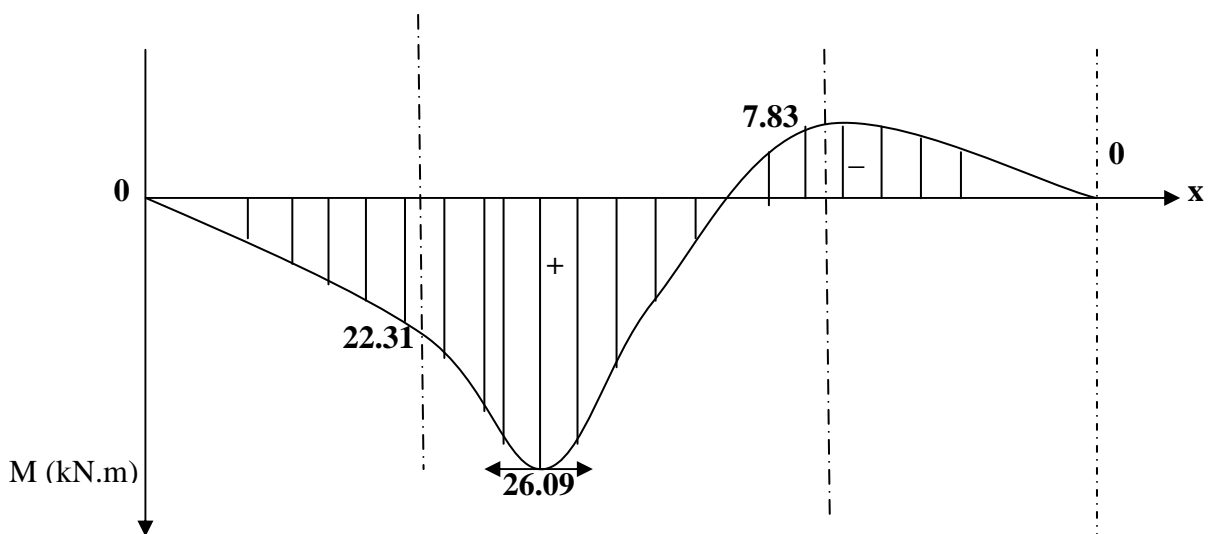


Diagramme des moments fléchissant a L'ELS

III-3-4-5- Calcul des armatures:**A- à l'ELU****➤ Aux appuis :****Appui : A**

$$M_a = 10.81 \text{ kN.m}$$

• Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10.81 \times 10^3}{100 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0.024 < \mu_r = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (**S.S.A**)

$$\mu_a = 0,024 \Rightarrow \beta_u = 0.988$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{10.81 \times 10^3}{0.988 \times 17,5 \times 348} = 1.79 \text{ Cm}^2$$

On opte pour : **4HA10** ($A_a = 3.14 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ Cm}^2$$

On opte pour **4HA8** ($A_r = 2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

Appui : B.

$$M_a = 24.29 \text{ kN.m}$$

• Armatures principales :

$$\mu_a = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{24.29 \times 10^3}{100 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,056 < \mu_r = 0,392$$

⇒ la section est simplement armée (**S.S.A**)

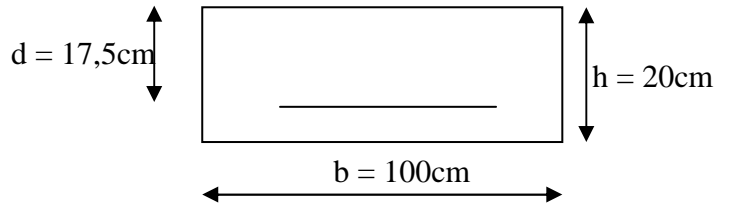
$$\mu_a = 0,056 \Rightarrow \beta_u = 0,971$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{24.29 \times 10^3}{0,971 \times 17,5 \times 348} = 4.12 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA12** ($A_a = 4.52 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

• Armatures de répartition :

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



On opte pour **4HA8** ($A_r = 2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$.

B- En travées :

$$M_t = 30.64 \text{ kN.m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{30.64 \times 10^3}{100 \times 17.5^2 \times 14.2} = 0.07 < \mu_r = 0.392$$

⇒ La section est simplement armée (**S.S.A**)

$$\mu_a = 0.07 \Rightarrow \beta_u = 0.964$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{30.64 \times 10^3}{0.964 \times 17.5 \times 348} = 5.22 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA12** ($A_t = 5.65 \text{ cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8** ($A_{rt} = 2.01 \text{ cm}^2$), avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

III-4-4-6. Vérification à l'ELU :

• **Condition de non fragilité :** [BEAL 91, Art. A.4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17.5 \times \frac{2.1}{400} = 2.11 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.11 \text{ cm}^2$ **La condition est vérifiée**
 $A_B = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.11 \text{ cm}^2$ **La condition est vérifiée**

- En travées : $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.11 \text{ cm}^2$ **La condition est vérifiée**

• **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Appuis A: } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis B: } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Travée : } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Appuis A : } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Appuis B: } e = 25 \text{ cm} \\ \text{Travées : } e = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \leq \text{Min} \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

$$T_{\text{umax}} = 39.59 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{39.59 \times 10^3}{1000 \times 175} = 0,226 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,226 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL 91, Art A.6.1.3)**

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{\text{max}}}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec } \sum U_i : \text{ Somme des périmètres utiles des barres}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{39.59 \times 10^3}{0,9 \times 175 \times 150,7} = 1,66 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

Il n'y a aucun risque d'entraînement des barres

- **Ancrage des armatures aux appuis :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Vu que (Ls) dépasse la largeur de la poutre dans laquelle elle sera ancrée, on prévoit un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à 0,4 Ls

$$L_c = L_s \times 0,4 = 42,33 \times 0,4 = 16,93 \text{ cm}$$

III-4-4-7. Vérification à l'ELS :

- **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91, Art A.5.34**

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

- **Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- En travées : $A_t = 5.65\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 17.5} = 0.32$$

$$\rho_1 = 0.32 \Rightarrow \beta_1 = 0.911 \Rightarrow \alpha_1 = 0.267 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0.267 \Rightarrow K = 0.024$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{26.09 \times 10^3}{5.65 \times 0.911 \times 17.5} = 289.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0.024 \times 289.65 = 6.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

-Aux appuis :

- Appui A : $A_a = 3.14\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 17.5} = 0.18$$

$$\rho_1 = 0.18 \Rightarrow \beta_1 = 0.931, \alpha_1 = 0.207 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0.207 \Rightarrow K = 0.017$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta_1 d} = \frac{10.81 \times 10^3}{3.14 \times 0.931 \times 17.5} = 211.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0.017 \times 211.30 = 3.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Appui B : $A_a = 4.52\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 17.5} = 0.258$$

$$\rho_1 = 0.258 \Rightarrow \beta_1 = 0.919, \alpha_1 = 0.243 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0.243 \Rightarrow K = 0.021$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta_1 d} = \frac{7.83 \times 10^3}{4.52 \times 0.919 \times 17.5} = 107.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0.021 \times 107.71 = 2.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche ne sera pas nécessaire :

- a) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,2}{4.24} = 0,047 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots$ **condition non vérifiée**
- b) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,2}{4.24} = 0,047 < \frac{26.09}{10 \times 10.81} = 0.24 \dots \dots \dots$ **condition non vérifiée**
- c) $\frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{fe} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 17.5} = 0,0032 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

-Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

E_v : Module de la déformation diffère.

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

$$q_s = \max \{ 11.93 \text{ KN/ml}, 8.9 \text{ KN/ml} \} = 11.93 \text{ KN/ml.}$$

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

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

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$$S_{xx} \text{ : Moment statique ; } S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d$$

$$B_0 \text{ : Aire de la section homogénéisée ; } B_0 = b \cdot h + 15 A_t$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15 A_t} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 17.5}{100 \times 20 + 15 \times 5.65} = 10.30 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.30 = 9.7 \text{ cm}$$

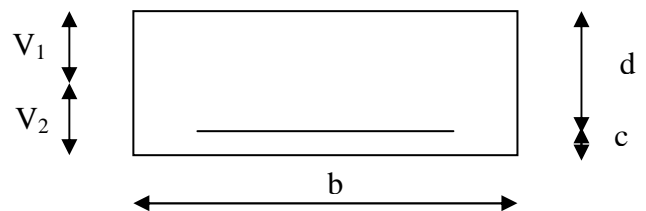
D'où:

$$I = \frac{100}{3} (10.3^3 + 9.7^3) + 15 \times 5.65 (9.7 - 2.5)^2$$

$$I = 71240.11 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times (11.93 \times 4.24^4)}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 71240.11 \times 10^{-8}} = 0.0065$$

$$f < \bar{f} = \frac{424}{500} = 0.85 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$



III.5.1. Calcul de la poutre palière :**Pré dimensionnement :****Hauteur :**

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante

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

Avec

L_{\max} longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 2,80 \text{ m} \Rightarrow \frac{280}{15} \leq h_t \leq \frac{280}{10} \quad \text{donc : } 18,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 28 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA (Art 7.5.1), On opte pour $h_t = 25 \text{ cm}$

Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'où : } 10 \text{ cm} \leq b \leq 17,5 \text{ cm}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 25 \text{ cm}$

Donc la poutre palière à pour dimensions : $(b \times h) = (25 \times 25) \text{ cm}^2$

a) Détermination des charges :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0,25 \times 0,25 = 1,56 \text{ KN / ml}$

Effort tranchant à l'appui : $ELU \quad T_u = 25,97 \text{ KN}$
 $ELS \quad T_s = 18,84 \text{ KN}$

b) Combinaison de charges :

$$ELU \quad q_u = 1,35 G + \frac{2T_u}{L} = (1,35 \times 1,56) + \frac{(2 \times 25,97)}{2,8}$$

$$q_u = 20,65 \text{ KN/ml}$$

$$ELS \quad q_s = G + \frac{2T_s}{L} = 1,56 + \frac{(2 \times 18,84)}{2,8}$$

$$q_s = 15,01 \text{ KN/ml}$$

III.5.2. Calcul des efforts à l'ELU :**Moment isostatique :**

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{20,65 \times 2,8^2}{8} = 20,23 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{20,65 \times 2,8}{2} = 28,91 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 20,23 = -6,07 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 20,23 = 17,19 \text{ KN.m}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

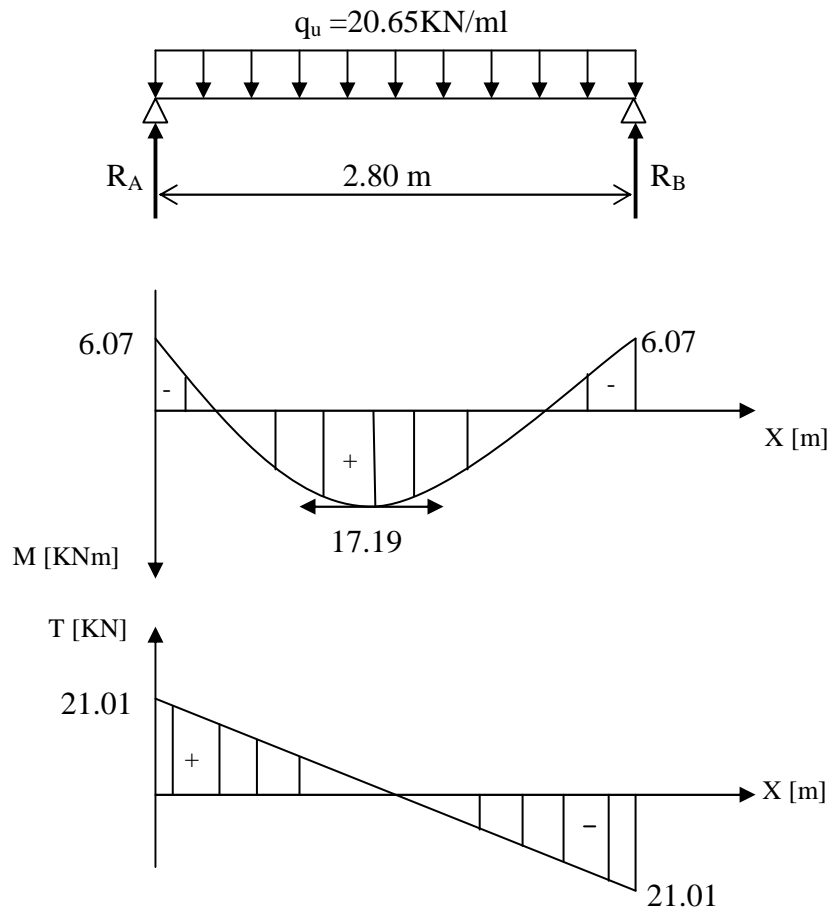


Fig. III.15. Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant.

c) Calcul des armatures

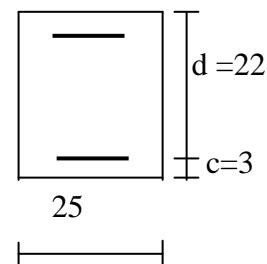
En travée :

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17.19 \times 10^3}{25 \times 22^2 \times 14.2} = 0.1$$

$$\mu_b = 0.1 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0.947$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17.19 \times 10^3}{0.947 \times 22 \times 348} = 2.37 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour : } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$



Sur appuis :

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.07 \times 10^3}{25 \times 22^2 \times 14.2} = 0.035$$

$$\mu_b = 0.035 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0.982$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{6.07 \times 10^3}{0.982 \times 22 \times 348} = 0.81 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On opte pour } 3 \text{ HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2.$$

d) Vérifications à l'ELU :**Condition de non fragilité :** (BAEL91.Art. A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 0.664 \text{ cm}^2.$$

$$\left. \begin{array}{l} A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.664 \text{ cm}^2 \\ A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.664 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{..... Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant :(BAEL91.Art. A.5.2.2)

$$T_u^{\max} = 21.01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{21.01 \times 10}{25 \times 22} = 0.382 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.382 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{..... Condition est vérifiée}$$

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement :(BAEL91.Art. A.6.1.3)Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \cdot \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{21.01 \times 10}{0.9 \times 22 \times 3 \times 3.14 \times 1.2} = 0.939 \text{ MPa} \quad \text{.....Condition est vérifiée}$$

⇒ Pas de risque d'entraînement des barres.

Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{12 ; 7.14 ; 25\} = 7.14 \text{ mm}$$

On choisit un diamètre : $\phi 8$ Donc on adopte **4 HA8 = 2.01 cm²**. → **(1 cadre + 1 étrier) HA8****Espacement des barres :****1) Selon le BAEL :**

$$\bullet \quad S_{t1} \leq \min (0,9d; 40[\text{cm}]) \Rightarrow S_{t1} \leq \min (0,9 \times 22; 40[\text{cm}])$$

Soit : $S_{t1} = 20[\text{cm}]$

$$\bullet \quad S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 25} = 80,4 [\text{cm}]$$

D'ou: $S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}) = 20[\text{cm}]$ **2) Selon le RPA :**

$$A_{t \min} = 0,003 S_t b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales exigé par le RPA est déterminé comme suit :

$$\bullet \quad \text{Dans la zone nodale :}$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30[\text{cm}] \right) = \min (6.25, 9.6; 30) = 6.25 [\text{cm}] \quad \Rightarrow \quad S_t = 6 [\text{cm}]$$

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{25}{2} = 12.5 [\text{cm}] \quad \Rightarrow \quad S_t = 12 [\text{cm}]$$

a) Vérification des armatures transversales :

$$A_{t \min} = 0,003 \times 6 \times 25 = 0,45 [\text{cm}^2] < 2,01 [\text{cm}^2] \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 12 \times 25 = 0.9 [\text{cm}^2] < 2,01 [\text{cm}^2] \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

f) Vérifications à l'ELS :

$$q_s = 15.01 \text{ KN/ml.}$$

Moment isostatique :

$$M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{15.01 \times 2.8^2}{8} = 14.71 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

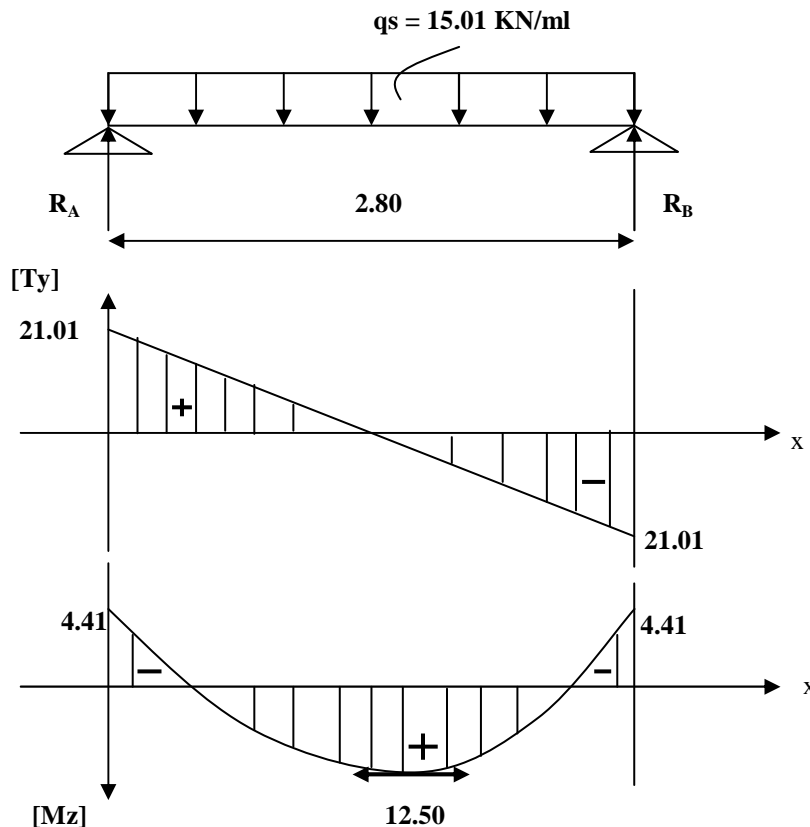
$$T_s = T_s^{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{15.01 \times 2.80}{2} = 21.01 \text{ KN}$$

En considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_{st} = -0.3 \times M_s^{\max} = -0.3 \times 14.71 = -4.41 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{st} = 0.85 \times M_s^{\max} = 0.85 \times 14.71 = 12.50 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant a l'ELS :



Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**1. Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 22} = 0.709$$

$$\xrightarrow{\text{(Tableau)}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.878 \\ K = 0.038 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_a \cdot d} = \frac{4.41 \times 10^3}{0.878 \times 3.39 \times 22} = 67.35 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.038 \times 67.35 = 2.56 \text{ MPa.} \\ \sigma_{bc} = 2.56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 22} = 0.616$$

$$\xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.884 \\ K = 0.035 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot A_t \cdot d} = \frac{12.50 \times 10^3}{0.884 \times 3.39 \times 22} = 66.89 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0.035 \times 66.89 = 2.34 \text{ MPa.} \\ \sigma_{bc} = 2.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors il est inutile de vérifier.

1- vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} = \frac{25}{280} = 0.089 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} = 0.089 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{12.50}{10 \times 20.23} = 0.061 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b.d} = \frac{3.39}{25 \times 22} = 6.16 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

III.6. Etude de la poutre de chaînage

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre, le poids du mur (double cloison) et celui de plancher.

a- Pré dimensionnement

- la hauteur : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- la largeur : $0,4h \leq b \leq 0,7h$

Avec L : la longueur libre (entre nus d'appuis) dans le sans considéré

$$L = 400 - 30 = 370 \text{ cm}$$

$$\frac{370}{15} = 24,66 \leq h \leq \frac{370}{10} = 37 \quad \text{On adopte une hauteur } \mathbf{h = 25 \text{ cm}}$$

$$0,4 \times 25 \leq b \leq 0,7 \times 25$$

$$10 \leq b \leq 17,5 \quad \rightarrow \text{ On adopte une largeur } \mathbf{b = 20 \text{ cm}}$$

b- Evaluation des charges et surcharges

Les charges permanentes poids propre de la poutre : $0,20 \times 0,25 \times 25 = 1,25$

Poids du mur (double cloison) : $(3,06 - 0,25) \times 2,36 = 6,63$

Poids de plancher : $3,70 \times \frac{0,65}{2} = 1,20$

$$\mathbf{G = 9,08 \text{ KN/m}}$$

Charges d'exploitations :

$$Q = 3,5 \times \frac{0,65}{2} = 1,14$$

c-Combinaison des charges :

à l'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 9,08 + 1,5 \times 1,14 = 13,97$

à l'ELS : $q_s = G + Q = 9,08 + 1,14 = 10,22$

III.6.1. étude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appui

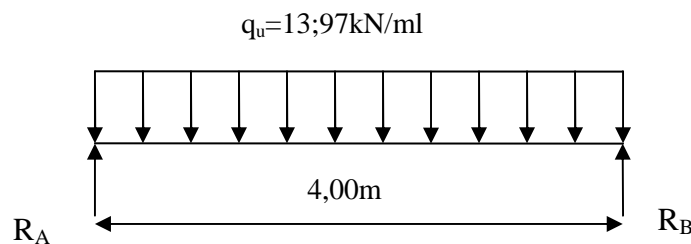


Fig. III.6.1 : Schéma de chargement

a- calcul des moments

Afin de tenir compte des semi-encastrement aux appuis, on affectera les moments par des coefficients :

➤ **en travée**

$$M_t = 0,75 \frac{13,97 \times 4,00^2}{8} = 20,95 \text{ KN.m}$$

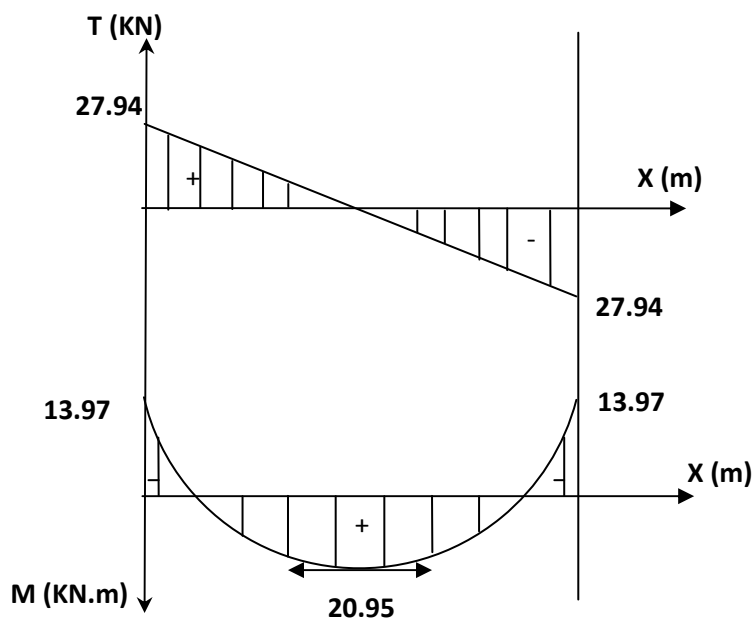
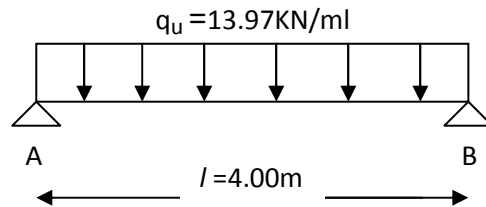
➤ **Aux appuis**

$$M_A = M_B = 0,5M_0 = 0,5 \frac{13,97 \times 4,00^2}{8} = 13,97 \text{ KN.m}$$

Avec M_0 : moment isostatique

b- Réactions d'appuis

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{13,97 \times 4,00}{2} = 27,94 \text{ KN}$$

❖ **Diagramme des efforts internes à l'ELU :**

III.6.2. Calcul des armatures :**- En travée**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{20.95 \times 10^3}{20 \times 23^2 \times 14,2} = 0,14$$

$$\mu = 0,14 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow$$

A partir des abaques, on a la valeur de $\beta = 0,938$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{20.95 \times 10^3}{0,938 \times 23 \times 348} = 2.79 \text{ cm}^2$$

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

- Aux appuis

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.97 \times 10^3}{20 \times 23^2 \times 14,2} = 0,092$$

$$\mu = 0,092 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,952$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13.95 \times 10^3}{0,952 \times 23 \times 348} = 1.84 \text{ cm}^2$$

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

✓ Armatures transversales par BAEL91

Le diamètre des armatures transversales ne doit pas dépasser l'une des valeurs suivantes :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right\} = \min(11,43; 12; 20) = 10 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On adoptera comme armatures transversales un cadre et un étrier,

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement

D'après le RPA99 ; l'espacement est donné par :

$$\text{✓ Dans la zone nodale : } St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\Phi; 30 \text{ cm} \right\} = \min(10; 14,4; 30)$$

$$\text{Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{✓ En dehors de la zone nodale : } St \leq \frac{h}{2} = \frac{25}{2} = 12,5$$

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

III.6.3. Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité [B.A.E.L91/Art A-4-2-1] :**

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times 20 \times 23 \times 2,1}{400} = 0,55 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis**

$$A_{min} = 0,55 \text{ cm}^2 \leq A_a = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section est vérifiée}$$

- **En travées**

$$A_{min} = 0,55 \text{ cm}^2 \leq A_t = 3,39 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section est vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant sur les appuis**

On a : $V_u = 27.94 \text{ kN}$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times \alpha \times b_0 \text{ Avec } \alpha = 0,9 \times d$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,23 \times 0,20 \times 10^3 = 306.67 \text{ kN}$$

$V_u \ll \bar{V}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

III.6.3. Vérifications à l'ELS

On a: $q_s = 10,22 \text{ kN/ml}$

$$V_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{10,22 \times 4,00}{2} = 20.44 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{10,22 \times 4,00^2}{8} = 20.44 \text{ kN.ml}$$

En tenant compte des semi encastres :

- **En travée** $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 20.44 = 17,37 \text{ kN.m}$

- **Aux appuis** $M_a = -0,5 M_0 = -0,5 \times 20.44 = -10,22 \text{ kN.m}$

✓ **Etat limite de déformation**

D'après le [1], on doit vérifier les relations suivantes :

- $\frac{h}{l} = \frac{25}{400} = 0,0625 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ condition vérifiée

- $\frac{A}{b \times d} = \frac{3,39}{20 \times 23} = 0,0074 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \Rightarrow$ condition vérifiée
- $\frac{h}{l} = 0,0625 < \frac{Mt}{10 \times M_0} = 0,084 \Rightarrow$ condition non vérifiée

On a la dernière condition n'est pas vérifiée.

Etant donné qu'une condition sur trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de vérifier la flèche.
Telque:

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad ; \quad \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_s = 10,22 \text{ KN/mL}$$

E_v : Module de déformation différé

I : Moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité

$$I = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 A_t (y_2 - C_2)^2$$

$$y_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0} \quad \text{et} \quad y_2 = h - y_1$$

$S_{xx'}$: Moment statique de la section homogène

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

$$S_{xx'} = \frac{20 \times (25)^2}{2} + (15 \times 3,39 \times 23) = 7419,55 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = (20 \times 25) + (15 \times 3,39) = 550,85 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow y_1 = \frac{7419,55}{550,85} = 13,46 \text{ cm} \quad \text{et} \quad y_2 = h - y_1 = 25 - 13,46 = 11,54 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{b}{3} (y_1^3 + y_2^3) + 15 A_t (y_2 - C_2)^2$$

$$I = \frac{20 \times (13,46^3 + 11,54^3)}{3} + 15 \times 3,39 \times (11,54 - 2)^2 = 31130,40 \text{ cm}^4$$

$$I = 31130,40 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10,22 \times 10^6 \times (4000)^2}{10818,86 \times 10 \times 31130,40 \times 10^4} = 0,48m$$

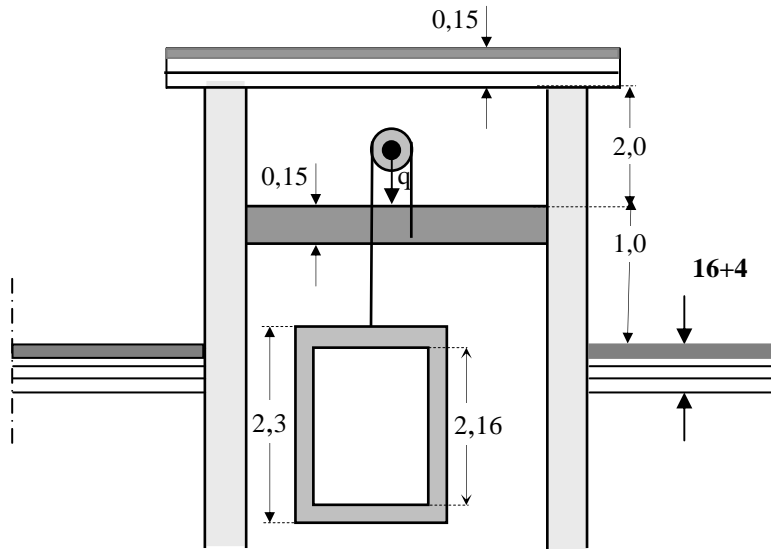
$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{370}{500} = 0,75 \text{ cm} > 0,48m$$

$$f < \bar{f} \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.7. Calcul de la dalle pleine de la salle de machine :

a) Introduction :

Notre immeuble est constitué d'une seul cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement $V= (1\text{m/s})$, pouvant chargé 8 personnes de $6,3\text{KN}$, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 10 tonnes.



