

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil.

Option : construction civile et industrielle.

THEME

Etude d'un bâtiment (R+12) à usage

D'habitation et

commercial Contreventé par des voiles



Dirigé par :
M^r : MEHADDENE

Etudié par
M^r : REFES MOKRANE

Année 2018/2019

Remerciement

En premier lieu je tiens à remercier dieu le tout puissant de m'avoir donné santé et force pour arriver au bout de ce travail.

En second lieu je remercie mes parents et toute ma famille qui m'ont soutenu tout au long de mes études.

Mes remerciements iront aussi à mon promoteur qui m'a orienter tout au long de ce projet

Je remercie tous mes amis et toute personne ayant contribué de prêt ou de loin à l'élaboration de ce projet

Mes remerciements ne seraient complets sans avoir remercié l'ensemble des enseignants qui ont contribués à ma formation et l'ensemble du personnel du département GENIE CIVIL.

Je remercie l'ensemble des membres du jury qui auront à m'examiner.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail a :

Mes très chers parents.

Mes très chers grands parents.

A mon très cher défunt grand père.

A mes frères et sœurs (Mouloud,Larbi,Zouzou,Mourad,Djamel,Kamel,Chahira,Tiha)

Sans oublier mon beau-frère Mustapha et mes belles-sœurs Katia et Linda

A tous mes oncles et à toutes mes tentes.

A toute la famille REFES et à toute la famille TERRAK.

A tous mes cousins et cousines.

A tous mes amis

A toutes mes amies.

A notre chère Louise la Poupée.

A notre petit groupe (m^{ed} ouremdane, lyes, rabah, bily, lounis, jugu, youcef , ahmed et yacine).

A toutes les personnes que j'aime et qui me sont très chères.

A toute personne ayant un mérite dans la réalisation de ce travail

sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage1-11

Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments.....12-25

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires :

III.1- plancher.....26-52

III.2- acrotère53-59

III.3- balcon.....60-64

III.4- Salle machine65-73

III.5- escaliers.....74-90

III.6-poutre palière.....91-100

III.7-poutre de chaînage101-111

Chapitre IV : modélisation et vérification des exigences du I RPA112-149

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux :

V.1- Ferrailage des poteaux150-165

V.2- Ferrailage des poutres166-176

V.3- Ferrailage des voiles..... 177-192

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.....193-224

Conclusion générale

Bibliographie

Introduction

Le génie civil est un domaine très vaste et très riche, il est en progression et en développement continu. On s'intéressera au domaine des constructions civiles et industrielles, plus particulièrement aux bâtiments.

Dans notre pays, les catastrophes naturelles, le séisme en particulier et l'expérience nous ont incités au développement des règles de construction appropriées à notre pays et à être plus rigoureux par rapport à leur application et à leur respect. Dans ce cadre les organismes concernés ont établis le RPA (Règlement Parasismique Algérien) et le dernier en date est le RPA99 (version 2003) auquel on se réfère et on suit ses préconisations dans toutes les études de construction en Algérie.

Notre étude est menée suivant les règles BAEL 91 modifié 99 et le RPA99 (version 2003) et les DTR algériens. Elle portera sur l'étude d'un bâtiment en (R+12) a usage d'habitation et commercial contreventé par voiles

C'est l'occasion pour moi de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquises durant mon cursus universitaire.

I.1) Description de l'ouvrage

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial (R+12), qui sera implanté à Tizi-Ouzou qui est classée selon le Règlement parasismique Algérien **RPA 99/version 2003** comme étant une zone de moyenne sismicité (*zone IIa*) Et classé selon sa destination dans la catégorie des ouvrages courants ou d'importance moyenne (**groupe 2**).

Le bâtiment comporte :

- un RDC à usage commercial
- (12) étages à usage d'habitation.
- une (01) cage d'escalier.
- une (01) cage d'ascenseur

I.2) Dimensions de l'ouvrage

- . Longueur totale : 22,40 m.

- . Largeur totale : 18 m.

- . Hauteur totale (sans acrotère) : 40,80 m.

- . Hauteur du RDC : 4,08 m.

- . Hauteur d'étages : 3,06 m.

I.3) Réglementation utilisée

L'étude sera menée conformément aux règles suivantes :

- ❖ Règles Parasismiques Algériennes (**RPA 99 / version 2003**).

- ❖ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91 révisées 99**).
- ❖ Document Technique Réglementaire (**DTR B.C. 2.2**) : Charges permanentes et charges d'exploitations.

I.4) Éléments composant la structure**➤ Éléments composant la superstructure****❖ L'ossature**

Elle est constituée de portiques (poteaux et poutres) en béton armé associés à des voiles.

❖ Les planchers

Aires généralement planes destinées à limiter les étages et à assurer l'isolation thermique et phonique. On en distingue deux types :

- **Planchers en corps creux**

Constitués de corps creux, poutrelles préfabriquées et d'une dalle de compression.

- **Planchers en dalle pleine**

Prévues lorsqu'il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux, pour les planchers en consoles et pour des besoins spécifiques.

❖ **Les voiles** : Éléments verticaux en béton armé, destinés à reprendre les charges horizontales dues au séisme et une partie des charges verticales.

❖ La maçonnerie

. Les murs extérieurs sont en double cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm.

. Les murs intérieurs (ou de séparation) sont en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

❖ L'escalier

Élément constitué d'une suite régulière de marches, permettent de se déplacer d'un étage à un autre.

❖ Les balcons

Les balcons représentent des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalles pleines.

❖ Les revêtements

. Revêtement horizontal : En plâtre pour les plafonds et en carrelage pour les sols.

. Revêtement vertical : En mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramique pour les salles d'eau.

❖ La cage d'ascenseur

La structure en comporte une seule cage réalisée en béton armé.

❖ L'acrotère

Élément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm.

➤ Éléments composant l'infrastructure :**❖ les fondations**

On appelle une fondation la partie d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise. Elles sont encastrées, leur rôle est de reprendre la totalité des charges verticales et horizontales de la structure et les transmettre au sol de façon à ce que :

- Le sol du bâtiment ne se tasse pas.
- Le bâtiment ne se renverse pas.
- Le bâtiment ne glisse pas contre le sol.

Le choix du type des fondations dépend de la nature du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

On suppose que la Contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

I.5) Caractéristiques mécaniques des matériaux**▪ Le béton**

Le béton est un matériau hétérogène composé de granulat (Sable et graviers), de ciment (liant hydraulique), d'eau de gâchage et d'adjuvants (dans certains cas). Fabriqué et mis en place en phase liquide, il durcit et atteint la quasi-totalité de sa résistance à 28 jours, ce qui permet la réalisation de formes architecturales extrêmement variées. En raison de sa faible

résistance à la traction, il est souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle « Béton armé ».

La composition du béton doit être conforme aux règles **BAEL 91 modifié 99 et RPA 99/version 2003**, elle sera déterminée en laboratoire de façon à avoir une résistance caractéristique souhaitée.

A/ Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. Elle varie en fonction du diamètre des granulats, du dosage en ciment et de la quantité de l'eau de gâchage.

Cette résistance caractéristique à la compression (f_{c28}) est déterminée après plusieurs essais d'écrasement par compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées d'une hauteur de 32 cm et d'un diamètre de 16 cm.

L'article **A.2.1, 11 du BAEL 91 [14]** stipule que :

Pour $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ [MPa]}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ [MPa]}$$

Pour $j > 28$ jours : Elle est prise conventionnellement égale à :

$$f_{cj} = f_{c28}$$

Pour l'étude du projet, la valeur de f_{c28} sera prise égale à : $f_{c28} = 25$ [MPa]

B/ La résistance caractéristique de béton à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{Avec:} \quad f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad [\text{Art A.2.1,12/BAEL 91}]$$

Dans notre cas :

$$\text{à } t = 28 \text{ jours, } f_{t28} = 2.1 [\text{MPa}].$$

C/ Module d'élasticité

Le module d'élasticité représente le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation engendrée. On distingue deux modules de déformation :

- **Module de déformation longitudinale**

Selon la durée d'application des contraintes normales, on distingue deux types de modules de déformation longitudinale :

- ❖ **Module de déformation instantanée**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en } [MPa] \quad (\text{BAEL91 / Art 2 .1. 21}) :$$

$$\text{D'où : pour } f_{c28} = 25 \text{ [MPa]} \Rightarrow E_{i28} = 32164,2 \text{ [MPa]}$$

- ❖ **Module de déformation différée**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte

De l'effet du fluage du béton, on prend un module égal à

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ en } [MPa] \quad (\text{BAEL91 / Art 2.1.3})$$

$$\text{D'où: } E_{v28} = 10818,86 \text{ [MPa].}$$

- **Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

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

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

D/ Le coefficient de poisson ν :

Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale il est égal à :

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

$\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul en considérant le béton fissuré.

E/ Notions d'états limites

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure n'assure plus la fonction pour laquelle elle a été conçue. On distingue deux catégories d'états limites :

- **État limite ultime**

L'état limite ultime est le seuil de résistance mécanique dont le dépassement entraînera la ruine de la structure, il doit être justifié vis-à-vis de :

- . L'équilibre statique (non-renversement).
- . La stabilité de forme (non-flambement).
- . La résistance et la fatigue des matériaux (non-rupture).

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article **A.4.3,41 du BAEL 91** :

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

θ : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions.

$\theta = 1$: si la durée d'application est > 24 heures.

$\theta = 0,9$: si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application est < à 1 heure.

γ_b : Coefficient de sécurité qui a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas d'une situation courante.

$\gamma_b = 1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

$$j = 28j \quad f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 [MPa]$$

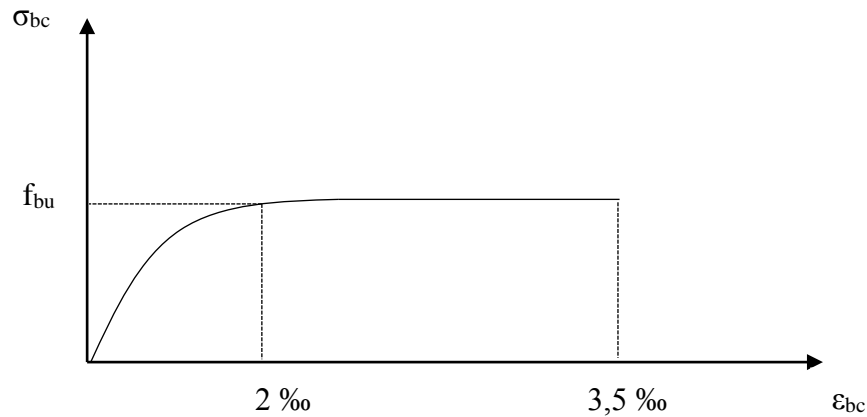


Fig. I.1 : Diagramme contrainte- déformation du béton a L'ELU

Le diagramme est composé :

- . D'une partie parabolique où la déformation relative est limitée à 2 ‰ (État élastique).
- . D'une partie rectangulaire où $2 \text{ ‰} \leq \xi_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰}$ (État plastique).

- **État limite de service**

L'état limite de service est le seuil au-delà duquel, les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont plus satisfaites (Ouverture des fissures, flèches ou déformations excessives, fatigue des matériaux).

L'article A.4.5, 2 du BAEL 91 stipule que la contrainte de compression du béton est

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\text{Donc pour } f_{c28}=25 \text{ MPa } \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 [\text{MPa}]$$

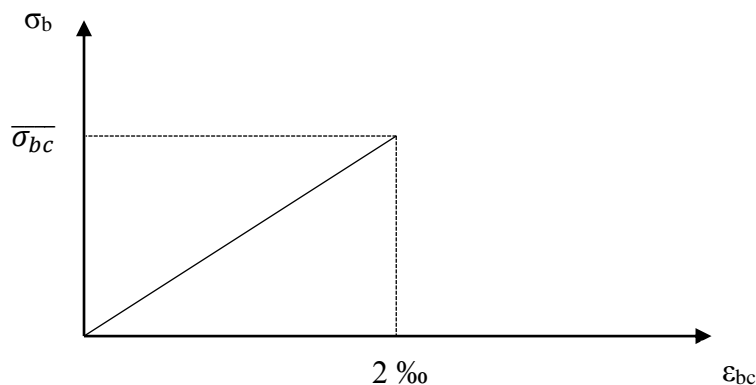


Fig. I.2 : Diagramme contrainte- déformation du béton a L'ELS

F/ Contrainte tangentielle conventionnelle : [Art 5.1, 1 /BAEL91 modifié 99]

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$

V_u : Effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 : Largeur de l'âme.

d : Hauteur utile (h-c).

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Cas d'une fissuration non préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 [\text{MPa}] \right)$$

- Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 [\text{MPa}] \right).$$

▪ L'acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone (En faible pourcentage), il est utilisé pour reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton seul. Les aciers sont distingués par leurs nuances et leurs états de surface. En général, trois types sont utilisés :

- Les ronds lisses (RL).
- Les aciers à haute adhérences (HA)
- Les treillis soudé (TS)

Dans notre cas, les trois types d'aciers utilisés sont les suivants :

- . Aciers ronds lisses FeE235, dont la limite d'élasticité $f_e = 235$ MPa.
- . Aciers haute adhérence FeE400, dont la limite d'élasticité $f_e = 400$ MPa.
- . Treillis soudé TS520 ($\Phi < 6$ mm), dont la limite d'élasticité $f_e = 520$ MPa.

a. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier (E_s) est donné par l'article **A.2.2,1 du BAEL 91**

Comme suit : $E_s = 200000$ MPa. Sa valeur est constante quel que soit la nuance de l'acier.

b. Contrainte limite de l'acier**• Contrainte limite ultime**

La contrainte limite ultime de déformation est donnée par l'article **[A.4.3,2/BAEL91modifié99]**

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

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1,15$ situation durable.

$\gamma_s=1$ situation accidentelle.

- **Contrainte limite de service : [Art A.4.3,2/BAEL91 modifié99]**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles BAEL 91, on distingue trois cas de fissurations :

❖ **Fissuration peu nuisible :**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\sigma_s \leq F_e \quad [\text{Art A.4.5,32/BAEL91 modifié 99}]$$

❖ **Fissuration préjudiciable :**

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

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] [\text{Art A.4.5,33/BAEL91 modifié99}]$$

Avec : η coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers haute adhérences.

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

❖ **Fissuration très préjudiciable :**

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

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) [\text{Art A.4.5.33/BAEL91 modifié99}]$$

c. Protection des armatures : [BAEL91/Art7.1]

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

- $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.
- $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

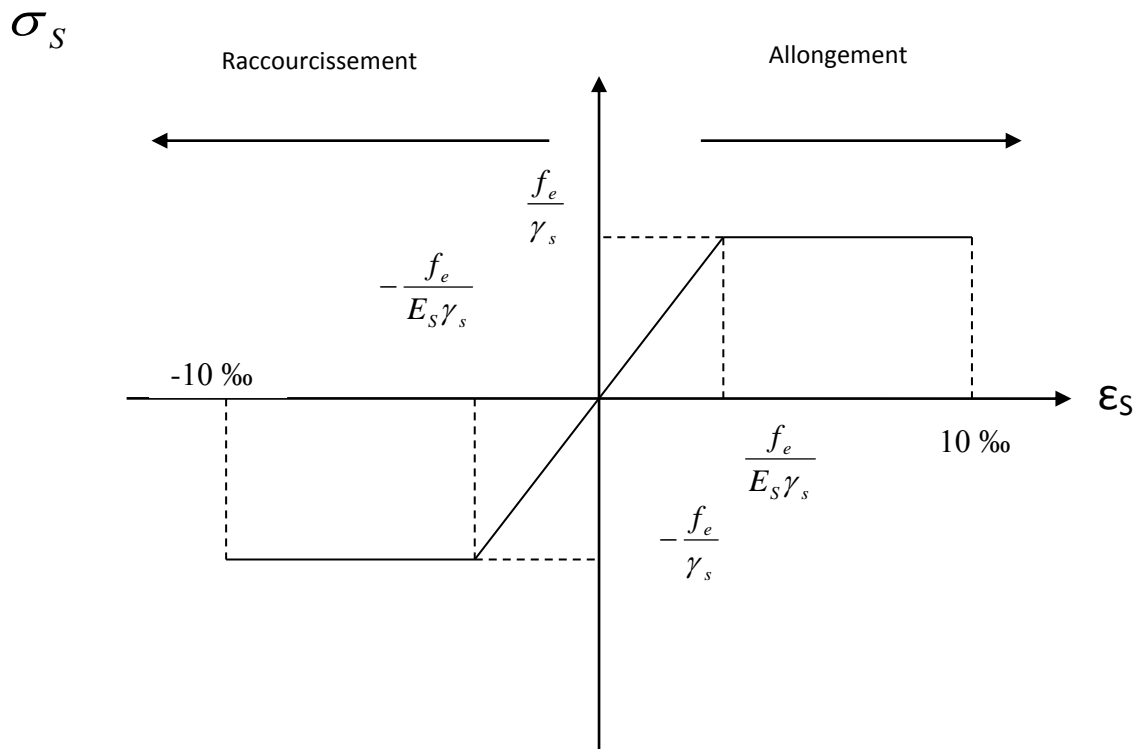


Fig. I.3 : Diagrammes des contraintes-déformation de l'acier

Conclusion :

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

II.1) Pré dimensionnement du plancher (en corps creux)

Le plancher est composé de corps creux (Entrevous) posés sur des poutrelles préfabriquées en béton armé qui elles-mêmes, reposent sur les poutres principales (Sens de la petite portée), le tout complété d'une dalle de compression armée par un treillis soudé.

Les avantages du plancher en corps creux sont principalement les suivants :

- . Facilité et rapidité de réalisation.
- . Diminution du poids total de la structure.
- . Bonne isolation thermique et phonique.

L'épaisseur (h_t) est déterminée à partir de la condition de la flèche (**Article B.6.8, 424 du BAEL 91 révisées 99**) :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{l}{22.5}$$

Où :

- h_t : Hauteur du plancher.
- l : Portée maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles. Avec : $l = L - b$
- L : Distance entre axes des poteaux.
- B : Largeur du poteau, elle est prise égale à 25 cm d'après les exigences de l'article 7.4.1 du RPA 99 / version 2003 (En zone IIa)

Donc :

$$L = 4,00\text{m}$$

$$L = 400 - 25 = 375\text{cm}$$

$$\text{D'où } h_t \geq \frac{375}{22.5} = 16,67\text{cm}$$

On opte pour $h_t = 20$ cm, soit :

- 16 cm pour l'épaisseur du corps creux.
- 04 cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.

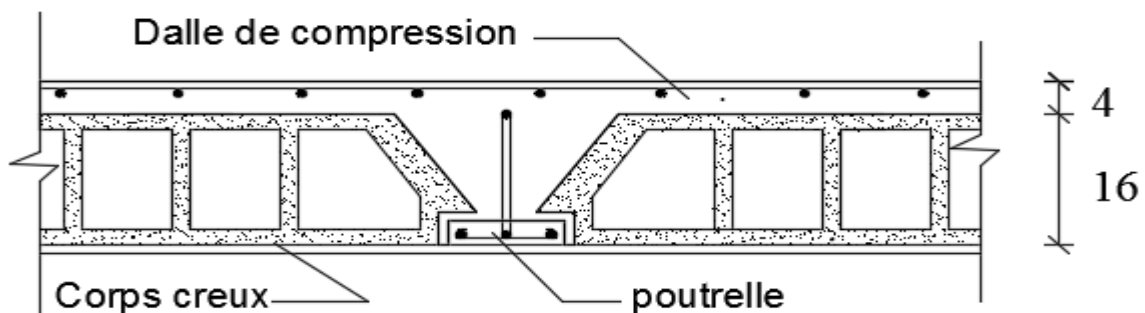


Fig. II.1 : Coupe verticale du plancher

II.2) pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres sont déterminées en fonction de leurs portées. Elles sont données par référence au **BAEL 91 révisées 99** comme suit :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

L_{\max} : Longueur de la plus grande portée entre nus d'appuis.

Les dimensions choisies (b et h) doivent satisfaire les exigences de l'article **7.5.1 du RPA 99 / version 2003**, qui sont les suivantes :

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

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

$$h/b \leq 4$$

1. Poutre principale :**❖ Hauteur :**

$$L_{\max} = 450 - 25 = 425 \text{ cm}$$

$$\frac{425}{15} \leq h \leq \frac{425}{10}$$

$$D'où : 28,33 \leq h \leq 42,5 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm.}$$

❖ Largeur :

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

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$D'où : 16 \leq b \leq 28 \Rightarrow b = 30 \text{ cm.}$$

2. Poutre secondaire :**❖ Hauteur :**

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10}$$

$$D'où : 25 \leq h \leq 37,5 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm.}$$

❖ **Largeur :**

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

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

D'où : $14 \leq b \leq 24,5 \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$.

3. Poutre de chaînage :❖ **Hauteur :**

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10}$$

D'où : $25 \leq h \leq 37,5 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm}$.

❖ **Largeur :**

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

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40$$

D'où : $12 \leq b \leq 21 \Rightarrow b = 25 \text{ cm}$.

❖ **Vérification des exigences de l'article 7.5.1 du RPA 99**

Condition	Poutre Principale	Poutre secondaire	Poutre de chaînage	Vérifiée (Oui/Non)
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	35	30	oui
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	30	25	oui
$h/b \leq 4$	1,33	1,17	1,20	oui

Tableau II.1 : Vérification des conditions exigées par le RPA

Enfinement, les dimensions adoptées sont :

{	Poutres principales	30x40 cm ²
	Poutres secondaires	30x35 cm ²
	Poutre de chaînage	25x30 cm ²

II.3) Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement rigides en béton armé. Ils sont principalement destinés à assurer la stabilité des structures sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme d'une part, et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

D'après l'article 7.7.1 du RPA 99 / modifié 2003, un élément est considéré comme voile si sa longueur est au moins quatre fois supérieure à sa largeur ($l \geq 4a$).

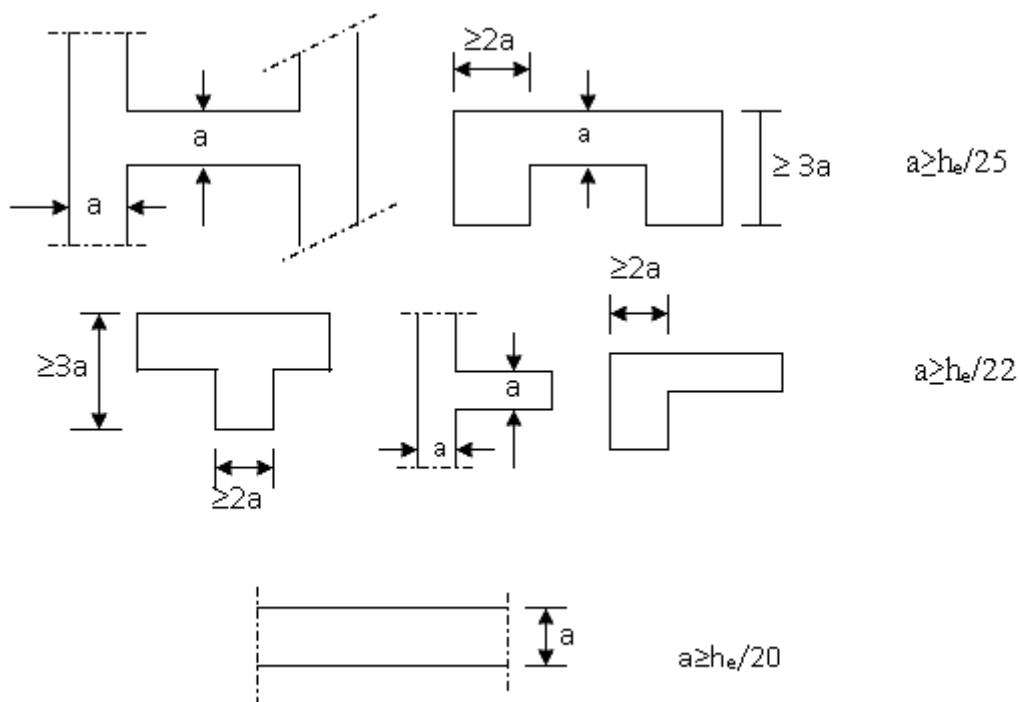


Fig. II.2 : Coupe d'un voile en Plan

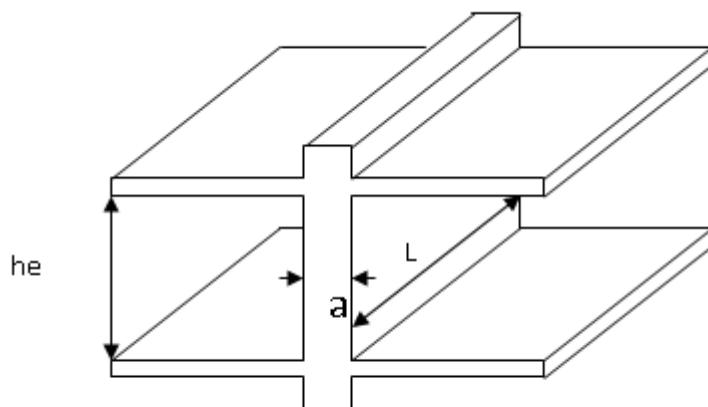


Fig. II.3 : Coupe d'un voile en élévation

D'après le même article, l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure précédente

L'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq h_c/20$$

❖ **Au niveau du sous-sol :**

$$h_c = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$e_p \geq 388 / 20 = 19,4 \Rightarrow e_p \geq 19,4 \text{ [cm]}$$

$$\text{Soit } e_p = 20 \text{ [cm]}$$

❖ **Au niveau des étages courants :**

$$h_e = 308 - 20 = 288 \text{ cm}$$

$$e_p \geq 288 / 20 = 14,4 \Rightarrow e_p \geq 14,4 \text{ [cm]}$$

$$\text{Soit } e_p = 20 \text{ [cm]}$$

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa largeur L doit être supérieure ou égale à $4 e_p$

$$L_{\min} \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Avec } L_{\min} = 320 \text{ cm}$$

II.4) Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les charges et les surcharges des différents niveaux et les transmettre aux fondations, cette dernière les transmet au sol.