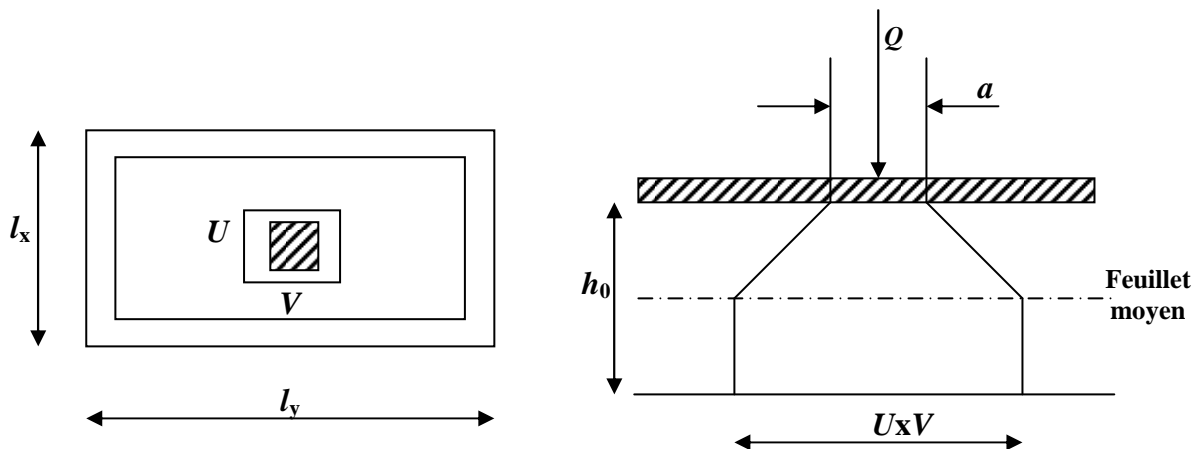
b) Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{220}{30} = 7.33 \text{ cm}$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

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

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.



$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2.05}{2.20} = 0.9 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travail dans les deux sens.}$$

On a: $U = a + e.K + h_0$

$$V = B + e.K + h_0$$

Avec : e : Epaisseur du revêtement ($e = 5\text{cm}$)

h_0 = hauteur de la dalle ($h_0 = 15\text{cm}$)

K : Revêtement aussi solide que le béton ($K = 2$).

$a = b = 0,80\text{ m}$ (côte de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$$\Rightarrow U = 0,8 + 2 \times 5 + 0,15 = 1,05\text{ m}$$

$$V = 0,8 + 2 \times 5 + 0,15 = 1,05\text{ m}$$

Condition de non poinçonnement :

$P \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée).

Avec μ_c : périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2\text{ m.}$$

$$P = 10\text{t} \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 47,25\text{ t} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

c) Les moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu M_2)q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu M_1)q \end{cases}$$

Avec : ν : Coefficient de poisson $\Rightarrow \nu = 0$ à l'ELU

$$\nu = 0,2 \quad \text{à l'ELS}$$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

Après l'interpolation

$$\left. \begin{array}{l} \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,9 \\ \frac{U}{l_x} = \frac{105}{205} = 0,51 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{105}{220} = 0,48 \end{array} \right\} \Rightarrow M_1 = 0,105 \text{ et } M_2 = 0,080$$

A l'ELU $M_{x1} = q M_1$

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 10000 + 1,5 \times 0 = 135000 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{x1} = 135 \times 0,105 = 14.17 \text{ KN/m}$$

$$M_{y1} = 135 \times 0,080 = 10.80 \text{ KN/m}$$

d) Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine ($M_{x2}; M_{y2}$) :

$\rho = 0.9 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0.9 \Rightarrow \mu_x = 0.0458 \Rightarrow \mu_y = 0.778$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4.85 + 1,5 \times 1 = 8.05 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0458 \times 8.05 \times (2,05)^2 = 1.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,778 \times 1,55 = 1.20 \text{ KN.m}$$

e) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 15.72 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12.00 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

i) Sens X-X

- Aux appuis

$$M_a = 0,3 \times 15.72 = 4.72 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4,72 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,02 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4,72 \cdot 10^3}{0,990 \times 13 \times 348} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** Avec : **St = 25 cm**

- En travée

$$M_t = 0,85 \times 15.72 = 13.36 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{13,36 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,056 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_t = \frac{13,36 \cdot 10^3}{0,971 \times 13 \times 348} = 3,04 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3.14 cm²** Avec : **St = 25 cm**

ii) Sens y-y

- Aux appuis

$$M_a = 0,3 \times 12 = 3,6 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3,6 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,015 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,992.$$

$$A_a = \frac{M_a}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{3,6 \times 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,80 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5HA8 = 2,51 cm²** avec **St = 20cm.**

- En travée

$$M_t = 0,85 \times 12 = 10,2 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{10,2 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,042 \Rightarrow \text{S.S.A.} \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{10,2 \times 10^3}{0,979 \times 13 \times 348} = 2,30 \text{ cm}^2.$$

Soit : **5HA10 = 3,92cm²** avec **St = 20 cm.**

f. Vérification à l'ELU :

1-Condition de non fragilité

- Armatures principales :

$$A \geq \frac{b h l_0}{2 \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right)} = \frac{100 \times 15 \times 0,0008}{2 \left(3 - \frac{2,05}{2,20} \right)} = 0,29 \text{ cm}^2.$$

$A \geq 0,29 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée dans les deux sens.

Remarque :

Pour les armatures transversales, elles ne sont pas nécessaires.

2-Ecartement des barres :(Art A.8.2.42 BAEL 91)

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

Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

Sens x-x

Armatures supérieures : St = 25 cm < min (2h, 25 cm) = 25 cm.

Armatures inférieures : St = 15 cm < min (2h, 25 cm) = 25 cm.

Sens y-y

Armatures supérieures : $St = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Armatures inférieures : $St = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

3-Contrainte tangentielle :

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de U : } T_{\max} = Vu = \frac{P}{2a + b} = \frac{10}{3 \times 0,8} = 4,16 \text{ t.}$$

$$\text{Au niveau de V : } T_{\max} = Vu = \frac{P}{2a + b} = \frac{10}{3 \times 0,8} = 4,16 \text{ t. On doit vérifier que}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau} ; \text{ La fissuration est peu nuisible donc}$$

$$\tau_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{3750}{1 \times 0,13} = 0,288 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

g) Vérification de l'E.L.S :

- Les moments à l'E.L.S :

Moment engendré par le système de levage

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) q_s .$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) q_s .$$

$$q_s = G + Q = 100 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0,105 + 0,2 \times 0,08) \times 100 = 12,1 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0,08 + 0,2 \times 0,105) \times 100 = 10,1 \text{ KN.m}$$

Moment engendré par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = 0,90 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0529. \\ \mu_y = 0,846. \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0529 \times 4,75 \times (2,05)^2 = 1,06 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,89 \text{ KN.m.}$$

Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12,1 + 1,06 = 13,16 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10,1 + 0,89 = 10,99 \text{ KN.m.}$$

Contrainte de compression dans le béton :

i) Sens x-x

- Aux appuis : $Ma = 4,72 \text{ KN.m}$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times Aa}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,155 \quad \Rightarrow \quad k = 0.016 \text{ et } \beta_1 = 0.935.$$

$$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 d Aa} = \frac{4,72 \times 10^6}{0,935 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 193,19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,016 \times 193,19 = 3,09 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- En travée : $Mt = 13,36 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times At}{bd} = \frac{100 \times 4,02}{100 \times 13} = 0,309 \quad k = 0.029 \text{ et } \beta = 0.897$$

$$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 d At} = \frac{13,96 \times 10^6}{0,897 \times 130 \times 4,02 \times 10^2} = 297,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.029 \times 297,79 = 8,63 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

Introduction :

L'étude de contreventement est une étape importante dans l'étude de tout bâtiment. Le contreventement d'une structure est constitué de l'ensemble des éléments verticaux, destinés à assurer la stabilité de la structure sous n'importe quelles sollicitations (séisme, vent, charges verticales).

Dans le cas de notre bâtiment, le contreventement est assuré par des portiques et voiles disposés dans deux sens longitudinale et transversale. Ce la nous amène alors à déterminer le % de l'effort sismique que reprend chaque élément (portique et voile), afin de définir le type de contreventement.

IV .1) Caractéristiques géométriques des portiques

VI.1.1) Calcul des rigidités linéaires des poteaux :

*poteau $K_{pot} = I_{pot}/hc$

*poutre $K_{Pr} = I_{pr}/lc$

Avec : I_{pot} : Inertie de poteau considérée.

I_{pr} : Inertie de la poutre considérée.

h_c, l_c : Longueur de calcul des barres.

poteau $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} c_p \leq h_0$

poutre $l_c = \bar{l} + \frac{1}{2} h_p \leq l_0$

\bar{l} : Longueur entre nus des appuis.

\bar{h} : hauteur entre nus des appuis.

c_p : hauteur de poteau.

h_p : Hauteur de poutre.

l_0 : Longueur entre axe des poteaux.

h_0 : Hauteur entre faces supérieures des planchers successifs.

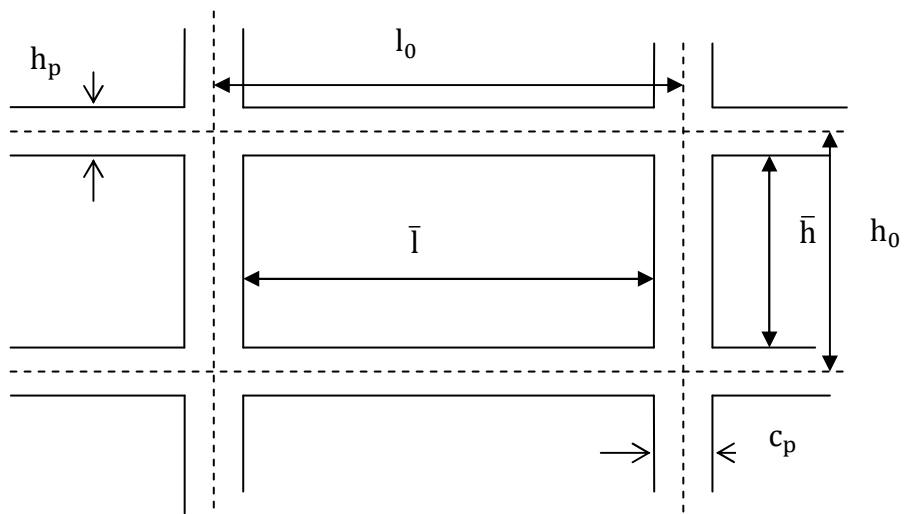
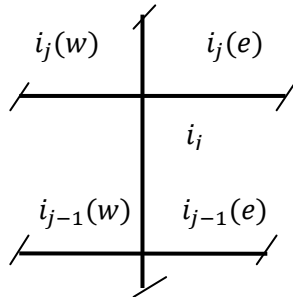


Figure IV.1 : Identification des paramètres

IV.1.2) calcul des coefficients correcteur « aj » :

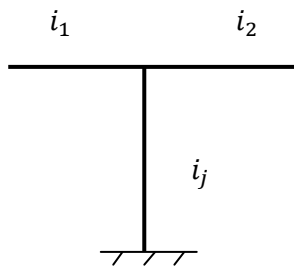
Les coefficients aj sont donnés par MUTO en fonction de la position du poteau et de son inertie.

a)



$$a_j = \frac{\bar{K}_j}{2 + \bar{K}_j} \text{ Avec } \bar{K}_j = \frac{\sum i_{\text{poutre}}}{2i_{\text{poteau}}}$$

b)



$$a_j = \frac{0,5 + \bar{K}_j}{2 + \bar{K}_j} \text{ Avec } \bar{K}_j = \frac{i_1 + i_2}{i_{\text{poteau}}}$$

IV.1.3) calcul des rigidités des poteaux par niveau dans les deux sens :

-niveau courant : $r_j = a_j \cdot k_p \cdot \frac{12E}{h_c^2}$

-niveau RDC : poteau encasté à sa base: $r_j = a_j \cdot k_p \cdot \frac{12E}{h_c^2}$

Poteau articulé à sa base $r_j = a_j \cdot k_p \cdot \frac{3E}{h_c^2}$

E : module de déformation du béton. Pour un ciment CPJ42.5 dosé à 350 Kg/m³ et pour des Charges de courte durée d'application on a E=3,216 x 10⁵ daN/cm².

IV.1.4) Calcul des rigidités des portiques par niveau dans les deux sens :

$$R_j = \frac{12E}{h_c^2} \cdot \sum a_j \cdot K_p$$

Les résultats de calcul obtenus par les différentes formules sont donnés dans les tableaux Ci après.

- Calcule des rigidités linéaires :

Les rigidités linéaire des poutres « sens transversal »						
Niv	Travée	\bar{l} (cm)	Hp (cm)	Lc (cm)	Ipout (cm ⁴)	Kpout (cm ³)
RDC + 10 étages	1-2	385,00	40,00	405,00	160000	395,06
	2-3	400,00		420,00		380.95
	3-4	415,00		435,00		367.82
	4-5	325,00		345,00		463.77

Les rigidités linéaire des poutres « sens longitudinal »						
Niv	Travée	\bar{l} (cm)	Hp (cm)	Lc (cm)	Ipout (cm ⁴)	Kpout (cm ³)
RDC + 10 étages	A-B	370,00	35,00	387.5	107187.5	276.61
	B-C	370,00		387.5		276.61
	C-D	320,00		337.5		317.59
	D-E	280,00		297.5		360.29
	E-F	320,00		337.5		317.59
	F-G	370,00		387.5		276.61
	G-H	370,00		387.5		276.61

Les rigidités linéaire des poteaux « sens transversal »						
Niv	poteau	\bar{h} (cm)	Cp (cm)	Hc (cm)	Ipot (cm ⁴)	Kpot (cm ³)
9,10	1	266.00	30.00	281	67500	240.2
	2					
	3					
	4					
	5					
6,7, 8	1	266.00	35.00	283.5	125052.08	441.1
	2					
	3					
	4					
	5					
3, 4, 5	1	266.00	40.00	286	213333.33	745.92
	2					
	3					
	4					
	5					
RDC, 1, 2	1	266.00	45.00	288.5	341718.75	1184.46
	2					
	3					
	4					
	5					

Les rigidités linéaire des poteaux « sens longitudinal »						
Niv	poteau	\bar{h} (cm)	Cp (cm)	Hc (cm)	Ipot (cm ⁴)	Kpot (cm ³)
9,10	1	266.00	30.00	281,00	67500,00	240,21
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
	8					
6,7, 8	1	266.00	35.00	283,50	125052,08	441,10
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
	8					
3, 4, 5	1	266.00	40.00	286,00	213333,33	745,92
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
	8					
RDC, 1, 2	1	266.00	45.00	288.5	341718,75	1184.46
	2					
	3					
	4					
	5					
	6					
	7					
	8					

- Calcule des coefficients correcteurs :

Rigidités des portiques « sens transversal »						
Niv	poteau	Kpot	\bar{K}_j	Ipot	aj	R_j^{portique}
9,10	1	240,21	0,484	67500,00	1.644	245.54
	2		0,921		3.23	
	3		0,859		3.12	
	4		0,845		3.46	
	5		0,859		1.93	
6,7, 8	1	441,10	0,895	125052,08	0,309	1020.12
	2		1,760		0,468	
	3		1,697		0,459	
	4		1,885		0,485	
	5		1,051		0,344	
3, 4, 5	1	745,92	0,53	213333,33	0,209	1214.37
	2		1.040		0,342	
	3		1.004		0,334	
	4		1.114		0,357	
	5		0,621		0,236	
RDC, 1, 2	1	1184.46	0,333	341718,75	0,357	2741.67
	2		0,655		0,435	
	3		0,632		0,430	
	4		0,702		0,444	
	5		0,391		0,372	

Rigidités des portiques « sens longitudinal »						
Niv	poteau	Kpot	\bar{K}_j	Ipot	aj	R _j ^{portique}
9,10	A	240,21	1.151	67500,00	0,365	476.56
	B		2.302		0.535	
	C		2.474		0.553	
	D		2.822		0.585	
	E		2.822		0.585	
	F		2.474		0.553	
	G		2.302		0.535	
	H		1.151		0,365	
6,7, 8	A	441,10	0,627	125052,08	0,238	930.3
	B		1.254		0.385	
	C		1.347		0.402	
	D		1.540		0.435	
	E		1.540		0.435	
	F		1.347		0.402	
	G		1.254		0.385	
	H		0,627		0,238	
3, 4, 5	A	745,92	0,342	213333,33	0,146	1026.81
	B		0.684		0.255	
	C		0.735		0.269	
	D		0.838		0.295	
	E		0.838		0.295	
	F		0.735		0.269	
	G		0.684		0.255	
	H		0,342		0,146	
RDC, 1, 2	A	1184.46	0.233	341718,75	0,328	2488.14
	B		0.467		0,392	
	C		0.502		0.400	
	D		0.572		0.417	
	E		0.572		0.417	
	F		0.502		0.400	
	G		0.467		0,392	
	H		0.233		0,328	

4.2) Caractéristiques géométriques des voiles :

Les forces sismiques peuvent engendrer des torsions dans les structures sur les quelles agissent. Elles sont pratiquement préjudiciables lorsque les résultantes de ses forces se trouvent excentrées de façon notable par rapport au centre de torsion.

Donc le déplacement des voiles doit être le plus adéquat possible de manière à résister à l’effort sismique d’une part et limiter la torsion du bâtiment due aux charges d’autre part.

IV.2.1 Etude des refends :

Dans notre structure on a des refends pleins et refends avec ouvertures.

a- Calcul des inerties :

*refends transversal :

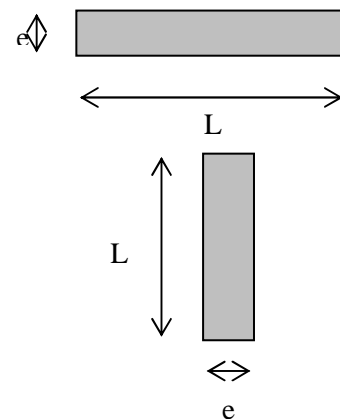
$I_x = L \cdot e^3 / 12 = 0$

$I_y = e \cdot L^3 / 12$

*refends longitudinal:

$I_x = e \cdot L^3 / 12$

$I_y = L \cdot e^3 / 12 = 0$



« sens transversal »					
Niv	Voile	L(m)	ep(m)	Iy(m ⁴)	Iyt (m ⁴)
RDC+ 10 étages	VT1-VT8	4.45	0,20	2.94	6.832
	VT2-VT6	3.55		1.49	
	VT3, VT7	4.15		2.382	

« sens longitudinal »					
Niv	Voile	L(m)	ep(m)	Ix (m ⁴)	Ixt (m ⁴)
RDC+ 10 étages	VL1-VL2-VL3-VL4	1.30	0,20	0.288	1.394
	VL6-VL8	2.5		0.520	
	VL5, VL7	2.6		0.586	

IV.2.2) calcul des Rigidités des voiles :

*Dans le sens (X-X') : $r_{vx} = \frac{12.E.I_y}{he^3}$

*Dans le sens (Y-Y') : $r_{vy} = \frac{12.E.I_x}{he^3}$

Avec :

He : hauteur d'étage.

Ix, Iy : inertie des voiles transversaux et longitudinaux.

rigidités des voiles« sens transversal »						
Niv	voile	he (m)	E.10 ³	Iy(cm)	rvx	∑Rvy(KN/m)
RDC+ 10 étages	VT1-VT8	3,06	32164.200	2.94	39603.82	92004.78
	VT2-VT6			1.49	20071.32	
	VT3, VT7			2.382	32060.23	

rigidités des voiles« sens longitudinal »						
Niv	voile	he (m)	E.10 ³	Ix(cm)	rvx	∑Rvx(KN/m)
RDC+ 10 étages	VL1-VL2- VL3-VL4	3,06	32164.200	0.288	3879.55	18778.13
	VL6-VL8			0.520	7004.76	
	VL5, VL7			0.586	7893.82	

IV.2.2) Calcul des inerties des poteaux :

a) Suivant le sens transversal :(Ix) $I_x = \frac{b.a^3}{12}$

b) Suivant le sens longitudinal:(Iy) $I_y = \frac{a.b^3}{12}$

Niv	a (m)	b (m)	$I_x \cdot 10^{-3} (m^4)$	N ^{bre} de poteau	$I_{x \text{ total}}$
9, 10,	0,30	0,30	0,675	36x2=72	0,048
6,7, 8	0,35	0,35	1,250	36x3=108	0,135
3,4, 5,	0,40	0,40	2,133	36x3=108	0,230
RDC, 1,2	0,45	0,45	3,417	36x3=108	0,369
					0.782

Niv	a (m)	b (m)	$I_y \cdot 10^{-3} (m^4)$	N ^{bre} de poteau	$I_{y \text{ total}}$
9, 10,	0,30	0,30	0,675	36x2=72	0,048
6,7, 8	0,35	0,35	1,250	36x3=108	0,135
3,4, 5,	0,40	0,40	2,133	36x3=108	0,230
RDC, 1,2	0,45	0,45	3,417	36x3=108	0,369
					0.782

****Interprétation des résultats**

1. Sens transversal

L'inertie des portiques : $I_{port} = 5221.7m^4$

L'inertie des voiles : $I_v = 92004.78 m^4$

L'inertie de l'ensemble : $I = 97226.48 m^4$

Pourcentage de l'inertie des poteaux /l'ensemble : 5.37 %

Pourcentage de l'inertie des voiles /l'ensemble : 94.63 %

2. Sens longitudinal

L'inertie des portiques : $I_{port} = 4931.81 m^4$

L'inertie des voiles : $I_v = 18778.13m^4$

L'inertie de l'ensemble : $I = 23709.94m^4$

Pourcentage de l'inertie des poteaux par rapport à l'ensemble : 20.80%

Pourcentage de l'inertie des voiles par rapport à l'ensemble : 79.20%

Conclusion :

On constate que :

La rigidité des voiles est plus importante que celle des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre au moins 90% des sollicitations dues aux charges horizontales).D'après le RPA, le système de contreventement est du type 4b : structure contreventés par des voiles sans interactions.

V. Présentation de l'ETABS

V.1 : Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux 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, voire même peu fiable.

V.2 : Concept de base de la M.E.F (méthode des éléments finis) :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structure ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu solide, liquide ou gazeux constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments finis. Ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur leurs limites. Les structures réelles sont définies par un nombre infini de nœuds.

La structure étant ainsi subdivisée, elle peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments, une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément. Un système d'équation algébrique linéaire peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant comme inconnues les déformations aux niveaux des nœuds. La solution consiste donc à déterminer ces déformations, ensuite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidité de chaque élément.

V.3 : 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 la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). *ETABS* permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (*AUTOCAD, SAP2000 et SAFE*).

Rappel :(terminologie)

Grid line : ligne de grille

Joints : nœuds

Frame : portique (cadre)

Shell : voile

Elément : élément

Restraints : degrés de liberté(D.D.L)

Loads : charge

Uniformed loads : point d'application de la charge

Define : définir

Materials : matériaux

Concrete : béton

Steel : acier

Frame section : coffrage

Column : poteau

Beam : poutre

V.4. Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS v 9.70

Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône De l'ETABS (fig.1)



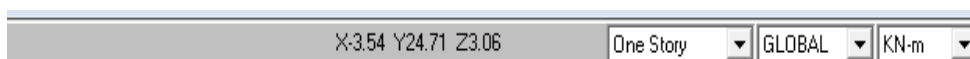
V.5. : Etapes de modélisation :

V.5.1 : Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités : On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans ETABS.

Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et déplacements :



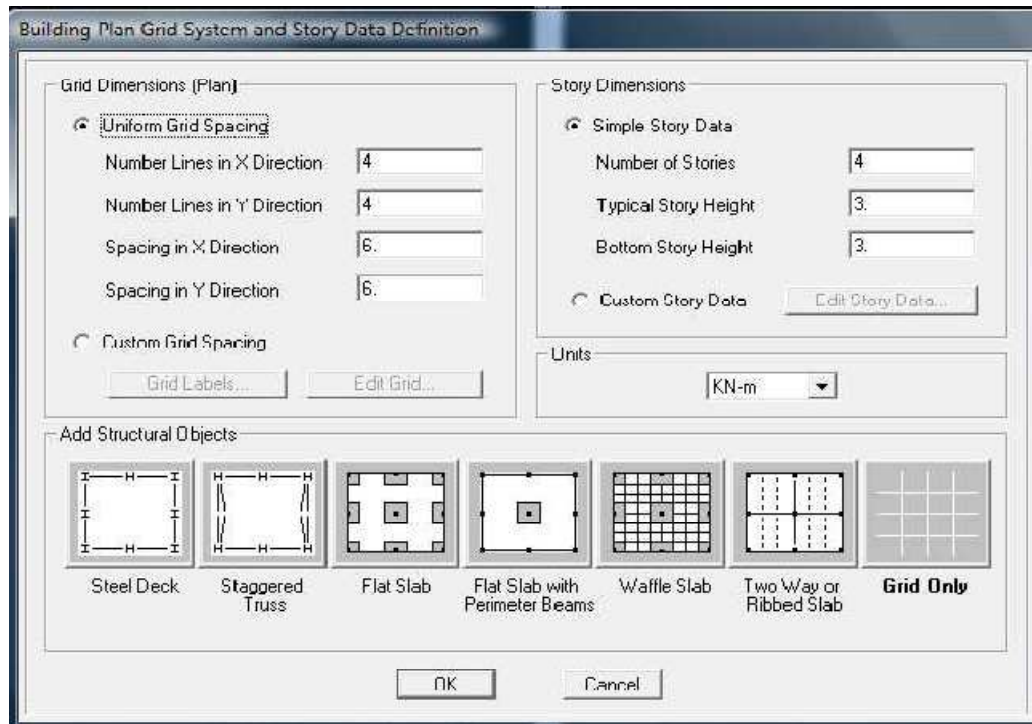
L, ...

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, cette option permet d'introduire :

Le nombre de portiques suivant x-x.

Le nombre de portique suivant y-y.

Le nombre des étages



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.**

c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs de trames et des hauteurs d'étage.

-On clique sur le bouton droit de la souris.

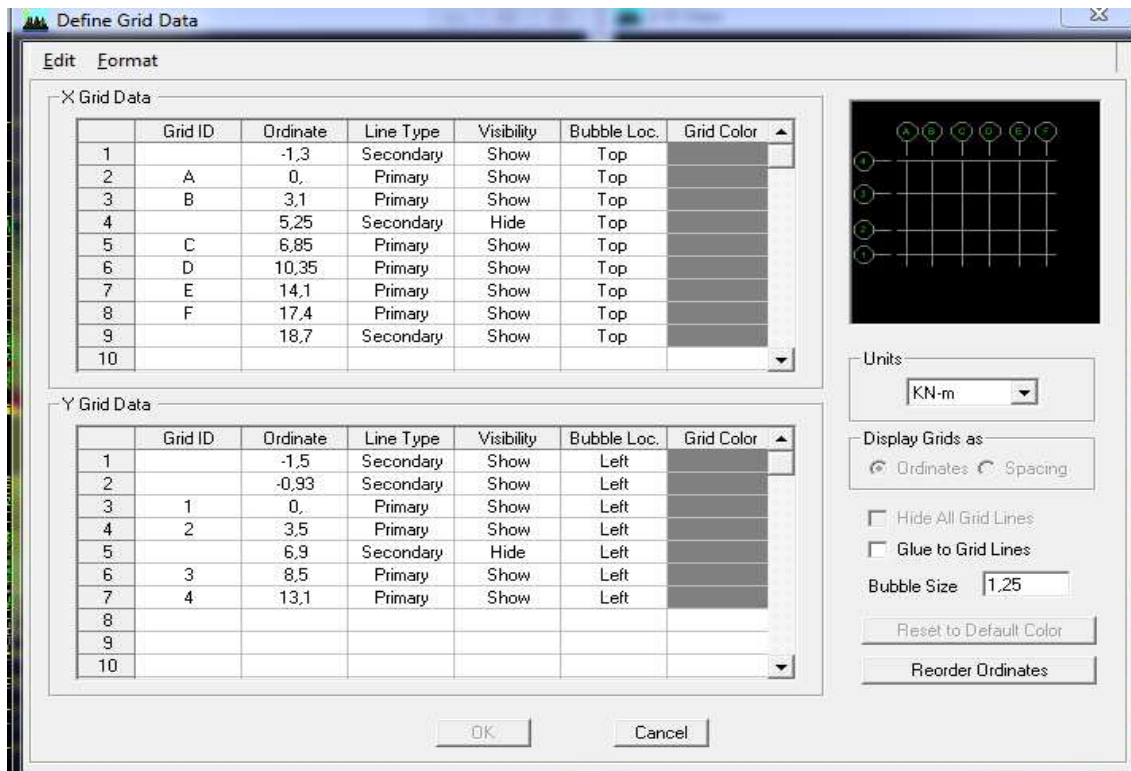
-On introduit les distances cumulées puis on clique sur **ok**

-Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data.**

Suivant x : 4, 4, 3.5, 3.1

Suivant y : 4.15, 4.3, 4.45.

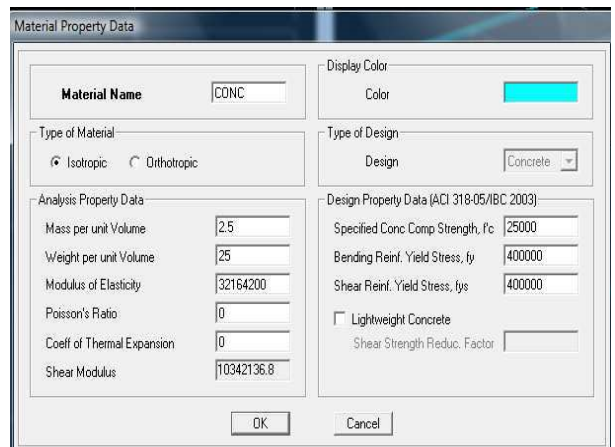
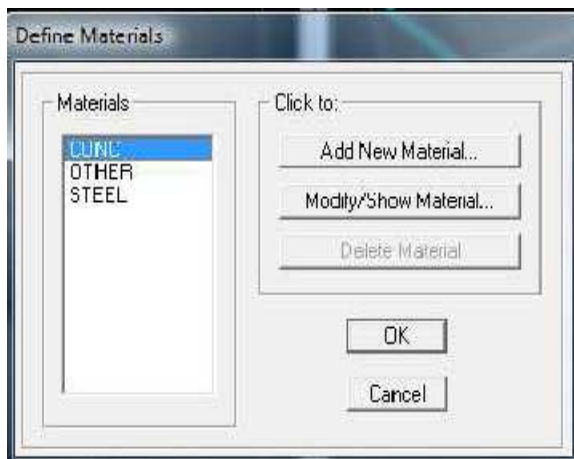
Suivant z : 0, 3.06, 6.12, 9.18, 12.24,



V-5.2) Deuxième étape :

La deuxième étape consiste à la définition des **propriétés mécaniques** des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélections le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

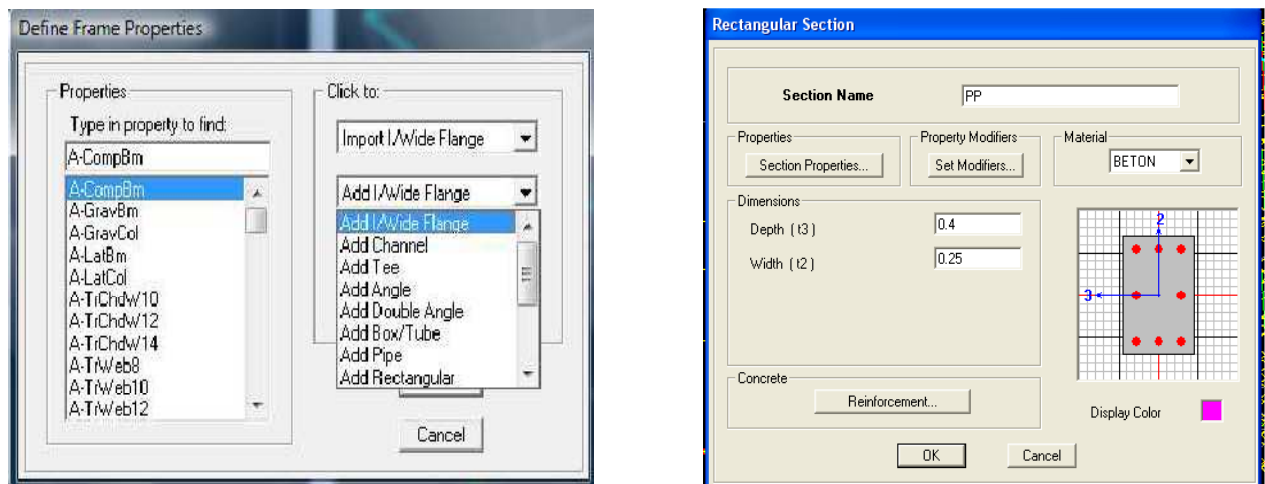


V .5.3) Troisième étape :

La troisième étape consiste à l'affectation des **propriétés géométriques** des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...).

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales(**PP**) et ceci de la manière suivante :


Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections**. On clique sur la liste d'ajout de sections et on sélectionne **Add Rectangular** pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).



Nous validons avec OK, et on refait la même opération jusqu'à définir toutes les sections

Affectation des sections aux éléments des portiques :


Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :

-Sélectionner les éléments de même section en cliquant dessus avec la souris ou en utilisant l'outil de sélection rapide dans la barre d'outil flottante  qui permet de sélectionner plusieurs éléments à la fois en traçant un droit avec la souris.

-Dans la barre d'outil nous cliquons sur  où **Assign-Frame-sections**

-On aura une boîte de dialogue qui est celle de **Define Frame sections** et dans la liste titre par **Frame section -Name** : on choisit la section appropriée aux éléments sélectionnés et on valide avec **OK**. On refait le même travail jusqu'à dimensionner tous les éléments de l'ossature.

On peut ajouter un ou plusieurs éléments pour la structure en les traçant.

- Cliquer sur  ensuite sur une ligne de grille et un nouveau élément sera tracé entre deux croisements de lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la barre visée.

-Pour tracer librement l'élément, on choisit  et en clique sur le point de départ ensuite sur le point final, il faut seulement que ces points soient des croisements de lignes.


NB : pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches





Voiles:**Define –Wall/slab/deck section**

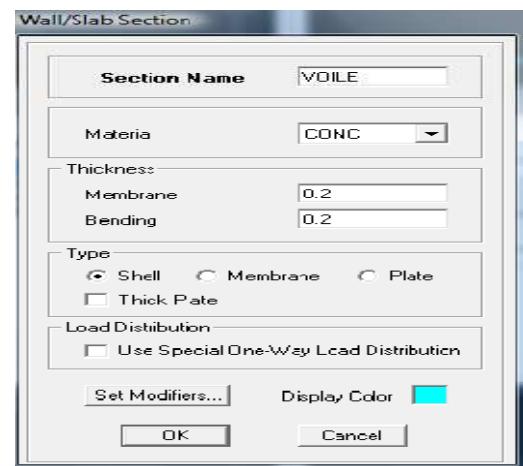
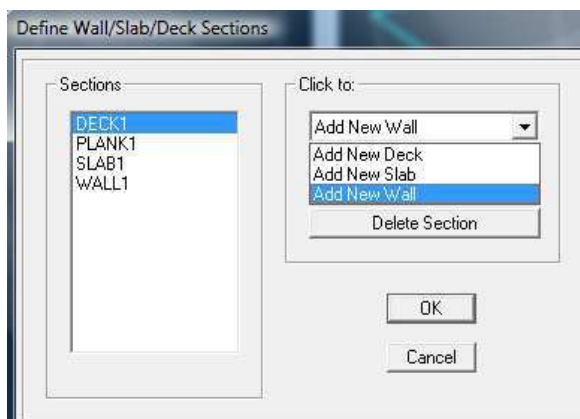
Clique sur **Add New wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître ; là ou il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur.

Pour rajouter des voiles :

-Cliquer sur  et cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successive verticales et deux horizontales dans la fenêtre de travail.

-Pour tracer le voile librement on choisit

-Pour affecter **Shell sections** au voile :  sélectionner le voile et cliquer sur  et choisit la section correspondante dans la liste de **Define Shell Sections**.

**V .5.4) Quatrième étape :**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1) Charges statiques (G et Q):

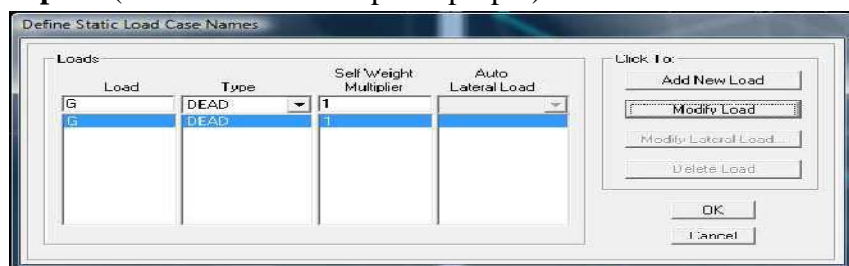
La structure est soumise à des charges permanentes (**G**), et a des surcharges d'exploitation **Q**, pour les définir on clique sur : **Define Load Cases**.

➤ **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge): **G**

Type : **DEAD** (permanente)

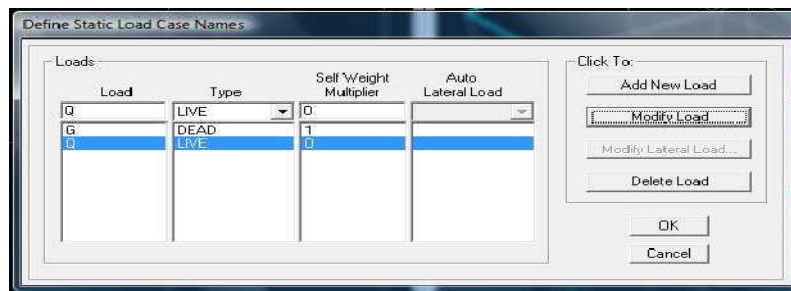
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

➤ **Surcharges d'exploitation :**

Load Name (Nom de la charge): **Q**

Type : **LIVE** (exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 0



2) Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le **CGS**. Ce spectre est une courbe de réponse maximal d'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres **T**.

- **Données à introduire dans le logiciel :**

Zone : IIa (Zone a sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)

Coeff comportement : Portiques contreventés par des voiles

Remplissage : Dense (Cloisons en maçonnerie)

Site : S3

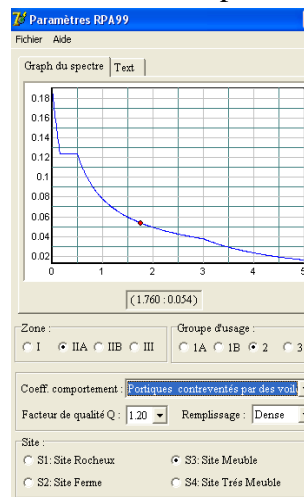
Facteur de qualité (Q):

Q=1.1



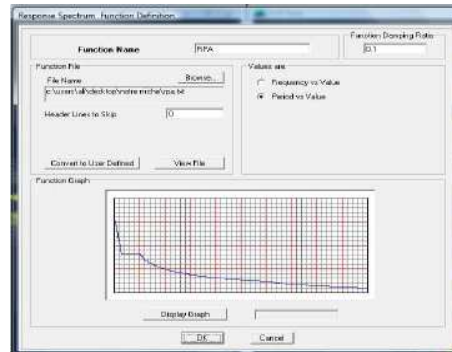
-On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icone. Rpa2003.exe

Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet **Text**.



➤ Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

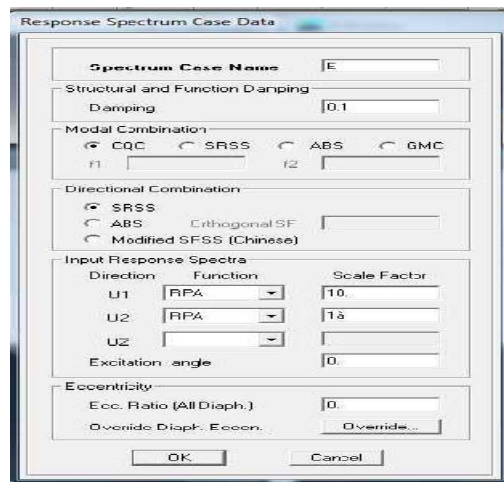
Define → Response Spectrum Functions → Spectrum from file



Function Name (nom du spectre): **RPA**.

- Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

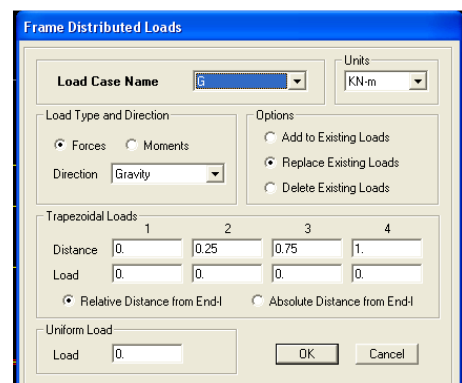


Dans la partie **Input response spectra**, nous allons Introduire le spectre à prendre en compte dans les deux direction principales (**U1** et **U2**).

IV .5.5) 5ème étape : chargement des poutres :

Les charges statiques étant définies, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement **linéaire** qui lui revient en cliquant sur :

Assign → **Frame/line loads** → **Distributed** 



Dans la case **Load Case Name** on spécifie le type de chargement (**G** ou **Q**), ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case **Load**.

V.5.6) 6^{ème} étape : Introduction des combinaisons d'actions. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

➤ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

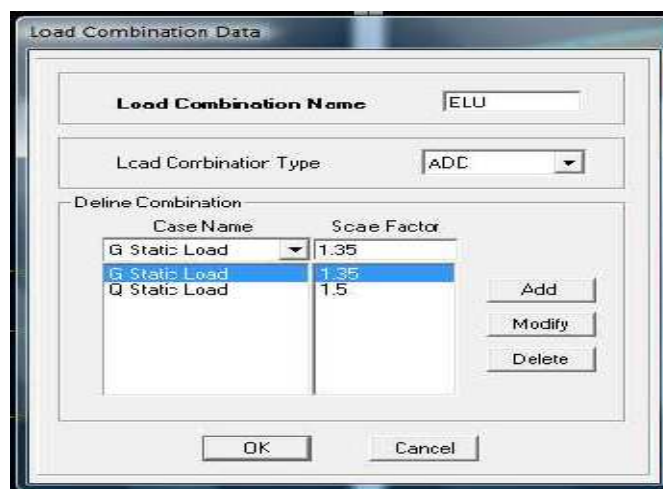
GQE : $G+Q\pm E$

08GE : $0.8G\pm E$

GQ12E : $G+Q\pm 1.2E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → load Combinations → Add New Combo



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d'actions.

V.5.7) 7^{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 noeuds du **RDC** puis on clique sur :

Assign → Joint/point → Restraints



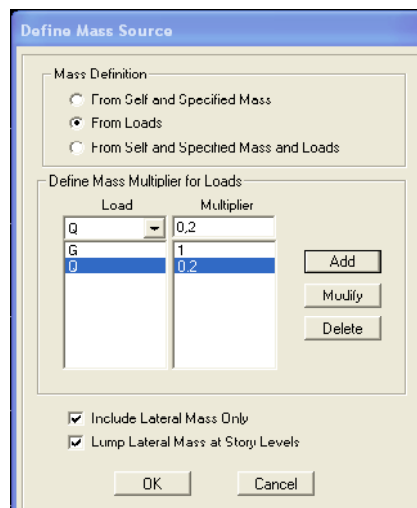
➤ **Mass- Source :**

Define Mass source

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs 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.

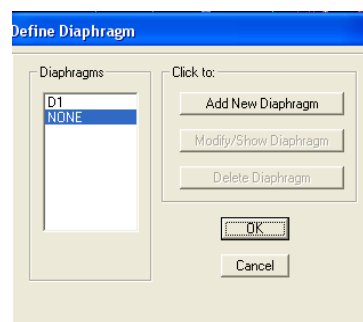


➤ **Diaphragmes :**

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 le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → Joint/point → Diaphragm → Add New Diaphragm.



Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

IV.5.8) 8ème étape : Analyse et visualisation des résultats.

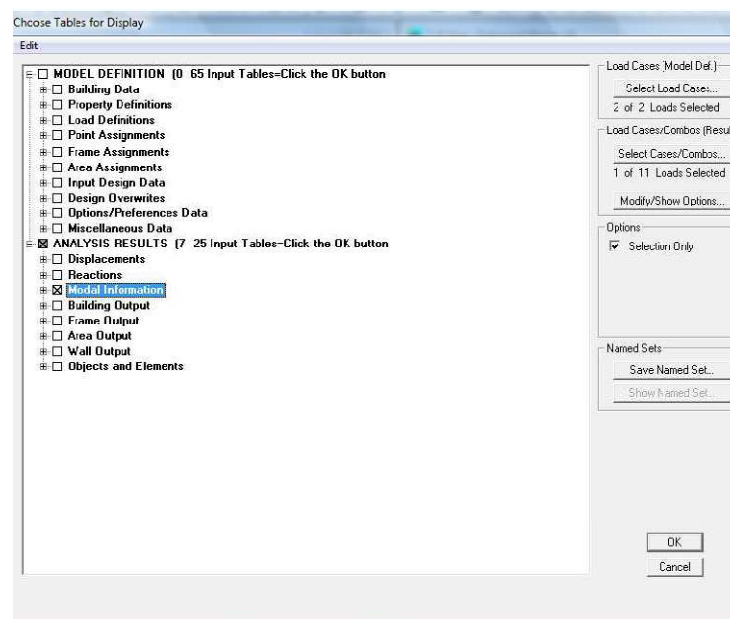
Lancement de l'analyse :

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

Visualisation des résultats :

➤ **Période et participation modale :**

Dans la fenêtre **display show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison « **Modal** ».



Déformée de la structure :

On appuie sur l'icône **Show Deformed Shape** et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Diagramme des efforts internes :**

Pour avoir les diagrammes des efforts internes, on se positionne sur un portique et on sélectionne **Show Member forces/Stresses Diagram** dans le menu **Display**

➤ **Efforts internes dans les éléments barres :**

Les poutres :

Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display Show tables**

Dans **Element Output** on sélectionne « **Frame Forces** » (Efforts dans les barres).

On clique sur **Select Case/comb** pour choisir la combinaison d'actions puis on clique sur **OK**.

Les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux, on sélectionne ces derniers et on suit les mêmes étapes que pour les poutres.

➤ **Efforts internes dans les voiles :**

Pour extraire les contraintes dans les voiles, Dans **Area Output** on clique sur « **Area forces and Stresses** » et on sélectionne une combinaison d'actions.

➤ **Déplacements:**

Pour extraire les déplacements sous formes de tableaux, on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuie sur **show tables** puis on coche « **Displacements** ».

Pour une meilleure visualisation on exporte le tableau sur **Excel**, la colonne **Ux** correspond au sens xx, et **Uy** au sens yy.

➤ **Effort tranchant et moment sismique à la base :**

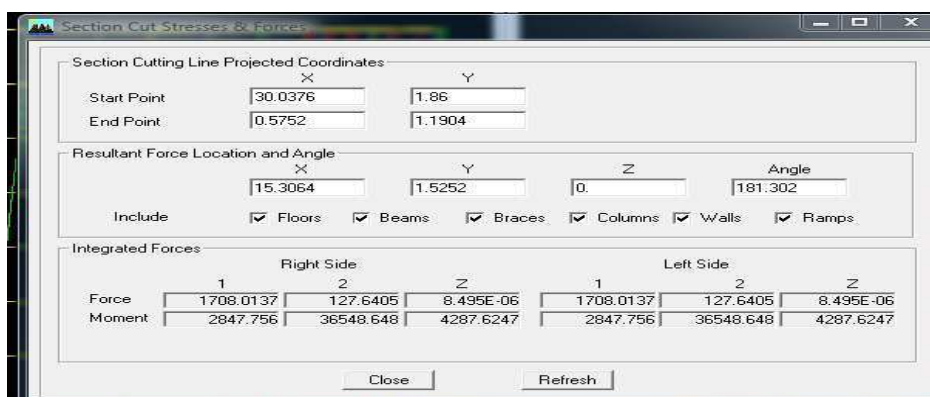
Pour extraire les efforts à la base (fondations) on clique sur **show tables** on coche « **Base Reactions** » ensuite dans « **Select Cases/comb** » on choisit « **E** ».

➤ **Effort tranchant de niveau :**

Pour extraire l'effort tranchant de chaque niveau, on se positionne sur la vue en 2D puis dans le menu **View** on clique sur **Set 3D View** et on sélectionne le plan XZ.

Dans **Display** on clique sur **Show Deformed Shape** et on sélectionne la combinaison **E**.

Enfin, dans **Draw** on choisit l'option **Draw Section Cut** et on trace une droite traversant les éléments du niveau considéré.



Remarque :

En désélectionnant la case **Shells** on aura l'effort repris par les portiques et on désélectionnant la case **Frames** nous aurons l'effort repris par les voiles. **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure

VI-1) Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique signifie une variation dans le temps, ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

- ✓ **Modélisation en masse concentrée :**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

- ✓ **Modélisation en éléments finis :**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaie tout l'élément puis toute la structure.

VI-2) Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend du type de la structure et ces dimensions ; il se fait à l'aide des trois méthodes :

- ❖ par la méthode statique équivalente (**RPA /Art 4.1.2**)
- ❖ par Méthode dynamique qui regroupe :
 - la méthode d'analyse modale spectrale
 - la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- ❖ la méthode d'analyse par accélérogramme nécessite l'intervention de spécialistes. La méthode qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale.

VI-3) Présentation de la méthode statique équivalente :

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont vérifiées [**RPA2003/Art4.1.2**] à savoir la régularité en plan et en élévation et une hauteur de la tour inférieure à 65 m en zone IIa, nous allons effectuer l'étude au séisme par « la méthode statique équivalente ».

- **Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plans horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant les deux directions orthogonales choisies par le projecteur ; dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

VI-4) Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :

- ✓ La structure est classée en groupe d'usage **2** (RPA 2003/Art 3.2).
- ✓ La structure est de catégorie **S3** (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ✓ La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone **II_a**.
- ✓ La structure à étudiée fait **33.66 m** (RDC+10 étage) de hauteur, le système structural est constitué de voiles porteurs en béton armé. Dans ce cas les voiles doivent reprendre plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et on considère que les sollicitations horizontales sont reprise uniquement par les voiles.

VI-5) Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 11 niveaux (RDC+ 10 étages) encastree à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, balcons...).

- ✓ Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type **FRAME**.
- ✓ Les voiles et dalles plane par un élément de type **SHELL**.

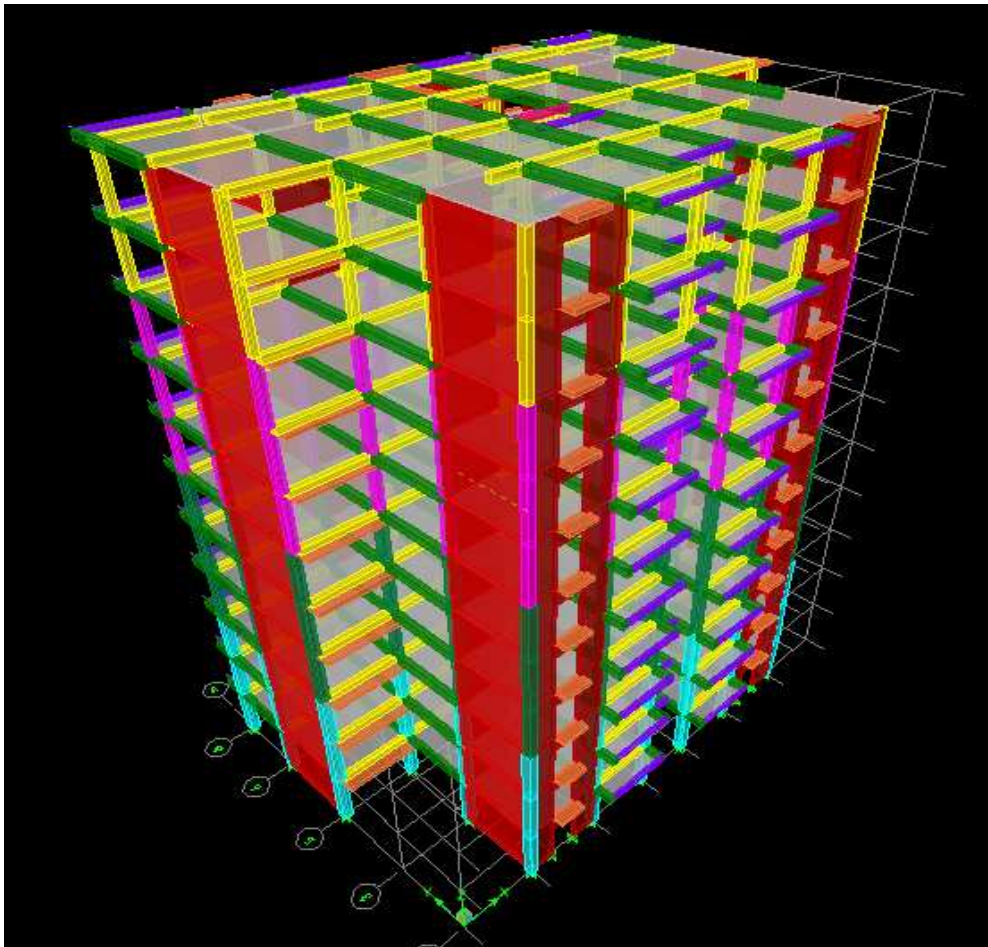


Fig VI-1 : Modèle 3D de la structure.

VI-6) Disposition des voiles :

Le système structural choisi est le contreventement par voile porteurs en béton armé. On doit donc vérifier les conditions données par le RPA version 2003 :

- ✓ Les voiles doivent reprendre plus 20% des sollicitations dûes aux charges verticales.
- ✓ Les voiles doivent reprendre au moins 75% des sollicitations dûes aux charges horizontales.
- ✓ Une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05 L$ (L: la plus grande portée du plancher perpendiculairement à l'action sismique considérée) doit s'ajouter à l'excentricité théorique calculée pour chaque plancher et pour chaque direction de l'action sismique.
- ✓ Les périodes propres ne doivent pas varier brusquement entre deux modes successifs.

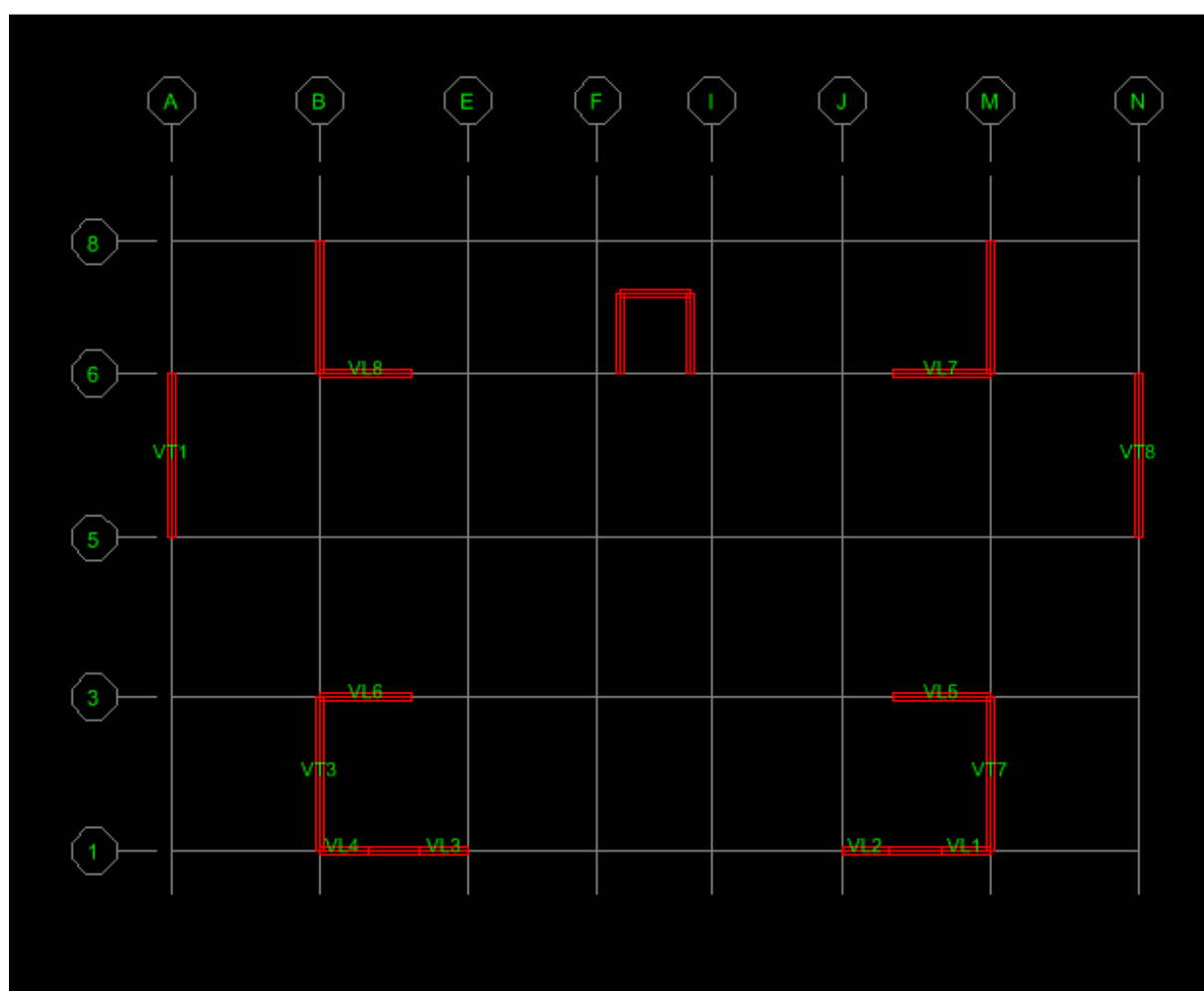


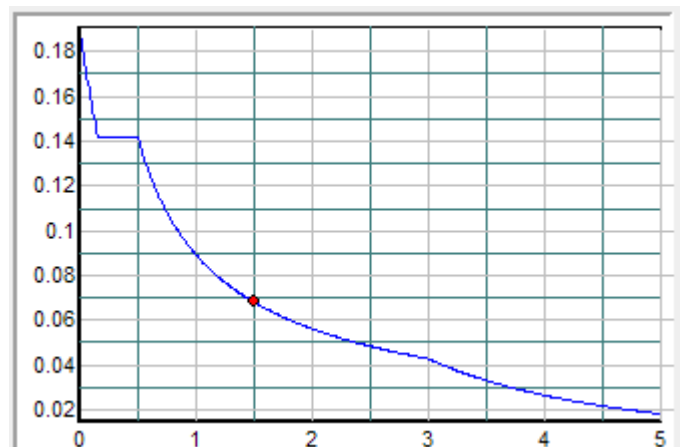
Fig VI-2 : Disposition des voiles dans la structure.