Le Pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS sous un effort de compression N_s sur le poteau le plus sollicité.

La section du poteau sera déterminée par cette formule :

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

Avec : $N_s = G + Q$ et : $G = G_{\text{plancher}} + G_{\text{poutre}}$

N_s : effort de compression repris par le poteau le plus sollicité.

S : section du poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression qui est égale à 15MPa

1. Détermination des charges et surcharges :

Les charges permanentes G et surcharges d'exploitation Q sont déduites du **DTR B.C. 2.2**

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillons	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	06	0.12
3	Forme de pente en béton	0.05	22	1.11
5	Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale G_t				5.39

Tableau II.2 : Charge permanente de la terrasse inaccessible

❖ Charge permanente :

A. Plancher terrasse inaccessible :

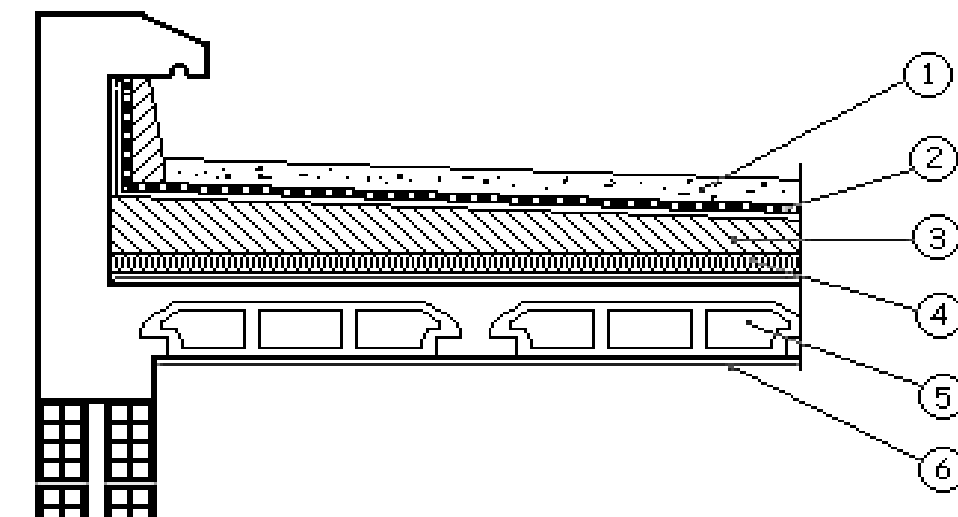


Fig. II.4 : Coupe du plancher terrasse inaccessible

B. Plancher étage courant

Tableau II.3: Charge permanente de l'étage courant

N°	Eléments	Epaisseur r (m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	/	/	0,9
Charge permanente totale Gt				5.10

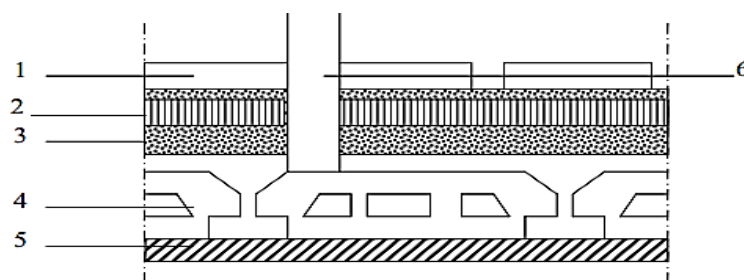


Fig. II.5 : Coupe du plancher étage courant

C. Maçonnerie :

1) Murs extérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G(KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	09	0.90
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				2.36

Tableau II.4 : Charge permanente d'un mur extérieure

2) Murs intérieurs :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	09	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				1.30

Tableau II.5 : Charge permanente d'un mur intérieure

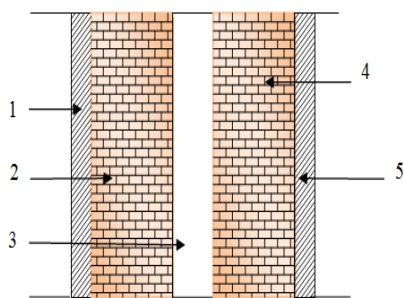


Fig. II.6 : Coupe du mur extérieur

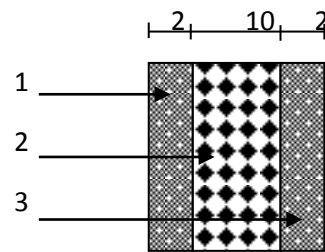


Fig. II.7 : Coupe du mur intérieur

D. Balcons :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.03	18	0.54
4	Plancher en dalle pleine	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	10	0.20
Charge permanente totale Gt				5.33

Tableau II.6 : Charge permanente d'un balcon

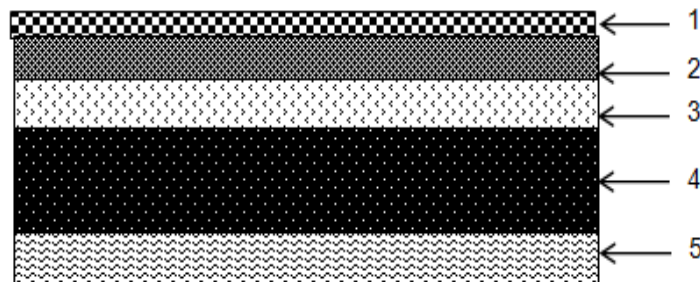


Fig. II.8 : Coupe du balcon

❖ Surcharge d'exploitation des différents éléments :

Eléments	Surcharge (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher d'étage courant	1.5
Plancher RDC (service)	2.5
Escalier	2.5
Balcon	3.5
Acrotère	1

Tableau II.7 : Surcharges d'exploitation

2. Descente de charge :

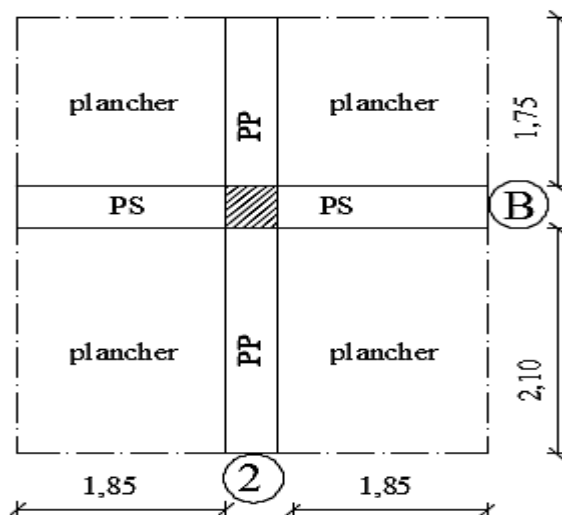
On appelle descente des charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelée surface d'influence.

❖ Calcul de Charges et surcharges revenant au poteau plus sollicité

A. Surface d'influence:



$$S_{inf} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{inf} = (1.85 + 1.85) (2.10 + 1.75) = 14.245 \text{ m}^2$$

$$S_{tot} = (1.85+0.3+1.85) (2.10+0.3+1.75) = 16.60 \text{ m}^2$$

B. Poids propre des éléments :

1. Plancher

$$\text{Plancher terrasse : } G_t = G \times S_{inf} = 5.39 \times 14.245 = 76.78 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher étage courant : } G_C = G \times S_{inf} = 5.10 \times 14.245 = 72.65 \text{ KN}$$

2. Poutre :

$$\text{Poutres principales : } \rho \times b_{pp} \times h_{pp} \times (2.1+1.75) = 25 \times 0.30 \times 0.40 \times 3.85 = 11.55 \text{ KN}$$

$$\text{Poutres secondaires : } \rho \times b_{ps} \times h_{ps} \times (1.85+1.85) = 25 \times 0.30 \times 0.35 \times 3.70 = 9.71 \text{ KN}$$

$$\text{Poids poutres principales + poids poutres secondaires} = 11.55 + 9.71 = 21.26 \text{ KN}$$

3. Poteaux :

$$\text{Poteaux étages courants : } G = \rho \times b \times h \times h_e = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 3.06 = 4.76 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau RDC : } G = 25 \times 0.25 \times 0.25 \times 4.08 = 6.38 \text{ KN}$$

C. Surcharges d'exploitation :

$$\text{Terrasse : } Q \times S_{tot} = 1.00 \times 16.60 = 16.60 \text{ KN}$$

$$\text{Étage courant : } Q \times S = 1.5 \times 16.60 = 24.90 \text{ KN}$$

D. Loi de dégression de charge : DTR B.C.2.2

La charge d'exploitation est la même pour tous les étage, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduite dans les proportions indiquées ci-dessus :

Pour le toit ou la terrasseQ0

Pour le dernier étage Q

Pour l'étage immédiatement inférieur...0.9Q

Pour l'étage immédiatement inférieur...0.8Q

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à 0.5 Q, la valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

Charges d'exploitation cumulées :

$$Q_{terrasse} = Q_0 = 16.60 \text{ KN}$$

$$Q_{12} = Q_0 + Q = 16.60 + 24.90 = \underline{41.50 \text{ KN}}$$

$$Q_{11} = Q_0 + 0.9Q + Q = Q_0 + 1.9Q = 16.60 + 1.9 \times 24.90 = \underline{61.56 \text{ KN}}$$

$$Q_{10} = Q_0 + 0.9Q + 0.8Q + Q = Q_0 + 2.7Q = 16.60 + 2.7 \times 24.90 = \underline{83.83 \text{ KN}}$$

$$Q_9 = Q_0 + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + Q = Q_0 + 3.4Q = 16.60 + 3.4 \times 24.90 = \underline{101.26 \text{ KN}}$$

$$Q_8 = Q_0 + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + Q = Q_0 + 4Q = 16.60 + 4 \times 24.90 = \underline{116.20 \text{ KN}}$$

$$Q_7 = Q_0 + 0.9Q + 0.8Q + 0.7Q + 0.6Q + 0.5Q = Q_0 + 4.5Q = 16.60 + 4.5 \times 24.90 = \underline{128.65 \text{ KN}}$$

$$Q_6 = Q_0 + 5Q = 16.60 + 5 \times 24.90 = \underline{141.10 \text{ KN}}$$

$$Q_5 = Q_0 + 5.5Q = 16.60 + 5.5 \times 24.90 = \underline{153.55 \text{ KN}}$$

$$Q_4 = Q_0 + 6Q = 16.60 + 6 \times 24.90 = \underline{166.00 \text{ KN}}$$

$$Q_3 = Q_0 + 6.5Q = 16.60 + 6.5 \times 24.90 = \underline{178.45 \text{ KN}}$$

$$Q_2 = Q_0 + 7Q = 16.60 + 7 \times 24.90 = \underline{190.90 \text{ KN}}$$

$$Q_1 = Q_0 + 7.5Q = 16.60 + 7.5 \times 24.90 = \underline{203.35 \text{ KN}}$$

Niveaux	Charge Permanentes (KN)					Charges d'exploitations (KN)		Effort N (KN)	Section (cm ²)
	Poids Plancher	Poids Poutre	Poids Poteaux	G	ΣG	Q	ΣQ	N=ΣG+ΣQ	S ≥ N/σbc
Terrasse	76,78	21,26	0,00	98,04	98,04	16,60	16,60	114,64	76,43
11	72,65	21,26	4,76	98,67	196,71	24,90	41,50	238,21	158,81
10	72,65	21,26	4,76	98,67	295,38	24,90	61,56	356,94	237,96
9	72,65	21,26	4,76	98,67	394,05	24,90	83,83	477,88	318,59
8	72,65	21,26	4,76	98,67	492,72	24,90	101,26	593,98	395,99
7	72,65	21,26	4,76	98,67	591,39	24,90	116,20	707,59	471,73
6	72,65	21,26	4,76	98,67	690,06	24,90	128,65	818,71	545,81
5	72,65	21,26	4,76	98,67	788,73	24,90	141,10	929,83	619,89
4	72,65	21,26	4,76	98,67	887,40	24,90	153,55	1040,95	693,97
3	72,65	21,26	4,76	98,67	986,07	24,90	166,00	1152,07	768,05
2	72,65	21,26	4,76	98,67	1084,74	24,90	178,45	1263,19	842,13
1	72,65	21,26	4,76	98,67	1183,41	24,90	190,90	1374,31	916,21
RDC	72,65	21,26	6,38	100,29	1283,70	24,90	203,35	1487,05	991,37

Tableau II.8: Récapitulatif de la descente de charges

Remarque : Les sections trouvées par le calcul sont très petites par rapport à celles exigées
Par le RPA

Donc pour un meilleur choix de section, on doit passer par l'une des conditions du RPA tel que celle de l'effort normal réduit (**RPA.Art .7.4.3.1**), qui est la suivante :

$$v = \frac{Nd}{S \times Fc28} \leq 0.3 \quad \Longrightarrow \quad S \geq \frac{Nd}{0.3 Fc28}$$

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

S : est l'aire (section brute) du béton.

Fc28 : est la résistance caractéristique du béton à 28 jours.

$$\text{Poteau RDC : } S \geq \frac{1487050}{0.3 \cdot 25 \cdot 10^2} = 1982.73 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } S = (bxh) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau 1}^{\text{ere}} \text{ étage : } S \geq \frac{1374310}{0.3 \cdot 25 \cdot 10^2} = 1832.41 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } S = (bxh) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$$

Même raisonnement pour les poteaux des autres niveaux ; et on optera à des sections données dans le tableau suivant :

Niveaux	Sections adoptées
RDC	(50x50) cm ²
1, 2, 3,4	(45x45) cm ²
5, 6, 7,8	(40x40) cm ²
9, 10, 11,12	(35x35) cm ²

NB : les sections des poteaux adoptées dans ce chapitre risquent d'être modifiées prochainement pour les raisons suivantes :

*Si les sections de ferrailage sont importantes on est appelé à augmenter les sections du béton.

*Si la période de vibration n'est pas vérifiée.

3. Vérification des conditions du (RPA99/version 2003art.7.4.1) :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (he) en une seule fois. Et les décalages sont interdits. Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

1) $\min (b1, h1) \geq 25$ [cm]

2) $\min (b1, h1) \geq he / 20$

3) $\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4$

Avec :

b1 et h1 les dimensions des poteaux.

he: hauteur d'étage

Conditions exigées par le RPA	Poteaux	Valeurs calculer	Vérification
$\min(b1, h1) \geq 25 \text{ [cm]}$ $\min(b1, h1) \geq he / 20$ $\frac{1}{4} \leq \frac{b1}{h1} \leq 4$	50x50	Min (b1, h1) =50	Vérifiée
		$\frac{he}{20} = \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm}$	Vérifiée
		$0.25 \leq \frac{50}{50} = 1 \leq 4$	Vérifiée
	45x45	Min (b1, h1) =45	Vérifiée
		$\frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$	Vérifiée
		$0.25 \leq \frac{45}{45} = 1 \leq 4$	Vérifiée
	40x40	Min (b1, h1) =40	Vérifiée
		$\frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14.4 \text{ cm}$	Vérifiée
		$0.25 \leq \frac{40}{40} = 1 \leq 4$	Vérifiée
	35x35	$\frac{he}{20} = \frac{286}{20} = 14.4 \text{ cm}$	Vérifiée
$0.25 \leq \frac{35}{35} = 1 \leq 4$		Vérifiée	

Tableau II.9: Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA99 (Art 7.4.1).

4. Vérification des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme, qui peut survenir dans les éléments Comprimés de la structure lorsque ces derniers sont élancés.

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

λ : Elancement du poteau.

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0,7 l_0$).

i : Rayon de giration. ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$)

I : Moment d'inertie du poteau : $I = b x h^3 / 12$

S : Section transversale du poteau ($S = h x b$)

$L_0 = h_e$: Hauteur libre du poteau.

$$\lambda = \frac{\sqrt{12} \cdot 0.7 \cdot h_e}{b}$$

$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}}$

RDC : (**50*50**) cm²; $h_e = 3.68 \text{ m} \rightarrow \lambda = 17.84 < 50$.

1, 2, 3, 4^{ème} étage: (**45*45**) cm²; $h_e = 2.66 \text{ m} \rightarrow \lambda = 14.33 < 50$.

5, 6, 7, 8^{ème} étage: (**40*40**) cm² $h_e = 2.66 \text{ m} \rightarrow \lambda = 16.13 < 50$.

9, 10, 11, 12^{ème} étage : (**35*35**) cm² $h_e = 2.66 \text{ m} \rightarrow \lambda = 18.43 < 50$.

Conditions vérifiées

Conclusion:

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables.

Pré dimensionnement du plancher en dalles pleines (balcons)

L'épaisseur (h_t) est déterminée à partir de la condition de la flèche (**Article BAEL 91/ Art. B.6.5.1**) :

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

L'épaisseur adoptée pour les dalles des balcons est de : 15 cm.

III.1.1) Calcul des planchers :

Introduction :

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux. Sauf les balcons, et la salle machine, qui sont en dalle pleine.

Les planchers en corps creux sont constitués de :

Nervure appelée poutrelle de section en T : elle assure la fonction de portance.

La distance entre axe des poutrelles est de 65cm.

Remplissage en corps creux : utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique. Sa dimension est de 16cm.

Une dalle de compression en béton : est de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520) ayant pour but :

Limité les risques de fissuration par retrait

Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites.

Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité.

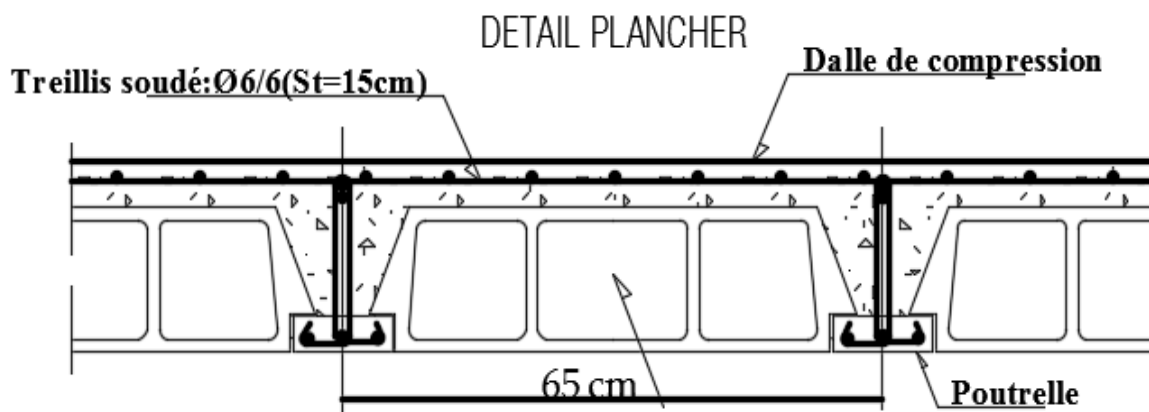
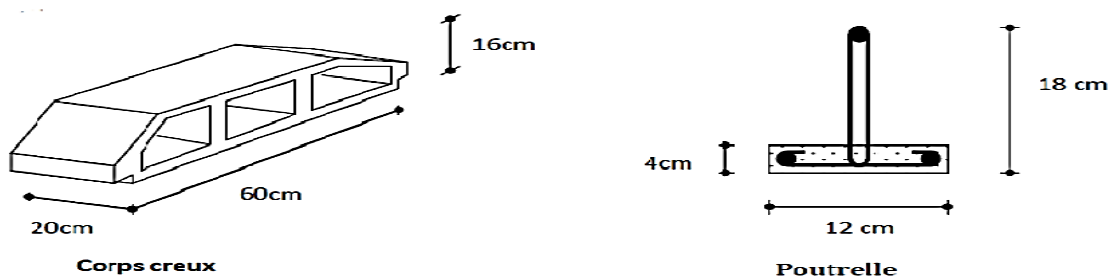


Fig. III.1.1: Schéma descriptif d'un plancher.



III.1.2) Détermination des dimensions de la section en T :

$h = 16+4 = 20$ cm (hauteur de la dalle)

$h_0 = 4$ cm (épaisseur de la dalle de compression)

$C = 2$ cm (enrobage)

$d = 18$ cm (hauteur utile)

b_1 : largeur de l'hourdis

avec :

L : distance entre faces voisines de deux nervures.

Dans notre cas : $L = 65$ cm

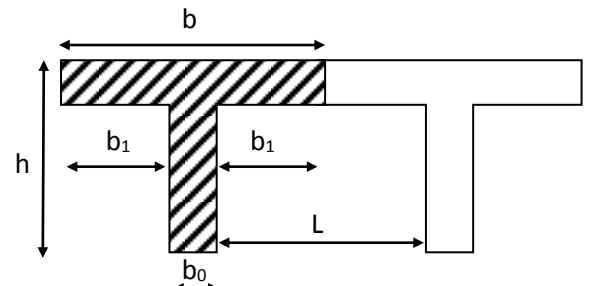


Fig.III.1.2: section en T

III.1.3.) Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est armée d'un treillis soudé de type TLE520, avec une limite d'élasticité $F_e = 520$ MPa afin de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait, qui sont eux même aggravés par l'utilisation de ciments à fort retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs Données par le **B.A.E.L 91 (Art B.6.8.423)** :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$50\text{cm} \leq \ell \leq 80\text{cm} \rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times \ell}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Nous adoptons :

Soit : **$6\Phi 6 = 1,7\text{cm}^2/\text{ml}$** avec un espacement : **$St = 15\text{cm}$** .

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 1.7 / 2 = 0,85\text{cm}^2$$

Soit : **$6\Phi 6 = 1,7\text{cm}^2/\text{ml}$** avec un espacement : **$St = 15\text{cm}$** .

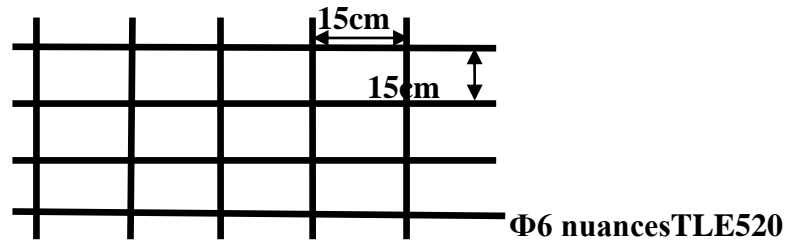


Figure III.1.3 : schéma de ferrailage de la dalle de compression

Conclusion : Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous adopterons un treillis soudé (TLE520) de maille (150×150) mm

III.1.4) Calcul de la poutrelle à l'ELU:

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

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

a / combinaison d'actions :

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

b/Calcul du moment isostatique :

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

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

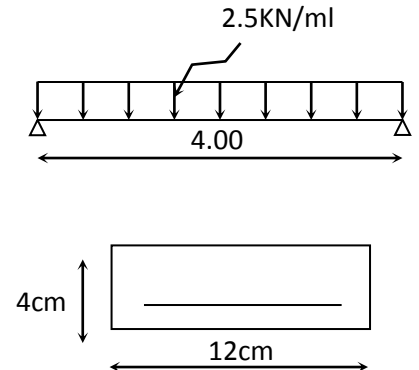
c/Ferrailage de la poutrelle :

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

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

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

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



Remarque : Vu les faibles dimensions de la section de la poutrelle (12×4) cm², il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, donc on doit prévoir un étayage (trois étais intermédiaires par travée) pour soulager à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires

❖ Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T_e qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux chargements uniformément réparties.