VI-7) Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (\text{RPA 2003/Art 4.3.3})$$

$$\frac{S_a}{g}$$



Période T(sec)

Fig VI-3 : Spectre de réponse de calcul.

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ Formule (4-4)

✓ **P_q** est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ; (**voire tableau**)

➤ Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

$A = 0.15$ [zone II, groupe d'usage 2 (RPA 2003/Tableau 4.1)].

$R = 3,5$ [voiles porteur et portiques (RPA 2003/Tableau 4.3)].

$\eta = [7/2+\xi]^{1/2}$

$T_1 = 0.15$ sec ; $T_2 = 0.50$ sec. [site S3 (RPA 2003 Tableau 4.7)].

VI-7-1) Calcul du facteur de qualité Q :

❖ **Tableau donnant les valeurs des pénalités P_q :**

➤ **Sens transversal :**

Critère q	Pénalité P_q
Condition minimale des files porteuses	0.05
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$Q = 1 + (0.05 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1.05$

➤ **Sens longitudinal :**

Critère q	Pénalité P_q
Condition minimale des files porteuses	0.05
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$Q = 1 + (0.05 + 0 + 0.05 + 0 + 0 + 0)$

$Q = 1.1$

$Q = 1.1$; tous les critères sont vérifiés. Les deux conditions de régularité en plan et en élévation sont prises en compte directement par le modèle 3D.

Les valeurs du spectre de réponse sont données dans le tableau suivant

T (sec)	Sa/g	T (sec)	Sa/g	T (sec)	Sa/g	T (sec)	Sa/g
0.000	0.190	1.300	0.075	2.600	0.047	3.900	0.028
0.100	0.160	1.400	0.071	2.700	0.046	4.000	0.027
0.200	0.140	1.500	0.068	2.800	0.045	4.100	0.026
0.300	0.140	1.600	0.065	2.900	0.044	4.200	0.025
0.400	0.140	1.700	0.063	3.000	0.043	4.300	0.024
0.500	0.140	1.800	0.060	3.100	0.041	4.400	0.023
0.600	0.130	1.900	0.058	3.200	0.039	4.500	0.022
0.700	0.110	2.000	0.056	3.300	0.037	4.600	0.021
0.800	0.100	2.100	0.054	3.400	0.035	4.700	0.020
0.900	0.096	2.200	0.053	3.500	0.033	4.800	0.020
1.000	0.089	2.300	0.051	3.600	0.032	4.900	0.019
1.100	0.084	2.400	0.050	3.700	0.030	5.000	0.018
1.200	0.079	2.500	0.048	3.800	0.029		

Tableau VI-1 : valeurs du spectre de réponse

VI-8) Nombre de modes à considérer :

- a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
- ❖ la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
 - ❖ 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 de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad (4-14)$$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ; T_k la période du mode K .

- Dans notre cas $N=10$ niveaux $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{10} = 9.49)$

Donc : $K=10$ nombre de modes.

VI-9) Combinaison des réponses modales :

$$\text{➤ } r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$$

Avec :

$$r = T_i / T_j \quad (T_i \leq T_j)$$

i et j : deux modes de vibration des périodes T_i, T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

VI-10) Caractéristiques géométriques de la Structure :

- **Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :**

Niveau	Masse		Centre de masse		Centre de torsion		Exc. Théorique		Exc. Accidentelle	
	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	Ey	ex	Ey
RDC	489.1791	489.1791	13.053	9.55	13.05	9.15	0.003	0.4	1,32	0.95
étage 1	495.9818	495.9818	13.053	9.496	13.053	9.413	0	0.083		
étage 2	490.0142	490.0142	13.053	9.501	13.058	9.685	0.005	-0.184		
étage 3	484.7256	484.7256	13.053	9.505	13.063	9.891	0.01	-0.386		
étage 4	484.7256	484.7256	13.053	9.505	13.068	10.055	0.015	-0.55		
étage 5	479.46	479.46	13.054	9.509	13.071	10.183	0.017	-0.674		
étage 6	474.8736	474.8736	13.054	9.513	13.073	10.285	0.019	-0.772		
étage 7	474.8736	474.8736	13.054	9.513	13.075	10.368	0.021	-0.855		
étage 8	470.3101	470.3101	13.054	9.518	13.077	10.438	0.023	-0.92		
étage 9	466.4256	466.4256	13.054	9.521	13.078	10.497	0.024	-0.976		
étage 10	415.2787	415.2787	13.052	9.495	13.079	10.546	0.027	-1.051		

Tableau VI-2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.

- **l'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003/Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = 0.05 \times 26,4 = 1.32 \text{ m}$
 $e_y = 0.05 \times 18.95 = 0.95 \text{ m}$

VI-11) Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Period	SumUX	SumUY
1	0.757551	66.9179	66.127
2	0.644708	66.918	66.1276
3	0.46767	67.2105	66.1276
4	0.181123	86.1721	86.1883
5	0.142136	86.1721	86.1883
6	0.106701	86.2002	86.1883
7	0.080438	92.5836	92.9283
8	0.061862	92.5836	92.9283

Tableau VI-3 : périodes et participations massiques

- La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.
- La valeur de la période donnée par ETABS vérifiée la condition de [l'article 4.2.4] du RPA. Ce dernier exige que cette période ne doit pas dépasser la valeur calculée par la formule empirique appropriée de plus de 30% (RPA 2003 Art 4.2.4.4) ; avec :

$$T_{\text{empirique 1}} = \min \left\{ 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}}, C_T \times h_N^{3/4} \right\} = 0.59 \text{ sec ; avec } h_N = 33.66 \text{ m, } D_1 = 26.40 \text{ m, } C_T = 0,05$$

$$T_{\text{empirique 2}} = \min \left\{ 0.09 \times \frac{h_n}{\sqrt{D}}, C_T \times h_N^{3/4} \right\} = 0.69 \text{ sec ; avec } h_N = 33.66 \text{ m, } D_2 = 18.95 \text{ m, } C_T = 0,05$$

$$T_{\text{numérique}} = 0.59 + (0.3 \times 0.59) = 0.767 \text{ sec} > T_{\text{ETABS}} = \mathbf{0.758 \text{ sec}} \dots\dots\dots \mathbf{\text{Condition vérifiée.}}$$

VI-12) Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'V_i' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA 2003 /Art 4.2)**.

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times Q \times D}{R} \times W$$

- ❖ **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le (RPA 2003/Tableau 4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment : **A= 0.15**
- ❖ **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_1 = 0.15$, $T_2 = 0.50$ (RPA/Tableau 4-7)

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand : $\xi = 10\%$, on a : $\eta = 0.76$

T : donnée par la formule empirique.

$$T = 0.59 \text{ sec.} \Rightarrow 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s.}$$

Donc :

$$D_1 = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 1.7$$

$$D_2 = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{\frac{2}{3}} = 1.53$$

- ❖ **R** : le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003/Tableau 4.3)

$$R = 3,5$$

- ❖ **Q** : facteur de qualité (RPA/Art 5.7)

$$Q = 1.1$$

- ❖ **W** : poids total de la structure, donné par ETABS

$$\text{Avec : } C = \frac{A \times D \times Q}{R}$$

Case	C	Poids utilisés en KN	Effort tranchant à la base (Vt) en KN
YY	0.072	52648.11	4462.12
XX	0.08	52648.11	4147.33

Tableau VI-4 :Poids total de la structure et Efforts tranchants à la base.

Niveaux	Masse
RDC	489.1791
ETAGE1	495.9818
ETAGE2	490.0142
ETAGE3	484.7256
ETAGE4	484.7256
ETAGE5	479.46
ETAGE6	474.8736
ETAGE7	474.8736
ETAGE8	470.3101
ETAGE9	466.4256
ETAGE10	415.2787

Tableau VI-5 : Masses des différents niveaux

$$V = \frac{A \times Q \times D}{R} \times W$$

Coefficients	MSE (RPA 2003)		MSE(RPA 2003)	
	A	0.15	A	0.15
	D1	1.7	D2	1.53
	Q	1.1	Q	1.1
	R	3.5	R	3.5
forces sismiques (KN)	4211.85		3790.66	

Tableau VI-6 : La forces sismiques à la base.

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA 2003/Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ;calculée par *ETABS* ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la *méthode statique équivalente* V_{max} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V_t > 0.80 V$)

- ✓ Si $V_t < 0.80 V_{max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

forces sismiques (KN)				Vérification	
MSE V/xx	MSE V/yy	ETABS (Vt)		Vt/V	
		Ex	Ey	X	Y
4211.85	3790.66	4147.33	4262.12	>0.80	>0.80
				Condition vérifiée	Condition vérifiée

Tableau VI-7 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

VI-13) Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage [RPA 2003/Art 5.10].

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

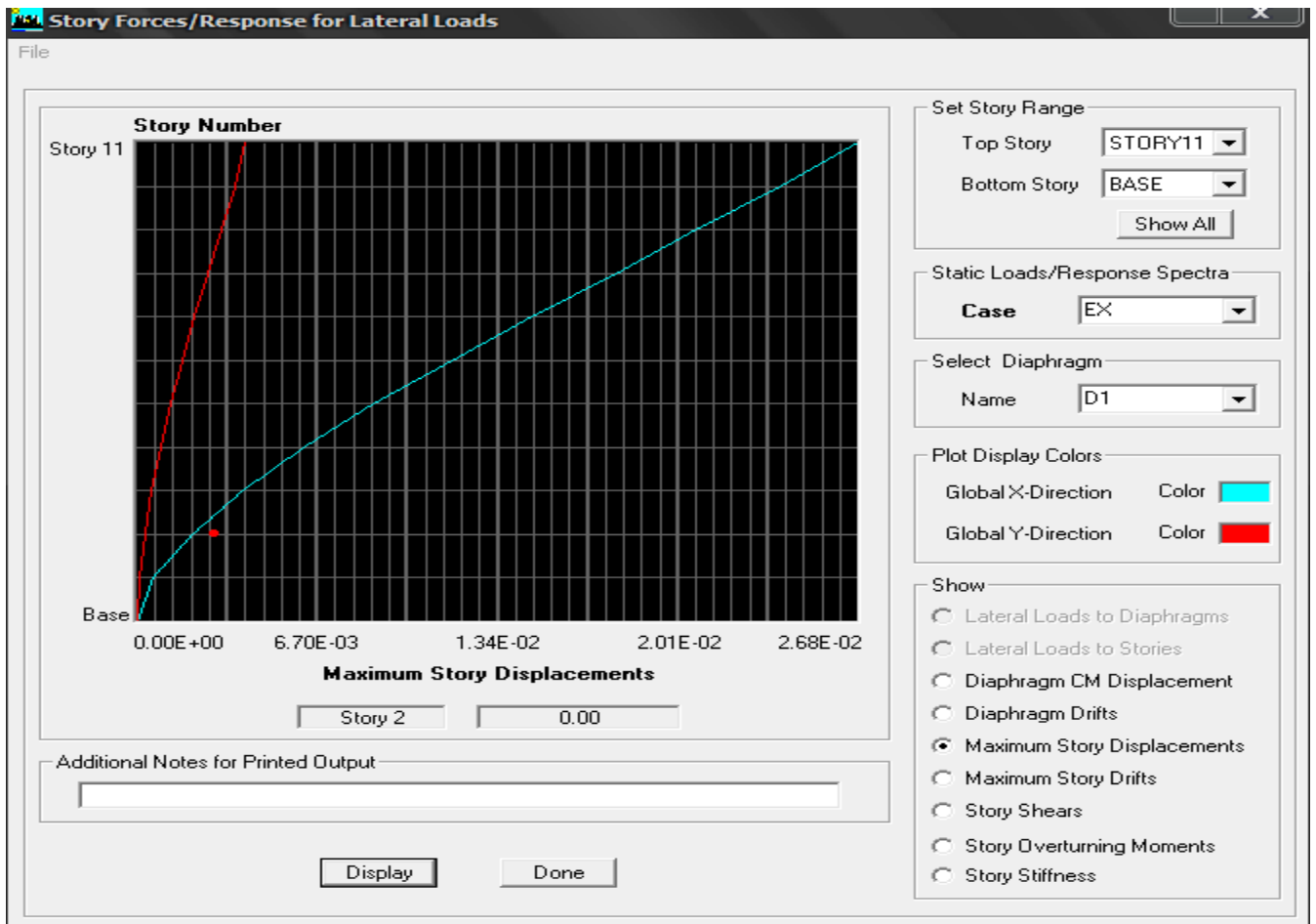


Fig.VI-4 Vérification des déplacements selon Ex.

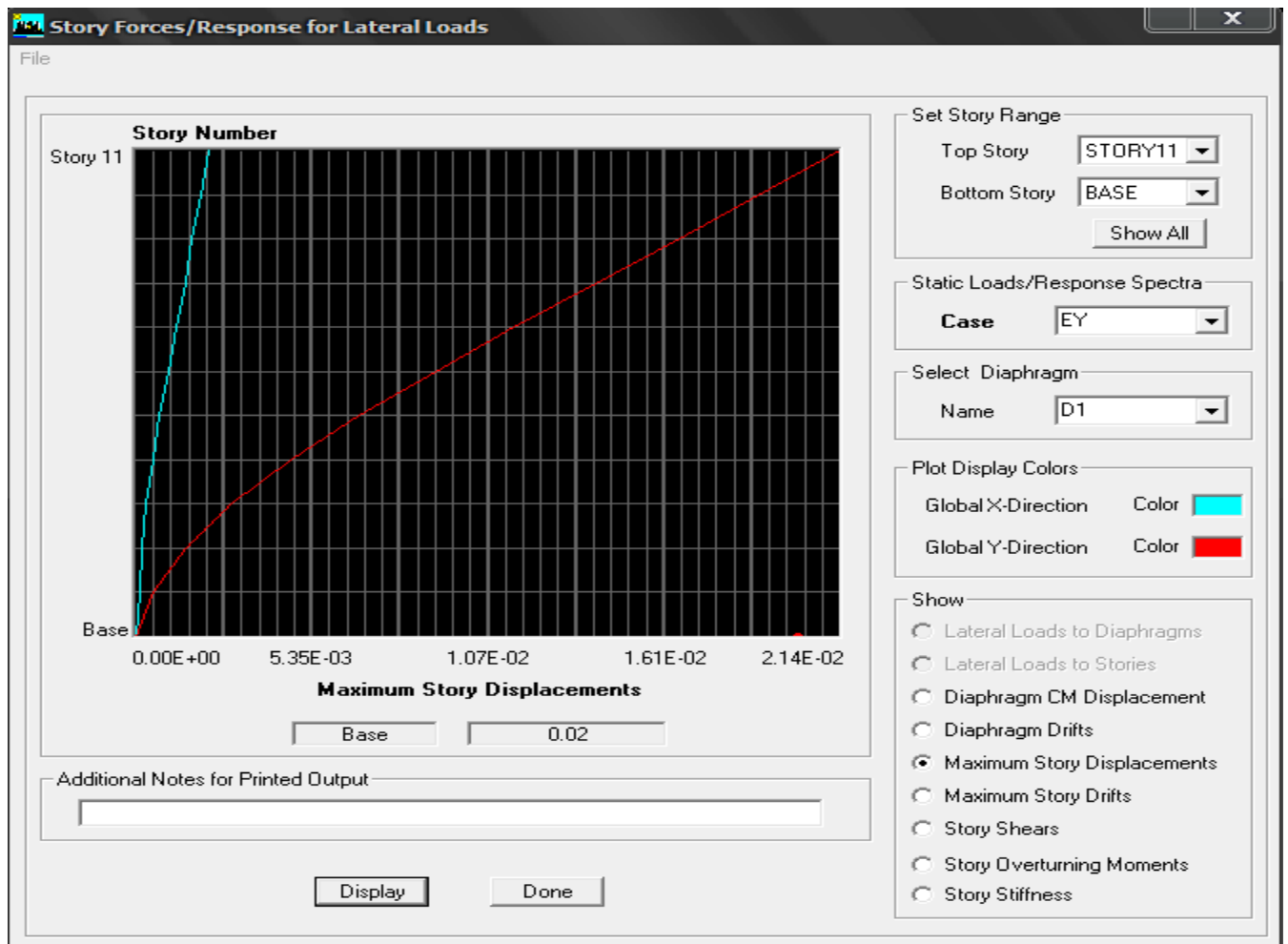


Fig.VI-5 Vérification des déplacements selon Ey.

Niveau	Déplacement (ETABS)		HAUTEUR	RPA≤1%h	OBS
	EX	EY			
	UX	UY			
Etage 10	0.0209	0.0174	3.06	0.0306	vérifié
étage 9	0.0186	0.0154	3.06	0.0306	vérifié
étage 8	0.0163	0.0134	3.06	0.0306	Vérifié
étage 7	0.0139	0.0113	3.06	0.0306	Vérifié
étage 6	0.0115	0.0093	3.06	0.0306	Vérifié
étage 5	0.0092	0.0074	3.06	0.0306	Vérifié
étage 4	0.007	0.0055	3.06	0.0306	Vérifié
étage 3	0.0049	0.0038	3.06	0.0306	Vérifié
étage 2	0.0031	0.0024	3.06	0.0306	Vérifié
étage 1	0.0016	0.0012	3.06	0.0306	Vérifié
RDC	0.0005	0.0004	3.06	0.0306	Vérifié

Tableau VI-8 : Vérification les déplacements relatifs.

VI-14) justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{\Delta_k \times P_k}{h_k \times V_k} \leq 0.1$$

- P_k : poids total de la structure.
- V_k : effort tranchant à l'étage considéré.
- H_k : hauteur de l'étage k.

Niv	P _k	Sens x-x			Sens y-y			observation
			V _k H _k	θ _x		V _k H _k	θ _y	
11	415.2787	0.0209	2311.74	0.0037	0.0174	2597.63	0.003	CV
10	466.4256	0.0023	4200.74	0.0025	0.002	4753.37	0.00019	CV
9	470.3101	0.0023	5668.83	0.00019	0.002	6434.96	0.00014	CV
8	474.8736	0.0024	6878.85	0.00016	0.021	7820.01	0.0013	CV
7	474.8736	0.0024	7903.98	0.00014	0.002	8987.56	0.0001	CV
6	479.46	0.0023	8800.74	0.00012	0.0019	9998.76	0.00009	CV
5	484.7256	0.0022	9591.78	0.00011	0.0019	10877.38	0.00008	CV
4	484.7256	0.0021	10270.52	0.0001	0.0017	11619.06	0.00007	CV
3	490.0142	0.0018	10833.16	0.00008	0.0014	12224	0.00005	CV
2	495.9818	0.0015	11257.71	0.00006	0.0012	12674.18	0.00006	CV
1	489.1791	0.0011	11495.68	0.00004	0.0008	12928.13	0.00003	CV

tableau.VI.9

Remarque :

Au début, on a supposé que le type de contreventement de notre structure est mixte (portique/voiles avec interaction). Après la modélisation et l'analyse, on a eu les résultats suivants :

VI-15) calcul du pourcentage de participation des voiles :

- Charges horizontale :

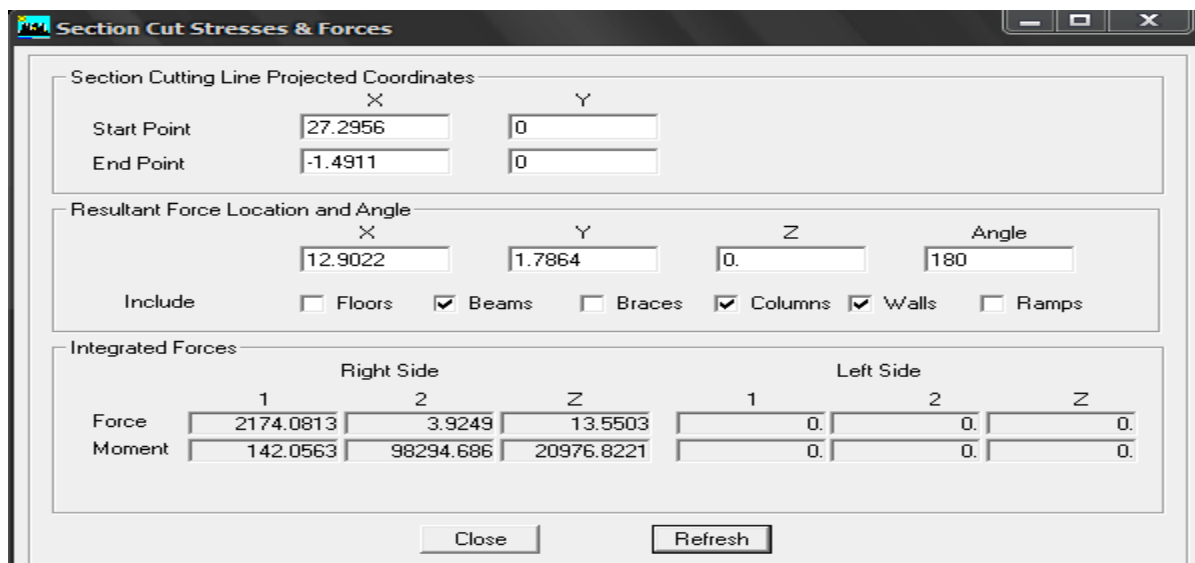


Fig VI-6 : Efforts repris par l'ensemble selon Ex.

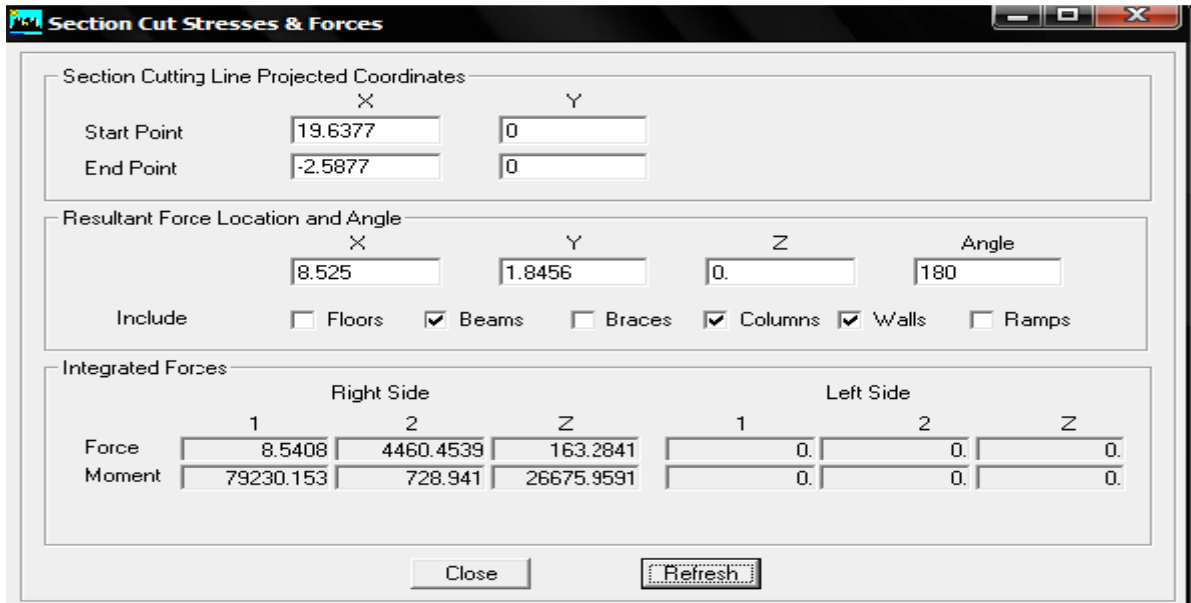


Fig VI-7 : Efforts repris par l'ensemble selon Ey.

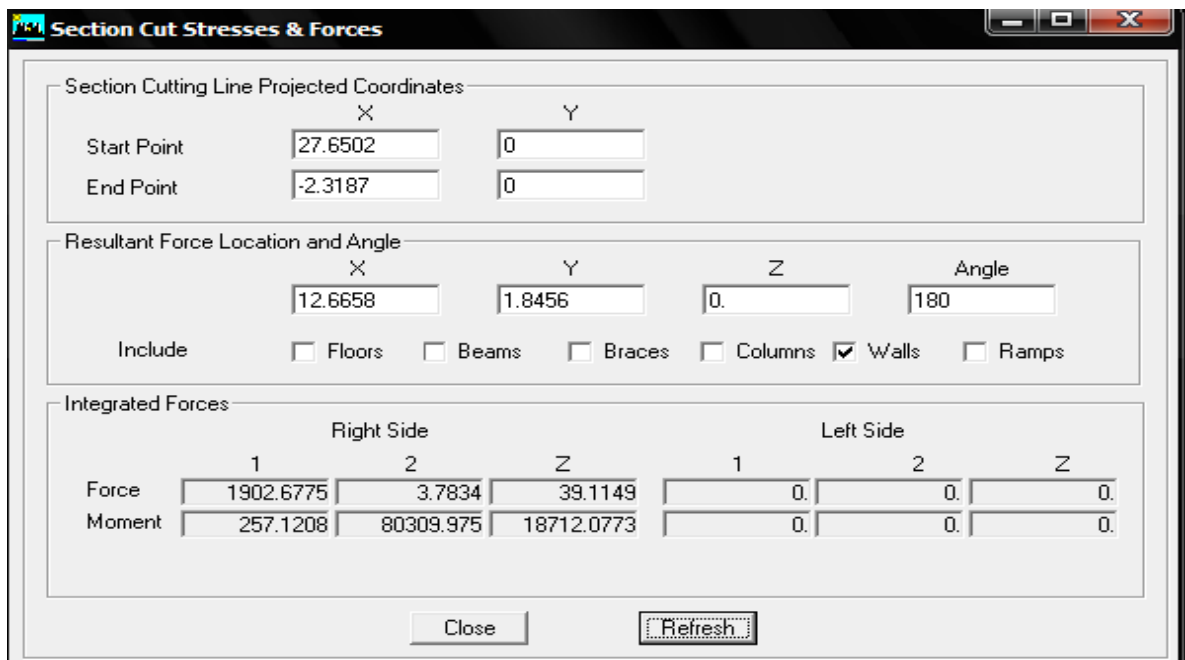


Fig VI-8 : Efforts repris par les voiles selon Ex.