Chargement :

.plancher terrasse : $G = 5.39 \times 0.65 = 3.504 \text{ KN/ml}$

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$$

Combinaisons d'action :

L'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 5.705 \text{ KN/ml}$

L'ELS : $q_s = G + Q = 4.154 \text{ KN/ml}$

. Plancher étage courant : $G = 5.10 \times 0.65 = 3.315 \text{ KN/ml}$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$$

Combinaisons d'action :

L'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 5.975 \text{ KN/ml}$

L'ELS : $q_s = G + Q = 4.29 \text{ KN/ml}$

Remarque :

Il n'y a pas de différence significative entre le chargement appliqué aux poutrelles du plancher terrasse et celui appliqué aux poutrelles des planchers courants. Donc, pour simplifier les calculs, l'étude se fera suivant le cas le plus défavorable (Poutrelles du plancher courant) et la section d'armatures obtenue sera généralisée pour toutes les autres poutrelles.

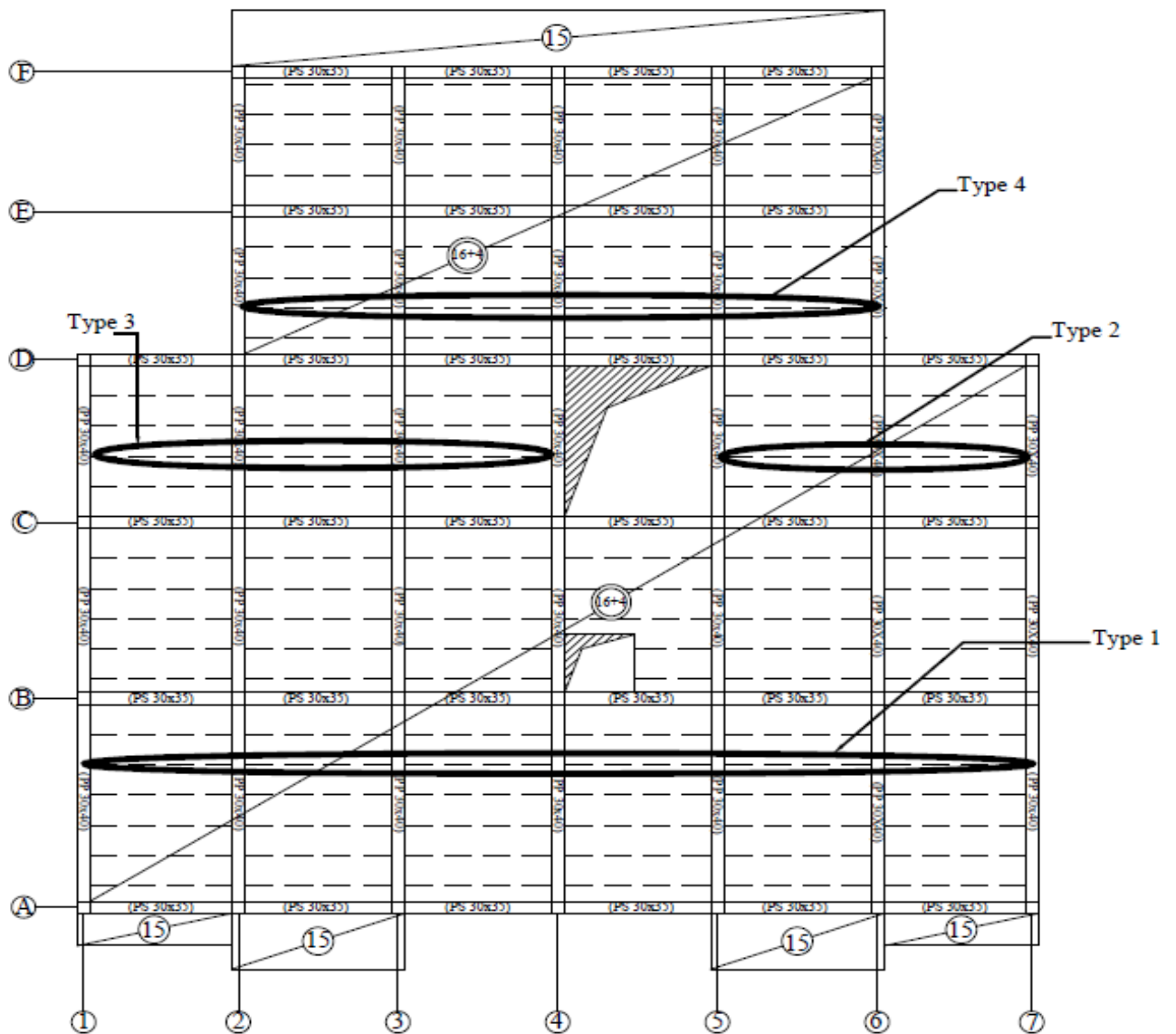


Fig. III.1.4: Différent type de file de poutrelle

III.1.5) Choix de la méthode de calcul

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

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

a/Méthode forfaitaire :

Le principe de cette méthode consiste à évaluer les moments en travées et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant « M_0 »

dans la travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

b/ Conditions d'applications de la méthode forfaitaire :

Condition 1 : La charge d'exploitation doit être inférieure ou égale au maximum de deux fois plus grande que la charge permanente ou 5KN/m^2 .

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

$$2G = 2 \times 5.10 = 10.20 \text{ KN/m}^2 ; \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$Q \leq \max(10.20\text{KN/m}^2; 5\text{KN/m}^2)$ **Condition vérifiée.**

Condition 2 : Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées.

La même section transversale de poutre dans toutes les travées, donc les moments d'inerties sont les mêmes. **Condition vérifiée**

Condition 3 : le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0,80 et 1,25.

Application numérique : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$.

La travée	Longueur L_i [m]	L_i/L_{i+1}	Conclusion
L_1	4,00	1.00	Condition vérifiée
L_2	4,00		
L_2	4,00	1.25	Condition vérifiée
L_3	3,2		
L_3	3,2	1.00	Condition vérifiée
L_4	3,2		
L_4	3,2	0.80	Condition vérifiée
L_5	4,00		
L_5	4,00	1.00	Condition vérifiée
L_6	4,00		

Condition 4 : La fissuration est considérée comme non préjudiciable

-Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions..... **Condition vérifiée**

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

c/ Exposé de la méthode :

Le rapport (α) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation est défini comme suit :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \alpha : \text{varie de } 0 \text{ à } 2/3 \text{ pour un plancher à surcharge d'exploitation}$$

modérée.

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

Les valeurs M_t , M_w et M_e doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \max [1.05 M_0; (1+0.3\alpha) M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ Dans une travée intermédiaire} \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ Dans une travée de rive.} \end{array} \right.$$

M_0 : moment maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison.

$M_0 = q l^2 / 8$; dont « l » longueur entre nus d'appuis.

M_w et M_e : moments aux valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

M_t : moment Max aux travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

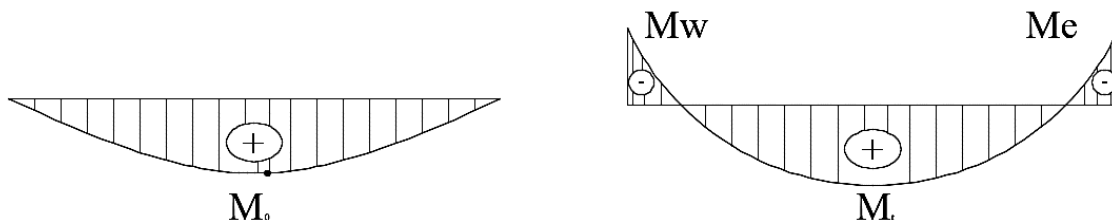
La valeur de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

0.6 M_0 : pour une poutre de deux travées.

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

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

0.3 M_0 pour les appuis de rive semi encastrés.



d/ Application de la méthode forfaitaire :

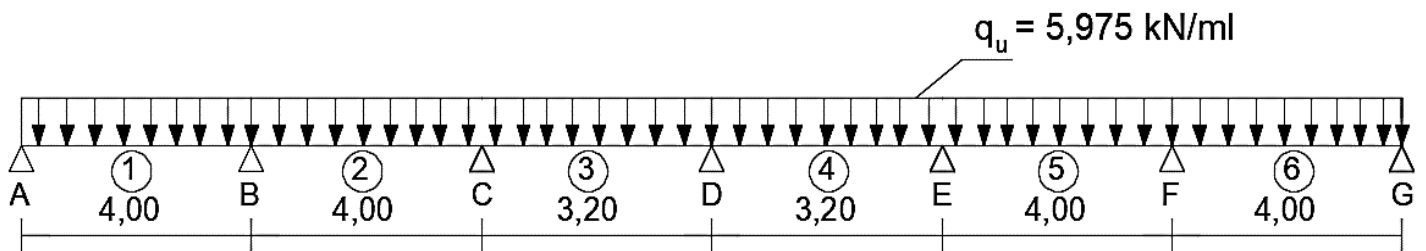
$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \quad \text{avec } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$$\alpha = \frac{0.975}{0.975+3.315} = 0.230 \leq 0.476 \leq \frac{2}{3}$$

condition vérifiée

➤ **Calcul à l'ELU :**

Avec $q_u = 5.975 \text{ KN/ml}$

Type 1

:

III.1.6) Calcul des moments fléchissant :● **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = M_{02} = M_{05} = M_{06} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.975 \times 4^2}{8} = \underline{11.95 \text{ KN.m}}$$

$$M_{03} = M_{04} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.975 \times 3.2^2}{8} = \underline{7.65 \text{ KN.m}}$$

.Calcul des moments aux appuis

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 11.95 = \underline{-3.59 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0.5 \text{Max} (M_{01}; M_{02}) = 0.5 (11.95; 11.95) = 0.5 \times 11.95 = \underline{-5.975 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0.4 \text{Max} (M_{02}; M_{03}) = 0.4 (11.95 ; 7.65) = 0.4 \times 11.95 = \underline{-4.78 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0.4 \text{Max} (M_{03}; M_{04}) = 0.4 (7.65; 7.65) = 0.4 \times 7.65 = \underline{-3.06 \text{ KN.m}}$$

$$M_E = 0.4 \text{Max} (M_{04}; M_{05}) = 0.4 (7.65 ; 11.95) = 0.4 \times 11.95 = \underline{-4.78 \text{ KN.m}}$$

$$M_F = 0.5 \text{Max} (M_{05}; M_{06}) = 0.5 (11.95; 11.95) = 0.5 \times 11.95 = \underline{-5.975 \text{ KN.m}}$$

$$M_G = 0.3M_{06} = 0.3 \times 11.95 = \underline{-3.59 \text{ KN.m}}$$

● Calcul des moments en travées

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0.3\alpha = 1.069 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.5345 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.6345 \end{array} \right.$$

$$\text{Travée AB: } \left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq \max [1.05M_{01}; (1+0.3\alpha) M_{01}] - (M_A+M_B)/2 \\ M_t^{AB} \geq \max [12.55; 12.77] - (3.59+5.975)/2 \\ M_t^{AB} \geq \underline{7.99 \text{ KN.m}} \\ \\ M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.6345 \times 11.95 = \underline{7.58 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

On prend: $M_t^{AB} = \underline{7.99 \text{ KN.m}}$

$$\text{Travée BC: } \left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq \max [1.05M_{02}; (1+0.3\alpha) M_{02}] - (M_B+M_C)/2 \\ M_t^{BC} \geq \max [12.55; 12.77] - (3.06+4.780)/2 \\ M_t^{BC} \geq \underline{7.39 \text{ KN.m}} \\ \\ M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.5345 \times 11.95 = \underline{6.39 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

On prend: $M_t^{BC} = \underline{7.39 \text{ KN.m}}$

$$\text{Travée CD: } \left\{ \begin{array}{l} M_t^{CD} \geq \max [1.05M_{03}; (1+0.3\alpha) M_{03}] - (M_C+M_D)/2 \\ M_t^{CD} \geq \max [8.033; 8.18] - (4.78+3.06)/2 \\ M_t^{CD} \geq \underline{4.26 \text{ KN.m}} \\ \\ M_t^{CD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.5345 \times 7.65 = \underline{4.09 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

On prend : $M_t^{CD} = \underline{4.26 \text{ KN.}}$

Le système est symétrique par rapport à l'appui D donc :

$$M_t^{DE} = M_t^{CD} = 4.26 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} = M_t^{BC} = 7.39 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{FG} = M_t^{AB} = 7.99 \text{ KN.m}$$

III.1.7) Calcul des efforts tranchants :

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

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

$$\text{Avec : } \theta(x=0) = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$\theta(x=L) = -\frac{q_u \times l}{2}$$

$T(x)$: effort tranchant sur appui

$\theta(x)$: effort tranchant de la travée isostatique

M_i et M_{i+1} : moment sur appuis i , $i+1$ respectivement en valeur absolue

T_w : effort tranchant sur appui gauche de la travée

T_e : effort tranchant sur appui droit de la travée

L : longueur de la travée

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \\ T_e = -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \end{array} \right.$$

Travée AB :

$$T_A = [(q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_A = [(5.975 \times 4)/2] + [(5.975 - 3.59)/4] = \underline{12.55 \text{ KN}}$$

$$T_B = [(-q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}]$$

$$T_B = [(-5.975 \times 4)/2] + [(5.975 - 3.59)/4] = \underline{-11.35 \text{ KN}}$$

Travée BC :

$$T_B = [(q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_B = [(5.975 \times 4)/2] + [(4.78 - 5.975)/4] = \underline{11.65 \text{ KN}}$$

$$T_C = [(-q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_C = [(-5.975 \times 4)/2] + [(4.78 - 5.975)/4] = \underline{-12.25 \text{ KN}}$$

Travée CD :

$$T_C = [(q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_C = [(5.975 \times 3.2)/2] + [(3.06 - 4.78)/3.2] = \underline{9.02 \text{ KN}}$$

$$T_D = [(-q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}]$$

$$T_D = [(-5.975 \times 3.2)/2] + [(3.06 - 4.78)/3.2] = \underline{-10.09 \text{ KN}}$$

Travée DE :

$$T_D = [(q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_D = [(5.975 \times 3.2)/2] + [(4.78 - 3.06)/3.2] = \underline{10.09 \text{ KN}}$$

$$T_E = [(-q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}]$$

$$T_E = [(-5.975 \times 3.2)/2] + [(4.78 - 3.06)/3.2] = \underline{-9.02 \text{ KN}}$$

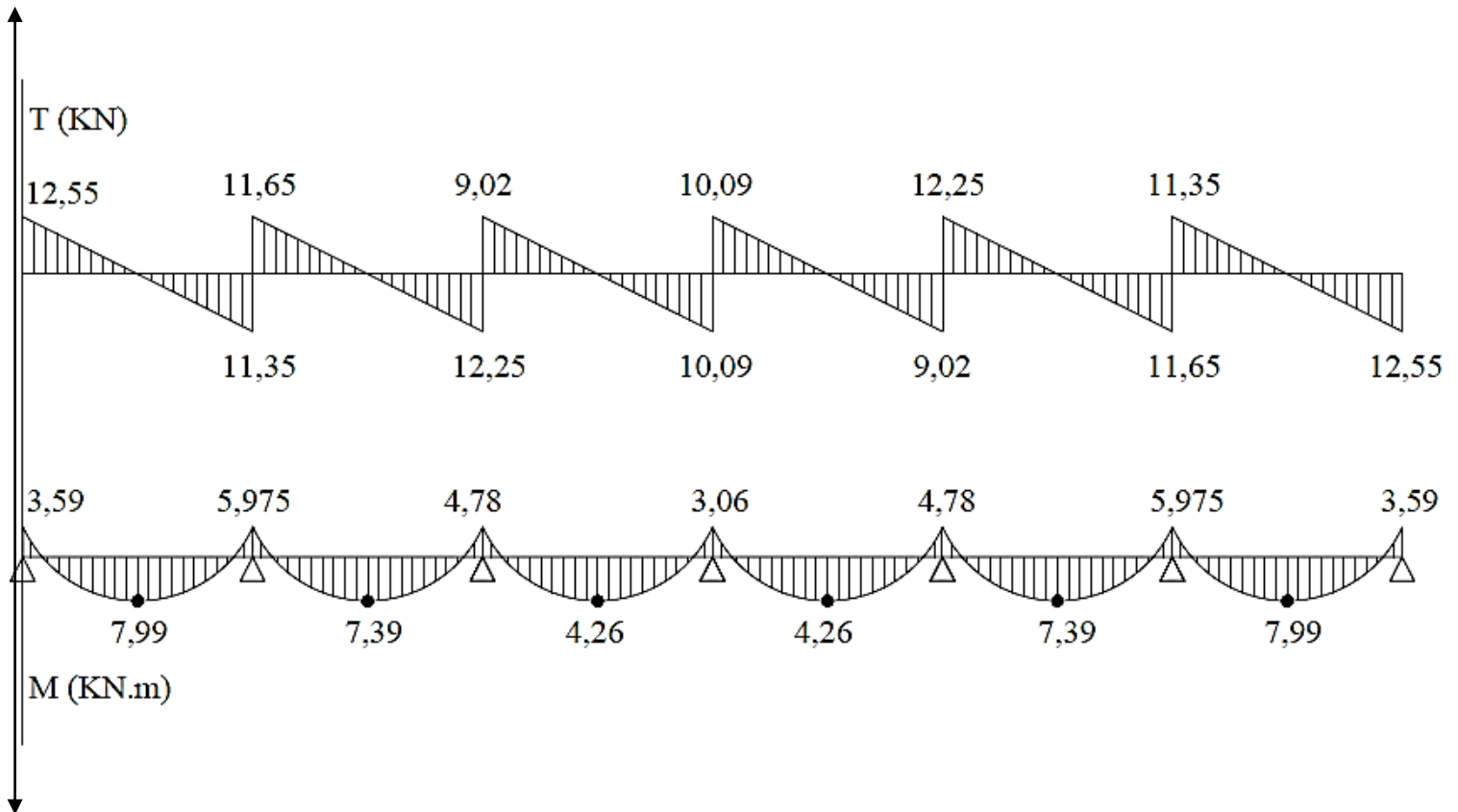
Travée EF :

$$\begin{cases} T_E = [(q_u \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}] \\ T_E = [(5.975 \times 4)/2] + [(5.975 - 4.78)/4] = \underline{12.25 \text{ KN}} \\ \\ T_F = [(-q_u \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}] \\ T_F = [(-5.975 \times 4)/2] + [(5.975 - 4.78)/4] = \underline{-11.65 \text{ KN}} \end{cases}$$

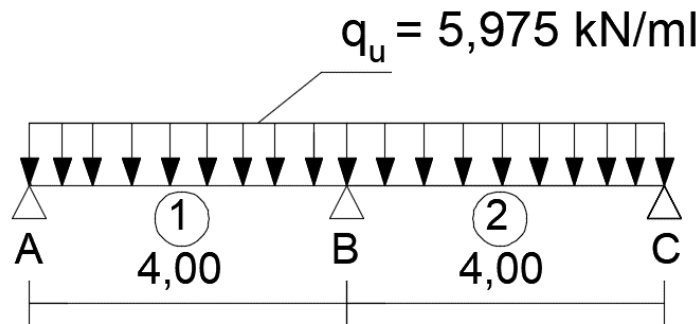
Travée FG:

$$\begin{cases} T_F = [(q_u \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}] \\ T_F = [(5.975 \times 4)/2] + [(3.59 - 5.975)/4] = \underline{11.35 \text{ KN}} \\ \\ T_G = [(-q_u \times l_{EF})/2] + [(M_F - M_E)/l_{EF}] \\ T_G = [(-5.975 \times 4)/2] + [(3.59 - 5.975)/4] = \underline{-12.55 \text{ KN}} \end{cases}$$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :



Type 2:



➤ **Calcul des moments fléchissant :**

● **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = M_{02} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,975 \times 4^2}{8} = \underline{11,95 \text{ KN.m}}$$

● **Calcul des moments aux appuis :**

$$\begin{cases} M_A = 0,3 \times 11,95 = \underline{-3,59 \text{ KN.m}} \\ M_B = 0,6 \times 11,95 = \underline{-7,17 \text{ KN.m}} \\ M_C = 0,3 \times 11,95 = \underline{-3,59 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

● **Calcul des moments en travées :**

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq \max [1,05M_{01} ; (1+0,3\alpha) M_{01}] - (M_A + M_B)/2 \\ M_t^{AB} \geq \max [12,55 ; 12,77] - (3,59 + 7,17) / 2 \\ M_t^{AB} \geq \underline{7,39 \text{ KN.m}} \\ \\ M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,6345 \times 11,95 = \underline{7,58 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

➔ $M_t^{AB} = M_t^{BC} = \underline{7,58 \text{ KN.m}}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$\begin{cases} T_A = [(q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}] \\ T_A = [(5,975 \times 4)/2] + [(7,17 - 3,59)/4] = \underline{12,85 \text{ KN}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_B = [(-q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}] \\ T_B = [(-5,975 \times 4)/2] + [(7,17 - 3,59)/4] = \underline{-11,06 \text{ KN}} \end{cases}$$

Travée BC :

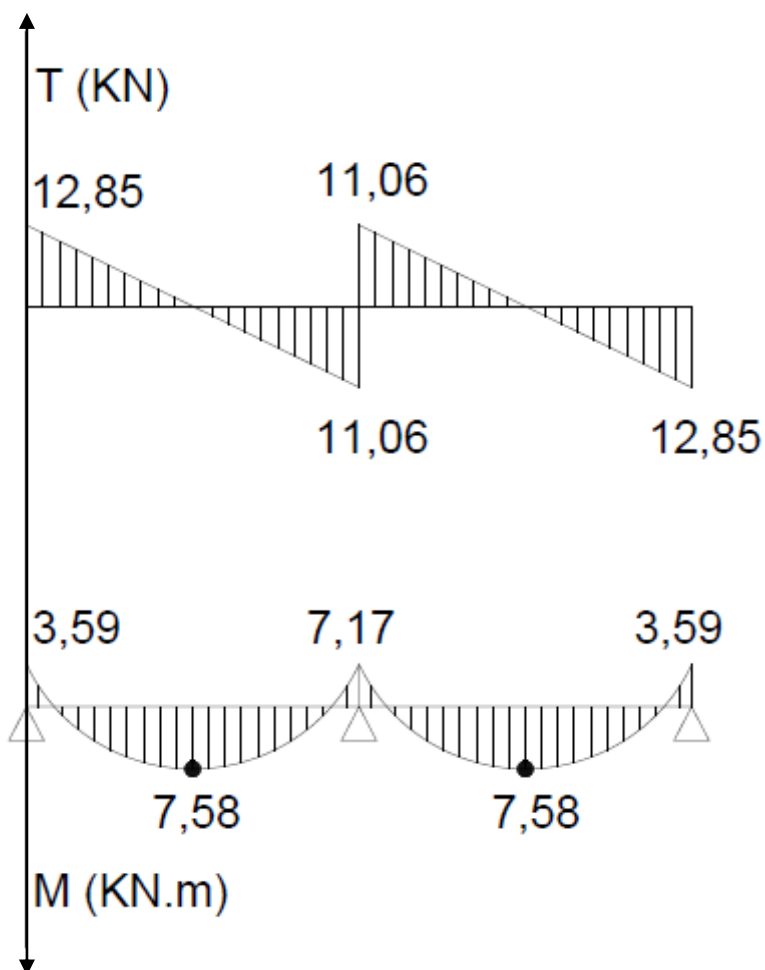
$$T_B = [(q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_B = [(5.975 \times 4)/2] + [(3.59 - 7.17)/4] = \underline{11.06 \text{ KN}}$$