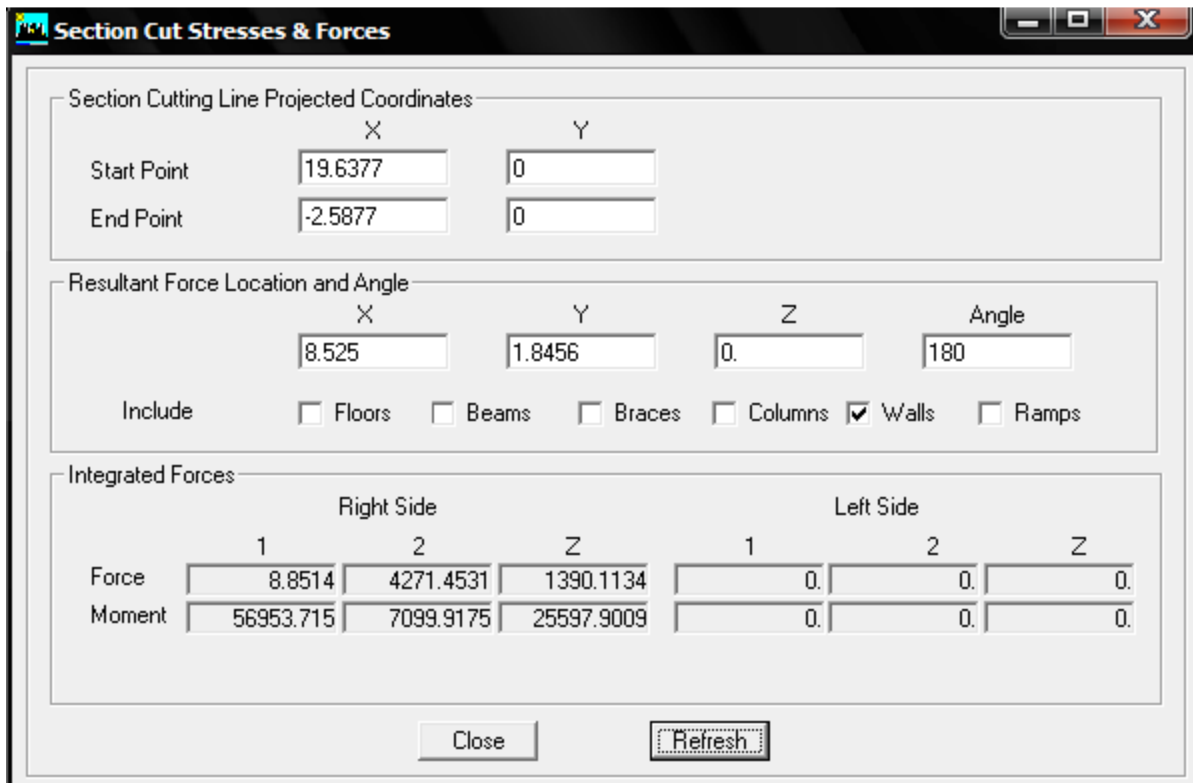


Fig VI-9 : Efforts repris par les voiles selon Ey

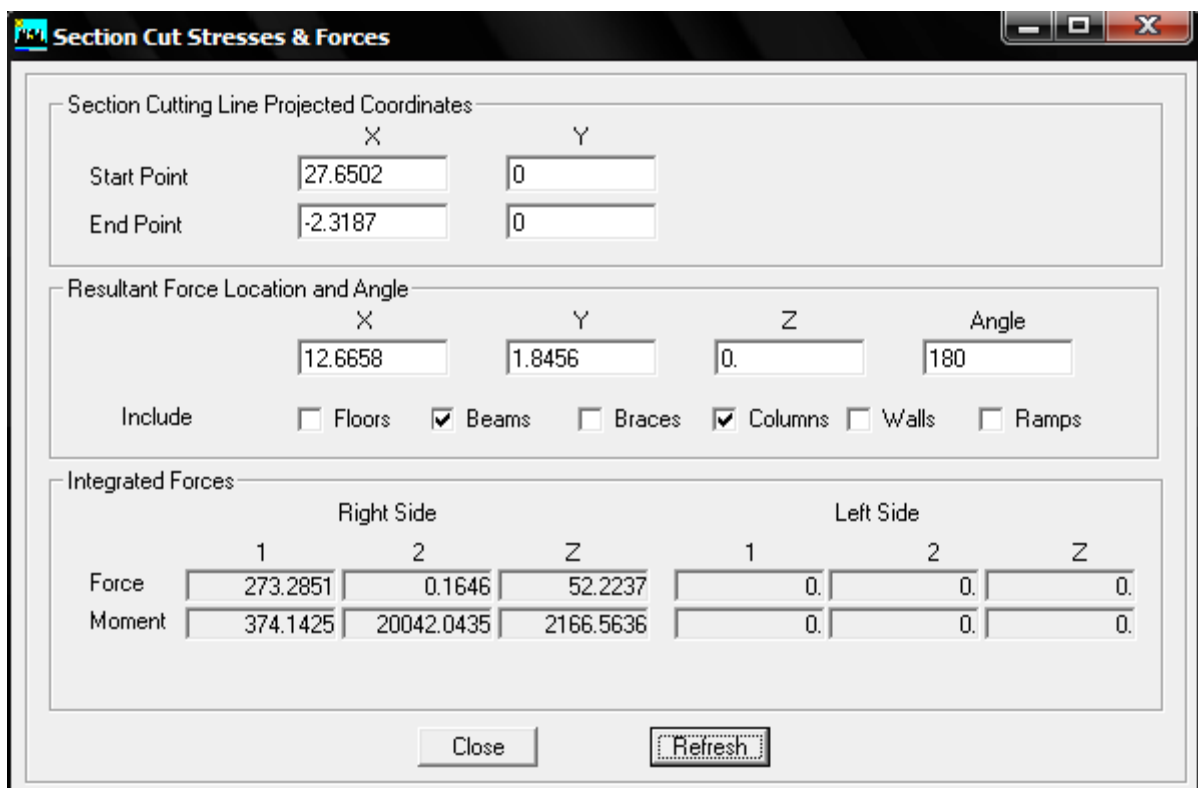


Fig.VI-10 : Efforts repris par les portiques selon Ex.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	19.6377	0
End Point	-2.5877	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8.525	1.8456	0.	180

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.8205	189.4938	1473.6305	0.	0.	0.
Moment	23577.187	7313.7758	1080.1229	0.	0.	0.

Close Refresh

Fig.VI-11 : Efforts repris par les portiques selon Ey.

➤ **Suivant xx :**

Efforts repris par l'ensemble : **2174.0813 KN**

Efforts repris par les portiques : **273.2851 KN**

Efforts repris par les voiles : **1902.6775 KN**

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **12.57%**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **87.51%**

➤ **Suivant yy :**

Efforts repris par l'ensemble : **4460.4539Kn**

Efforts repris par les portiques : **189.4838Kn**

Efforts repris par les voiles : **4271.4531Kn**

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **4.25 %**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **95.75 %**

- Charges verticales :

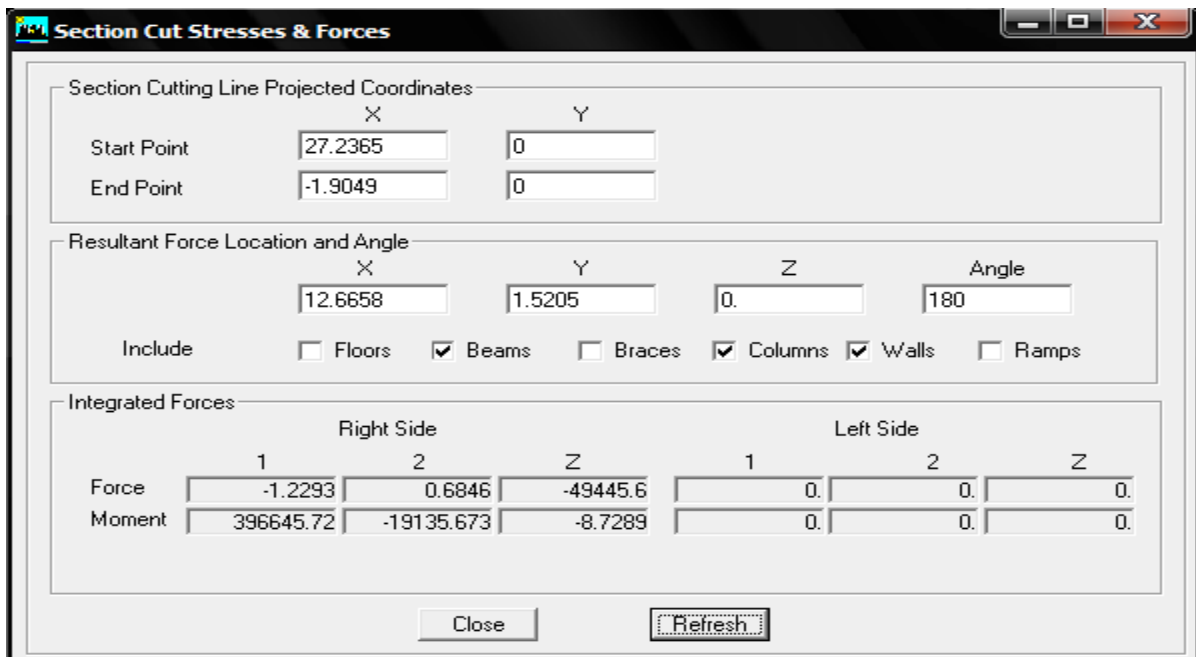


Fig VI-12 : Efforts repris par l'ensemble P

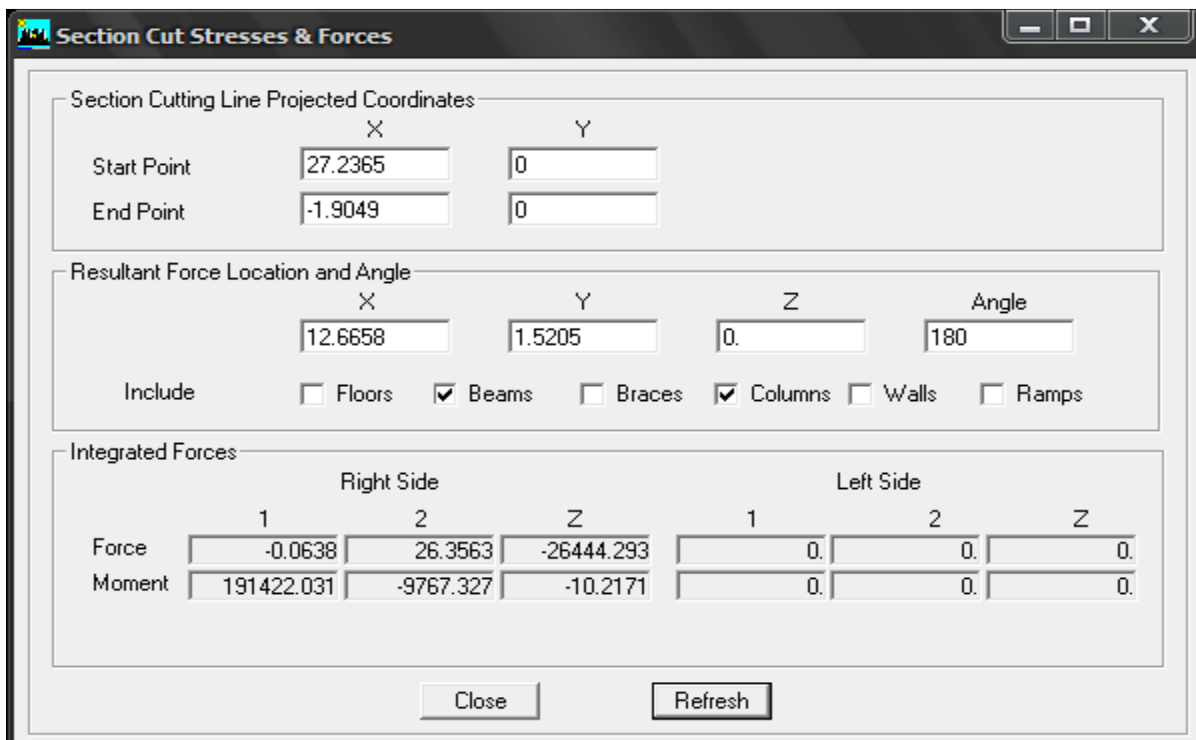


Fig.VI-13 : Efforts repris par les portiques.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	27.2365	0
End Point	-1.9049	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12.6658	1.5205	0.	180

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-1.1655	-25.6718	-22948.775	0.	0.	0.
Moment	204439.002	-9347.613	1.4882	0.	0.	0.

Close Refresh

Fig.VI-14 : Efforts repris par les voiles.

Efforts repris par l'ensemble : **-49445.6Kn**

Efforts repris par les portiques : **-26444.293Kn**

Efforts repris par les voiles : **-22948.775Kn**

- ❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **53.48 %**
- ❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **46.41%**

Conclusion :

On constate que :

Pour les charges horizontales :

L'effort repris par les voiles est plus importante que celui des portiques et cela dans les deux sens (les voiles vont reprendre plus de **75%** des sollicitations dues aux charges horizontales).

D'après le **RPA**, le système de contreventement est du type **4_a** : système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles.

Pour les charge verticales :

Les efforts reprie par les portique est plus elevé que celui des voiles. Les portiques vont reprendre plus de **25%** des sollicitations dues aux charges verticales.

VII.1-Introduction :

Le ferraillage des poteaux se fera en flexion composée dans le sens le plus défavorable selon les deux directions (longitudinale et transversale), puis vérifiés à l'ELS.

Les calculs se font 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 l'effort normal correspondant.

Sous les combinaisons :

- 1,35G+1,5Q (cas courant) ;
- G+Q±E et 0,8G±E (cas accidentel).

VII.2- Etapes de calcul à l'ELU :

❖ Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

a. Section entièrement comprimée (SEC) :

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u \leq \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

Comme on doit aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u \cdot (d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \cdot \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Deux cas se présentent :

1^{er} cas :

$$\text{Si : } N_u (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0. \text{ Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c'}{h}} \quad \text{Si : } N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

2^{ème} cas :

$$\text{Si : } N_u \cdot (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} \quad A_s = \frac{N_u - b \cdot h \cdot f_{bu}}{\sigma_s} - A'_s$$

b. Section partiellement comprimée : (SPC)

$$e_u \geq \left(\frac{h}{2} - C\right)$$

Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante.

$$(d - c) N_u - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Avec

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \rightarrow \text{moment fictif}$$

Si l'inégalité précédente est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} \quad \text{Si } \mu_b < \mu_1 \text{ la section est simplement armée (SSA)}$$

Si $\mu_b > \mu_1$ la section est doublement armée (SDA)
donc il faut calculer A_1 et A'_1 .

$$\mu_1 = 0.392.$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est donnée par : $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ pour une SSA

Pour une section doublement armée

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad A'_1 = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

Avec $\Delta M = M_f - M_r$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée

Finalement la section réelle d'armature est $A'_s = A'_1$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$

VII.3-Recommandations du RPA : (zone IIa)

❖ Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
 - La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
 - Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement
- **Pourcentage total minimum :**
Le pourcentage minimal d'aciers dans notre cas est de **0,8 %** de la section du béton (**0,8% x b x h**) :
 - Poteaux (45x45) : $A_{min}=0,008 \times 45 \times 45 = 16.2\text{cm}^2$
 - Poteaux (40x40) : $A_{min}=0,008 \times 40 \times 40 = 12.8\text{cm}^2$
 - Poteaux (35x35) : $A_{min}=0,008 \times 35 \times 35 = 9.8\text{cm}^2$
 - Poteaux (30x30) : $A_{min}=0,008 \times 30 \times 30 = 7.2\text{cm}^2$
 - **Pourcentage total maximum :**
Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :
 - Zone courante
 - Poteaux (45×45) : $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81\text{cm}^2$
 - Poteaux (40×40) : $A_{max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64\text{cm}^2$
 - Poteaux (35×35) : $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49\text{cm}^2$
 - Poteaux (30×30) : $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36\text{cm}^2$
 - Zone de recouvrement
 - Poteaux (45×45) : $A_{max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121,5\text{cm}^2$
 - Poteaux (40×40) : $A_{max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96\text{cm}^2$
 - Poteaux (35×35) : $A_{max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73,5\text{cm}^2$
 - Poteaux (30×30) : $A_{max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54\text{cm}^2$

Remarque :

Le ferrailage des poteaux est résumé sous forme des tableaux.

- Étages : RDC, 1,2 : (poteaux 45 x 45) :

b= 45cm ; h= 45 cm ; d= 42,5 cm

Niv	Sens	Comb	CAS	N (kN)	M (kNm)	Obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferraillage
RDC, 1,2	Xx	Cou	1	2248.63	1.405	SEC	0	0	4HA20+ 4HA16 A =20.60cm ²
			2	706.89	2.231	SEC	0	0	
			3	1039.62	22.587	SEC	0	0	
		Acc	1	1641.1	1.022	SEC	0	0	
			2	483.05	5.287	SEC	0	0	
			3	746.65	14.108	SPC	0	0	
	Yy	Cou	1	2248.63	0.409	SEC	0	0	
			2	706.89	10.906	SEC	0	0	
			3	965.31	29.278	SEC	0	0	
		Acc	1	1641.1	0.299	SEC	0	0	
			2	483.05	12.952	SEC	0	0	
			3	705.27	21.338	SEC	0	0	

- Étages : 3, 4, 5 : (poteaux 40 x40) :

b= h= 40 cm ; d= 37.5 cm

Niv	sens	Comb	CAS	N (kN)	M (kNm)	Obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferraillage
3,4,5	Xx	Cou	1	1558.15	2.96	SEC	0	0	8HA16 A =16.08cm ²
			2	406.16	1.932	SEC	0	0	
			3	561.31	30.089	SEC	0	0	
		Acc	1	1137.3	2.153	SEC	0	0	
			2	212.51	0.968	SEC	0	0	
			3	410.29	21.918	SEC	0	0	
	Yy	Cou	1	1558.15	15.516	SEC	0	0	
			2	406.16	1.968	SEC	0	0	
			3	557.73	50.089	SEC	0	0	
		Acc	1	1137.3	1.434	SEC	0	0	
			2	212.51	7.706	SEC	0	0	
			3	407.66	36.506	SEC	0	0	

- Étages : 6,7, 8 (poteaux 35 x35)

b= h= 35 cm ; d= 32.5 cm

Niv	sens	Comb	CAS	N (kN)	M (kNm)	Obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferraillage
6,7,8	xx	Cou	1	938.95	2.926	SEC	0	0	4HA16+ 4HA14 A =14.19cm ²
			2	176.77	1.413	SEC	0	0	
			3	257.01	31.636	SEC	0	0	
		Acc	1	685.58	2.128	SEC	0	0	
			2	92.49	0.712	SPC	0	3.32	
			3	188.12	23.53	SPC	0	4.5	
	yy	Cou	1	938.95	1.931	SEC	0	0	
			2	176.77	16.991	SEC	0	0	
			3	264.32	55.687	SEC	0	0	
		Acc	1	685.58	1.406	SEC	0	0	
			2	92.49	8.723	SPC	0	0.92	
			3	204.26	40.76	SPC	0	3.6	

- Étages : 9, 10 (poteaux 30 x30)

b= h= 30 cm ; d= 27.5 cm

Niv	sens	Comb	CAS	N (kN)	M (kNm)	Obs	Asup [cm ²]	Ainf [cm ²]	Ferraillage
9,10	xx	Cou	1	368.5	2.37	SEC	0	0	8HA14 A =12.31cm ²
			2	65.96	1.216	SEC	0	0	
			3	101.83	29.018	SEC	0	0	
		Acc	1	269.52	1.723	SEC	0	0	
			2	35.75	0.628	SPC	0	3.32	
			3	74.72	21.145	SPC	0	4.5	
	yy	Cou	1	368.5	1.202	SEC	0	0	
			2	65.96	14.04	SEC	0	0	
			3	100.33	46.515	SEC	0	0	
		Acc	1	269.52	0.875	SEC	0	0	
			2	35.75	7.172	SPC	0	0.92	
			3	73.89	33.928	SPC	0	3.6	

VII.4. Les armatures transversales

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

VII.4.1. Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \text{soit } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art.7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi 8$.

Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

VII.4.1.2. Calcul des espacements :

- **L'espacement des armatures transversales** (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99)

$$S_t \leq \min \{ 15\phi_l^{\min}, 40 \text{ cm}, (a + 10) \text{ cm} \} = \min \{ 15 \times 1,4 ; 40 \text{ cm} ; 35 + 10 \}$$

$$S_t \leq 21 \text{ cm} \quad \text{Avec } a: \text{ est la petite dimension du poteau}$$

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$

D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2)

- En zone nodale :

$$S_t < \min (10\phi_l^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min (10 \times 1,4, 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm} > S_t = 10 \text{ cm}$$

- En zone courante :

$$S_t = 15 \times \phi_l^{\min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

VII.4.1.3. Vérification de la quantité d'armatures transversales : (Art.7.4.2.2)

La quantité des armatures transversales donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$
- Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$
- $3 < \lambda_g \leq 5$ *interpoler entre les deux valeurs précédentes*

Avec :

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g = Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{avec: } l_f \text{ longueur de flambement du poteau}$$

$$l_f = 0,707 l_0 \quad \text{avec : } l_0 : \text{ hauteur libre du poteau.}$$

❖ Poteaux (45 x 45)

- RDC :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 3.80}{0.45} = 5.97 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$

Zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2 > 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CNV$

- Etages 1 et 2 :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.61}{0.45} = 4.10 \Rightarrow 3 < \lambda_g < 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$

Zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2 > 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CNV$

❖ Poteaux (40 x40) :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.61}{0.4} = 4.61 \Rightarrow 3 < \lambda_g < 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$

Zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 40 = 1.8 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$

❖ Poteaux (35 x35) :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.707 \times 2.61}{0.35} = 5.27 > 5$$

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$

Zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 35 = 1.575 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$

Remarque :

On remarque que la condition du RPA sur la section minimale n'est pas vérifiée dans la zone courante, donc nous avons le choix entre, augmenter le diamètre des cadres, on optant pour les HA10, ou bien diminuer l'écartement S_t à 12cm, et pour des raisons de mise en œuvre, nous avons opté pour le deuxième choix.

Zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 12 \times 45 = 1.62 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots CV$

VII.5. Vérifications à l'ELS

VII.5.1. Etat limite de compression du béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 384 \text{ Mpa}$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions **x-x** et **y-y**.

Deux cas peuvent se présenter :

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section entièrement comprimée.

Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

• **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

- On calcul l'aire de la section homogène totale : $S = b \cdot h + 15(A_s + A'_s)$
- On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \times (0.5 \times h - d') - A_s (d - 0.5 \times h)}{b \times h + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \times X_G^2 + 15[A'_s (0.5 \times h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0.5 \times h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre supérieure}$$

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s \cdot (e_s - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \text{Sur la fibre inférieure}$$

Finalement on vérifie : $\max(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Remarque

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

• **Vérification d'une section partiellement comprimée**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

y_1 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_c : la distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 : est à déterminer par l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

Avec

$$L_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3L_c^2 - \frac{90A'_s}{b} (L_c - c') + \frac{90A_s}{b} (d - L_c)$$

$$q = -2L_c^3 - \frac{90A'_s}{b} (L_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b} (d - L_c)^2$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

On calcul $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$.

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ alors il faut calculer

$t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q)$, $u = t^{\frac{1}{3}} \Rightarrow y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$.

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on calcul alors : $\text{Cos}\varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{3}{|p|}}$ puis $a = \sqrt{\frac{|p|}{3}}$

- Après on choisit une solution qui convient parmi les trois suivantes :

1) $y_2^1 = a \cos\varphi \left(\frac{\varphi}{3}\right)$.

2) $y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right)$.

3) $y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$

On retiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + Lc < h$

$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15 \left[A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - c')^2 \right]$

Finalement : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les contraintes obtenues sont :

σ_{bs} : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

σ_{ss} : Contrainte max dans les aciers supérieure.

σ_{bi} : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

σ_{si} : Contrainte max dans les aciers inférieure.

Les 33 contraintes positives représentent des **compressions**, et les négatives des **tractions**.

- Le calcul des contraintes est résumé dans le tableau suivant :

Etage	Section adoptée cm ²	Sens	N _s [kN]	M _s [kN.m]	σ _{bs} [MPa]	σ _{bi} [MPa]	σ _{ss} [MPa]	σ _{si} [MPa]	obs
RDC, 1,2 (45x45) cm ²	20.6	Xx	920.65	2.927	3.97	3.7	59.3	55.7	CV
			379.84	3.546	1.74	1.42	25.9	21.6	
			433.42	14.129	2.45	1.16	35.7	18.5	
		Yy	920.65	0.897	3.87	3.79	58.00	56.9	
			379.84	0.285	1.59	1.57	23.9	23.5	
			574.3	5.83	2.66	2.12	39.4	32.3	
3, 4,5 (40x40) cm ²	16.08	Xx	739.19	1.028	3.22	3.12	48.2	46.8	CV
			337.88	2.959	1.59	1.3	23.6	19.8	
			386.41	9.541	2.12	1.19	31.00	18.7	
		Yy	739.19	5.401	3.43	2.91	51.00	44.00	
			337.88	0.385	1.47	1.43	22.00	21.5	

			692.91	7.119	3.31	2.62	49.1	39.9	
6, 7, 8 (35x35) cm ²	14.19	Xx	641.61	0.106	3.37	3.35	50.5	50.3	CV
			251.45	3.667	1.56	1.08	22.9	16.6	
			579.88	10.598	3.73	2.35	54.6	36.5	
		Yy	641.61	6.97	3.81	2.91	56.4	44.5	
			251.45	1.594	1.42	1.21	21.1	18.4	
			508.99	11.076	3.39	1.95	49.4	30.6	
9, 10 (30x30) cm ²	12.31	Xx	455.16	0.069	2.48	2.47	37.1	37.00	CV
			159.89	4.371	1.17	0.56	17.00	9.03	
			263.52	12.471	2.3	0.56	32.9	10.1	
		Yy	455.16	9.171	3.11	1.83	45.5	28.7	
			159.89	2.364	1.03	0.7	15.2	10.9	
			332.99	14.247	2.8	0.82	40.1	14.1	

Conclusion :

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

VII.5.2. Vérification contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003)

On doit vérifier : $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0.075 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1.875 \text{ MPa} \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_b = 0.04 \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{b d}$$

- Poteaux RDC et 1, 2 étage (45x45) :

- Sens x-x :

$$\tau_b = \frac{3.94 \times 10^3}{450 \times 425} = 0,02 \text{ MPa}$$

- Sens y-y :

$$\tau_b = \frac{8.47 \times 10^3}{450 \times 425} = 0,04 \text{ MPa}$$

- Poteaux 3, 4, 5 étages (40x40) :

- Sens x-x :

$$\tau_b = \frac{7.46 \times 10^3}{400 \times 375} = 0.05 \text{ MPa}$$

- Sens y-y :

$$\tau_b = \frac{7.08 \times 10^3}{400 \times 375} = 0.04 \text{ MPa}$$

- Poteaux 6, 7, 8 étages (35x35) :

- Sens x-x :

$$\tau_b = \frac{9.78 \times 10^3}{400 \times 375} = 0.06 \text{ MPa}$$

- Sens y-y :

$$\tau_b = \frac{8.4 \times 10^3}{400 \times 375} = 0.05 \text{ MPa}$$

- Poteaux étages 9 et 10 (30x30) :

- Sens x-x :

$$\tau_b = \frac{12.08 \times 10^3}{350 \times 325} = 0.1 \text{ MPa}$$

- Sens y-y :

$$\tau_b = \frac{9.53 \times 10^3}{350 \times 325} = 0.08 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

VII.5.3. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left[\frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$$

Etage	Sens	N_s [kN]	M_s [kN.m]	e_s [cm]	A_{min} [cm ²]	A adoptée [cm ²]	Obs
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{em} (45x45) cm ²	xx	920.65	2.927	0.0032	5.685	20.6	CV
		379.84	3.546	0.0093	5.6877		
		433.42	14.129	0.0326	5.697		
	yy	920.65	0.897	0.0010	5.6843		
		379.84	0.285	0.0008	6.683		
		574.3	5.83	0.0102	5.688		
3 ^{ème} 4 ^{ème} 5 ^{ème} (40x40) cm ²	xx	739.19	1.028	0.0014	5.6844	16.08	CV
		337.88	2.959	0.0088	5.6876		
		386.41	9.541	0.0247	5.6945		
	yy	739.19	5.401	0.0073	5.6870		
		337.88	0.385	0.0011	5.5843		
		692.91	7.119	0.0103	5.6883		
6,7,8 et (35x35) cm ²	xx	641.61	0.106	0.0002	4.4540	14.19	CV
		251.45	3.667	0.0146	4.4595		
		579.88	10.598	0.0183	4.4609		
	yy	641.61	6.97	0.0109	4.4581		
		251.45	1.594	0.0063	4.4563		
		508.99	11.076	0.0218	4.4622		
9 et 10 ^{ème} (30x30) cm ²	xx	455.16	0.069	0.0002	4.4540	12.31	CV
		159.89	4.371	0.0273	4.4643		
		263.52	12.471	0.0473	4.4720		
	yy	455.16	9.171	0.0201	4.4616		
		159.89	2.364	0.0148	4.4596		
		332.99	14.247	0.0428	4.4703		

VIII.1. Introduction :

Les poutres seront ferraillées en flexion simple en considérant la fissuration peu nuisible, sous les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{array} \right\} \text{BAEL91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{RPA}$$

VIII.2. Recommandation du RPA sur les armatures longitudinales (Art.7.5.2.1) :

- Le pourcentage total minimum :
 $A_{\min} = 0.5\% \times (b \times h)$.
- Poutres principales (30 x 40) = $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6\text{cm}^2$
- Poutres secondaires (30 x 35) = $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$
- Poutres de chaînage (20 x 25) = $A_{\min} = 0.005 \times 20 \times 25 = 2.5\text{cm}^2$

- Le pourcentage total maximum :
 - $A_{\max} = 4\% (b \times h)$ en zone courante.
 - $A_{\max} = 6\% (b \times h)$ en zone de recouvrement.

- Poutres principales (30x 40) :
 - $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (zone courante).
 - $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (zone de recouvrement).

- Poutres secondaires (30 x 35) :
 - $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (zone courante).
 - $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ (zone de recouvrement).

VIII.3. Procédure du calcul :

On est en flexion simple, donc la détermination de la section d'armature des poutres se fait en suivant les étapes suivantes :

Soit : A_{st} = section d'armatures tendues.

A_{sc} = section d'armatures comprimées.

VIII.3.1. Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{b \times f_{bu} \times d^2}$$

$$\text{avec } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c25}}{\gamma_b}$$

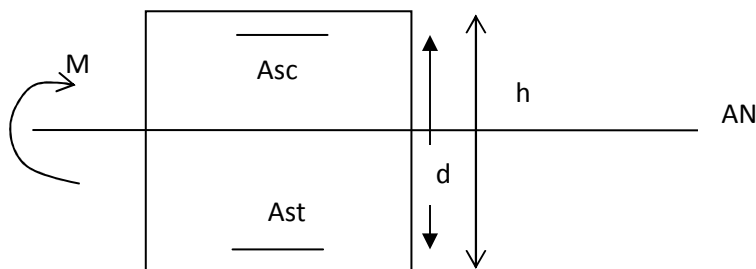
VIII.3.2. Calcul du moment réduit limite (μ_l) :

$$\left. \begin{array}{l} \text{FeE400} \\ \delta b = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \mu_l = 0.392$$

En comparaison entre la valeur de μ et celle de μ_l nous mène à deux cas qui sont à étudier :

- **Premier cas :**

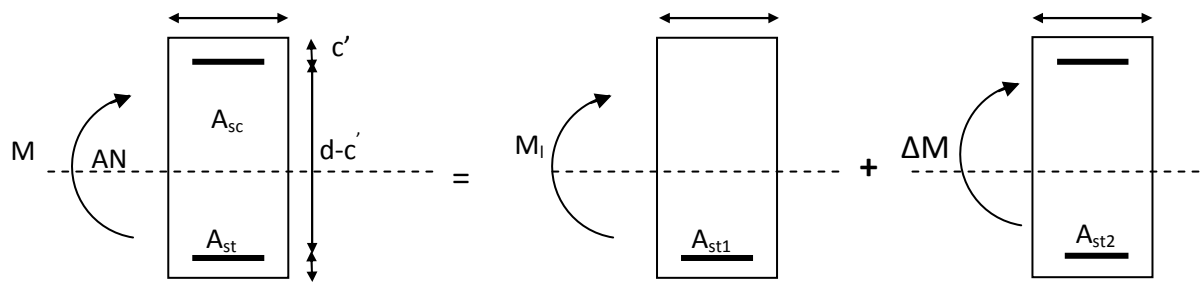
$\mu < \mu_l \Rightarrow$ section simplement armée (SSA) \Rightarrow les armatures comprimées ne sont pas nécessaires. $\Rightarrow A_{sc} = 0$.



$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

- **Deuxième cas :**

$\mu \geq \mu_l \Rightarrow$ section doublement armée (SDA).



$$M = M_1 + \Delta M$$

$$M_1 = \mu b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M - M_1$$

$$\begin{cases} A_{st} = A_{st1} + A_{st2} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \\ A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \end{cases}$$

- Les calculs faits et le choix d'armatures sont résumés sous formes de tableaux.

Ferraillage des poutres principales :(tableaux1)

File B : b= 30 cm, h= 40 cm, d=37.5 cm

Ferraillage des poutres secondaires :(tableaux 2)

File B : b= 30 cm, h= 35 cm, d=32,5 cm

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	B (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σ_s (Mpa)	μ	β	As	Amax		
											(cm ²)	A _{min}	filantes	
10,11	appui	Sup	Cou	36.446	300	375	14.2	348	0.06	0.969	2.88	2.93	6	3HA14
			Acc	42.747	300	375	18.5	400	0.054	0.972	2.93			
		Inf	Cou	6.572	300	375	14.2	348	0.01	0.995	0.51	0.51	6	3HA14
			Acc	3.953	300	375	18.5	400	0.006	0.997	0.26			
	trav	Sup	Cou	36.446	300	375	14.2	348	0.06	0.969	2.88	2.88	6	3HA14
			Acc	26.648	300	375	18.5	400	0.034	0.983	1.8			
		Inf	Cou	39.073	300	375	14.2	348	0.065	0.967	3.1	3.1	6	3HA14
			Acc	28.571	300	375	18.5	400	0.036	0.982	1.94			
7,8,9	appui	Sup	Cou	31.924	300	375	14.2	348	0.053	0.972	2.52	3.09	6	3HA14
			Acc	45.002	300	375	18.5	400	0.057	0.97	3.09			
		Inf	Cou	13.217	300	375	14.2	348	0.022	0.989	1.02	1.02	6	3HA14
			Acc	5.424	300	375	18.5	400	0.007	0.996	0.36			
	trav	Sup	Cou	31.924	300	375	14.2	348	0.053	0.972	2.52	2.52	6	3HA14
			Acc	23.324	300	375	18.5	400	0.03	0.985	1.58			
		Inf	Cou	37.106	300	375	14.2	348	0.062	0.968	2.94	2.94	6	3HA14
			Acc	27.021	300	375	18.5	400	0.034	0.983	1.83			
4,5,6	appui	Sup	Cou	28.319	300	375	14.2	348	0.047	0.975	2.22	2.84	6	3HA14
			Acc	41.378	300	375	18.5	400	0.053	0.972	2.84			
		Inf	Cou	7.08	300	375	14.2	348	0.019	0.99	0.56	0.56	6	3HA14
			Acc	3.636	300	375	18.5	400	0.004	0.998	0.24			
	trav	Sup	Cou	28.319	300	375	14.2	348	0.047	0.975	2.22	2.22	6	3HA14
			Acc	20.679	300	375	18.5	400	0.026	0.987	1.4			
		Inf	Cou	34.424	300	375	14.2	348	0.057	0.97	2.72	2.72	6	3HA14
			Acc	25.066	300	375	18.5	400	0.032	0.984	1.61			
1,2,3	appui	Sup	Cou	47.92	300	375	14.2	348	0.08	0.958	3.83	3.83	6	3HA14
			Acc	34.903	300	375	18.5	400	0.045	0.975	2.38			
		Inf	Cou	1.338	300	375	14.2	348	0.002	0.999	0.1	0.1	6	3HA14
			Acc	0.975	300	375	18.5	400	0.001	0.999	0.06			
	trav	Sup	Cou	38.19	300	375	14.2	348	0.063	0.967	3.02	3.02	6	3HA14
			Acc	21.023	300	375	18.5	400	0.027	0.986	1.42			
		Inf	Cou	32.284	350	375	14.2	348	0.054	0.972	2.54	2.54	6	3HA14
			Acc	23.505	350	375	18.5	400	0.03	0.985	1.6			

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	B (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σs (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferrailage adoptée		
											(cm2)	Amin	filantes	Chapeaux	
10,11	appui	Sup	Cou	16.956	300	325	14.2	348	0.04	0.998	1.50	5.24	5.25	3HA14	2HA12
			Acc	67.631	300	325	18.5	400	0.115	0.992	5.24				
		Inf	Cou	12.433	300	325	14.2	348	0.028	0.986	1.11	4.9	5.25	3HA14	2HA12
			Acc	60.318	300	325	18.5	400	0.102	0.946	4.9				
	trav	Sup	Cou	6.116	300	325	14.2	348	0.014	0.993	0.54	2.23	5.25	3HA14	
			Acc	28.331	300	325	18.5	400	0.048	0.975	2.23				
		Inf	Cou	7.742	300	325	14.2	348	0.018	0.991	0.7	2.09	5.25	3HA14	
			Acc	26.504	300	325	18.5	400	0.046	0.976	2.09				
7,8,9	appui	Sup	Cou	16.193	300	325	14.2	348	0.036	0.982	1.46	6.02	5.25	3HA14	2HA12
			Acc	73.109	300	325	18.5	400	0.124	0.934	6.02				
		Inf	Cou	11.745	300	325	14.2	348	0.026	0.987	1.05	5.42	5.25	3HA14	2HA12
			Acc	66.211	300	325	18.5	400	0.112	0.940	5.42				
	trav	Sup	Cou	5.433	300	325	14.2	348	0.012	0.994	0.48	2.42	5.25	3HA14	
			Acc	30.645	300	325	18.5	400	0.052	0.973	2.42				
		Inf	Cou	7.37	300	325	14.2	348	0.016	0.992	0.66	2.3	5.25	3HA14	
			Acc	29.063	300	325	18.5	400	0.05	0.974	2.3				
4,5,6	appui	Sup	Cou	12.916	300	325	14.2	348	0.028	0.986	1.16	5.65	5.25	3HA14	2HA12
			Acc	68.784	300	325	18.5	400	0.118	0.937	5.65				
		Inf	Cou	8.296	300	325	14.2	348	0.018	0.991	0.74	5.08	5.25	3HA14	2HA12
			Acc	62.303	300	325	18.5	400	0.106	0.944	5.08				
	trav	Sup	Cou	3.41	300	325	14.2	348	0.008	0.996	0.3	2.27	5.25	3HA14	
			Acc	28.756	300	325	18.5	400	0.05	0.974	2.27				
		Inf	Cou	5.71	300	325	14.2	348	0.012	0.994	0.51	2.7	5.25	3HA14	
			Acc	27.424	300	325	18.5	400	0.046	0.976	2.16				
1,2,3	appui	Sup	Cou	8.022	300	325	14.2	348	0.018	0.991	0.71	3.95	5.25	3HA14	2HA12
			Acc	49.132	300	325	18.5	400	0.084	0.956	3.95				
		Inf	Cou	3.82	300	325	14.2	348	0.008	0.996	0.34	3.51	5.25	3HA14	2HA12
			Acc	43.871	300	325	18.5	400	0.074	0.962	3.51				
	trav	Sup	Cou	1.384	300	325	14.2	348	0.004	0.998	0.12	1.57	5.25	3HA14	
			Acc	20.068	300	325	18.5	400	0.034	0.983	1.57				
		Inf	Cou	3.529	350	325	14.2	348	0.008	0.996	0.31	1.55	5.25	3HA14	
			Acc	19.79	350	325	18.5	400	0.034	0.983	1.55				

- **Ferraillage des poutres de chaînage :** b= 20cm, h=25 cm, d= 22.5 cm

Niv.	appui et travée	M (kNm)	Comb	M (kNm)	b (mm)	d (mm)	fbc (Mpa)	σs (Mpa)	μ	β	As	Amax	ferraillage adoptée	
											(cm2)		Amin	filantes
2.3.4	appui	Sup	Cou	6.015	200	225	14.2	348	0.042	0.979	0.78	1.37	2.5	2HA14
			Acc	11.935	200	225	18.5	400	0.06	0.969	1.37			
Inf		Cou	3.104	200	225	14.2	348	0.22	0.989	0.40	0.91	2.5		
		Acc	8.047	200	225	18.5	400	0.042	0.979	0.91				
Et II	trav	Sup	Cou	1.723	200	225	14.2	348	0.012	0.994	0.22	0.56	2.5	2HA14
			Acc	5.005	200	225	18.5	400	0.026	0.987	0.56			
		Inf	Cou	2.186	200	225	18.5	348	0.016	0.992	0.28	0.41	2.5	
			Acc	3.631	200	225	18.5	400	0.02	0.990	0.41			

VIII-4-Vérification :

VIII.4.1.Vérifications des poutres à l'ELU :

❖ **Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2 .1/BAEL91)**

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- poutres principales :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 37,5 \times \frac{2.1}{400} = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{min}$$

- poutres secondaires :

$$A_{min} = 0.23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.18 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Justification sous sollicitation d'effort tranchant :**

(Art A.5.1 /BAEL91modifiées 99)

La justification des poutres soumises à un effort tranchant se fait vis-à-vis de l'état ultime. Cette justification concerne l'âme des poutres, elle est conduite à partir de la contrainte tangente τ_u . Donc soit à vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

Pour la fissuration non préjudiciables : $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa}$

- Poutres principales :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{113.79 \times 10^3}{350 \times 325} = 1.01\text{MPa} < \bar{\tau}_u$$

- Pour les poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{14.85 \times 10^3}{300 \times 325} = 0.15\text{MPa} < \bar{\tau}_u \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS:**

▪ **INFLUENCE SUR LE BETON:**

ON DOIT VERIFIER LA RELATION SUIVANTE:

$$T_u \leq 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b \quad \text{AVEC: } a = 0.9d$$

✓ POUR LES POUTRES PRINCIPALES :

$$T_{\max} = 113.79 \text{ KN} < 0.4 \times 0.3 \times 0.34 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 675 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ POUR LES POUTRES SECONDAIRES :

$$T_{\max} = 14.85 \text{ KN} < 0.4 \times 0.3 \times 0.29 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 580 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

▪ **INFLUENCE SUR LES ACIERS:**

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u d$, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (côté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$\left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

AVEC :

M_u : MOMENT ULTIME AGISSANT AU DROIT DE L'APPUI CONSIDERE.

✓ **POUR LES POUTRES PRINCIPALES :**

$$M_u = 54.578 \text{ KN.m} > 0,9 \times V_u \times d = 0,9 \times 113.79 \times 0.375 = 38.40 \text{ KN.m}$$

✓ **POUR LES POUTRES SECONDAIRES :**

$$M_u = 49.132 \text{ KN.m} > 0,9 \times V_u \times d = 0,9 \times 14.85 \times 0.325 = 4.34 \text{ KN.m}$$

LES ARMATURES CALCULEES SONT SUFFISANTES

❖ **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton**

(BAEL91 modifiées 99 Art. A.6.1,3)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

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

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i}$$

Avec :

$\sum U_i$: Périmètre minimal circonscrit à la section droite des barres.

- Poutres principales : $\sum U_i = 3\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{113.79 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times 131.88} = 2.56 \text{ MPa}$$

- Poutres secondaires : $\sum U_i = 3\pi\phi = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} = \frac{14.85 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 131.88} = 0.38 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_{se} > \tau_{se}$ **Condition vérifiée**

❖ **Calcul de la longueur de scellement des barres**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec} \quad \tau_{su} = 0.6 \psi^2 f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

- Pur $\Phi 14$: $l_s = 49.38$ cm.
- Pour $\Phi 12$: $l_s = 42.33$ cm.
- Pour $\Phi 10$: $l_s = 35.27$ cm.

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

Pour $\Phi 14$: $l_a = 0.4 \times l_s = 19.75$ cm soit $l_a = 20$ cm.

Pour $\Phi 12$: $l_a = 0.4 \times l_s = 16.93$ cm soit $l_a = 17$ cm.

Pour $\Phi 10$: $l_a = 0.4 \times l_s = 14.108$ cm soit $l_a = 15$ cm.

❖ **Calcul des armatures transversales**

Selon le BAEL 91 modifiées 99 le diamètre des armatures transversales est :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_t\right) = \min(11.4; 30; 10) \text{ mm}$$

Soit $\phi_t = 8$ mm.

On choisira un cadre + un étrier $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01$ cm².

❖ **Calcul des espacements :**

- Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L, 30\text{cm}\right)$

- Poutres principales $S_t = 12\text{cm}$

- Poutre secondaire $S_t = 10\text{cm}$

- Zone courante : $S_t' \leq \frac{h}{2}$

- Poutre principales $S_t = 23\text{cm}$

- Poutre secondaire $S_t = 20\text{cm}$

VIII.5. Vérifications à l'ELS :

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Etant donné qu'on est dans le cas d'une fissuration peu nuisible, donc cette vérification n'est pas nécessaire.

❖ **Etat limite de déformation du béton en compression :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad \text{Avec } \rho_1 = \frac{100 A}{b_0 d}$$

Et à partir des tableaux, on extrait les valeurs de β_1 et K.

La contrainte dans l'acier est
$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

Avec : A : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

- **Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS (en travées) :**

NIV	$M_{s_{\max}}$	As	ρ_1	β_1	k1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
9,10	36.563	13.76	1.22	0.85	18.33	0.054	82.78	4.5	15	ok
6,7,8	34.956	13.76	1.22	0.85	18.33	0.054	79.14	4.32	15	ok
3,4,5	32.568	13.76	1.22	0.85	18.33	0.054	73.73	4.02	15	ok
RDC,1,2	31.036	13.76	1.22	0.85	18.33	0.054	70.26	3.83	15	ok

- **Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS :(aux appuis)**

NIV	$M_{s_{\max}}$	As	ρ_1	β_1	k1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
9,10	66.114	13.76	1.22	0.85	18.33	0.054	149.68	8.16	15	ok
6,7,8	64.53	13.76	1.22	0.85	18.33	0.054	146.09	7.97	15	ok
3,4,5	58.24	13.76	1.22	0.85	18.33	0.054	131.85	7.19	15	ok
RDC,1,2	48.695	13.76	1.22	0.85	18.33	0.054	110.24	6.01	15	ok

- **Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS (en travées) :**

NIV	$M_{s_{\max}}$	As	ρ_1	β_1	k1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
9,10	5.68	13.76	1.42	0.84	16.65	0.06	15.12	0.91	15	ok
6,7,8	5.392	13.76	1.22	0.84	16.65	0.06	14.35	0.86	15	ok
3,4,5	4.19	13.76	1.22	0.84	16.65	0.06	11.15	0.67	15	ok
RDC,1,2	2.593	13.76	1.22	0.84	16.65	0.06	6.9	0.41	15	ok

- **Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS :(aux appuis)**

NIV	$M_{s_{\max}}$	As	ρ_1	β_1	k1	K	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
9,10	12.437	13.76	1.42	0.84	16.65	0.06	33.11	1.98	15	ok
6,7,8	11.882	13.76	1.22	0.84	16.65	0.06	31.63	1.89	15	ok
3,4,5	9.478	13.76	1.22	0.84	16.65	0.06	25.23	1.51	15	ok
RDC,1,2	5.89	13.76	1.22	0.84	16.65	0.06	15.68	0.94	15	ok

❖ **Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

- **Calcul de la flèche :** BAEL 91/révisé 99 (Art .B.6.5, 1),

La valeur de la flèche sera extraite de logiciel ETABS, selon les deux sens.

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

- Poutres principales :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{415}{500} = 0.83 \text{ cm}$$

$$f_{etabs} = 0.041 \text{ cm} < 0.83 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ok.}$$

- Poutres secondaires :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm}$$

$$f_{etabs} = 0.014 \text{ cm} < 0.74 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ok.}$$

Conclusion : la flèche est vérifiée.

IX.1. Introduction

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement qui reprennent des charges verticales (charges permanentes et surcharges d'exploitations) et charges horizontales dues au séisme. Ils seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Le calcul se fera avec la méthode des tronçons de la RDM.

IX.2. Exposé de la méthode de calcul

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M).

N.B : pour notre cas les valeurs des contraintes seront extraites de logiciel de calcul ETABS.

Le calcul se fera pour une bande de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

he : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

Lc : la longueur de la zone comprimée

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (SEC)
- Section partiellement comprimé (SPC)
- Section entièrement tendue (SET)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en quatre zones :

a) Ferraillage de la section entièrement comprimée

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile

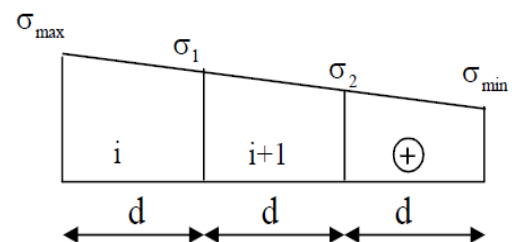
La section d'armature d'une section entièrement comprimé est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : section du tronçon considéré ;

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPa ; $f_{bc} = 18.48$ MPa

Situation courante : $\sigma_s = 348$ MPa ; $f_{bc} = 14.20$ MPa



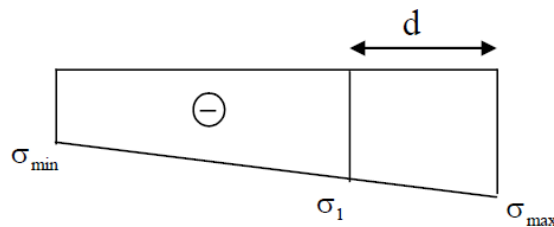
✓ Armatures minimales

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

b) Ferraillage de la section entièrement tendue

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



e : épaisseur du voile

La section d'armature d'une section entièrement tendue est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ Armatures verticales minimales

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_c} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

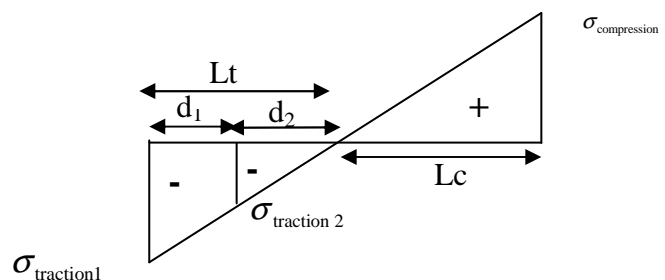
$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

B : section du tronçon considéré

c) Ferraillage de la section partiellement comprimée

$$N_1 = \frac{\sigma_{\text{traction}1} + \sigma_{\text{traction}2}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{\text{traction}1}}{2} \cdot d \cdot e$$



$$L_c = \frac{\sigma_{\text{compression}}}{\sigma_{\text{traction}} + \sigma_{\text{compression}}} \times L$$

$$L_t = L - L_c$$

La section d'armature est égale à : $A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

- Armatures verticales minimales
Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

Exigences du RPA 99 révisé 2003

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %
- En zone courantes 0.10 %

- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_v}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003..... [2]

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

- Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times T}{f_e}$$

$$T = 1,4 \cdot L \cdot V_u$$

T : Effort tranchant au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité des voiles un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

➤ Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm).

➤ Longueur de recouvrement :

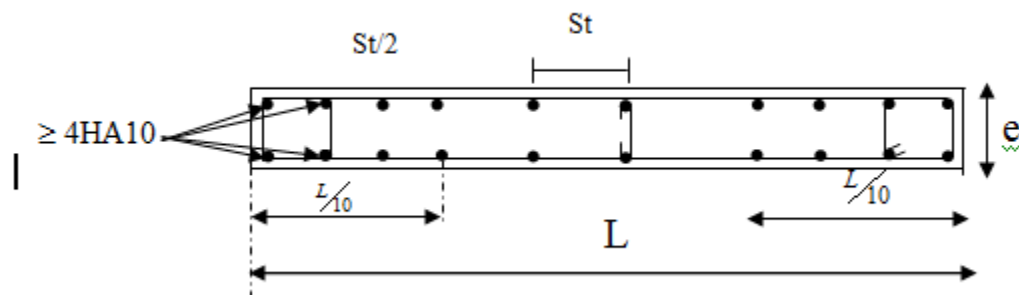
Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ Diamètre maximal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0,10 de l'épaisseur du voile.



IX.3. Vérifications

❖ Vérification à L'ELS

Pour cet état, il est considéré :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée (verticales).

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

1- Selon le RPA99 (version 2003)

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

2- Selon le BAEL 91

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{MPa.}$$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement.

IX.4. Ferraillage des voiles :

➤ Les résultats de calculs se résument sous forme des tableaux.

➤ Ferrailage de voile VT1, VT8

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,45	4,45	4,45	4,45	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,89	0,89	0,89	0,89	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	4630,48	3442,66	2205,17	933,66	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-4089,94	-2936,53	-1775,93	-627,73	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	10,83	17,79	22,25	30,13	
	L _t (m)	2,09	2,05	1,99	1,79	
	L _c (m)	2,36	2,40	2,46	2,66	
	d (m)	1,044	1,024	0,993	0,895	
	σ_1 [KN/m ²]	2044,970	1468,265	887,965	313,865	
	N (kN)	N ₁	640,20	451,15	264,41	84,23
		N ₂	213,401	150,385	88,135	28,076
	A _v (cm ²)	A _{v1}	16,01	11,28	6,61	2,11
		A _{v2}	5,34	3,76	2,20	0,70
	A _{vi} (cm ²)	0,42	0,68	0,86	1,16	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	16,11	11,45	6,82	2,40
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	5,34	3,93	2,42	0,99
	A _{min} (cm ²)	10,96	10,75	10,42	9,39	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	32,16	24,62	24,62	24,62
		Bonde 2	32,16	24,62	24,62	24,62
	Choix des barres	Bonde1	2 x 8HA16	2 x 8HA14	2 x 8HA14	2 x 8HA14
		Bonde 2	2 x 8HA16	2 x 8HA14	2 x 8HA14	2 x 8HA14
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	18cm	18cm	18cm	18cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande	6,26	6,15	5,96	5,37	
	A _H /nappe (cm ²)	9,05	6,16	6,16	5,09	
	Choix des barres/nappe (ml)	6HA14/nap	6HA12/nap	6HA12/nap	6HA12/nap	
	st =20cm	(A=9.23cm ²)	(A=6.78cm ²)	(A=6.78cm ²)	(A=6.78cm ²)	
	Vérification des contraintes	Armature transversal	4 Epingles HA8/m²			
		contrainte	τ_u (MPa)	0,014	0,022	0,028
τ_b (MPa)			0,019	0,031	0,039	0,053
ELS		N _s (kN)	-2844,87	-2080,86	-1298,69	-509,75
	σ_b (MPa)	-2,9E+00	-2,2E+00	-1,3E+00	-5,4E-01	

➤ Ferrailage de voile : VT3, VT7

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4,15	4,15	4,15	4,15	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,83	0,83	0,83	0,83	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	4839,23	2483,58	2548,5	1311,71	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-4202,07	-1668,16	-1653,45	-295,57	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	35,5	44,59	76,49	76,49	
	L _t (m)	1,93	1,67	1,63	0,76	
	L _c (m)	2,22	2,48	2,52	3,39	
	d (m)	0,964	0,834	0,817	0,382	
	σ_1 [KN/m ²]	2101,035	834,080	826,725	147,785	
	N (kN)	N ₁	607,86	208,62	202,51	16,92
		N ₂	202,621	69,540	67,502	5,639
	A _v (cm ²)	A _{v1}	15,20	5,22	5,06	0,42
		A _{v2}	5,07	1,74	1,69	0,14
	A _{vi} (cm ²)	1,37	1,72	2,94	2,94	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	15,54	5,64	5,80	1,16
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	5,07	2,17	2,42	0,88
	A _{min} (cm ²)	10,13	8,75	8,57	4,01	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	32.16	24.62	24.62	18.10
		Bonde 2	28.14	21.54	21.54	15.85
	Choix des barres	Bonde1	2 x 8HA16	2 x 8HA14	2 x 8HA14	2 x 8HA12
		Bonde 2	2 x 7HA16	2 x 7HA14	2 x 7HA14	2 x 7HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	18cm	18cm	18cm	18cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		5,79	5,00	4,90	2,29
	A _H /nappe (cm ²)		8,04	4,62	4,62	2,78
	Choix des barres/nappe (ml)		6HA14/nap	6HA12/nap	6HA12/nap	6HA10/nap
	st =20cm		(A=9.23cm ²)	(A=6.78cm ²)	(A=6.78cm ²)	(A=4.71cm ²)
	Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
		contrainte	τ_u (MPa)	0,048	0,060	0,102
τ_b (MPa)			0,067	0,084	0,143	0,143
ELS		N _s (kN)	-667,02	-2052,98	-1277,62	-489,03
	σ_b (MPa)	-7,3E-01	-2,3E+00	-1,4E+00	-5,7E-01	

➤ Ferrailage de voile : VT2, VT6

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.25	3.25	3.25	3.25	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	
	B (m)	0,88	0,88	0,88	0,88	
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	5790,64	4361,19	2864,99	1397,01	
	σ_{\min} [KN/m ²]	-4997,14	-3502,43	-1998,93	-486,63	
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)	35,5	44,59	76,49	76,49	
	L _t (m)	2,04	1,96	1,81	1,14	
	L _c (m)	2,36	2,44	2,59	3,26	
	d (m)	1,019	0,980	0,904	0,568	
	σ_1 [KN/m ²]	2498,570	1751,215	999,465	243,315	
	N (kN)	N ₁	763,88	514,79	271,10	41,49
		N ₂	254,627	171,597	90,365	13,829
	A _v (cm ²)	A _{v1}	19,10	12,87	6,78	1,04
		A _{v2}	6,37	4,29	2,26	0,35
	A _{vj} (cm ²)		1,37	1,72	2,94	2,94
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	19,44	13,30	7,51	1,77
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	6,37	4,72	3,00	1,08
	A _{min} (cm ²)		10,70	10,29	9,49	5,97
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	40.20	30.78	30.78	22.62
Bonde 2		28.14	21.54	21.54	15.85	
Choix des barres	Choix des barres	Bonde1	2 x 10HA16	2 x 10HA14	2 x 10HA14	2 x 10HA12
		Bonde 2	2 x 7HA16	2 x 7HA14	2 x 7HA14	2 x 7HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	18cm	18cm	18cm	18cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6,11	5,88	5,42	3,41
	A _H /nappe (cm ²)		4,16	5,09	2,83	2,83
	Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA12/nappe	6HA12/nappe	6HA12/nappe	6HA10/nappe
ep =20cm		(A=6.78cm ²)	(A=6.78cm ²)	(A=6.78cm ²)	(A=4.71cm ²)	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			
	contrainte	τ_u (MPa)	0,045	0,056	0,097	0,097
		τ_b (MPa)	0,063	0,079	0,135	0,135
	ELS	N _s (kN)	-3475,54	-2533,29	-1567,12	-607,39
		σ_b (MPa)	-3,8E+00	-2,7E+00	-1,7E+00	-6,7E-01

➤ Ferrailage de voile avec ouverture : VL1, VL2, VL3, VL4

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,3	1,3	1,3	1,3		
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,26	0,26	0,26	0,26		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	6908,15	5058,93	3326,42	1712,57		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-5827,53	-3855,76	-2097,96	-350,35		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	43,17	62,94	71,32	99,99		
	L _t (m)	0,59	0,56	0,50	0,22		
	L _c (m)	0,71	0,74	0,80	1,08		
	d (m)	0,297	0,281	0,251	0,110		
	σ_1 [KN/m ²]	2913,765	1927,880	1048,980	175,175		
	N (kN)	N ₁	259,99	162,60	79,11	5,80	
		N ₂	86,662	54,200	26,371	1,934	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	6,50	4,06	1,98	0,15	
		A _{v2}	2,17	1,35	0,66	0,05	
	A _{vj} (cm ²)		1,66	2,42	2,75	3,85	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	6,92	4,67	2,66	1,11	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	2,17	1,96	1,35	1,01	
	A _{min} (cm ²)		3,12	2,95	2,64	1,16	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	15.38	11.30	11.30	11.30	
		Bonde 2	9.24	6.78	6.78	6.78	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2x 5HA14	2x 5HA12	2x 5HA12	2x 5HA12
			Bonde 2	2x 3HA14	2x 3HA12	2x 3HA12	2x 3HA12
S _t (cm)		Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1,78	1,69	1,51	0,66		
A _H /nappe (cm ²)		3,96	2,83	2,83	1,70		
Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12 / nap	4HA12 / nap	4HA12 / nap	4HA10 / nap		
st=20cm		(A=4.52 cm ²)	(A=4.52 cm ²)	(A=4.52 cm ²)	(A=3.14 cm ²)		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0,184	0,269	0,305	0,427	
		τ_b (MPa)	0,258	0,377	0,427	0,598	
	ELS	N _s (kN)	-1196,78	-848,95	-516,57	-196,68	
		σ_b (MPa)	-4,1E+00	-3,0E+00	-1,8E+00	-7,0E-01	

➤ Ferrailage de voile : VL5, VL7, VL6, VL8

Zones		Zone I	Zone II	zone III	zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2,6	2,6	2,6	2,6		
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m)	0,52	0,52	0,52	0,52		
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	3827,89	2990,7	2000,73	895,58		
	σ_{\min} [KN/m ²]	-3812,31	-2962,14	-1952,61	-779,64		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V_u (kN)	62,65	113,42	141,46	189,39		
	L_t (m)	1,30	1,29	1,28	1,21		
	L_c (m)	1,30	1,31	1,32	1,39		
	d (m)	0,649	0,647	0,642	0,605		
	σ_1 [KN/m ²]	1906,155	1481,070	976,305	389,820		
	N (kN)	N ₁	370,94	287,42	188,06	70,75	
		N ₂	123,647	95,808	62,687	23,585	
	A _v (cm ²)	A _{v1}	9,27	7,19	4,70	1,77	
		A _{v2}	3,09	2,40	1,57	0,59	
	A _{vi} (cm ²)		2,41	4,37	5,45	7,29	
	A (cm ²)	$A1 = \frac{A_{v1} + A_{vi}}{4}$	9,88	8,28	6,06	3,59	
		$A2 = \frac{A_{v2} + A_{vi}}{4}$	3,09	3,49	2,93	2,41	
	A _{min} (cm ²)		6,81	6,79	6,74	6,35	
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	21,54	20,26	15,84	13,56	
		Bonde 2	15,38	15,84	15,84	13,56	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2 x7HA14	2 x7HA14	2 x7HA14	2 x7HA14
			Bonde 2	2 x5HA14	2x 5HA14	2x 5HA14	2x 5HA14
S _t (cm)		Bonde1	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm	
$A_{H\min} = 0.0015 * B$ (cm ²)/bande		3,89	3,88	3,85	3,63		
A _H /nappe (cm ²)		5,07	5,07	3,96	3,39		
Choix des barres/nappe (cm ²)		5HA12/nap (A=5.65 cm ²)	5HA12/nap (A=5.65 cm ²)	5HA12/nap (A=5.65 cm ²)	5HA10/nap (A=3.92 cm ²)		
ep =20cm							
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0,134	0,242	0,302	0,405	
		τ_b (MPa)	0,187	0,339	0,423	0,567	
	ELS	N _s (kN)	-1454,08	-1132,87	-752,47	-306,73	
		σ_b (MPa)	-2,5E+00	-2,0E+00	-1,3E+00	-5,5E-01	

Remarque :

On remarque que le ferraillage des voiles nous a donné un ferraillage important aux étages supérieurs par rapport aux étages inférieurs, donc on adopte le ferraillage important.