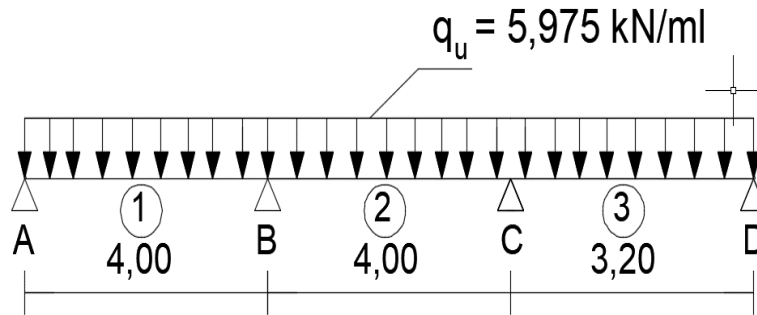
$$T_C = [(-q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}]$$

$$T_C = [(-5.975 \times 4)/2] + [(3.59 - 7.17)/4] = \underline{-12.85 \text{ KN}}$$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :



Type 3:



➤ **Calcul des moments fléchissant :**

● **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{01} = M_{02} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.975 \times 4^2}{8} = \underline{11.95 \text{ KN.m}}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.975 \times 3.2^2}{8} = \underline{7.65 \text{ KN.m}}$$

● **Calcul des moments aux appuis :**

$$M_A = 0.3 \times 11.95 = \underline{-3.59 \text{ KN.m}}$$

$$M_B = 0.5 \times 11.95 = \underline{-5.975 \text{ KN.m}}$$

$$M_C = 0.5 \times 11.95 = \underline{-5.975 \text{ KN.m}}$$

$$M_D = 0.3 \times 7.65 = \underline{-2.30 \text{ KN.m}}$$

● **Calcul des moments en travées :**

$$\text{Travée AB : } \left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq \max [1.05M_{01}; (1+0.3\alpha) M_{01}] - (M_A + M_B)/2 \\ M_t^{AB} \geq \max [12.55; 12.77] - (3.59 + 5.975)/2 \\ M_t^{AB} \geq \underline{7.99 \text{ KN.m}} \\ \\ M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.6345 \times 11.95 = \underline{7.58 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

$$\text{On prend: } \underline{M_t^{AB} = 7.99 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Travée BC: } \left\{ \begin{array}{l} M_t^{BC} \geq \max [1.05M_{02}; (1+0.3\alpha) M_{02}] - (M_B + M_C)/2 \\ M_t^{BC} \geq \max [12.55; 12.77] - (5.975 + 5.975)/2 \\ M_t^{BC} \geq \underline{6.79 \text{ KN.m}} \\ \\ M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.5345 \times 11.95 = \underline{6.39 \text{ KN.m}} \\ \text{On prend: } \underline{M_t^{BC} = 6.79 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée CD: } \left\{ \begin{array}{l} M_t^{CD} \geq \max [1.05M_{03}; (1+0.3\alpha) M_{03}] - (M_C+M_D)/2 \\ M_t^{CD} \geq \max [8.033; 8.18] - (5.975+2.30)/2 \\ M_t^{CD} \geq \underline{4.04 \text{ KN.m}} \\ \\ M_t^{CD} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{03} = 0.6345 \times 7.65 = \underline{4.85 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

On prend: $M_t^{CD} = \underline{4.85 \text{ KN.m}}$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$\left[\begin{array}{l} T_A = [(q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}] \\ T_A = [(5.975 \times 4)/2] + [(5.975 - 3.59)/4] = \underline{12.55 \text{ KN}} \\ \\ T_B = [(-q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}] \\ T_B = [(-5.975 \times 4)/2] + [(5.975 - 3.59)/4] = \underline{-11.35 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

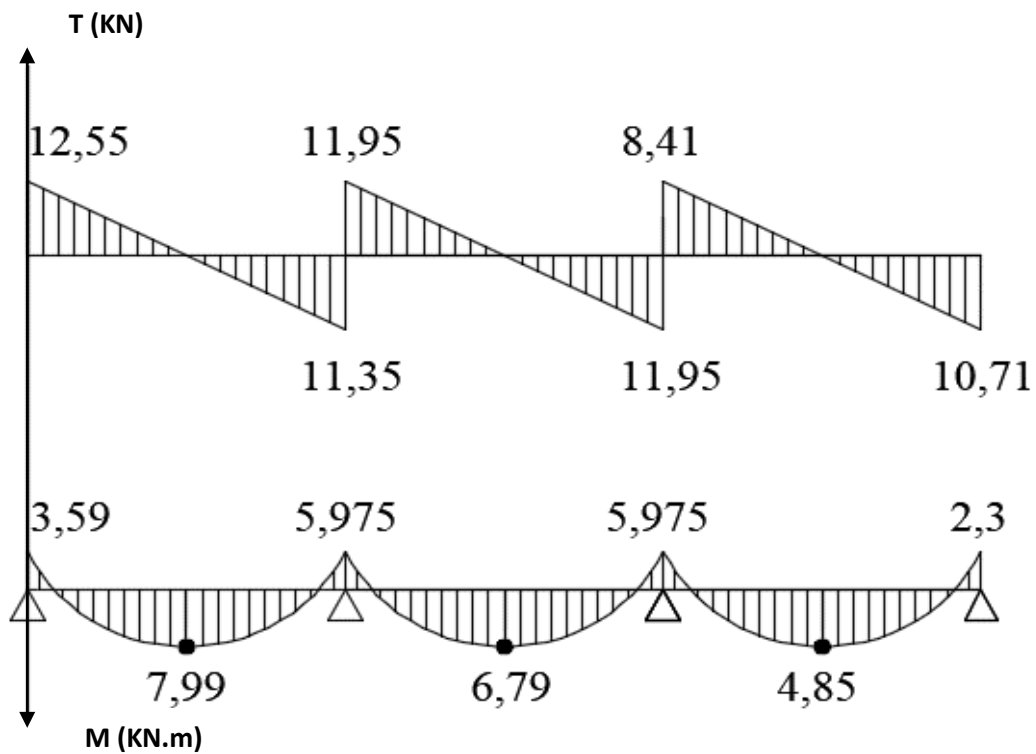
Travée BC :

$$\left[\begin{array}{l} T_B = [(q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}] \\ T_B = [(5.975 \times 4)/2] + [(5.975 - 5.975)/4] = \underline{11.95 \text{ KN}} \\ \\ T_C = [(-q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}] \\ T_C = [(-5.975 \times 4)/2] + [(5.975 - 5.975)/4] = \underline{-11.95 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

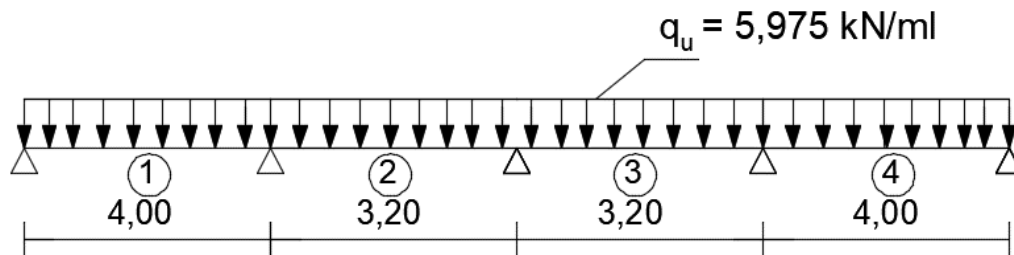
Travée CD :

$$\left[\begin{array}{l} T_C = [(q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}] \\ T_C = [(5.975 \times 3.2)/2] + [(2.30 - 5.975)/3.2] = \underline{8.41 \text{ KN}} \\ \\ T_D = [(-q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}] \\ T_D = [(-5.975 \times 3.2)/2] + [(2.30 - 5.975)/3.2] = \underline{-10.71 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :



Type 4:



➤ Calcul des moments fléchissant :

● Calcul des moments isostatiques :

$$M_{02} = \begin{cases} M_{01} = M_{04} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,975 \times 4^2}{8} = \underline{11,95 \text{ KN.m}} \\ M_{03} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,975 \times 3,2^2}{8} = \underline{7,65 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

● **Calcul des moments aux appuis :**

$$\begin{cases} M_A = M_E = 0.3 \times 11.95 = \underline{-3.59 \text{ KN.m}} \\ M_B = M_D = 0.5 \times 11.95 = \underline{-5.975 \text{ KN.m}} \\ M_C = 0.4 \times 7.65 = \underline{-3.06 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

● **Calcul des moments en travées :**

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} M_t^{AB} \geq \max [1.05M_{01}; (1+0.3\alpha) M_{01}] - (M_A+M_B)/2 \\ M_t^{AB} \geq \max [12.55; 12.77] - (3.59+5.975)/2 \\ M_t^{AB} \geq \underline{7.99 \text{ KN.m}} \\ \\ M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} = 0.6345 \times 11.95 = \underline{7.58 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

On prend: $M_t^{AB} = \underline{7.99 \text{ KN.m}}$

$$\text{Travée BC: } \begin{cases} M_t^{BC} \geq \max [1.05M_{02}; (1+0.3\alpha) M_{02}] - (M_B+M_C)/2 \\ M_t^{BC} \geq \max [8.033; 8.18] - (5.975+3.06)/2 \\ M_t^{BC} \geq \underline{3.66 \text{ KN.m}} \\ \\ M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} = 0.5345 \times 7.65 = \underline{4.09 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

On prend: $M_t^{BC} = \underline{4.09 \text{ KN.m}}$

- le système est symétrique par rapport à C donc :

$$\begin{aligned} M_t^{CD} &= M_t^{BC} = \underline{4.09 \text{ KN.m}} \\ M_t^{DE} &= M_t^{AB} = \underline{7.99 \text{ KN.m}} \end{aligned}$$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

Travée AB :

$$\begin{cases} T_A = [(q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}] \\ T_A = [(5.975 \times 4)/2] + [(5.975 - 3.59)/4] = \underline{12.55 \text{ KN}} \\ \\ T_B = [(-q_u \times l_{AB})/2] + [(M_B - M_A)/l_{AB}] \\ T_B = [(-5.975 \times 4)/2] + [(5.975 - 3.59)/4] = \underline{-11.35 \text{ KN}} \end{cases}$$

Travée BC :

$$\left[\begin{array}{l} T_B = [(q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}] \\ T_B = [(5.975 \times 3.2)/2] + [(3.06 - 5.975)/3.2] = \underline{8.65 \text{ KN}} \\ \\ T_C = [(-q_u \times l_{BC})/2] + [(M_C - M_B)/l_{BC}] \\ T_C = [(-5.975 \times 3.2)/2] + [(3.06 - 5.975)/3.2] = \underline{-10.47 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

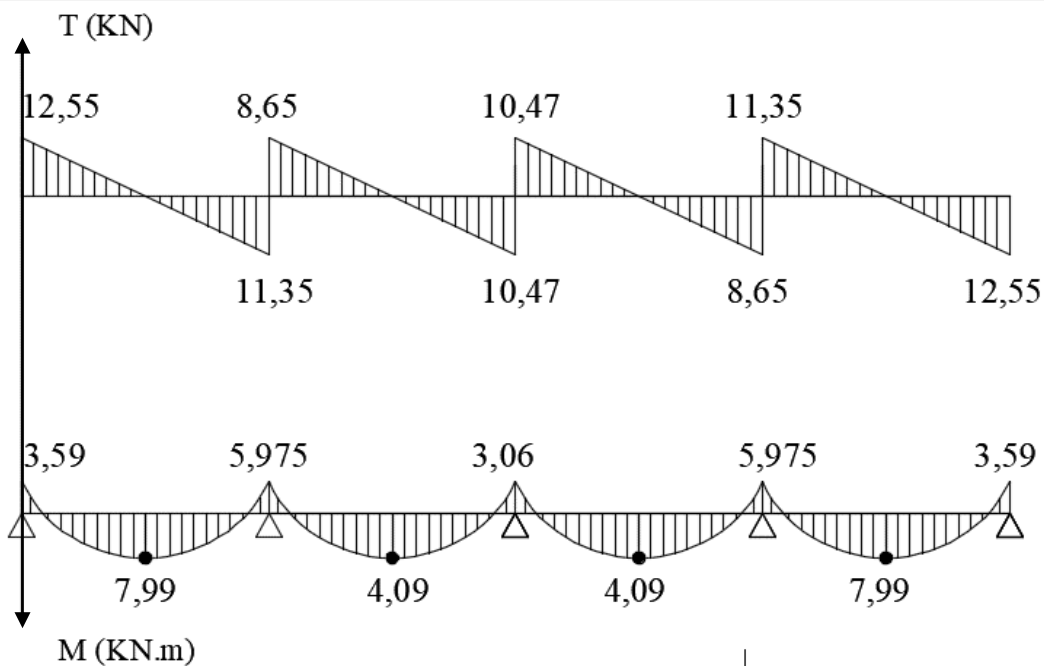
Travée CD :

$$\left[\begin{array}{l} T_C = [(q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}] \\ T_C = [(5.975 \times 3.2)/2] + [(5.975 - 3.06)/3.2] = \underline{10.47 \text{ KN}} \\ \\ T_D = [(-q_u \times l_{CD})/2] + [(M_D - M_C)/l_{CD}] \\ T_D = [(-5.975 \times 3.2)/2] + [(5.975 - 3.06)/3.2] = \underline{-8.65 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

Travée DE :

$$\left[\begin{array}{l} T_D = [(q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}] \\ T_D = [(5.975 \times 4)/2] + [(3.59 - 5.975)/4] = \underline{11.35 \text{ KN}} \\ \\ T_E = [(-q_u \times l_{DE})/2] + [(M_E - M_D)/l_{DE}] \\ T_E = [(-5.975 \times 4)/2] + [(3.59 - 5.975)/4] = \underline{-12.55 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants :



III.1.8) Calcul des armatures (ELU) :

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

$$M_0 = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.07 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59.07 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

- **Aux appuis :** avec : $M_a^{\max} = 7.17 \text{ KN.m}$

$7.17 \text{ KN.m} < M_0 = 59.07 \text{ KN.m} \longrightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

$$b = 65 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}$$

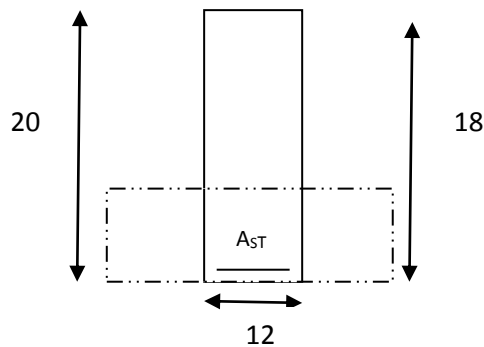


Fig.III.1.5: section de calcul de la poutrelle aux appuis

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.17 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14.2} = 0.024$$

$$\mu = 0.024 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.024 \longrightarrow \beta = 0.988$$

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

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7.17 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1.20 \text{ cm}^2 \quad A_{st} = \underline{\underline{2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2}}$$

- **En travée :** avec : $M_t^{\max} = 7.99 \text{ KN.m}$

$M_t = 7.99 \text{ KN.m} < M_0 = 59.07 \text{ KN.m} \longrightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire.

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.99 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.2} = 0.027$$

$$\mu = 0.027 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.027 \longrightarrow \beta = 0.9865$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_e} = \frac{7.99 \times 10^3}{0.9865 \times 18 \times 348} = 1.29 \text{ cm}^2$$

On opte pour 3HA10 = 2.36 cm²

❖ **Calcul des armatures transversales (BEAL 91 Art A7-2-2) :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{20}{35}; 1; \frac{12}{10}\right)$$

Avec :

h : étant la hauteur totale de la poutre.

ϕ_t : Diamètre des barres longitudinales

$$\phi_t \leq \min(0.57; 1.0; 1.2) = 0.57 \text{ cm}$$

Les armatures transversales seront constituées d'un étrier ;

On opte pour : $A_{tr} = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$

• **Espacement des armatures transversales (Art : A.5-22. BAEL 91) :**

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = (0.9 \times 18; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(16.2; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

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

La section d'armatures transversales doit vérifier :

$$\frac{A_{str} f_e}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91 Art A.5}_1\text{_23})$$

$$\frac{0.57 \times 400}{12 \times 15} = 1.27 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

f /Vérification à l'ELU :

* **Condition de non fragilité BAEL (Art A-4-2-1) :**

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

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{En travée}$$

$$\text{Aux appuis : } A_{sa} = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

aux travées : $A_{st}=2.36\text{cm}^2 > 1.41\text{cm}^2 \longrightarrow$ **condition vérifiée**

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

(Art A.6.1 ,3/BAEL91)

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \quad (\text{aciers de haute adhérence } \Psi_s = 1.5)$$

$\sum u_i$: étant la somme des périmètres utiles des barres

$$\sum u_i = n \pi \phi = 3 \times \pi \times 10 = 94.2 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u^{\max}}{0.9d \sum u_i} = \frac{12.85 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.84 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.84 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

* **Ancrage des barres :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.84 \leq \bar{\tau}_{se} = 2.835 \text{MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

* **Longueur de scellement droit (BAEL 91 Art A-6-1-2-3) :**

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

$$L_s = \frac{\phi_{travée} f_e}{\tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à laquelle les barres seront ancrées alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (**art A.6.1.253 BAEL 99**).

$$\text{Donc : } L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm} \quad \text{soit } \underline{L_c = 15 \text{ cm}}$$

* **Vérification de la contrainte de cisaillement (Art A.5.1, 322) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \tau_u \bar{=} \min \left(\frac{0.02 \times f_{c28}}{\delta_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{12.85 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.59 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :** (Art : A.5. 1. 313)

- **Appuis de rive :**

$$\frac{2 \times V_u}{b \times 0.9 \times d} \leq \frac{0.8f_c}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 12.85 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.32 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$1.32 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :(art.A.5.1.321/BAEL 91)**

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0.9d \times V_u$ on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section des armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$0.9 \times d \times V_u = 0.9 \times 0.180 \times 12.85 = 2.08 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 7.99 \text{ KN.m} > 2.33 \text{ KN.m}$$

➤ Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

III.1.9) calcul à l'ELS :

Les moments de flexion et les efforts tranchant à l'ELS:

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le **BAEL (A.6.5.1)** précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS.

Avec : $q_s = 4.29 \text{ KN/ml}$ et $q_u = 5.975 \text{ KN/ml}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.29}{5.975} = 0.72$$

Dans nos calculs on a besoin juste des efforts internes maximales tel que : M_{st}^{\max} , M_{sa}^{\max} et T_s^{\max}

❖ **Calcul des efforts internes maximaux :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{sa}^{\max} = 0.72 M_{ua}^{\max} = 0.72 \times 7.17 = \underline{5.16 \text{ KN.m}} \\ M_{st}^{\max} = 0.72 M_{ut}^{\max} = 0.72 \times 7.99 = \underline{5.75 \text{ KN.m}} \\ T_s^{\max} = 0.72 T_u^{\max} = 0.72 \times 12.85 = \underline{9.25 \text{ KN}} \end{array} \right.$$

III.1.10) Vérification à l'ELS :❖ **État limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu préjudiciables \Rightarrow Aucune vérification n'est nécessaire

❖ **Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91)**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$.

- **Aux appuis :** $A_s = 1.57 \text{ cm}^2$; $M_{sa}^{\max} = 5.16 \text{ KN.m}$

Contraintes dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.76$$

$$\rho_1 = 0.76 \rightarrow \{\beta_1 = 0.874, K_1 = 24.68\}$$

$$D'où : \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{5.16 \times 10^3}{0.874 \times 1.57 \times 18} = 235.7\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{235.7}{24.68} = 9.55\text{MPa} < 15\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\sigma_s = 235.7 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$235.7 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **En travée:** $A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2$, $M_{st}^{\max} = 5.75 \text{ KN.m}$

Contraintes dans le béton :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.36}{12 \times 18} = 1.09$$

$$\rho_1 = 1.09 \rightarrow \{\beta_1 = 0.856, K_1 = 19.72\}$$

$$D'où : \sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{5.75 \times 10^3}{0.856 \times 2.36 \times 18} = 158.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{158.13}{19.72} = 8.01 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Contraintes dans les aciers :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$158.13 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de déformation :(Art B.6.5.1/BAEL91)**

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ h : hauteur de la section est égale à 20 cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{10 M_0} L$: portée libre est égale à 375cm.
- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

M_{st}^{\max} : moment fléchissant max en travée.

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{20}{375} = 0.053 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

❖ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^S \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{Avec} \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4000}{500} = 8 \text{ mm}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section.

Aire de la section homogénéisée :

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

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2.36$$

$$B_0 = 487.4 \text{ cm}^2.$$

a) Calcul de V_1 et V_2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S /_{xx} = \frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_s \times d$$

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 18 = 3461.2 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3461.2}{487.4} = 7.10 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.10 = 12.9 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.10^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.10 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.36 \times (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20021.06 \text{ cm}^4$$

b) Calcul des coefficients : (λ_v , μ , I_{fv})

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0,011$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.011} = 1.495$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{0.594; 0\} = 0.594 \quad , \sigma_s = 158.13 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1.1 \times 20021.06}{1 + 1.495 \times 0.594} = 11664.63 \text{ cm}^4$$

D'où la flèche

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f = \frac{5.75 \times 4.00^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 11664.63 \times 10^{-8}} = 0.00729 = 7.29 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition}$$

vérifiée.

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suit :

En travée : **3HA10**

Sur appuis : **2HA10**

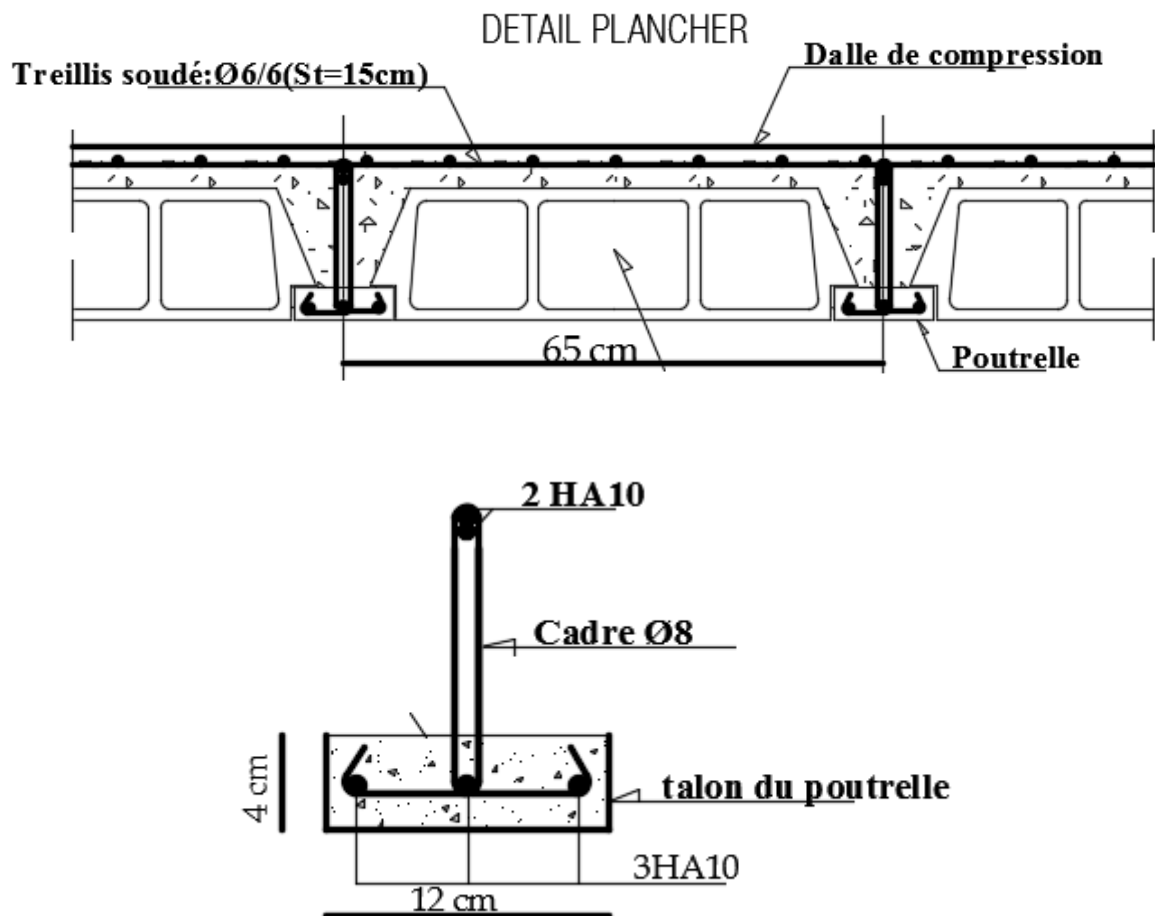


Fig.III.1.6:schema de ferrailage du plancher en corps creux.

III.2) L'acrotère

1. Introduction

L'acrotère est un élément en béton armé encastré au niveau de la périphérie d'un plancher terrasse non-accessible. Il a pour rôle d'empêcher le ruissèlement des eaux pluviales sur la façade et forme une paroi contre toute chute.

Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort horizontal P dû à l'action de la main courante qui engendre un moment de renversement M au niveau de l'encastrement.

Le calcul se fait en flexion composée pour une bonde de longueur unité (1m).

2. Dimensions

. Hauteur : $h = 60$ cm.

. Épaisseur : $h_0 = 10$ cm.

. Enrobage : $c = c' = 3$ cm.

. Surface totale : $S = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times 0,1) / 2 = 0,069$ m².

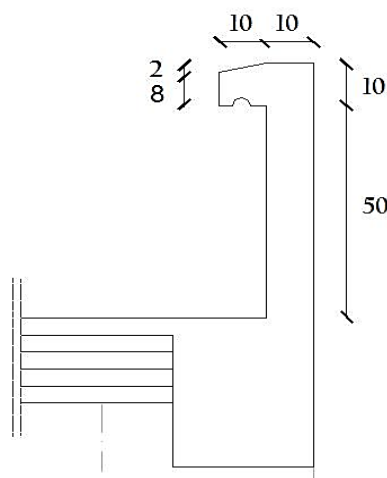


Fig .III. 2.1 Coupe verticale de l'acrotère

III.2.1) Calcul des efforts :

- Effort normal dû au poids propre :

$$G = \rho \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/ml}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1$ KN/ml.

- Moment de renversement M dû à la surcharge Q :

$$M = Q \times H = 1 \times 0,6 \times 1 \text{ml} = 0,6 \text{KNm}$$

- Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ml} = 1 \text{ KN}$

- Effort normal du au poids propre G : $N = G \times 1 \text{ml} = 1,725 \text{ KN}$

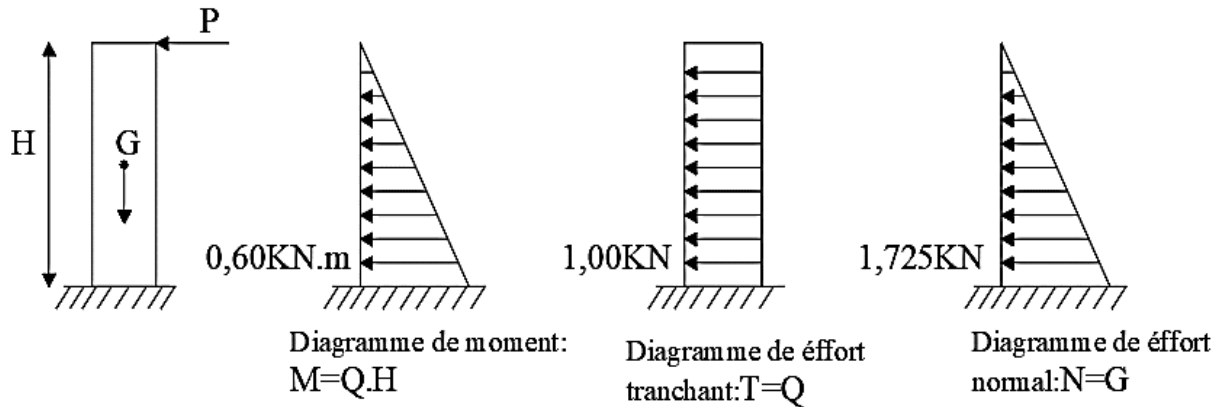


Fig. III.2.2: Diagramme des efforts internes

III.2.2) Combinaison de charge :

A l'ELU :

$$\begin{cases} N_u = 1,35G = 1,35 \times 1,725 = 2,33 \text{KN} \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{KNm} \end{cases}$$

A l'ELS :

$$\begin{cases} N_s = G = 1,725 \text{KN} \\ M_s = M_Q = 0,6 \text{KNm} \end{cases}$$

III.2.3) Calcul à l'ELU :

L'étape du ferrailage consistera à étudier une section rectangulaire encastree à la base et libre à l'extrémité (console) soumise à la flexion composée.

a) Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,23} = 0,386 \text{m} = 38,6 \text{cm}$$

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

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur. Donc la section est partiellement comprimée. Elle

sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis se ramène à la flexion composée.

b) Calcul en flexion simple :

• **Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,26 \left(\frac{0,10}{2} - 0,03 \right) = 0,946 \text{ KN.m}$$

• **Moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,946 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0136 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,993$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

c) Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,946 \times 10^3}{0,993 \times 7 \times \frac{400}{1,15}} = 0,40 \text{ cm}^2$$

d) Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,40 - \frac{2,33}{34,8} = 0,34 \text{ cm}^2$$

III.2.4) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :(Art.A.4.2.1/BAEL 91)

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{34,78 - 0,445 \times 7}{34,78 - 0,185 \times 7} = 0,798 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,798 \text{ cm}^2 > A = 0,34 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{min} = 0,798 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit $A_s = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20cm

b) Armatures de répartition :

Selon l'article **A.8.2,41 du BAEL 91**, Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas de l'acrotère) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$$A_r = \frac{A}{3} = \frac{2,51}{3} = 0,84 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2 cm² avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

c) Vérification au cisaillement :

Nous avons une fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad \text{Avec } V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10}{10^2 \times 7} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: La condition est vérifiée donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

d) Vérification de l'adhérence des barres :

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

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \quad \text{Avec } \sum u_i : \text{Somme de périmètres utiles de barres.}$$

$$\sum u_i = 5\pi 8 = 5 \times \pi \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres

e) Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 2.2.1)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35\varphi = 35 \times 0,8 = 28 \text{ cm.}$$

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

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

Pour des charges concentrées :

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

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

III.2.5 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable, on doit vérifier :

1. Vérifications des contraintes :**• Dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right]$$

$$\text{On a des aciers : } \begin{cases} HA : \varnothing \geq 6 \text{ mm} \rightarrow \eta = 1.6 \\ FeE400 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [226,67, 201,63] = 201,63 \text{ MPa}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,290 \Rightarrow \beta_1 = 0,914$$

$$\Rightarrow \alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0,914) = 0,258$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,258}{15(1 - 0,258)} = 0,023$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0,6 \times 1000}{0,914 \times 7 \times 2,01} = 46,66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ La condition est vérifiée

• Dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,023 \times 46,66 = 1,0732 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,0732 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art A 5.11)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec : } V_u = 1,5Q = 1,5\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{1000 \times 70} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4\text{MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0214\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Vérification de l'acrotère au séisme : (RPA 99. Art 6.2.3)

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

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

A : Coefficient de zone. (Zone II_a, groupe d'usage 2) (A = 0,15)

C_p : Facteur de force horizontale (C_p = 0,8)

W_p : Poids de l'acrotère = 1,675KN/ml

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,675 = 0,804 \text{ KN/ml}$$

$$0,821 \text{ KN} < Q = 1\text{KN}$$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p, d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable.

Conclusion

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

- . Armatures principales : 5 HA 8/ml (St= 20 cm).
- . Armatures de répartition : 4 HA 8 (St= 20 cm)

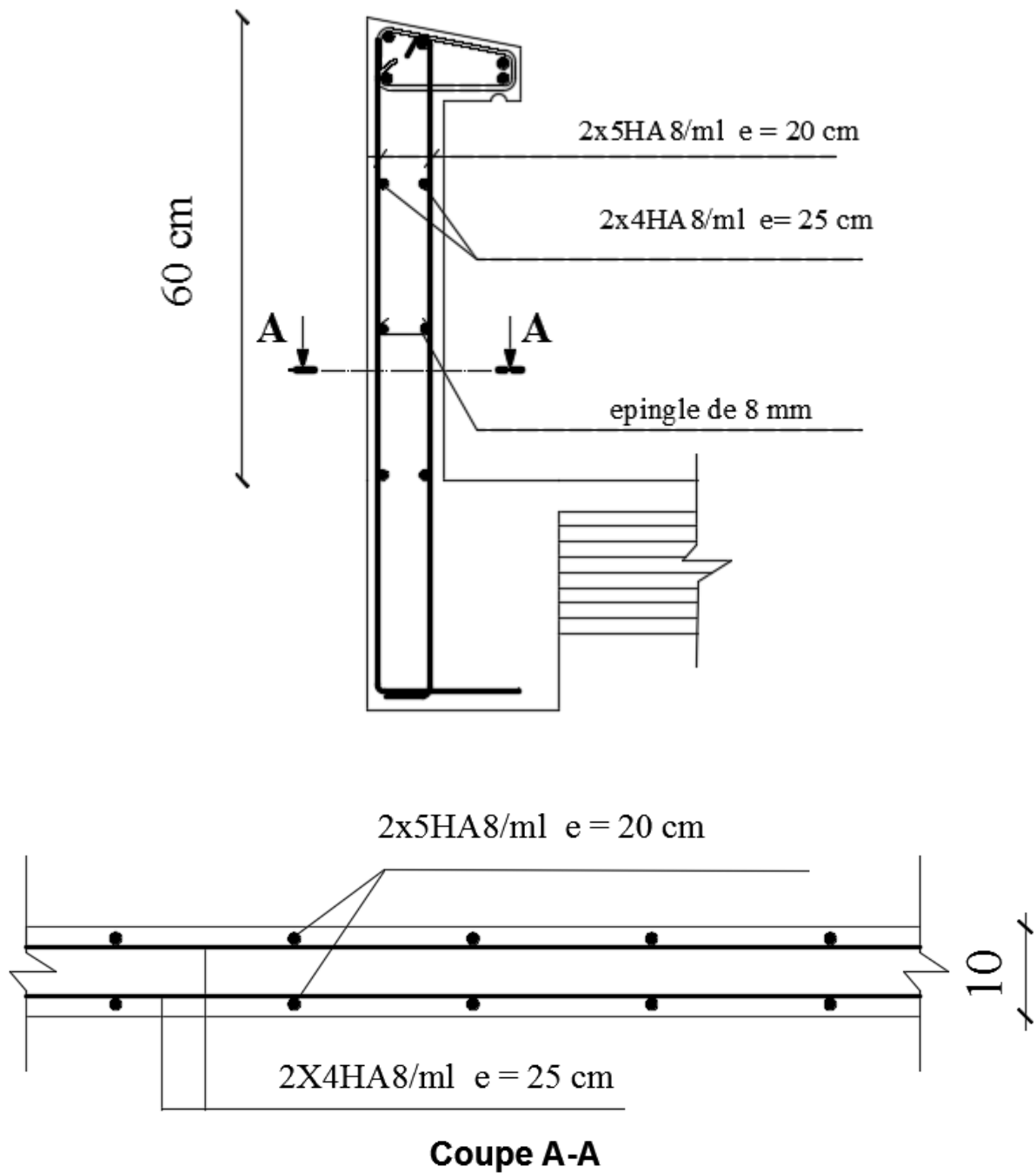


Figure. III.2.3 : schéma de Ferrailage de l'acrotère.

III.3) Les balcons

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré a la poutre de rive avec un garde-corps de hauteur $h=1$ [m] en brique creuse de 10[cm] d'épaisseur
L'épaisseur de la dalle pleine est de $e = 15$ [cm]

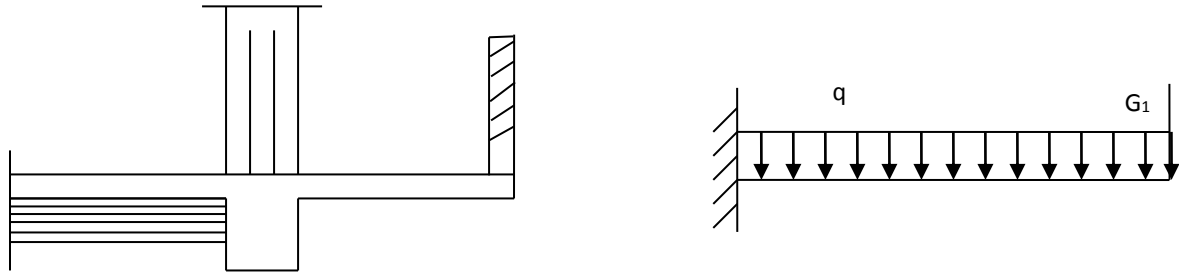


Fig.III.3.1 : Schéma statique du balcon.

III.3.1) Détermination des charges et surcharges :

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

a) Charges permanentes :

$$G=5.33 \text{ [KN/ml]}$$

b) Charge concentrée :

Poids propre du garde-corps..... $g=1,62$ [KN/ml]
 $g=2,22$ kN/m² est le poids de la brique creuse de 10 cm d'épaisseur (0,9kN/m²) et d'un double revêtement (intérieur et extérieur) en ciment de 2 cm d'épaisseur (0,36 kN/m²)

c) Surcharge d'exploitation : $Q=3,5$ [KN/ml].

III.3.2) Combinaison de charges :

III.3.2.1.À l'ELU

- Dalle : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5.33 + 1,5 \times 3,5 = 12.45$ [KN/ml].
- Garde-corps : $g_u = 1,35g = 1,35 \times 1,62 = 2,19$ [KN/ml].

1. Calcul du moment sollicitant :

$$M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + g_{u2} . l$$

$$M_u = 12.45 \times \frac{1.2^2}{2} + 2,19 \times 1.2 .$$

$$M_u = 11,6 \text{ KNm}$$

2. Calcul des efforts tranchant

$$V_u = q_{u1} l + g_u . l = 12.45 \times 1.2 + 2,19 = 17,13 \text{ KN}$$

3. Ferrailage :**➤ Armatures principales :**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,6 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,057 < 0,392 \quad \text{Section simplement armée}$$

Des abaques on tire $\beta = 0,970$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,6 \times 10^3}{0,970 \cdot 12 \cdot 348} = 2,87 [cm^2]$$

Soit 4HA10 = 3,92[cm²] avec un espacement $S_t = 20[cm]$.

➤ Armature de répartition :

Selon l'article **A.8.2,41 du BAEL 91** si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (Cas du balcon) les armatures de répartition sont au moins égales à :

$A_r \geq 1/3$ adoptée

$$\frac{A}{3} = \frac{3,92}{3} = 1,05 [cm^2]$$

Soit 4HA08 = 2,01[cm²] avec $S_t = 30[cm]$

4. Vérification à l'ELU**a) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,45 [cm^2]$$

$A = 3,92 [cm^2] > A_{\min} = 1,45 [cm^2] \implies$ condition vérifiée.

b) Vérification au cisaillement :

$$\bar{\tau}_u = \min \{3,33 ; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{17,13 \times 10^3}{1000 \cdot 120} = 0,143 [MPa]$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement

c) Vérification de l'adhérence des barres :(BAEL 91/ Art A.6.1 ,3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 10 = 157 \text{ [mm]}.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{17,13 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 157} = 0,81 \text{ [MPa]}$$

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

ψ Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier) 1,5 pour HA

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ [MPa]}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies$ condition vérifiée il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d) Longueur de scellement :

Pour HA FE400 et $F_{c28}=25$ MPa La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$L_s = 35 \cdot \phi$$

$$L_s = 35 \times 1 = 35 \text{ cm}$$

L_s dépasse la largeur des poutres, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 35 = 14$ cm. D'où : $L_c = 15$ cm.

e) Encastrement des barres BAEL 91 / Art. A.8.2, 42 :

- **Armatures principales :**

$$e \leq \min(2h, 25\text{cm}) = (30,25\text{cm}) = 25 \text{ [cm]} \implies \text{condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$e \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33 \text{ [cm]} \implies \text{condition vérifiée.}$$

III.3.2.2) Calcul à l'ELS :**1. Combinaison de charge :**

- Dale : $q_{s1} = G + Q = 5,33 + 3,5 = 8,83 \text{ [KN.m]}$

- Garde-corps : $g_s = 1,62 \text{ [KN.m]}$

2. Calcul des moments :

$$M_s = \frac{q_{s1} l^2}{2} + g_s \cdot l = 8,85 \times \frac{1,2^2}{2} + 1,62 \times 1,2$$

$$M_s = 8,31 \text{ [KN.m].}$$

3. Vérification à l'ELS :**a) –État de compression dans le béton :**

Il faut vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\text{On a } \rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 120} = 0,326$$

Pour une valeur de $\rho = 0,326$ on du tableau : $\beta_1 = 0,911$ et $K_1 = 41,18$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{8,31 \times 10^6}{0,911 \times 120 \times 3,92 \times 10^2} = 217,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{217,25}{41,18} = 5,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,27 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ La condition est vérifiée}$$

III.3.3) État limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.4.5,32 du BAEL 91**)

État limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91/ Art. B.6.5,1**) :

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

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

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,125 > 0,0625$$

condition vérifiée

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow 0,125 > 0,1$$

condition vérifiée

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow 0,003 < 0,0105$$

condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée)

Conclusion

Le ferrailage retenu pour les balcons est le suivant :

- . Armatures principales : (5HA 10/ml (St= 20 cm).
- . Armatures de répartition : 4 HA 8 (St= 30 cm).

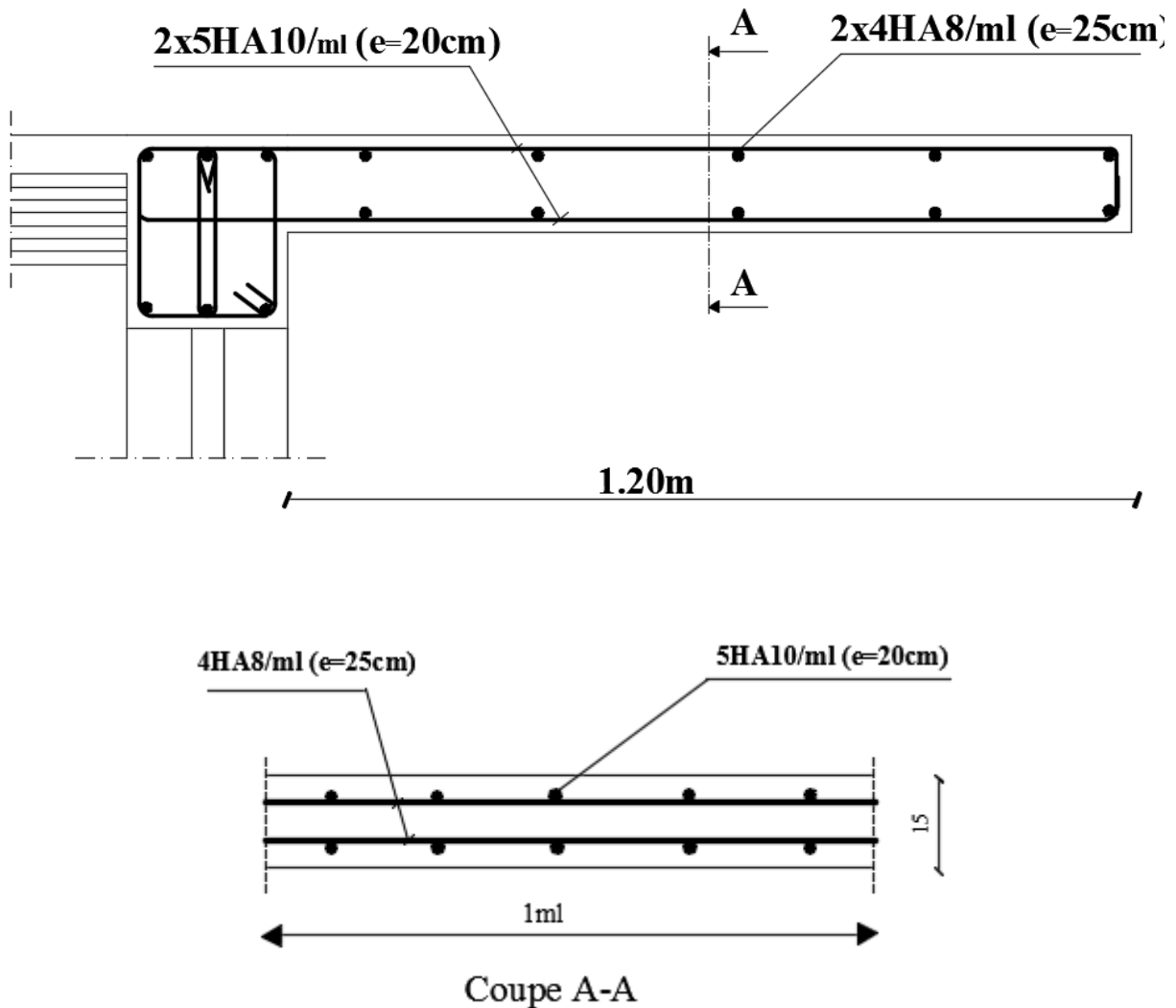


Figure. III.3.2 : Plan de Ferrailage du balcon

III.4) Calcul de la dalle salle machine

III.4.1) Introduction :

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement vertical de personnes ou d'objets entre les différents niveaux d'une construction. Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contrepoids.

La cage d'ascenseur est munie d'un panneau de dalle isolé de dimensions (1.6x1.6) m² appuyée sur son pourtour (4 cotés) supportant son poids propre et un chargement localisé concentrique (P) agissant sur un rectangle (UxV) engendré par le système de levage.

Cette charge (P) est donnée par la fiche technique de l'ascenseur, N'ayant pas cette fiche à disposition, la charge est prise égale à 10 tonnes (100 kN).

III.4.2) Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{Lx}{30} = \frac{160}{30} = 5,33[\text{Cm}]$$

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.

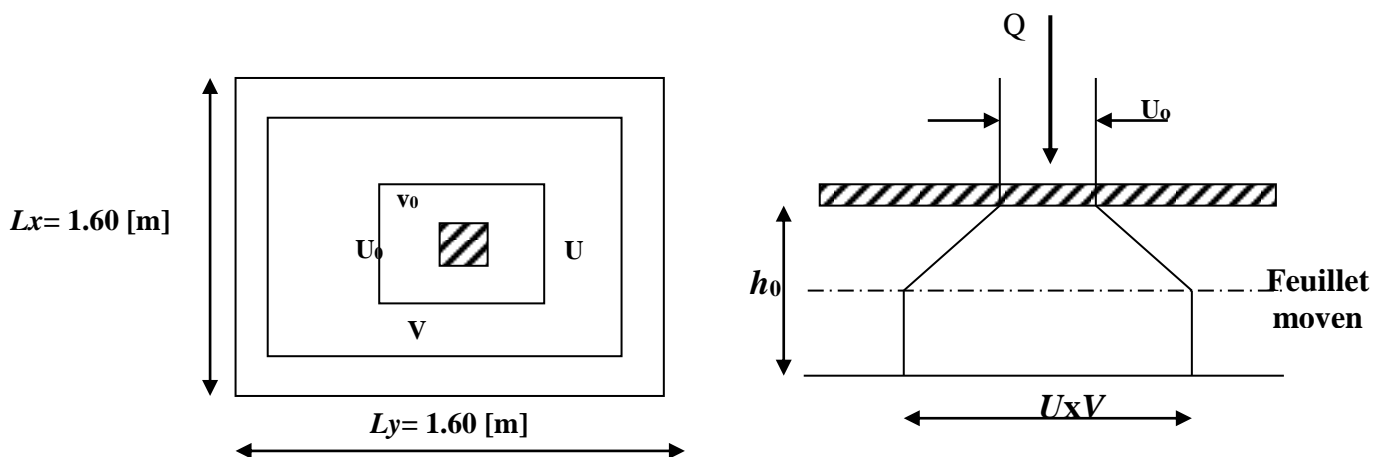


Fig. III.4.1:Rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen

III.4.3) Calcul de U et V :

U et V : côtés du rectangle sur lequel la charge P s'applique compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton.

$$U = U_o + 2\left(\frac{e_p}{2} + \xi e\right)$$

$$V = V_o + 2\left(\frac{e_p}{2} + \xi e\right)$$

$\xi = 1$ (revêtement en béton).

L'épaisseur du revêtement $e = 5$ [cm].

AN :

$$U = 80 + 2\left(\frac{15}{2} + 5\right) = 115 \text{ [cm].}$$

$$V = 80 + 2\left(\frac{15}{2} + 5\right) = 120 \text{ [cm].}$$

Calcul des moments M_x et M_y dus au système de levage :

$$M_x = P (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P (M_2 + \nu M_1)$$

M_x et M_y : moments par 1ml au centre du panneau dans le sens de la petite et grande portée respectivement.

M_1 et M_2 : Coefficients donnés par les abaques de PIGEAUX en fonction de ρ_x et des rapports $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$.

ν : coefficient de poisson.