➤ Tableau de ferraillage final des voiles :

Le ferraillage final adopté pour les voiles est donné par le tableau suivant :

étage		RDC, 1, 2	3, 4, 5	6, 7, 8	9, 10
VT1, VT8	Bande1	2 x 8HA16	2 x 8HA14	2 x 8HA14	2 x 8HA14
	Bande2	2 x 8HA16	2 x 8HA14	2 x 8HA14	2 x 8HA14
VL3, VT7	Bande1	2 x 8HA16	2 x 8HA14	2 x 8HA14	2 x 8HA12
	Bande2	2 x 7HA16	2 x 7HA14	2 x 7HA14	2 x 7HA12
VT2, VT6	Bande1	2 x 10HA16	2 x 10HA14	2 x 10HA14	2 x 10HA12
	Bande2	2 x 7HA16	2 x 7HA14	2 x 7HA14	2 x 7HA12
VL5, VL6, VL8, VL7	Bande1	2x 7HA14	2x 7HA14	2x 7HA14	2x 7HA14
	Bande2	2x 5HA14	2x 5HA14	2x 5HA14	2x 5HA14
VL1, VL2, VL3, VL4	Bande1	2 x 5HA14	2 x 5HA12	2 x 5HA12	2 x 5HA12
	Bande2	2 x 3HA14	2 x 3HA12	2 x 3HA12	2 x 3HA12

B-Ferraillage des linteaux :

Les linteaux sont des éléments reliant les trumeaux d'un même voile, assimilés à des poutres rigidement encastées aux trumeaux au niveau de leurs extrémités.

Ils doivent être ferrailés de manière à éviter leur rupture et à reprendre les sollicitations des moments (M) et les efforts tranchants (V) résultants des charges est des surcharges verticales et horizontales (forces sismiques).

B.1. Méthode de calcul de ferraillage:

Nous utilisons la méthode de calcul exposée dans le RPA 99 et l'application se fera suivant les étapes suivantes :

a- Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux : (RPA/Art.7.7.2)

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b_0 \cdot d} \\ \bar{V}_u = 1,4.V_u \end{cases}$$

Tel que :

$$\begin{cases} b_0 = e : \text{épaisseur du linteau.} \\ d : \text{hauteur utile} = 0.9 h \\ h : \text{hauteur totale du linteau.} \end{cases}$$

B.2.Ferrailage: (RPA/Art.7.7.3)**1 – premier cas : $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$ (RPA/Art.7.7.3.1)**

Les linteaux sont calculés en flexion simple, (avec les efforts M, T)

Nous devons disposer :

Des aciers longitudinaux de flexion.

Des aciers transversaux.

Des aciers en partie courante (acier de peau).

✓ Les aciers longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs et supérieurs sont calculés par la formule suivante :

$$A_L \geq \frac{M}{Z \cdot f_e} \quad \text{Tel que : } \begin{cases} Z = h - 2 d' \\ d' : \text{distance d'enrobage.} \\ M : \text{moment dû à l'effort tranchant.} \end{cases}$$

✓ Les aciers transversaux :**a) linteau long :**

$$\lambda_g = \frac{L}{h} > 1$$

Nous avons :
$$S \geq \frac{A_t \cdot f_e \cdot Z}{V}$$

$$Z = h - 2d'$$

S : espacements cours d'armatures transversales.

A_t : section d'un cours d'armatures transversales.

L : portée du linteau.

$V = \overline{V}_u$: effort tranchant dans la section considérée.

b) linteau court : $\lambda_g = \frac{L}{h} \leq 1$

On doit avoir :
$$S \leq \frac{A_t \cdot f_e \cdot L}{V + A_t \cdot f_e}$$

$$V = \min (V_1 , V_2).$$

Avec :
$$\begin{cases} V_2 = 2V_u \\ V_1 \leq \frac{M_{ci} + M_{cj}}{L_{ij}} \end{cases}$$

M_{ci} ; M_{cj} : le moment résistant ultime des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée L_{ij} et calculée par :

$$M_c = A_L \cdot f_e \cdot Z$$

Avec :

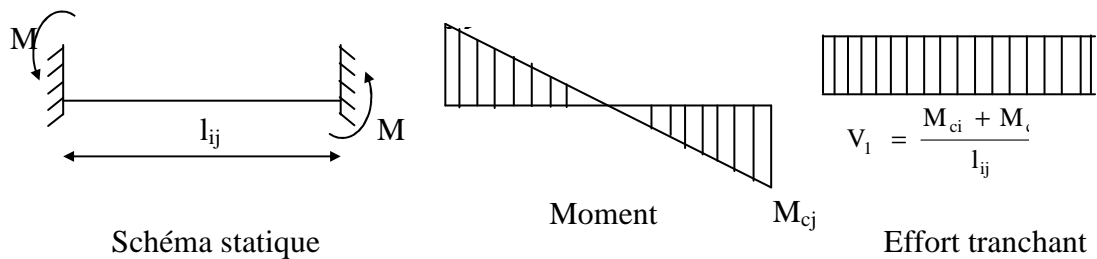
$$Z = h - 2d'$$

2-Deuxième cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$ (RPA/Art.7.7.3.2)

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant le minimum réglementaire. Les efforts (M ; V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression ; traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

$$A_D = \frac{V}{2 \cdot f_e \cdot \sin \alpha}$$

Avec : $tg \alpha = \frac{h - 2 \cdot d'}{L}$



3- Ferrailage minimal : (RPA/Art/7.7.3.3)

- **Armatures longitudinales :**
 $(A_L ; A'_L) \geq 0,0015 \cdot b_0 \cdot h$
 Avec $b_0 = e$
- **Armatures transversales :**

$$\begin{cases} A_t \geq 0,0015 \cdot b \cdot s & \text{Si } \tau_b \leq 0,025 f_{c28} \\ A_t \geq 0,002 \cdot b \cdot s & \text{Si } \tau_b > 0,025 f_{c28} \end{cases}$$
- **Armatures de peau :**
 $A_c \geq 0,0020 \cdot b \cdot h$ avec b : épaisseur du linteau

- **Longueur d'ancrage : L_c**
 $L_c \geq \frac{h}{4} + 50\phi$

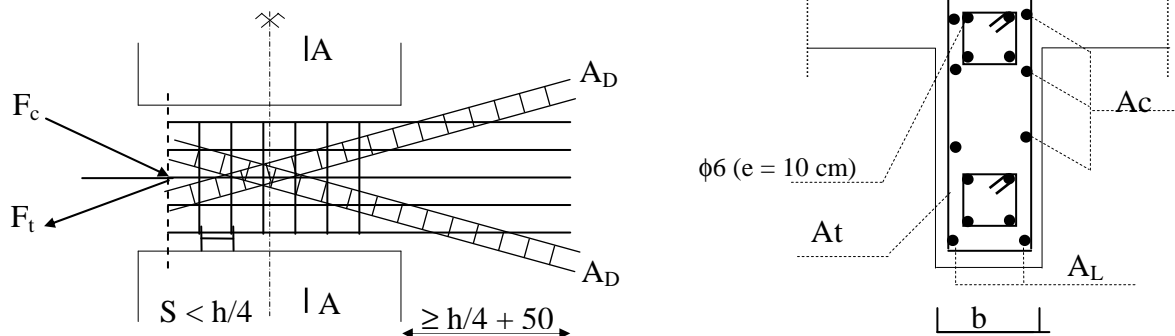


Schéma de ferrailage d'un linteau.

Ferraillage des linteaux : $L= 1.4\text{m}$, $e =0.2\text{m}$, $h_{\text{RDC}}= h_e= 0.71\text{m}$

Zones		RDC,1,2	3,4,5	6,7,8	9,10
Contraintes de cisaillement	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	5.000	5.000	5.000	5.000
	τ_b [MPa]	0.605	0.733	0.795	0.95
	Vu [KN]	77.39	93.96	101.67	121.91
	$A_1=A_i$ [cm ²]	1.45	1.67	1.83	2.21
	A1min	2.13	2.13	2.13	2.13
	choix des barres	2HA16	2HA14	2HA14	2HA14
	S	15	15	15	15
	A_t [cm ²]	0.44	0.53	0.58	0.69
	A_{min}	0.45	0.6	0.6	0.6
	Choix des barres	1HA10	1HA10	1HA10	1HA10
	A_D [cm ²]	1.37	1.66	1.8	2.15
	Choix des barres	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
	A_c [cm ²] / 2 nappes	2.84	2.84	2.84	2.84
	Choix des barres	2HA14+2HA12	2HA10+2HA12	2HA10+2HA12	2HA10+2HA12

X-1) Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impacte sur l'environnement sont à respecter.

En pratique des élaborations des avants projets et en collaboration avec le géotechnicien.

L'ingénieur des structures est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol
- Genre de structure (souple, rigide)
- Type de fondations

Choix et type de fondations

- le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :
- stabilité de l'ouvrage (rigide)
- facilite d'exécution (coffrage)
- économie (ferraillage)

Etude de sol :

L'étude géologique du site dont a été réalisé notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 3 bars (sol très résistant)

Remarque :

Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10cm d'épaisseur dosé à 150Kg/m^3 de ciment.

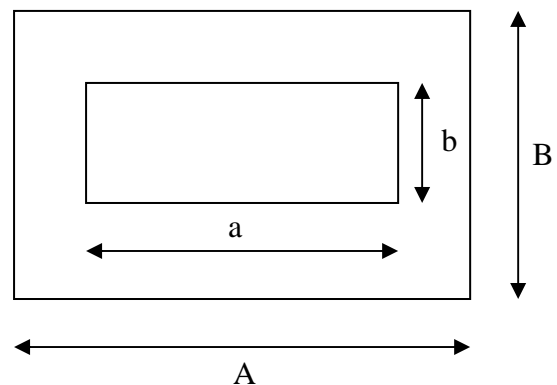
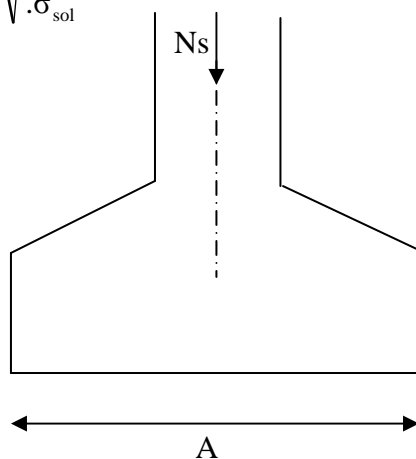
IX-2) Semelles isolés sous poteaux :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{s_{\max}}$ qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous sol.

$$A \times B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Homothétie des dimensions : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{45}{45} = 1 \Rightarrow A = B$ poteau rectangle

$$\text{D'où } B \geq \sqrt{\frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}}$$



Exemple de calcul :

$$N_{\text{ser}} = 1641.1 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 0,30 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1641.1}{300}} = 2,33\text{m} \Rightarrow A = B = 2,33\text{m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

X-3) semelles filantes :**X-3-1) Semelles sous poteaux :****X-3-1-a) hypothèses de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

X-3-1-b) Etape du calcul :

- détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$.

- détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

- détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\text{max}} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\text{min}} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

- détermination de largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}}$$

X-3-1-c) Exemple de calcul :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

Poteaux	N(G+Q) (KN)	N totale (KN)	Moments (N.m)	e _i (m)	N _i e _i (KN.m)
1	498.13	4689.14	0.536	-8.225	-4097.12
2	1017.76		5.83	-4.075	-4147.37
3	1641.1		-0.556	0.225	369.25
4	984.19		3.679	4.675	4601.1
5	547.96		0.326	8.225	4506.97

○ **Résultante :**

$$R = \sum N_i = 4689.14 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1232.83 - 9.815}{4689.14} = 0,26 \text{ m}$$

Donc l'excentricité e veut : **0,26 m**○ **Distribution par (ml) de la semelle :**

$$e = 0,26 \leq \frac{16,45}{6} = 2.74 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{4689.14}{16.45} \left(1 + \frac{6 \times 0.26}{16.45} \right) = 312.1 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{4689.14}{16.45} \left(1 - \frac{6 \times 0.26}{16.45} \right) = 258.02 \text{ KN/ml}$$

○ **calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q \left(\frac{B}{4} \right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{312.1}{300} = 1.04 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \mathbf{B = 1.10 \text{ m}}$$

X-3-2) semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à 1 ELS sous l'effort N, données par la condition la plus défavorable.

$$N_s = G + Q$$

La largeur (B) de la semelle est déterminée par la formule suivante :

➤ sens longitudinale :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m ²]
VL1	661.62	1.3	1.69	2.197
VL2	1212.15	1.3	3.11	4.043
VL3	1196.78	1.3	3.1	4.03
VL4	1119.78	1.3	2.87	3.731
VL5	1151.78	2.6	1.48	3.848
VL6	1100.45	2.5	1.47	3.675
VL7	1454.08	2.6	1.86	4.836
VL8	1396.72	2.5	1.86	4.65
				31.01

➤ sens transversal :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m ²]
VT1	2844.87	4.45	2.13	9.478
VT2	3475.54	3.55	3.26	11.573
VT3	2295.96	4.15	1.84	7.636
VT4	999.42	0.85	3.92	3.332
VT5	1008.59	0.85	3.95	3.357
VT6	3458.08	3.55	3.25	11.537
VT7	2750	4.15	2.21	9.171
VT8	2841.94	4.45	2.13	9.478
				65.564

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$\sum B_i L_i = 96.574 \text{ m}^2 \rightarrow S_v = 31.01 + 65.564 = 96.574 \text{ m}^2$$

Enfin, la surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_T = S_v + S_p \quad \text{avec : } S_p = B \times 16.45 \times n = 1.1 \times 16.45 \times 8 = 144.76 \text{ m}^2$$

$$S_T = 96.574 + 144.76 = 241.334 \text{ m}^2.$$

• calcul du rapport $\frac{S_T}{S_{\text{bat}}}$

$$\frac{S_T}{S_{\text{bat}}} = \frac{241.334}{416.13} = 0,5799 \Rightarrow 57.99 \% \text{ de la surface de l'assise.}$$

Conclusion :

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise, ce qui nous ramène à opter pour un radier général.

X-4) Radier général :

Calcul du radier général est défini comme étant une fondation superficielle, travaillent comme un plancher renverser.

X-4-1) Pré dimensionnement du radier :**X-4-1-a) la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$).

X-4-1-b) les conditions forfaitaires (sous poteaux) :

X-4-1-b-1) Dalles : la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\max} = 4,45 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{445}{20} = 22,25 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 30 \text{ cm}$$

X-4-1-b-2) Les poutres ou les nervures :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{445}{10} = 44,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit } h_t = 50 \text{ cm}$$

X-4-1-b-3) sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 0,55 \leq h \leq 0,89 \text{ m.}$$

X-4-1-b-4) Condition de la longueur élastique (L_e)

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

$$I = \frac{Bh^3}{12} : \text{Inertie du radier}$$

$K = 40 \text{ MPa}$: coefficient de radier du sol.

E : Module de déformation longitudinale déferée

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

$$\Rightarrow \frac{4.E.B.h^3}{K \times B \times 12} \geq \left[\frac{2}{3} L_{\max} \right]^4 \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\left[\frac{2}{\pi} L_{\max} \right]^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,45 \right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10819}} = 0,89 \text{ m}$$

Soit : $h=1.00$ cm

Largeur de la nervure.

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n$$

$$0,4 \leq b_n \leq 0,7$$

Soit : $b_n=60$ cm.

Conclusion

A fin de permettre une rapidité d'exécution, une facilité de ferrailage et de coffrage, on adopte :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : **$h = 1.00$ cm;**
- Largeur de la nervure : **$b = 60$ cm.**
- Hauteur de la dalle : **$h_d = 30$ cm.**
-

IX.5.2.Détermination des efforts

Les charges à retenir pour le calcul du radier sont :

- G_1 : charges permanentes de la superstructure
 $G_1 = 51397.16$ kN.
- G_2 : charges permanentes de l'infrastructure $G_{rad} + G_{ner}$.
 $G_2 = [279.78 \times 0,30 \times 25] + [136 \times 1.00 \times 25] = 5498.35$ kN.
- Q_1 : surcharge de la superstructure = 6254.74 kN
- Q_2 : surcharge du radier = $279.78 \times 1.5 = 419.67$ kN.

$$G_T = G_1 + G_2 = 56895.51 \text{ kN.}$$

$$Q_T = Q_1 + Q_2 = 6674.41 \text{ kN.}$$

IX.5.3.Combinaisons d'actions

- Etat limite ultime :
 $N_u = 1,35G + 1,5Q = 86820.55$ kN.
- Etat limite de service :
 $N_s = G + Q = 42301.7$ kN.

X-4-2) Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{A l'ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{86820.55}{1.33 \times 300} = 217.59 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{63569.92}{300} = 211.90 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 416.13 \text{ m}$$

$$S_{\text{bat}} > \max(S_1, S_2)$$

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur L_d . (d'après les règles BAEL).

$$L_d \geq \max\left(\frac{h_{\text{ner}}}{2}; 30\right) \longrightarrow L_d \geq \max\left(\frac{100}{2}; 30\right) = 50 \text{ cm}$$

On ajoute au radier un débord de 90 cm dans les quatre sens.

D'après le calcul, la surface de débord $S_d = 60.86 \text{ m}^2$.

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{débord}} = 416.13 + 60.86 = 477 \text{ m}^2$$

IX-4-2-1) détermination des efforts :

Poids de radier :

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante}$

Poids de la dalle:

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = (477 \times 0,3) \times 25 = 3577.5 \text{ KN}$$

Poids des nervures:

$$P_{\text{nerv}} = b_n \times (h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_n = [(0,6 \times (1 - 0,3)) \times 213.45 \times 25$$

$$P_n = 2241.22 \text{ KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \times \rho$$

$$\text{Avec : } S_{\text{nerv}} = 0,6 \times 149.41 = 89.65 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = [(477 - 89.65) \times (1 - 0,3)] \times 17 = 4609.46 \text{ KN.}$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{df}} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{\text{df}} = 477 \times 0,1 \times 25 = 1192.5 \text{ KN. (} e_p = 10 \text{cm).}$$

$$G_{\text{rad}} = 3577.5 + 2241.22 + 4609.46 + 1192.5 = 11620.68 \text{ KN}$$

- Surcharge total :
- Poids total

$G_t = \text{poids du radier} + \text{poids de la superstructure} :$

$$G_t = 11620.68 + 51397.16 = \mathbf{63017.84 \text{ kN.}}$$

•

$Q_t = \text{surcharge du radier} + \text{surcharge de la superstructure} :$

$$Q_{\text{rad}} = S_{\text{rad}} \times 4 = 477 \times 4 = 1908$$

$$Q_t = 1908 + 6254.74 = \mathbf{8162.74 \text{ kN.}}$$

- Combinaisons d'actions :

Etat Limite Ultime :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = \mathbf{97318.19 \text{ kN.}}$$

Etat Limite de Service :

$$N_s = G + Q = 71180.58 \text{ kN}$$

IX-4-3) Vérifications :

IX-4-3-1) Vérification de contrainte de cisaillement :

$b=1 \text{ m}$, $d=0,9h=0,9(40)=36 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{11341.5 \times 1}{477} \cdot \frac{4.45}{2} = 52.90 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{52.90}{1 \times 0.36 \times 10^2} = 1.47 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IX-4-3-2) Vérification à l'effort sous pressions :

$$p \geq \alpha \cdot S_{radier} \cdot Z$$

P : Poids total à la base du radier

γ : Poids volumique de l'eau = 10 KN/m³

Z : Profondeur de l'infrastructure Z=1 m.

α : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha=1,5$

$$p = (G_{superstructure} + G_{radier}) = 63017.84 \text{ KN}$$

$$\alpha \times S_{radier} \times \gamma \times Z = 1,5 \times 477 \times 10 \times 1.0 = 7155 \text{ KN}$$

$$P = 63017.84 \geq 7155 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IX-4-3-3) Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite ($N_u \leq 0,045 \times U_c \times f_{c28}$).

• Vérification pour les poteaux :

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité par la formule suivante.

$$(N_u \leq 0,045 \times U_i \times f_{c28})$$

Avec :

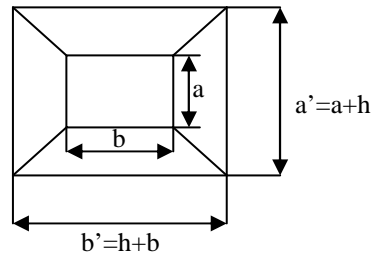
N_u : charge de poteau à LELU égale à 2248.63 KN

U_i : périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

h : hauteur de la nervure égale à 1 m

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0,45 + 0,45 + 2 \times 1) \times 2 = 5.8 \text{ m}$$

$$N_u = 2248.63 \leq 0,045 \times 5.8 \times 25000 = 6525 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$



• **Vérification pour les voiles :**

Pour une bande de largeur **b=1 m**

Il faut vérifier que ($N_u \leq 0,045 \times U_i \times f_{c28}$)

Avec :

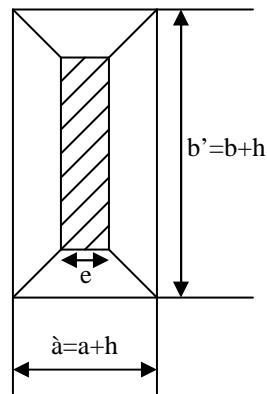
$$U_i = (0,2 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 6.4 \text{ m}$$

N_u : charge de calcul à L'ELU du voile le plus sollicité vaut 4746.63 KN

Donc ;

$$0,045 \times 6.4 \times 25000 = 7200 \text{ KN}$$

$4746.63 \text{ KN} \leq 7200 \text{ KN} \rightarrow$ Condition vérifiée



IX-4-4) Vérification de la stabilité du radier :

Le radier est sollicité par les efforts normaux et des moments fléchissant d'où la vérification du radier est concentrée à la vérification des contraintes du sol sur le radier.

- Efforts normaux dues aux charges verticales
- Efforts de renversement dûs aux séismes

D'où $M = M_0 + T_0 \times h$

Avec :

M_0 : moment sismique à la base de la structure

T_0 : effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure

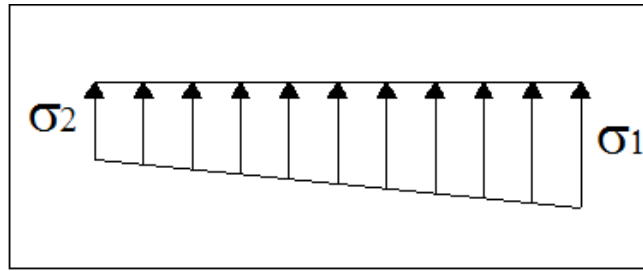


Fig. Diagramme des contraintes sous le radier

• Calcul du centre de gravite du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 13.8 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 9.89\text{m}$$

Calcul des moments d'inerties du radier :

$$I_{xx} = 11860.73 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 22247.55 \text{ m}^4$$

IX-4-4-1) Vérification des contraintes :

$$\text{A L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \times \sigma_{sol}$$

$$\text{A L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1-2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad \text{D'où (V : } X_G \text{ ou } Y_G)$$

$$M_{xx} = 47022.043 + 3779.75 = 50801.79 \text{ KN.m} \quad (\text{dans le sens transversal})$$

$$M_{yy} = 73023.047 + 4143.79 = 77166.84 \text{ KN.m} \quad (\text{dans le sens longitudinal})$$

• Sens transversal (xx) :

A L'ELU :

$$N_u = 96190.81 \text{ KN}$$

$$\sigma_{1-2} = \frac{N_{u(T)}}{S_{radier}} \pm \frac{M_{xx}}{I_{yy}} X_G = \frac{97318.19}{477} \pm \frac{50801.79}{22247.55} \times 13.95$$

$$\sigma_{1-2} = 217.71 \pm 31.81 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 217.71 + 31.81 = 249.52 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Alors : } \sigma_2 = 217.71 - 31.81 = 185.9 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 233.61 \text{ KN/m}^2 \leq 1,33 \times \sigma_{sol} = 399 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

A L'ELS :

$$N_s = 71180.58 \text{ KN}$$

$$\sigma_{1-2} = \frac{N_{s(T)}}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M_x}{I_{yy}} \times X_G = \frac{71180.58}{477} \pm \frac{50801.79}{22247.55} \times 13.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{1-2} = 149.22 \pm 31.81 \text{ KN/m}^2$$

Aors :

$$\sigma_1 = 149.22 + 31.81 = 181.03 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 149.22 - 31.81 = 117.41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 165.12 \text{ KN/m}^2 \leq 300 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens longitudinal :(Y-Y)**

A L'ELU :

$$N_u = 97318.19 \text{ KN}$$

$$\sigma_{1-2} = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \times Y_G = \frac{97318.19}{477} \pm \frac{77166.84}{11860.73} \times 9.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{1-2} = 217.71 \pm 64.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 217.71 + 64.28 = 281.99 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 217.71 - 64.28 = -153.43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 249.85 \text{ KN/m}^2 \leq 1,33 \times \sigma_{\text{sol}} = 399 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

A L'ELS :

$$N_s = 71180.58 \text{ KN}$$

$$\sigma_{1-2} = \frac{N_{s(T)}}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M_{yy}}{I_{xx}} \times X_G = \frac{71180.58}{477} \pm \frac{77166.84}{11860.73} \times 9.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{1-2} = 149.22 + 64.28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 149.22 + 64.28 = 213.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 149.22 - 64.28 = -84.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 181.36 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{\text{sol}} = 300 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

IX-5) ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renverse dont les appuis sont constitués par les piliers de l'ossature

IX-5-1) les contraintes prise en compte dans les calculs

$$A' (ELU): q_u = \sigma_m - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = 249.85 - \frac{11620.68}{477} = 225.49 \text{ KN/m}^2$$

$$A' (ELS): q_u = \sigma_m - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = 181.36 - \frac{11620.68}{477} = 157 \text{ N/m}^2$$

Tell que : les contraintes sont uniformément réparties agissantes sur le radier qui correspond a' la contrainte moyenne maximal.

IX-5-2) Pour le ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage, a fin de simplifier les calculs, on considéra le panneau le plus sollicité, et en généralisera le ferrailage pour le reste des panneaux.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 4 appuis.