❖ **Mode de fonctionnement du panneau :**

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.60}{1.60} = 1$$

$0.4 \leq \rho_x \leq 1 \Rightarrow$ le panneau travaille dans les 02 sens

Donc, on considère au milieu de chaque portée une bande d'1[m] de largeur.

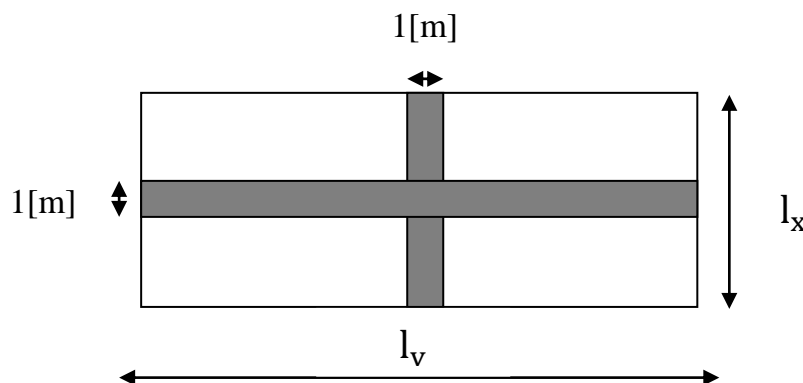


Fig.III.4.2 : La section à étudier pour le ferrailage

III.4.4) Calcul des moments fléchissant M_x et M_y

$$M_x = P \cdot (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P \cdot (M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

ν : Coefficient de POISSON.

M_1 et M_2 : Coefficients déterminés à partir des abaques de PIGEAUD en fonction de ρ , $\frac{U}{l_x}$ et $\frac{V}{l_y}$

Calcul à L'ELU ($\nu=0$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{U}{l_x} = \frac{115}{160} = 0.72 \\ \frac{V}{l_y} = \frac{120}{160} = 0.75 \end{array} \right. \quad \text{après interpolation} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_1 = 0.0804 \\ M_2 = 0.0546 \end{array} \right.$$

A l'ELU: $\nu = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 1,35 \times 100 \times 0,0804 = 10,854 \text{ [KN.m]} \\ M_{y1} = 1,35 \times 100 \times 0,0546 = 7,371 \text{ [KN.m]} \end{array} \right.$$

III.4.5) Calcul de M_{x2} et M_{y2} dû au poids propre et a la surcharge de la dalle :

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

Sens l_x (Petite portée) : $M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

Sens l_y (Grande portée) : $M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$

Où :

μ_x et μ_y : Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 91

Poids propre de la dalle pleine : $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1 = 4.85 \text{ kN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,0475 \text{ kN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{array} \right.$$

$\mu_x = 0.056$

$\rho = 1 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \mu_y = 0.595 \end{array} \right.$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x2} = 0.056 \times 8,0475 \times (1.60)^2 = 1,154 \text{ [KN.m]} \\ M_{y2} = 0.595 \times 1,154 = 0,687 \text{ [KN.m]} \end{array} \right.$$

Les moments globaux :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,854 + 1,154 = 12,008 \text{ [KN.m]} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,371 + 0,687 = 8,058 \text{ [KN.m]} \end{array} \right.$$

III.4.6) Le ferrillage:

En tenant compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on aura :

a. Moment en travée :

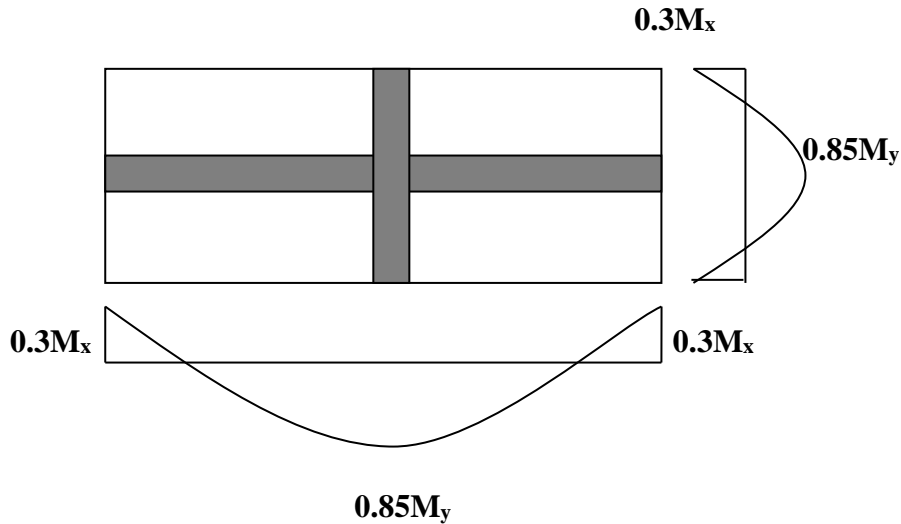
$$M_x^t = 0.85M_x = 0.85 \times 12,008 = 10,21 \text{ [KN.m]}$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 0.85 \times 8,058 = 6,85 \text{ [KN.m]}$$

b. Moment aux appuis :

$$M_x^a = -0.3M_x = -0.3 \times 12,008 = -3,6 \text{ [KN.m]}$$

$$M_y^a = -0.3M_y = -0.3 \times 8,058 = -2,42 \text{ [KN.m]}$$

**c. Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}} = \frac{M \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2}$$

À partir des abaques on tire la valeur de β est déterminée en fonction de μ .

$$A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{M \times 10^6}{\beta \times 120 \times 348.10^2}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	Mu [KN.m]	μ	β	A [cm ²]	A adopter [cm ²]		St [cm]
En travée	x-x	10,21	0,043	0,978	2,31	4HA10	3,14	25
	y-y	6,85	0,029	0,985	1,54	4HA10	3,14	25
Aux appuis	x-x	3,6	0,015	0,993	0,80	4HA10	3,14	25
	y-y	2,42	0,010	0,995	0,54	4HA10	3,14	25

III.4.7) Vérification à L'ELU :

a. Condition de non fragilité (*Art B.7.4/BAEL91 modifié 99*) :

$$\rho_x = \frac{Ax}{b.ht} \geq \rho_0 \frac{3-\frac{lx}{ly}}{2} \text{ et } \rho_y = \frac{Ay}{b.ht} \geq \rho_0$$

Avec :

ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton. $\rho_0 = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

Sens x-x :

$$Ax \geq \rho_0 \frac{3-\frac{lx}{ly}}{2} \times bx ht \quad \rightarrow Ax \geq 0,0008 \frac{3-1}{2} \times 100 \times 15 = 1,32 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$3,14 > 1,32 \quad \text{condition vérifiée}$$

Sens y-y :

$$Ay \geq \rho_0 \cdot b \cdot ht \rightarrow Ay \geq 0,0008 \times 15 \times 100 = 1,2 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$3,14 > 1,2 \quad \text{condition vérifiée}$$

b. Poinçonnement (Art A.5.2.42 BAEL91 modifié 99) :

On admet qu'aucune armature transversale n'est nécessaire si la condition de non poinçonnement suivante est satisfaite :

$$Q_u \leq 0.045 U_C \times h_t \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : Charge à L'ELU.

U_C : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit dans le plan du feuillet moyen.

h_t : épaisseur totale de la dalle.

$$\gamma_b = 1.5$$

$$U_C = 2(U+V) = 2 \times (115+120) = 470[\text{cm}]$$

$0.045 \times 4700 \times 150 \times \frac{25}{1.5} = 528,75$ [KN] $> q_u = 135$ [KN] \Rightarrow condition vérifiée donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

c. Diamètres des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_t}{10}$$

ϕ : diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_{\text{adopté}} = 10[\text{mm}] \leq \frac{150}{10} = 15[\text{mm}] \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d. Espacement des barres (Art A : A8.2.42 / BAEL 91 modifié 99) :

L'écartement des barres d'une nappe soumise à un chargement concentré doit être égale à :

Sens x-x :

$$S_t \leq \min(2h_t, 25[\text{cm}])$$

$$S_t \leq \min(30, 25[\text{cm}]) = 25[\text{cm}]$$

On a $S_t = 25$ [cm] \Rightarrow **Condition vérifiée.**

Sens y-y :

$$S_t \leq \min(3h_t, 33[\text{cm}])$$

$$S_t \leq \min(45, 33[\text{cm}]) = 33[\text{cm}]$$

On a $S_t = 25$ [cm] < 33 [cm] \Rightarrow **Condition vérifiée.**

e. Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_d} \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Au milieu de u :**

$$T = \frac{P}{2U+V}$$

$$T = \frac{135}{2(0,80)+0,80} = 48,21 \text{ [KN]}$$

- **Au milieu de v :**

$$T = \frac{P}{3U}$$

$$T = \frac{135}{3 \times 0,80} = 47,36 \text{ [K N]}$$

$$\Rightarrow T_{\max} = 48,21 \text{ [KN]}$$

$$\tau_u = \frac{48,21 \times 10^3}{130 \times 1000} = 0,37 \text{ [MPa]}$$

$$\tau_u = 0,20 < 0,07 \frac{25}{1,5} = 1,167 \text{ [MPa]} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.8) Vérification à l'ELS :

1. . Calcul de M_{x1} et M_{y1} :

$$n = 0,2$$

$$P_s = 100 \text{ [KN]}$$

$$M_{x1} = P (M_1 + 0,2M_2) = 100(0,0804 + 0,2 \times 0,0546)$$

$$M_{x1} = 9,132 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{y1} = P (M_2 + 0,2M_1) = 100(0,0546 + 0,2 \times 0,0804)$$

$$M_{y1} = 7,068 \text{ [KN.m]}$$

2. Calcul de M_{x2} et M_{y2} :

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2.$$

$$q_s = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ [KN]}.$$

$$M_{x2} = 0,056 \times 5,85 (1,60)^2$$

$$M_{x2} = 0,84 \text{ [KN.m]}.$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}.$$

$$M_{y2} = 0,595 \times 0,84 = 0,5 \text{ [KN.m]}.$$

3. Moments globaux :

$$M_x = 9,972 \text{ [KN.m]}.$$

$$M_y = 7,568 \text{ [KN.m]}.$$

En tenant compte de l'encastrement partiel :

a. En travées :

$$M_x^t = 8,48 \text{ [KN.m]}.$$

$$M_y^t = 6,43 \text{ [KN.m]}.$$

b. Aux appuis (-0.3) :

$$M_x^a = 3 \text{ [KN.m]}.$$

$$M_y^a = 2,27 \text{ [KN.m]}.$$

III.4.9) Vérifications à l'ELS :**❖ Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

❖ Vérification état limite de compression du béton :

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 [\text{MPa}]$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\text{Avec } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \cdot d}$$

À partir des abaques les valeurs de β et K_1 sont déterminées en fonction de ρ

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	Sens	M_s [KN.m]	A [cm ²]	ρ	β	K_1	σ_{st}	σ_{bc}	Observation
En travée	X-X	8,48	3,92	0,302	0,914	43,14	182,06	4,22	Condition vérifiée
	Y-Y	6,43	3,92	0,302	0,914	43,14	138,05	3,20	Condition vérifiée
Sur appuis	X-X	3	2,51	0,193	0,929	55,42	98,97	1,79	Condition vérifiée
	Y-Y	2,27	2,51	0,193	0,929	55,42	74,88	1,35	Condition vérifiée

❖ Vérification de la flèche :

On peut se dispenser de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20M_x}$$

$$b) \frac{A_x}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e}$$

AN :

$$\triangleright \frac{15}{160} = 0,094 > \frac{M_x^t}{20M_x} = \frac{8,48}{20 \times 9,972} = 0,043 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\triangleright \frac{3,92}{100 \times 13} = 0,0032 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les 2 conditions sont vérifiées, donc on se dispense du calcul de la flèche.

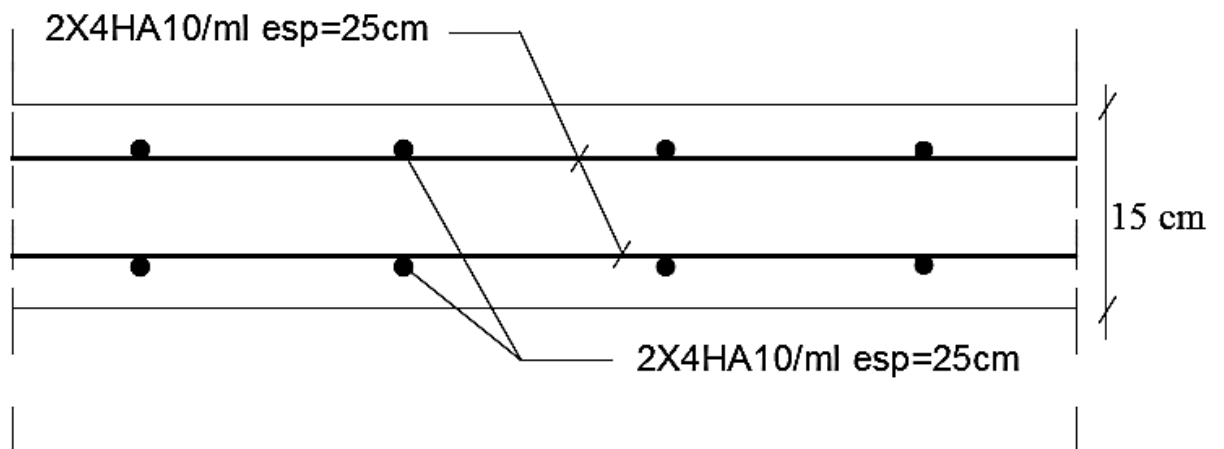


Fig.III.4.3: Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

III.5) Les escaliers

III.5.1) Introduction

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et palier) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier (à deux volées avec un palier intermédiaire) en BA, coulé sur place.

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure ci-dessous

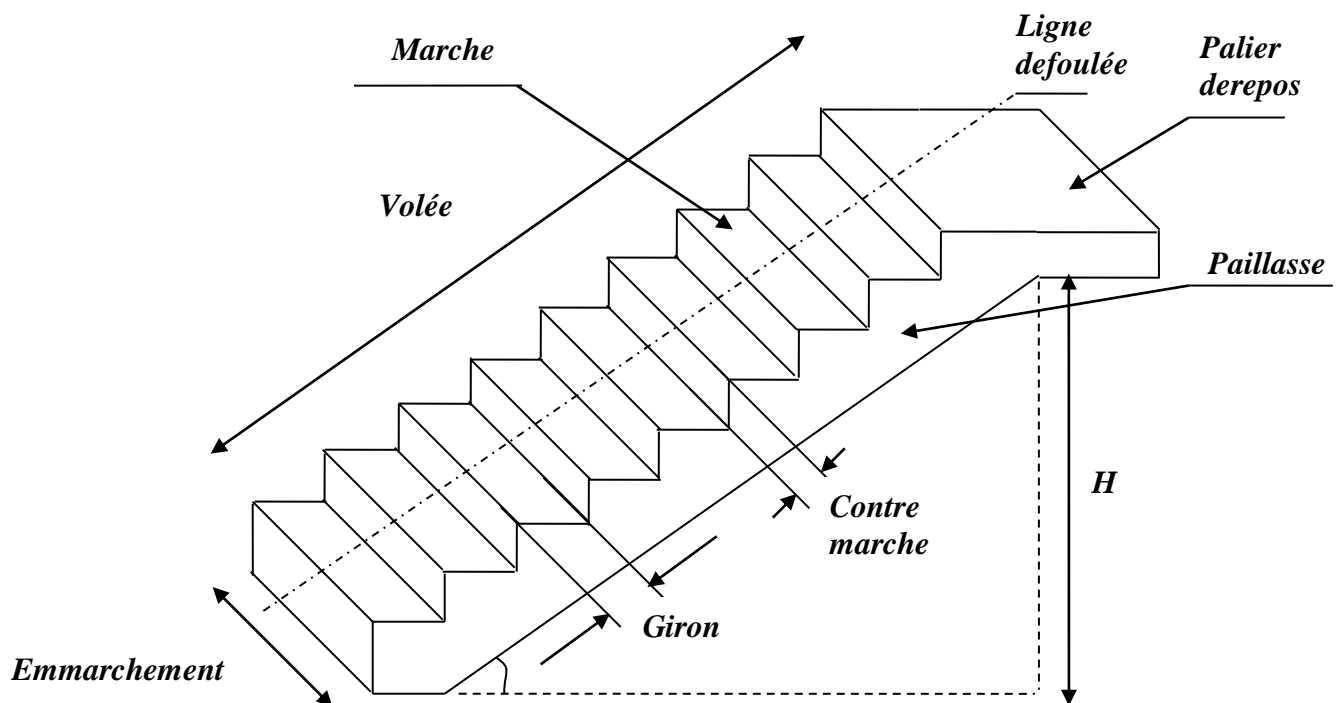


Fig.III.5.1 Schéma statique de l'escalier.

Principaux termes relatifs à un escalier

- **Lamarche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **Le contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommés nez de marche est parfois saillie sur le contre marche.
- **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives, valeurs courantes $h = 13\text{à}17\text{ cm}$, jusqu'à 22.5 [cm] pour les escaliers à usage service ou privé.

- **Le giron :** est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contres marches, il y a une valeur constante de 28[cm] au minimum .un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLANDEL qui est : $2h + g = 59$ à 64.
- **Une volée :** est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.
- **Unpalier :** est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'emmarchement :** représente la largeur de la marche.

n : nombre de contre marches.

m : nombre de marches

Notre ouvrage est doté d'une cage d'escalier, ses derniers sont droits, réalisés en béton armé coulés sur place.

III.5.2) Calcul de l'escalier:

1. Pré dimensionnement

Le dimensionnement des marches, contre marches et le nombre de marches se fait généralement en fonction de la loi de BLANDEL qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

➤ Hauteur des contre marches

$14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$; on adopte : $h = 17 \text{ cm}$

➤ Nombre de marches

$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$ Contre marches. Donc le nombre de marches est de : $n-1 = 8$ marches.

➤ Le giron

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

➤ Vérification de la loi de BRANDEL

$59 \leq 2h + g \leq 66[\text{cm}] \implies 59 \leq 64 \leq 66[\text{cm}] \implies$ **condition vérifiée**

Donc :

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Nombre de marche} = 8$$

2. Pré dimensionnement de la paillasse :

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

$$L_0/30 \leq e_p \leq L_0/20$$

Avec L_0 : longueur du palier et de la paillasse.

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\operatorname{Cos} \alpha = \frac{L}{L_1} \Rightarrow L' = \frac{L}{\operatorname{Cos} \alpha} = \frac{240}{\operatorname{Cos} 32.52} = 285[\text{cm}]$$

$$L_0 = L_1 + L_2 = 120 + 285 = 405[\text{cm}]$$

L : longueur de la paillasse.

L_0 : longueur réelle de la paillasse :

$$\frac{405}{30} \leq e_p \leq \frac{405}{20}$$

$$13,5 \leq e_p \leq 20,25[\text{cm}]$$

On opte pour $e_p = 20[\text{cm}]$

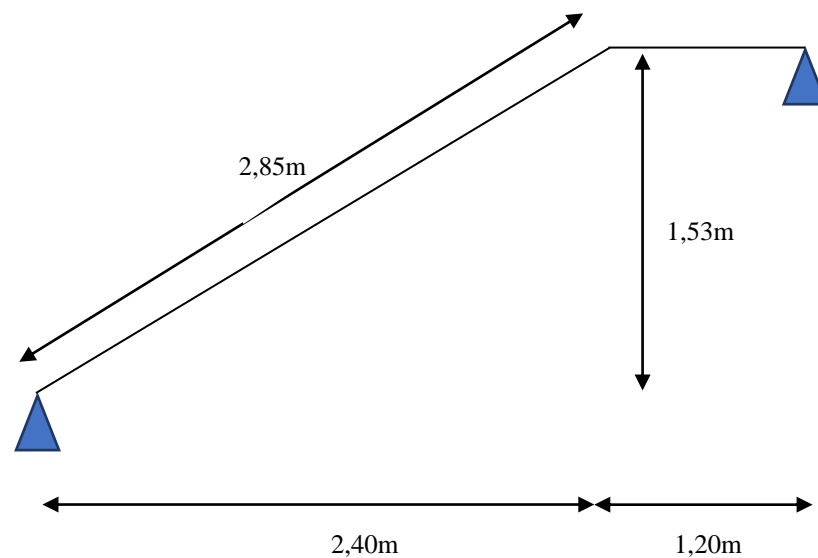


Fig. III.5.2. Schéma correspond à la volée de l'escalier

III.5.3) Détermination des charges et surcharges

a)- Le palier :

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m2)	ρ (KN/m3)	G (KN/ml)
Poids propre du palier	0,20	25,00	5,00
Revêtement en carrelage	0,01	20,00	0,20
Mortier de pose	0,02	22,00	0,44
Lit de sable	0,02	18,00	0,36
Enduit en plâtre	0,02	10,00	0,20
ΣG palier			6,20

b)- La volée :

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m2)	ρ (KN/m3)	G (KN/ml)
Poids propre de la paillasse	$\frac{1 \times 0,2}{\cos(32,52)}$	25,00	5,93
Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0,17}{2}$	25,00	2,13
carrelage horizontal	0,01	20,00	0,20
Mortier de pose horizontal	0,02	22,00	0,44
carrelage vertical	0,01	20,00	0,20
Mortier de pose vertical	0,02	22,00	0,44
Lit de sable	0,02	18,00	0,36
Enduit de plâtre	0,02	10,00	0,20
Garde-corps	-	-	0,20
ΣG volée			10,10

c)- Surcharge d'exploitation :

D'après le **DTR B.C. 2.2**, la charge d'exploitation pour un escalier est de : $Q = 2,5 \text{ kN/ml}$.

d)- Combinaison de charge :

$$\text{E.L.U} \begin{cases} \text{la volée: } q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 10.10 + 1.5 \times 2.5) = 17.385 [\text{KN/m}^2] \\ \text{le Palier: } q_u = 1.35 \times 6.20 + 1.5 \times 2.5 = 12.12 [\text{KN/m}^2] \end{cases}$$

$$\text{E.L.S} \begin{cases} \text{la volée: } q_s = G + Q = 10.10 + 2.5 = 12.6 [\text{KN/m}^2] \\ \text{le palier: } q_s = 6.20 + 2.5 = 8.70 [\text{KN/m}^2] \end{cases}$$

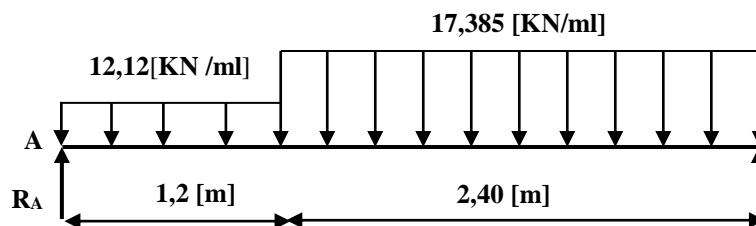
III.5.4) Calcul à l'ELU :

Fig.III.5.3. Schéma statique de l'escalier à l'ELU

NB : le calcul se fera pour une bonde de 1 m

❖ Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F / yy' = 0$$

$$R_A + R_B = q_{uv} \times 2.40 + q_u p \times 1.20 \implies R_A + R_B = 56,30 [\text{KN}]$$

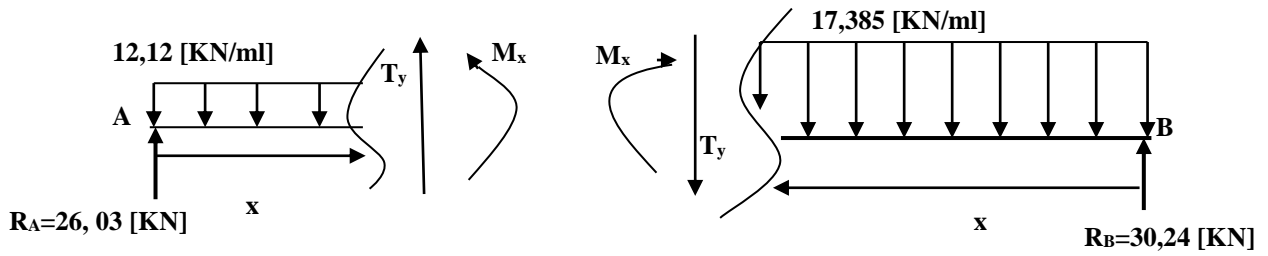
$$\sum M / A = 0 \implies R_B \times 3,6 = 17,385 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.20 \right) + 12,12 \times 1,20 \times \left(\frac{1.20}{2} \right)$$

Finalemment:

$$R_A = 26,03 [\text{KN}]$$

$$R_B = 30,24 [\text{KN}]$$

❖ Calcul des efforts internes :



Tronçons	expression de Ty	Expression de Mx	x	Ty [KN]	Mx [KN.ml]
0 ≤ x ≤ 1,2	12,12x - 26,03	6,06x ² - 26,03x	0	-26,03	0
			1,2	-11,486	-22,51
0 ≤ x ≤ 2,4	-17,385x + 30,24	8,963x ² + 30,24x	0	30,24	0
			2,4	-11,484	22,51

❖ Calcul du moment maximal M_{max} :

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

$$T_y = -17,385x + 30,24 = 0 \rightarrow x = 1,74\text{m}$$

$$M_{\max} = -8,963x(1,74)^2 + 30,24x = 26,13 \text{ [KN.ml]}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des

coefficients réducteurs pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

$$M_{\max} = 26,13 \text{ [KN.m]} \Rightarrow \begin{cases} M_a = -0.3M_{\max} = -7,84 \text{ [KN.m]} \\ M_t = 0.85M_{\max} = 22,21 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

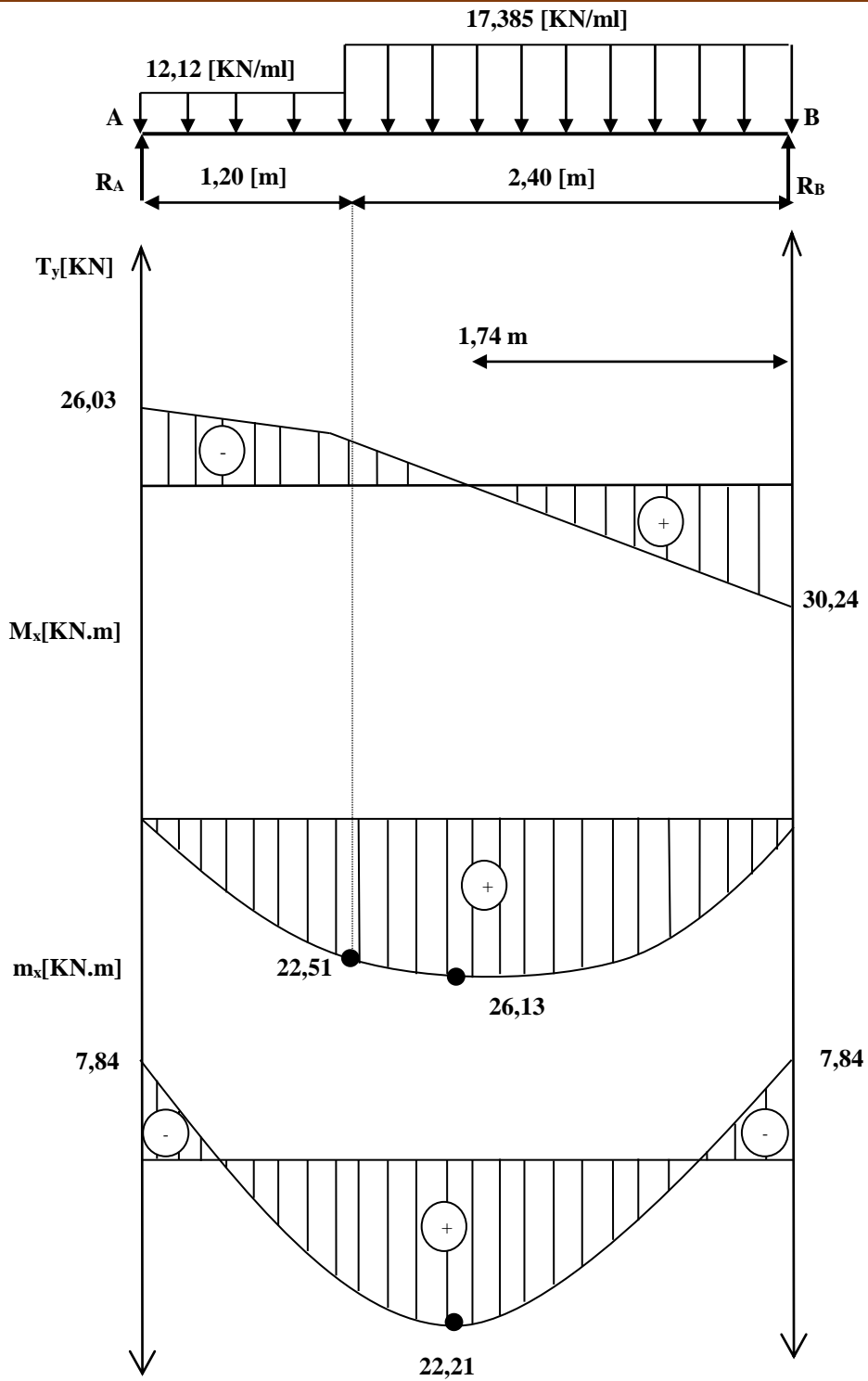


Fig III.5.4. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELU

III.5.5) Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera pour une bonde de 1m en flexion simple. Pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et moments fléchissant définis dans la figure précédente.

1. Armatures principales**a) Aux appuis :**

$$d = 18\text{cm} ; b = 100\text{cm} ; c = 2[\text{cm}]$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 [\text{MPa}]$$

$$\mu_a = \frac{M_{uapp}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,84 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.017$$

$$\mu_a = 0.017 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \beta = 0.991$$

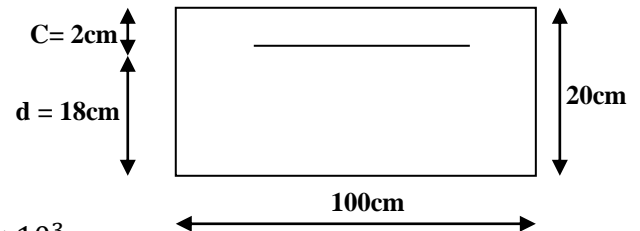
⇒ La section est simplement armée.

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires : $A_{uap}=0$

$$A_a = \frac{M_{uapp}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,84 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 1,26 [\text{cm}^2].$$

On opte pour **5HA10 = 3,92 [cm²].**

Avec $S_t = 20\text{cm}$.

**b) En travée**

$$\mu = \frac{M_{utr}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{22,21 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.049$$

$$\mu = 0.049 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \beta = 0.975$$

⇒ La section est simplement armée.

$$A_{tr} = \frac{M_{utr}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{22,21 \times 10^3}{0.975 \times 18 \times 348} = 3,63 [\text{cm}^2]$$

On opte pour : **5HA12 = 5.65 [cm²]. Avec : $S_t = 20 [\text{cm}]$**

2. Armatures de répartition :

Selon l'article A.8.2, 41 du BAEL 91, Si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés les armatures de répartition sont au moins égales à 1/3 Adoptée, dans le cas contraire (Cas de l'escalier) de répartition sont au moins égales à 1/4 Adoptée :

$$\text{a) Sur appuis : } A_r = \frac{A_{app}}{4} = \frac{3,92}{4} = 0,98 \text{cm}^2.$$

On opte pour : **4HA10/ml = 3,14 [cm²].**

Avec $S_t = 25[\text{cm}]$.

$$b) \text{ En travée : } A_r = \frac{A_{tr}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41[\text{cm}^2].$$

On opte pour : 4HA10/ml=3,14 [cm²].

Avec $S_t = 25$ cm.

III.5.6) Vérifications à l'ELU :

a) Espacement des armatures (BAEL 91 Art A.8.2.4.2)

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

- **Armatures principales** : $S_t \leq \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = 33[\text{cm}]$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 20 \leq 33[\text{cm}] \\ \text{En travée : } S_t = 20 \leq 33[\text{cm}] \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Armatures secondaires** : $S_t \leq \text{Min} (4h ; 45\text{cm}) = 45[\text{cm}]$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } S_t = 25 \leq 45 [\text{cm}] \\ \text{En travée : } S_t = 25 \leq 45 [\text{cm}] \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

b) Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{ap} = 3,92 [\text{cm}^2] > 1,93 [\text{cm}^2] \\ \text{En travées : } A_{tr} = 5,65 [\text{cm}^2] > 1,93 [\text{cm}^2] \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

c) Vérification à l'effort tranchant : (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{30,24 \times 10^3}{10^3 \times 180} = 0,168 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa} \\ \tau_u < \bar{\tau}_u \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement

d) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91).

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 [MPa]$.

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0.9d \sum u_i} \quad \text{avec : } \sum u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 [mm].$$

$$\tau_{se} = \frac{30,24 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 157} = 1,19 [MPa].$$

$$\tau_{se} = 1,19 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Condition vérifiée.}$$

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

Influence de l'effort tranchant aux appuis : (Art. 5.1,312, BAEL 91)

$$A_{adopté} \geq A = \gamma_s \cdot \frac{V_n^{Max}}{F_e} = 1,15 \times \frac{30,24 \times 10}{400} = 0,87 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} = 3.92 \text{ cm}^2 > 0.86 \text{ cm}^2$. La condition est **vérifiée**. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

Ancrage des barres aux appuis : (Art.6.1.2.2, BAEL 91).

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à : $l_s = 35\varphi$

- Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$
- Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$

l_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s$

- Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.
- Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16.8 \text{ cm}$.

On opte pour une longueur $L_c = 20 \text{ cm}$

III.5.7) Calcul à l'ELS

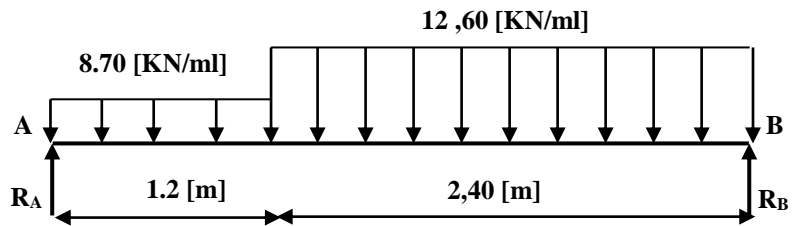


Fig.III.5.5: chargement des escaliers à l'ELS

❖ Calcul des réactions d'appuis

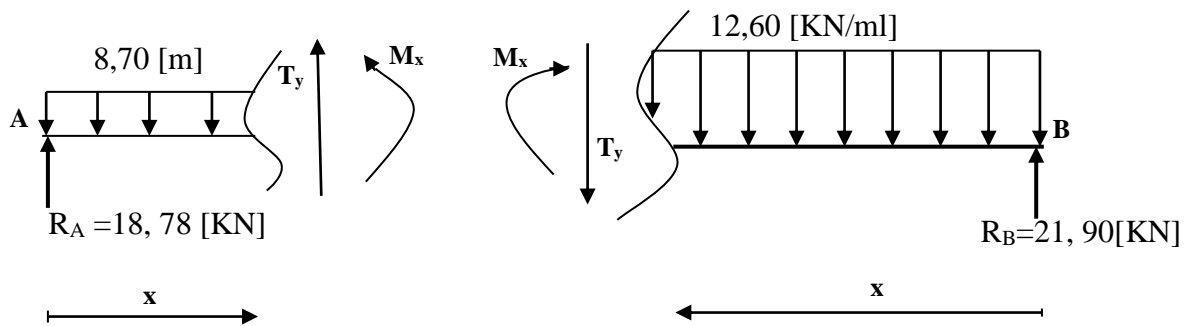
$$R_A + R_B = 40,68 \text{ [KN]}$$

$$\sum M / A = 0 \implies R_B \times 3,6 = 12,60 \times 2,40 \times \left(\frac{2,40}{2} + 1,20 \right) + 8,70 \times 1,20 \times \left(\frac{1,2}{2} \right)$$

$$R_B = 21,90 \text{ [KN]}$$

$$R_A = 18,78 \text{ [KN]}$$

❖ Efforts tranchants et moments fléchissant :



Tronçons	expression de T_y	Expression de M_x	x	T_y [KN]	M_x [KN.ml]
$0 \leq x \leq 1,2$	8,70x-18,78	$4,35x^2-18,78x$	0	-18,78	0
			1,2	-08,34	-16,28
$0 \leq x \leq 2,4$	-12,60x+21,90	$-6,30x^2+21,90x$	0	21,90	0
			2,4	-08,34	16,28

❖ **Calcul du moment maximal M_{\max} :**

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

$$T_y = -12,60x + 21,90 \rightarrow x = 1,74\text{m}$$

$$M_{\max} = -6,30x(1,74)^2 + 21,90x = 19,04 \text{ [KN.ml]}$$

Remarque :

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} au niveau des appuis et en travée.

$$M_{\max} = 19,04 \text{ [KN.m]} \Rightarrow \begin{cases} M_a = -0.3M_{\max} = -5,72 \text{ [KN.m]} \\ M_t = 0.85M_{\max} = 16,19 \text{ [KN.m]} \end{cases}$$

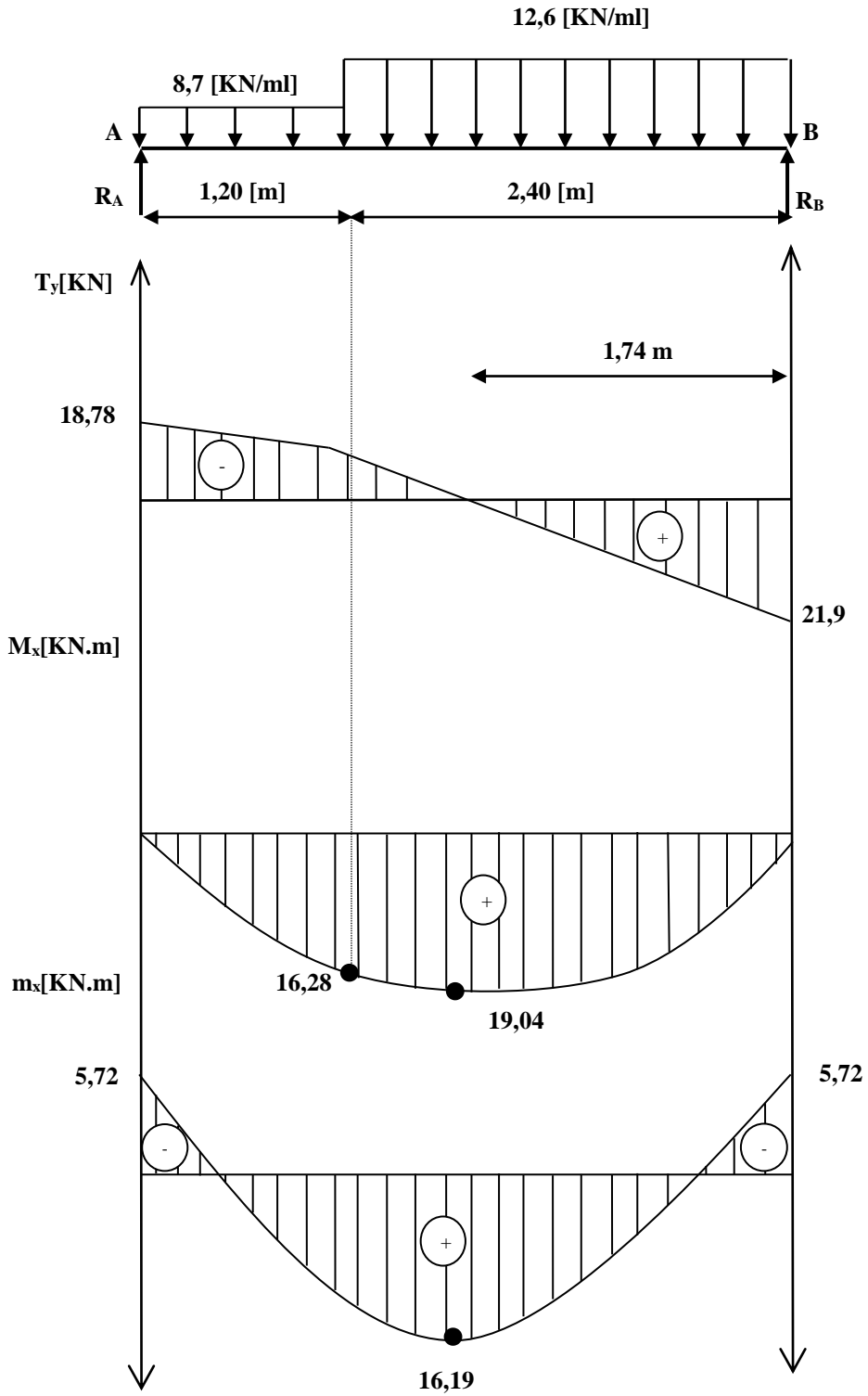


Fig.III.5.6.Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants à l'ELS.

III.5.8) Vérifications :**a) limite de compression du béton****❖ En travée**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

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

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,314$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,314$; $\beta_1 = 0,912$; $K_1 = 41,82$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{16,19 \times 10^6}{0,912 \times 180 \times 5,65 \times 10^2} = 174,6 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{174,6}{41,82} = 4,18 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 4,18 < \bar{\sigma}_{bc} = 15$$

condition est vérifiée

❖ Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 18} = 0,218$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,218$; $\beta_1 = 0,925$; $K_1 = 51,67$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{5,72 \times 10^6}{0,925 \times 180 \times 3,92 \times 10^2} = 87,64 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{87,64}{51,67} = 1,70 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 1,70 < \bar{\sigma}_{bc} = 15$$

condition est vérifiée

b) Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/Art A.4.5.3)

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

c) Etat limite de déformation (BAEL 91/Art B.6.5.2)

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

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

h : Hauteur de la paillasse

L : Longueur libre de la plus grande travée.

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A : Section d'armature en travée.

$$\frac{M_t}{10M_0}$$

M_t : Moment max en travée.

M_0 : Moment max isostatique.

1. Vérification :

$$\frac{ht}{L} = \frac{20}{360} = 0.055 < \frac{1}{16} = 0.06 \quad \Rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

La 1^{ère} vérification n'est pas vérifiée le calcul de la flèche est indispensable.

2. Calcul de la flèche

$$f_v = \frac{M_s L^2}{10.E_v.I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{et} \quad f_i = \frac{M_s L^2}{10.E_i.I_{fi}} \leq \bar{f} \quad (\text{BAEL 91/ Art B.6.5.2})$$

Avec :

f_v : Flèche due aux déformations de longue durée.

f_i : Flèche due aux déformations de courte durée.

M_s : Moment maximal en travée (à l'ELS).

E_v : Module de déformation longitudinal déformé.

E_i : Module de déformation longitudinal instantané.

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

I_{fi} : Inertie fictive de la section pour les déformations de courte durée.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec ($n = 15$) par rapport à l'axe passant par le CDG.

$$\bar{f} : \text{Flèche admissible. } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm}$$

3. Calcul du moment d'inertie I_0

Position du centre de gravité

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

$$B_0 = b \times h + n A_{utr} = 100 \times 20 + 15 \times 5,65 = 2\,084,75 [\text{cm}^2]$$

Moment statique de la section homogénéisé :

$$S = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

$$S = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 18 = 21\,525,5 [\text{cm}^3].$$

$$V_1 = \frac{S}{B_0} = 10,33 [\text{cm}]$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,33 = 9,67 [\text{cm}]$$

Moment d'inertie de la section homogénéisé :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10,33^3 + 9,67^3) + 15 \times 5,65 (9,67 - 2)^2 = 71\,870,22 [\text{cm}^4].$$

Inertie fictive de la section pour les déformations :

$$I_{fv} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \gamma_v \cdot \mu} \quad I_{fi} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \gamma_i \cdot \mu}$$

$$\gamma_v = \frac{0,02 \cdot F_{t28}}{\rho \cdot \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,003 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right)} = 2,8$$

$$\gamma_i = \frac{0,05 \cdot F_{t28}}{\rho \cdot \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,003 \left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right)} = 7$$

avec :

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{5,65}{100 \times 18} = 0,003 \quad \text{Des abaques on tire la valeur de } \beta_1 = 0,985$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot F_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + F_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003 \times 161,62 + 2,1} = 0,09$$

avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{16,19 \cdot 10^3}{0,985 \times 18 \times 5,65} = 161,62 [\text{MPa}]$$

Donc :

$$I_{fv} = 1,1 \frac{71\,870,22}{1 + 2,8 \times 0,09} = 63\,144,76$$

$$I_{fi} = 1,1 \frac{71\,870,22}{1 + 7 \times 0,09} = 48\,501,38$$

au final :

$$f_v = \frac{16,19 \cdot 10^3 \times 360^2}{10 \times 10818,86 \times 63144,76} = 0,31 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{16,19 \cdot 10^3 \times 360^2}{10 \times 32164,2 \times 48\,501,38} = 0,14 \text{ cm}$$

$$f_i = 0,14 < f_v = 0,31 < \bar{f} = 0,72$$

La flèche est vérifiée

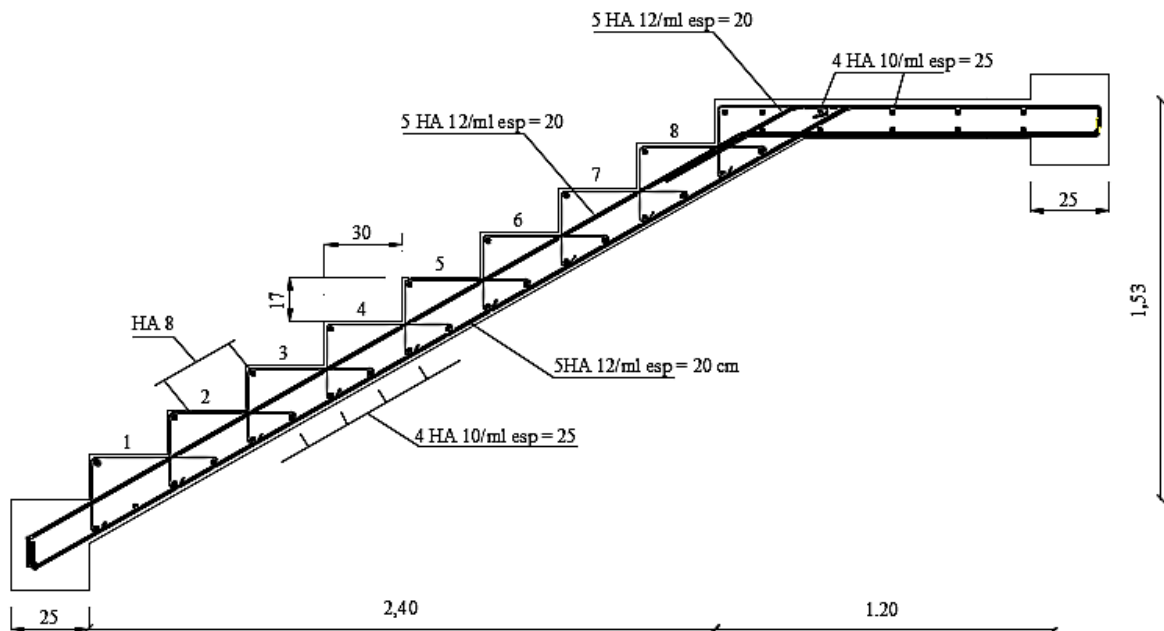


Fig.III.5.7 : Plan de ferrailage de l'escalier

III.6) La poutre palière

III.6.1) Introduction :

C'est une poutre rectangulaire d'une longueur de 2.95 m (Entre nus d'appuis) partiellement encastree dans les poteaux (Semi-encastree).

Elle est soumise à l'effet de son poids propre, du poids du mur extérieur (Double cloison) et de l'effort tranchant engendré par l'escalier (Réaction au point A).

III.6.2) Pré dimensionnement :

hauteur :

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

Avec $L = 320 - 25 = 295$ cm donc $19,66 \leq h \leq 29,5$

On opte pour $h = 30$ cm

Largeur :

$$0,4h \leq b \leq 0,7h = 12 \leq b \leq 21$$

On opte pour $b=25$ cm

Vérification des conditions du **RPA 99 (article 7.5.1) :**

$b = 25$ cm $>$ 20 cm. **La condition est vérifiée.**

$h = 30$ cm \geq 30 cm. **La condition est vérifiée.**

$\frac{h}{b} = 1,2 \leq 4$. **La condition est vérifiée.**

Les dimensions retenues pour la poutre palière sont les suivantes : **(25x30) cm²**

III.6.3) Détermination des charges et surcharges :

- Poids propre de la poutre palière : $G1 = 0,25 \times 0,30 \times 25 = 1,88$ KN/ml.
- Poids du mur extérieur : $G2 = (1,53 - 0,35) \times 2,36 = 2,79$ KN/ml. (0,35 m : Hauteur de la poutre secondaire).
- Réaction au point A à l'ELU : $R_{A-ELU} = Q_u = 26,03$ kN/ml
- Réaction au point A à l'ELS : $R_{A-ELS} = Q_s = 18,78$ KN/ml

Combinaisons de charges :

- **À l'ELU**
 $q_u = 1,35(G1+G2) + Q_u = 1,35(1,88+2,79) + 26,03 = 32,34$ KN/ml.
- **À l'ELS**
 $q_s = (G1+G2) + Q_s = (1,88+2,79) + 18,78 = 23,45$ KN/ml.