IX-5-3) Identification des panneaux :

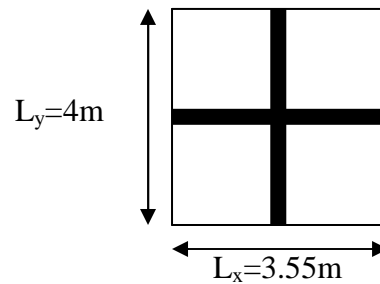
Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4.00 - 0,45 = 3.55 \text{ m}$$

$$L_y = 4.45 - 0,45 = 4 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.55}{4} = 0,89$$

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

**Calcule a' L ELU :**

$$q_u = 268.40 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0,89 \rightarrow \begin{cases} U_x = 0,0468 \\ U_y = 0,759 \end{cases}$$

Calcul des moments M_x et M_y :

$$M_x = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0468 \times 225.49 \times (3.55^2) = 132.99 \text{ KN}$$

$$M_y = u_y \times M_x = 0,759 \times 132.99 = 100.93 \text{ KN}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront minorisés en leurs affectant un coefficient de (-0,5) aux appuis et (0,75) en travée

• Ferrailage dans le sens x x :

➤ Aux appuis :

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,50 \times 132.99 = -66.49 \text{ KN}$$

$$u_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{66.49 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,036 < u_u = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$u_u = 0,036 \rightarrow \beta = 0,982 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M}{Bd\sigma_{st}} = \frac{66,49 \times 10^3}{0,982 \times 36 \times 348} = 5,40 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA14 = 7.69 Cm² avec : **st= 20cm**

➤ En travée :

$$M_t = 0,75 \times 132,99 = 99,74 \text{ KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{99,74 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,054 < u_e = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,054 \rightarrow \beta = 0,972 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{99,74 \times 10^3}{0,972 \times 36 \times 348} = 8,19 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA16= 10.05 avec : **st= 20cm**

• Ferrailage dans le sens yy :

➤ Aux appuis

$$M_{app} = (-0,5) \times 100,93 = -50,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{50,46 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,028 < 0,392 = \mu_e$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,028 \rightarrow \beta = 0,986 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{50,46 \times 10^3}{0,986 \times 36 \times 348} = 4,08 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA14=7.69cm² avec : **st= 20cm**

➤ En travée :

$$M_t = 0,75 \times 100,93 = 75,70 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{75,70 \times 10^3}{100 \times 36^2 \times 14,2} = 0,04 < U_e = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,04 \rightarrow \beta = 0,980 \quad (\text{Tableau})$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{75,70 \times 10^3}{0,980 \times 36 \times 348} = 6,16 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA14=7.69cm² avec : **st= 20cm**

IX-6) Vérification :**IX-6-1) vérification de la non fragilité du béton :**

➤ Dans le sens xx :

$$A_{\min} = \omega_0 \times b \times h \times \frac{3 - L_x/L_y}{2} \quad \text{Avec : } \omega_0 = 0,0008 \text{ pour HA Fe E400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 0,89}{2} = 2,53 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Dans le sens yy :

$$A_{\min} = S_0 \times h \times b = 0,0008 \times 100 \times 30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

IX-6-2) Espacement (Art A8.2 242 BAEL91) :

Direction la plus sollicitée (sens xx) : $St = 15 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Direction la moins sollicitée (sens yy) : $St = 25 \text{ cm} < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$.

Conclusion : la condition est vérifiée dans les deux sens

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{268,40 \times 4}{2} = 536,8 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{536,8 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1,49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow \text{CV}$$

Vérification a L'ELS :

$$q_s = 294,17 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = 0,89 \xrightarrow{\text{tableau PIGEAUD}} \begin{cases} \mu_x = 0,0468 \\ \mu_y = 0,795 \end{cases}$$

Calcul des moments M_x, M_y .

$$M_x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0468 \times 157 \times (3,55)^2 = 92,60 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,795 \times 92,60 = 73,62 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments M_a, M_t dans les sens.

Sens xx :

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,5 \times 92.60 = -46.3 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_x = 0,75 \times 92.6 = 69.45 \text{ KN.m}$$

Sens yy :

$$M_{app} = -0,5M_x = -0,5 \times 73.62 = -36.81 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_x = 0,75 \times 73.62 = 55.21 \text{ KN.m}$$

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

On peut se dispenser de cette vérification si cette inégalité est vérifiée :

$$\alpha = \frac{Y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{ct8}}{100}; \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$



Sens x-x :

-Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{66.49}{46.3} = 1.43 \quad \text{et } \mu = 0.04 \rightarrow \alpha = 0.0510$$

$$\alpha = 0,0641 < \frac{1,43 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,465$$

-En travée

$$\gamma = \frac{99.74}{69.45} = 1.43 \quad \text{et } \mu = 0,06 \rightarrow \alpha = 0,0774$$

$$\alpha = 0,0774 < \frac{1,21 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,465$$



Sens y-y :

-Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{50.46}{36.81} = 1.37 \quad \text{et } \mu = 0,03 \rightarrow \alpha = 0,0381$$

$$\alpha = 0,0381 < \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435$$

-En travée

$$\gamma = \frac{75.70}{55.21} = 1.37 \quad \text{et } \mu = 0,046 \rightarrow \alpha = 0,0589$$

$$\alpha = 0,0589 < \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,465$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

IX.6.2) Ferrailage de la nervure :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties ; on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Pour les charges triangulaires :

$$l_m = 0.333 \times l_x.$$

$$l_t = 0.25 \times l_x.$$

Pour les charges trapézoïdales :

$$l_m = l_x \cdot (0.5 - \rho_x^2/6).$$

$$l_t = l_x \cdot (0.5 - \rho_x^2/4).$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = q_u \times l_m \\ Q_s = q_s \times l_m \end{array} \right\} \text{ Pour les moments fléchissant.}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = q_u \times l_t \\ Q_s = q_s \times l_t \end{array} \right\} \text{ Pour les efforts tranchant.}$$

◆ Détermination des charges :

$$\text{ELU : } q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{nerv}}}{S_{\text{nerv}}} \right) = 249.85 - \frac{11620.68}{477} - \frac{2241.22}{89.65} = 200.49 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = \left(\sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} - \frac{G_{\text{nerv}}}{S_{\text{nerv}}} \right) = 181.36 - \frac{11620.68}{477} - \frac{2241.22}{89.65} = 132 \text{ kN/m}$$

➤ Sens transversale : nervure (file3)**- Calcul des charges :**

Pour tous les panneaux : $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ le chargement se répartit sur la nervure sous une forme trapézoïdale.

travée	panneau	l _x	l _y	ρ	Chargement	l _m	l _t	q _u	q _s	moment fléchissant				effort tranchant			
										Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s	Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s
A_B	1	2.95	3.4	0.86	trapézoïdale	1.11	0.92	200.49	132	222.54	449.08	146.52	295.68	184.45	354.86	121.44	233.64
	2	3.4	3.85	0.88	Triangle	1.13	0.85	200.49	132	226.54		149.16		170.41		112.2	
B_E	1	2.95	3.4	0.86	trapézoïdale	1.11	0.92	200.49	132	222.54	449.08	146.52	295.68	184.45	354.86	121.44	233.64
	2	3.4	3.85	0.88	Triangle	1.13	0.85	200.49	132	226.54		149.16		170.41		112.2	
E_F	1	2.9	2.95	0.98	Triangle	0.96	0.72	200.49	132	192.47	384.94	126.72	253.44	144.35	288.7	95.04	190.08
	2	2.9	3.4	0.85	Triangle	0.96	0.72	200.49	132	192.47		126.72		144.35		95.04	
F_I	1	2.5	2.95	0.84	Triangle	0.83	0.62	200.49	132	166.41	332.82	109.56	219.12	124.30	248.6	81.84	163.68
	2	2.5	3.4	0.73	Triangle	0.83	0.62	200.49	132	166.41		109.56		124.30		81.84	
I_J	1	2.9	2.95	0.98	Triangle	0.96	0.72	200.49	132	192.47	384.94	126.72	253.44	144.35	288.7	95.04	190.08
	2	2.9	3.4	0.85	Triangle	0.96	0.72	200.49	132	192.47		126.72		144.35		95.04	
J_M	1	2.95	3.4	0.86	trapézoïdale	1.11	0.92	200.49	132	222.54	449.08	146.52	295.68	184.45	354.86	121.44	233.64
	2	3.4	3.85	0.88	Triangle	1.13	0.85	200.49	132	226.54		149.16		170.41		112.2	
M_N	1	2.95	3.4	0.86	trapézoïdale	1.11	0.92	200.49	132	222.54	449.08	146.52	295.68	184.45	354.86	121.44	233.64
	2	3.4	3.85	0.88	Triangle	1.13	0.85	200.49	132	226.54		149.16		170.41		112.2	

- Détermination des efforts :

❖ E.L.U

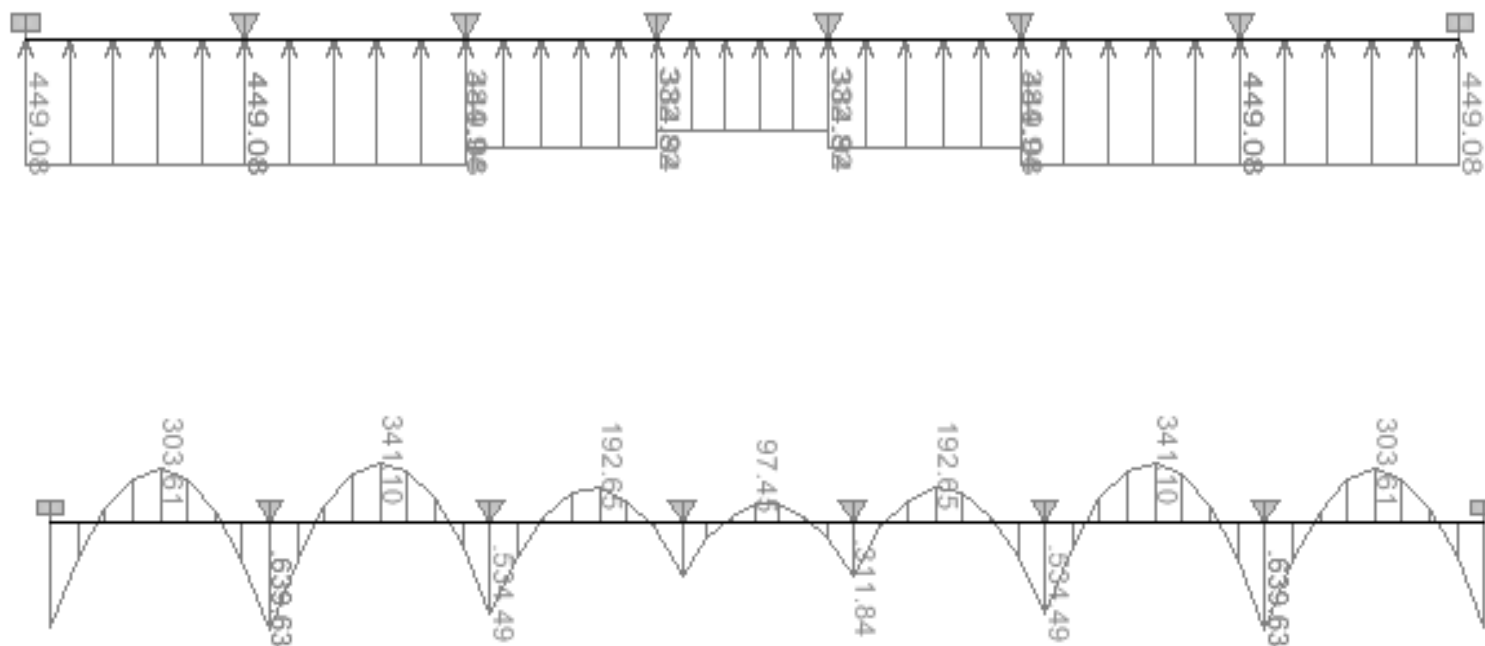


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U



Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

- **Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 341.10 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = -534.49 \text{ kN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm}, h = 1.00 \text{ cm}, d = 0.95 \text{ m}, f_{bc} = 14, 2 \text{ Mpa}, \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

✓ **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = -534.49 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{534.49 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14,2} = 0,07 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,07 \rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{534.49 \times 10^3}{0,964 \times 95 \times 348} = 16.77 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA16+2HA14 Chapeaux = 19.72 cm² Avec St= 20 cm

✓ **En travée :**

$$M_t = 341.10 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{341.10 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14,2} = 0,044 \quad (u_1 = 0,392)$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{341.1 \times 10^3}{0,978 \times 95 \times 348} = 10.56 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA20 = 15.70 cm². Avec St= 20 cm

❖ E. L.S

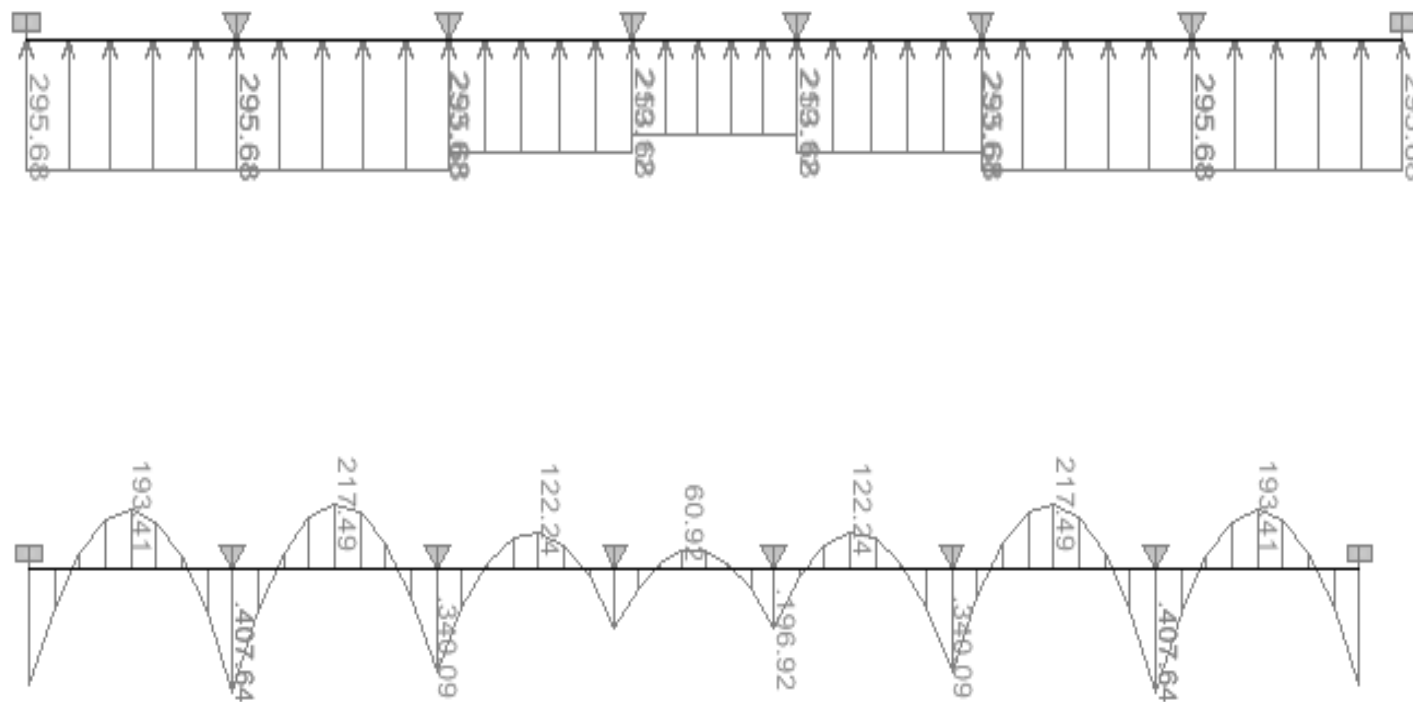


Diagramme de moment fléchissant à l'E.L.S

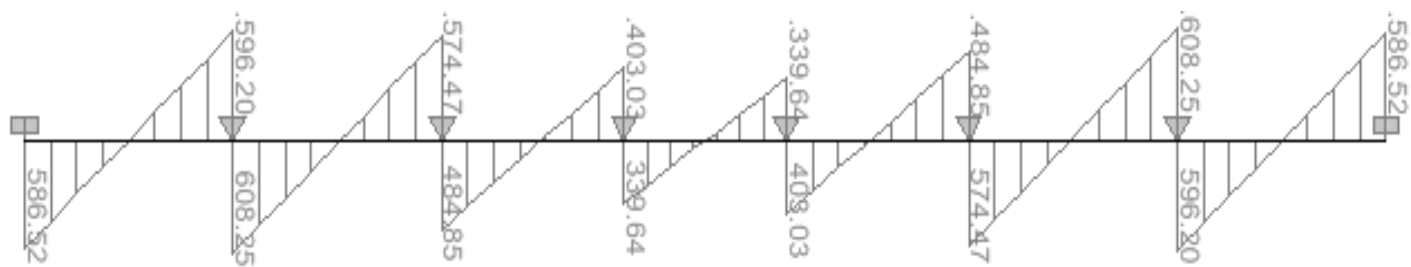


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

- **Vérification à l'E.L.S :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	509.70	407.68	1.25	0,07	0.0907	0.37	Condition vérifiée
	Travée	270.89	217.55	1.25	0,036	0.0459	0.37	Condition vérifiée

➤ **Sens longitudinale : nervure (file D)**

❖ **Calcul des charges :**

Pour tous les panneaux : $0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ le chargement se répartit sur la nervure sous une forme trapézoïdale.

travée	panneau	l _x	l _y	ρ	Chargement	l _m	l _t	q _u	q _s	moment fléchissant				effort tranchant			
										Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s	Q _u	Σ Q _u	Q _s	Σ Q _s
1-3	1	3.4	3.55	0.96	Trapèze	1.18	0.91	200.49	132	236.56	461.13	155.76	303.60	182.44	421.02	120.12	277.20
	2	2.9	3.55	0.82	Trapèze	1.12	1.19	200.49	132	224.55		147.84		238.58		157.08	
3-5	1	3.4	3.7	0.92	Trapèze	1.19	0.98	200.49	132	238.58	469.16	157.08	308.88	196.48	396.97	129.36	261.36
	2	2.9	3.7	0.78	Trapèze	1.15	1.00	200.49	132	230.56		151.8		200.49		132.00	
5-6	1	3.4	3.85	0.88	Trapèze	1.2	1.04	200.49	132	240.56	479.14	158.4	315.48	208.51	417.02	137.28	274.56
	2	2.9	3.85	0.75	Trapèze	1.19	1.04	200.49	132	238.58		157.08		208.51		137.28	
6-8	1	2.95	3.4	0.87	Triangle	0.98	0.74	200.49	132	196.48	392.96	129.36	258.72	148.36	298.73	97.68	196.68
	2	2.9	2.95	0.98	Trapèze	0.98	0.75	200.49	132	196.48		129.36		150.37		99.00	

- Détermination des efforts :

- ❖ E.L.U
- ❖

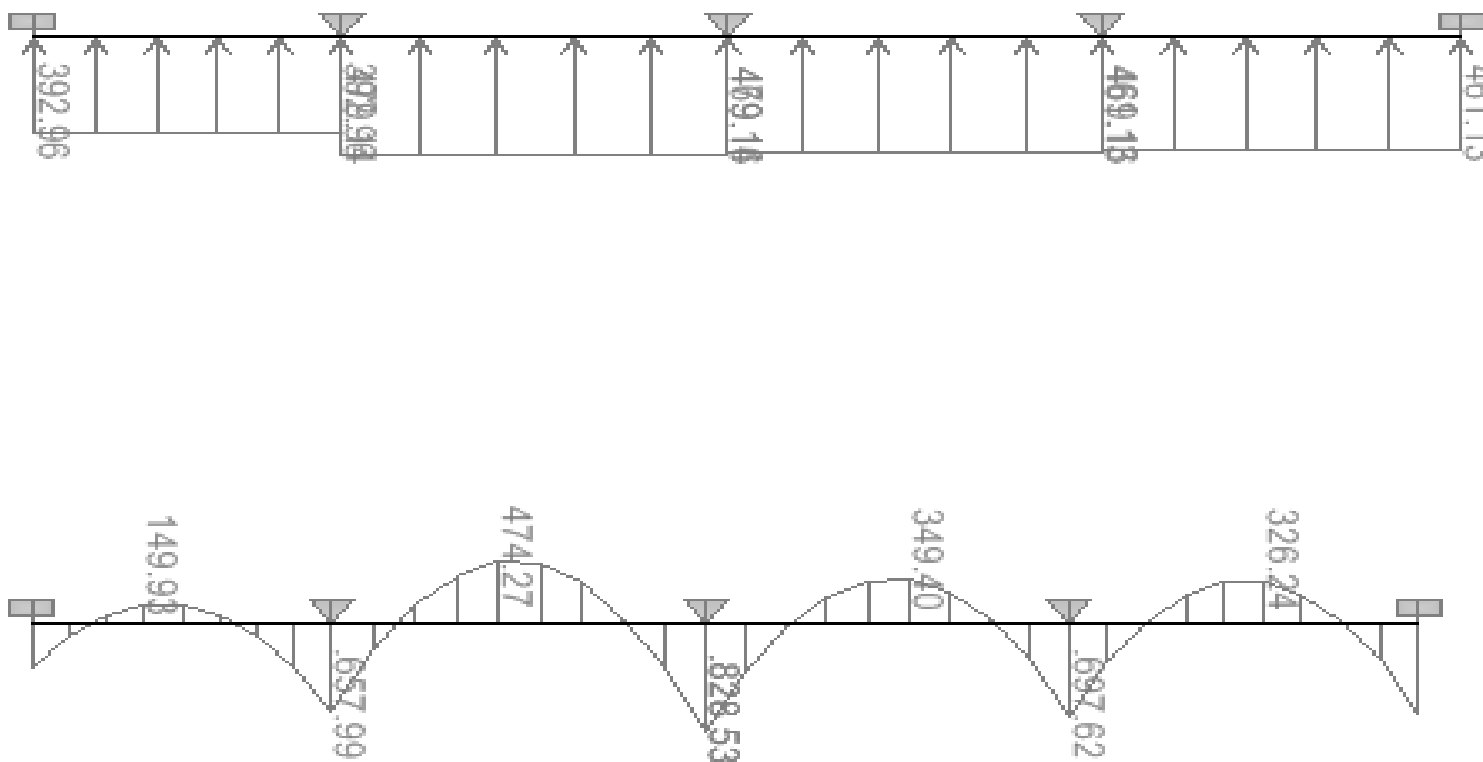


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.U

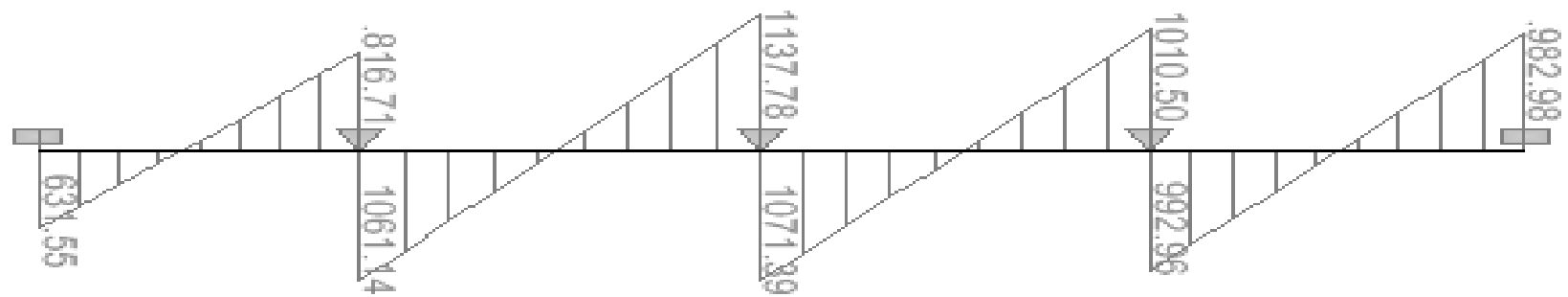


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

- **Calcul des armatures :**

$$M_t^{\max} = 474.27 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = -828.53 \text{ KN.m}$$

$$b = 60 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 95 \text{ cm}, f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

✓ **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = -828.55 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{app}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{828.53 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14,2} = 0,012 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée

$$\mu_u = 0,012 \rightarrow \beta = 0,994$$

$$A_{sa} = \frac{M_{app}}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{828.53 \times 10^3}{0,994 \times 95 \times 348} = 25.03 \text{ cm}^2$$

$$5\text{HA}16 \text{ (filantes)} + 5\text{HA}20 \text{ (Chapeaux)} = 25.75 \text{ cm}^2$$

✓ **En travée :**

$$M_t^{\max} = 474.27 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{474.27 \times 10^3}{60 \times 95^2 \times 14,2} = 0,062 \langle u_1 = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu_u = 0,062 \rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{B \times d \times \sigma_{st}} = \frac{474.27 \times 10^3}{0,968 \times 95 \times 348} = 14.82 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}16 + 5\text{HA}14 \text{ (Chapeaux)} = 17.74 \text{ cm}^2.$$

❖ E. L.S

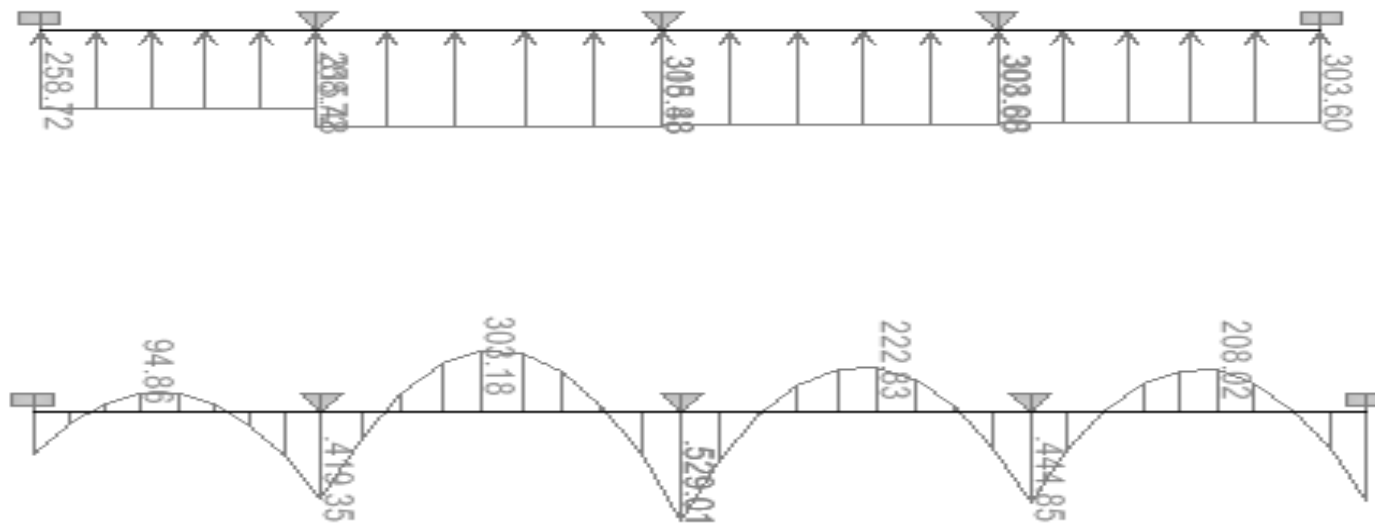


Diagramme du moment fléchissant à l'E.L.S

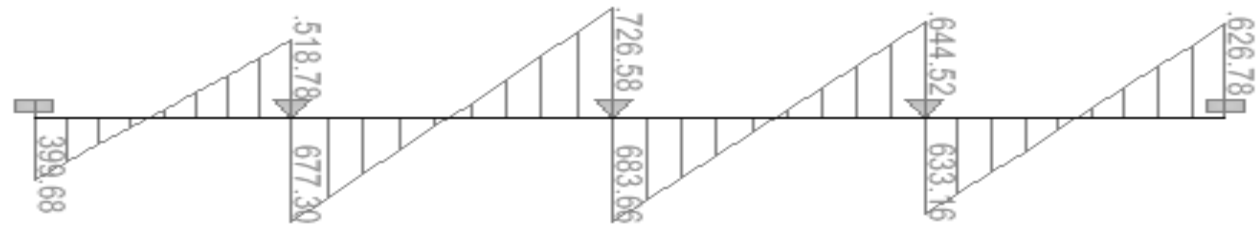


Diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

- **Vérification à l'E.L.S :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	Mu	Ms	γ	μ	α	Rapport	Obs.
X- X	Appuis	822.53	529.01	1,55	0,012	0,0151	0.525	Condition vérifiée
	Travée	474.27	303.18	1,56	0,062	0,0801	0.53	Condition vérifiée

- **Vérification à l'ELU :**

o **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 60 \times 95 \times 2,1}{400} = 7 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

o **Armatures transversales :**

✓ **Diamètre minimal :**

Selon le BAEL91 (A.7.2,2), le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \min(28,57; 20; 60) = 20 \text{ mm}$$

soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

✓ **Espacement des armatures :**

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\phi_t\right\} = \min\{25; 20\}$$

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

- En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 50 \text{ cm}.$$

Soit: $S_t = 25 \text{ cm}$.

✓ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 2,7 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_t = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres).

o **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u \max} = 726,58 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{726,58 \times 10^3}{600 \times 57000} = 1,27 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u 2,5 \text{ MPa}$ **La condition est vérifiée.**

CONCLUSION

L'étude que nous avons menée dans le cadre de ce projet nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances nouvelles sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; même sur la pratique des logiciels comme ETABS ; AUTOCAD ... qui permet de réduire le temps et facilite l'analyse et le dessin des structures. Les avancées scientifiques significatives en matière de connaissance des séismes et la maîtrise de leur phénomène imposent des mises à jour régulières des règlements parasismiques afin d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des actions sismiques, sans oublier le côté économique.

Dans le domaine de génie civil on s'intéresse à la résistance, durabilité et l'économie.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Bibliographie

- Règles parasismiques algérienne RPA99 (version 2003).
- DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).
- Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).
- Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Formulaire de Béton armé (Tomes 1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).
- Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).
- Cours et TD (Béton, MDS et RDM).
- Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.