Calcul à l'ELU :

Détermination des efforts internes :

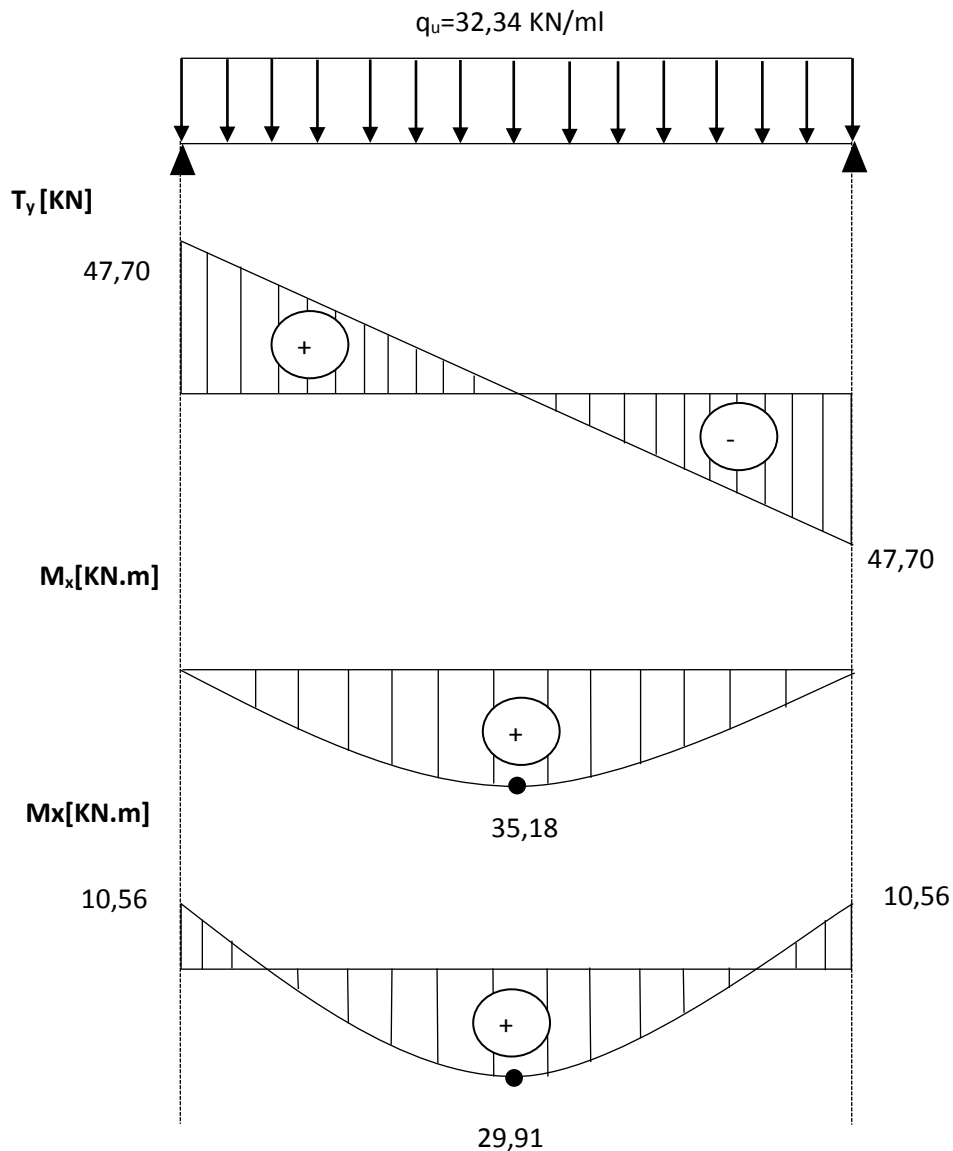
$$R_a = R_b = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{32,34 \times 2,95}{2} = 47,70 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{32,34 \times 2,95^2}{8} = 35,18 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

- En travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 42,8 = 29,91 \text{ KN.m}$.
- Aux appuis : $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 42,8 = -10,56 \text{ KN.m}$

Diagramme des efforts tranchant et des moments :

**Fig.III.6.1 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant à l'ELU**

III.6.4) Calcul des armatures :

- **Entravée :**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{29,91 \times 10^6}{250 \times 320^2 \times 14,2} = 0,08 < 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,08$; $\beta = 0,996$

$$\mu_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{29,91 \times 10^3}{0,996 \times 32 \times 348} = 2,70 \text{ cm}^2$$

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

- **Aux appuis :**

$$\mu_t = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,56 \times 10^6}{250 \times 320^2 \times 14,2} = 0,029 < 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,08$; $\beta = 0,986$

$$\mu_t = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{10,56 \times 10^3}{0,986 \times 32 \times 348} = 0,96 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = 3\text{HA } 10 = 2,35 \text{ cm}^2$

III.6.5) Vérifications a l'ELU :

a) **Condition de non fragilité :** (BAEL 91/ Art A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 25 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{ap} = 3,92 \text{ [cm}^2\text{]} > 0,97 \text{ [cm}^2\text{]} \\ \text{En travées : } A_{tr} = 5,65 \text{ [cm}^2\text{]} > 0,97 \text{ [cm}^2\text{]} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification à l'effort tranchant : (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{Tu}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{47,70 \times 10^3}{250 \times 280} = 0.596 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0.596 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \end{array} \right\} \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement

c) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91).

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 [\text{MPa}]$.

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0.9d \sum u_i} \text{ Avec : } \sum u_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 [\text{mm}].$$

$$\tau_{se} = \frac{47,70 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113,04} = 1,47 [\text{MPa}].$$

$$\tau_{se} = 1,47 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \quad \text{Condition vérifiée}$$

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

d) Ancrage des barres aux appuis : (Art.6.1.2.2, BAEL 91).

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à : $l_s = 35\varphi$

- Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$
- Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$

l_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4L_s$

- Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.
- Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16.8 \text{ cm}$.

On opte pour une longueur $L_c = 20 \text{ cm}$

e) Influence de l'effort tranchant :

- **Au niveau des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1.312) :**

$$A_{adopté} \geq A = \gamma_s \cdot \frac{V}{F_e} = 1,15 \times \frac{47,70 \times 10}{400} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} = 2,35 \text{ cm}^2 > 1,37 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- **Sur le béton (BAEL 91 / Art. A.5.1, 313)**

$$\frac{2V_u}{F_e \cdot 0,9d} \leq \frac{0,8F_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 47,70 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 320} = 0,828 \text{ [MPa]} \leq \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ [MPa]}$$

Condition vérifiée.

f) Calcul des armatures transversales (BAEL91 Art. A.7.2,2)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{b}{35} \mid \frac{b}{10} \mid \phi_t \right) = \min (0,86 ; 2,5 ; 1,2) = 0,86 \text{ cm.}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en 2 ϕ 8 (At= 1cm²).

g) Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1 ,22)

$$S_{t_{max}} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm}$$

On opte pour $S_t = 25 \text{ cm}$

h) Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 / Art. A.5.1, 22) :

$$\frac{A_t \cdot F_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ [MPa]} \rightarrow A_{t_{min}} \geq \frac{0,4 \cdot b_0 S_t}{F_e} = \frac{0,4 \times 25 \times 25}{400} = 0,625 \text{ cm}^2$$

$1 \text{ cm}^2 > 0,625 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée**

i) Exigences du RPA 99 (Art. 7.5.2)**Armatures longitudinales (Art. 7.5.2.1) :**

‘Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section

$$A_l = 3HA 12 + 3HA 10 = 3,39 + 2,35 = 5,74 \text{ cm}^2$$

$$0,005 \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$5,74 > 3,75$ **condition est vérifiée**

Armatures transversales (Art. 7.5.2.2) :

- **Zone nodale**

$$St \leq \min (h/4; 12\phi) = \min (7,5; 12) = 7,5 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow St = 7 \text{ cm.}$$

- **Zone courante**

$$St \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

Armatures transversales minimales :**Zone nodale**

$$At_{\min} = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 \text{ cm}^2 < At_{\text{adoptée}} = 1 \text{ cm}^2.$$

Condition vérifiée.

Zone courante

$$At_{\min} = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 0,675 \text{ cm}^2 < At_{\text{adoptée}} = 1 \text{ cm}^2.$$

Condition vérifiée.

III.6.6) Calcul à l'ELS :

Détermination des efforts internes :

$$R_a = R_b = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{23,45 \times 2,95}{2} = 34,59 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{23,45 \times 2,95^2}{8} = 25,51 \text{ KN/ml}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

- En travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 25,51 = 21,67 \text{ KN.m}$.
- Aux appuis : $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 25,51 = -7,66 \text{ KN.m}$

Diagramme des efforts tranchant et des moments :

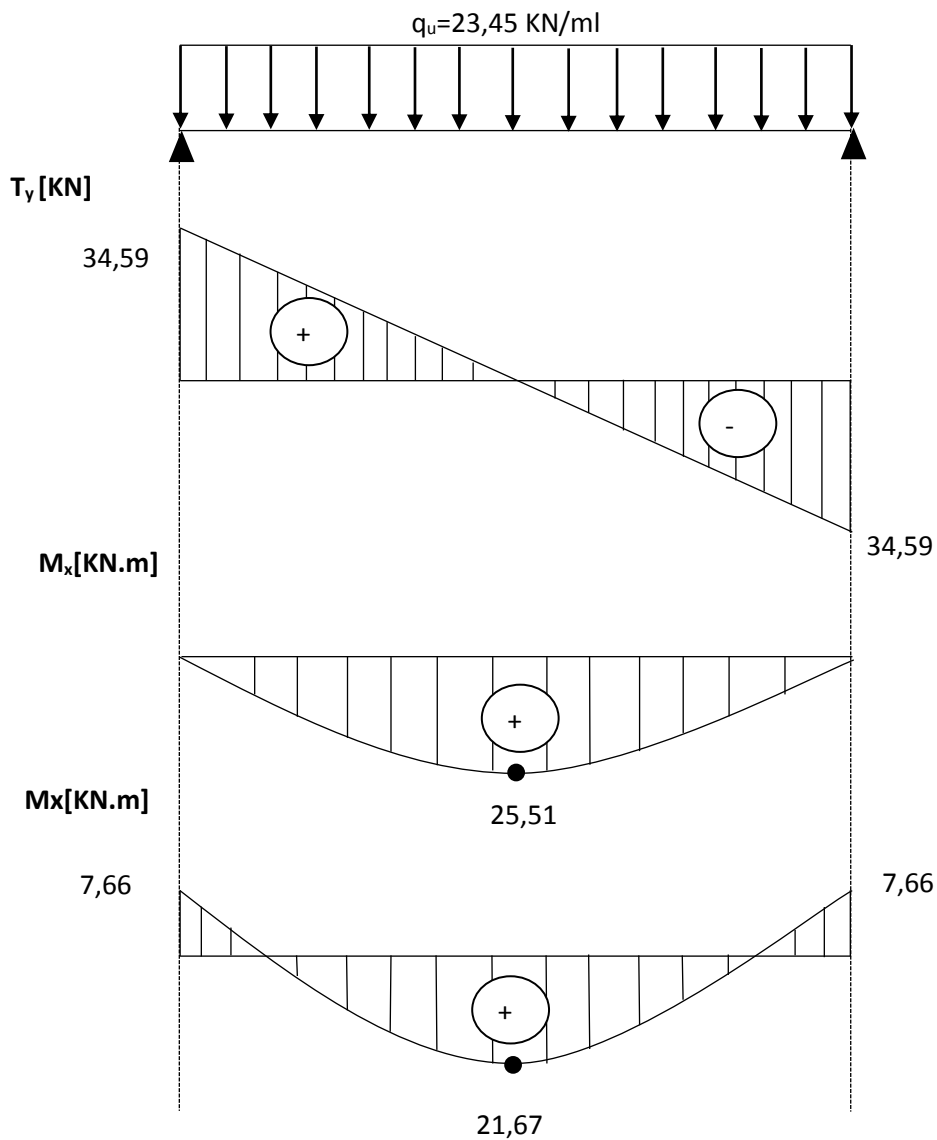


Fig.III.6.2 : Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant à l'ELS

III.6.7) Vérifications :**1. Limite de compression du béton****❖ En travée**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

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

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,43$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,43$; $\beta_1 = 0,900$; $K_1 = 35$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{21,65 \times 10^6}{0,900 \times 280 \times 3,39 \times 10^2} = 221,75 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{221,75}{35} = 6,34 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 6,34 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \text{condition est vérifiée}$$

❖ Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 28} = 0,294$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,218$; $\beta_1 = 0,915$; $K_1 = 43,42$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{7,66 \times 10^6}{0,915 \times 280 \times 2,35 \times 10^2} = 111,32 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{111,32}{43,42} = 2,56 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 2,56 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \text{condition vérifiée}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/Art A.4.5.3)

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

3. État limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91/ Art. B.6.5,1) :

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

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

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	→	0,101 > 0,0625	condition vérifiée
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	→	0,101 > 0,085	condition vérifiée
$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$	→	0,004 < 0,0105	condition vérifiée

Les trois conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée)

Conclusion:

Toutes les conditions sont vérifiées donc ; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes, le ferrailage sera comme suit :

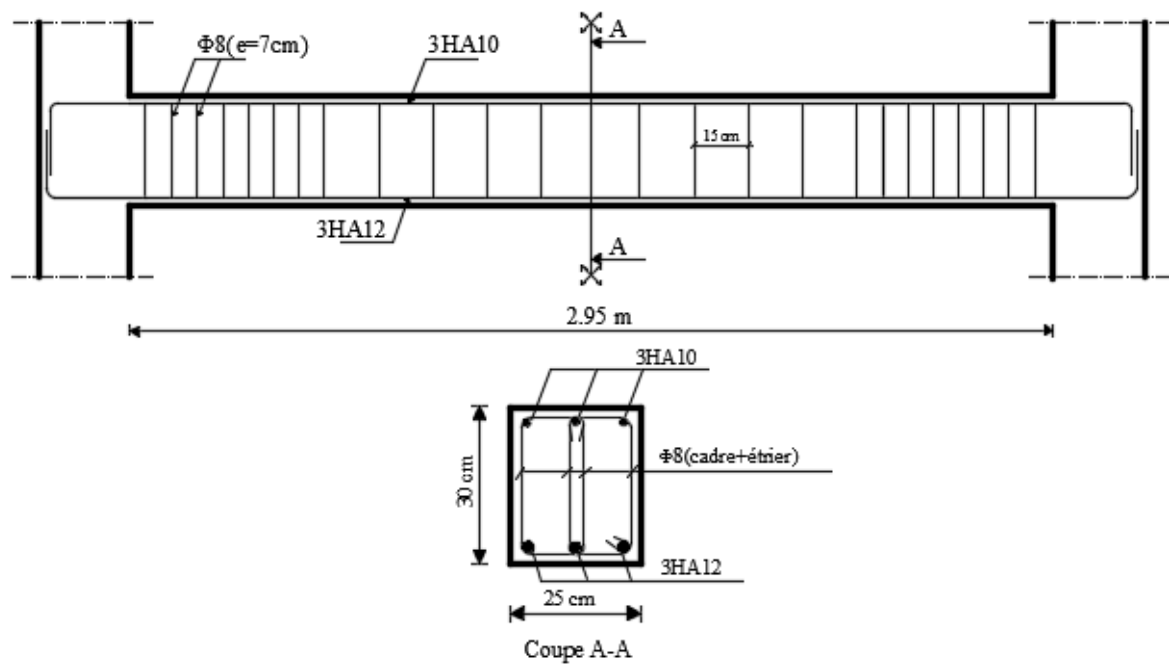


Fig.III.6.3. Plan de ferrailage de la poutre palière

III.7) La poutre de chaînage

III.7. 1) Introduction:

La poutre de chaînage est considérée comme une poutre continue avec une inertie constante et qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieurs.

Son pré dimensionnement a été déjà calculé dans le 2eme chapitre, dont les valeurs obtenues pour sa hauteur et sa largeur sont respectivement :

$$h = 30\text{cm}$$

$$b = 25\text{cm}$$

III.7. 2.Détermination des charges et surcharges:

a- Les charges permanentes:

- Poids propre de la poutre: $0,25 \times 0,3 \times 25 = 1,875 \text{ KN/ml}$

- Poids du mur (double cloison):

$$(3,06 - 0,35) \times 2,36 = 6,40 \text{ KN/ml}$$

- Poids du plancher: $5,10 \times 0,65 / 2 = 1,66 \text{ KN/m}$

Poids total: $G_t = 9,935 \text{ KN/ml}$.

b- La surcharge d'exploitation:

$$Q = 1,5 \times 0,65 / 2 = 0,49 \text{ KN/ml}$$

III.7. 3) Combinaisons des charges:

ELU:

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 9,935 + 1,5 \times 0,49 = 14,15 \text{ KN/ml.}$$

ELS:

$$q_s = G + Q = 9,935 + 0,49 = 10,425 \text{ KN/ml.}$$

III.7.4) Etude de la poutre à l'ELU:

On considère la poutre comme étant une poutre simplement appuyée sur deux appuis.

- **Les réactions d'appuis:**

$$R_A = R_B = \frac{14,15 \times 3,75}{2} = 26,54 \text{ KN}$$

Effort tranchant:

$$T_s = R_A = R_B = 26,54 \text{ KN/ml}$$

- **Les moments isostatiques:**

$$M_0 = \frac{14,15 \times 3,75^2}{8} = 24,88 \text{ KN/ml}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients :

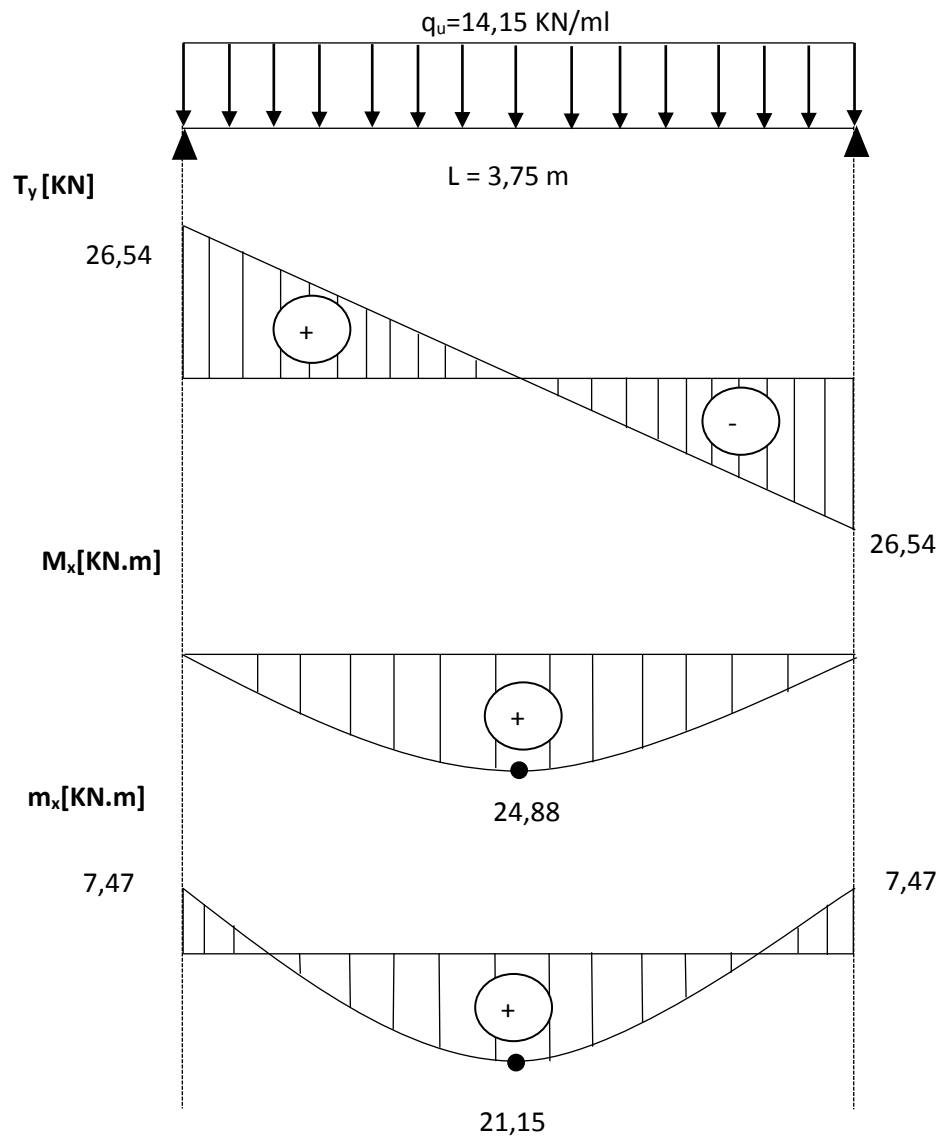
En travée :

$$M_t = 0,85M_0 = 21,15 \text{ KN.m}$$

Aux appuis :

$$M_a = -0,3M_0 = -7,47 \text{ KN.m}$$

Diagramme des efforts tranchant et des moments :



III.7. 5) Calcul des armatures :

- **en travée :**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21,15 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,075 < 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,075$; $\beta = 0,961$

$$\mu_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21,15 \times 10^3}{0,961 \times 28 \times 348} = 2,33 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = \mathbf{3HA 12} = \mathbf{3,39 \text{ cm}^2}$

- **aux appuis :**

$$\mu_t = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{7,47 \times 10^6}{250 \times 280^2 \times 14,2} = 0,026 < 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A) donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

À partir des abaques et pour une valeur de $\mu = 0,026$; $\beta = 0,987$

$$\mu_t = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7,47 \times 10^3}{0,987 \times 28 \times 348} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{adoptée} = \mathbf{3HA 10} = \mathbf{2,35 \text{ cm}^2}$

III.7. 6) Vérifications a l'ELU :**a) Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art A.4.2.1)**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Aux appuis : } A_{ap} = 3,92 \text{ [cm}^2\text{]} > 0,97 \text{ [cm}^2\text{]} \\ \text{En travées : } A_{tr} = 5,65 \text{ [cm}^2\text{]} > 0,97 \text{ [cm}^2\text{]} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification à l'effort tranchant : (BAEL 91/ Art A.5.22)

$$\tau_u = \frac{Tu}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \tau_u &= \frac{26,54 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,38 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u &= \min \{ 3.33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement

c) Vérification de l'adhérence des barres : (Art A6.1.3, BAEL 91).

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 [\text{MPa}]$.

$$\tau_{se} = \frac{T_y^{max}}{0.9d \sum u_i} \text{ Avec : } \sum u_i : \text{ somme des périmètres utiles des barres.}$$

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3,14 \times 12 = 113,04 [\text{mm}].$$

$$\tau_{se} = \frac{26,54 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113,04} = 0,931 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 1,47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

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

d) Ancrage des barres aux appuis : (Art.6.1.2.2, BAEL 91).

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $F_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à : $l_s = 35\varphi$

- Pour les HA 10 : $l_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$
- Pour les HA 12 : $l_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$

l_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0,4l_s$

- Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.

- Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 42 = 16,8$ cm.

On opte pour une longueur $L_c = 20$ cm

e) Influence de l'effort tranchant:

- **Au niveau des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1, 312) :**

$$A_{adopté} \geq A = \gamma_s \cdot \frac{V}{F_e} = 1,15 \times \frac{26,54 \times 10}{400} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} = 2,35 \text{ cm}^2 > 0,77 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- **Sur le béton (BAEL 91 / Art. A.5.1, 313)**

$$\frac{2V_u}{F_e \cdot 0,9d} \leq \frac{0,8F_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 26,54 \times 10^3}{400 \times 0,9 \times 280} = 0,527 \text{ [MPa]} \leq \frac{0,8 \times 25}{1,5} = 13,33 \text{ [MPa]}$$

condition vérifiée.

f) Calcul des armatures transversales (BAEL91 Art. A.7.2,2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} \mid \frac{b}{10} \mid \phi_t\right) = \min(0,86 ; 2,5 ; 1,2) = 0,86 \text{ cm on prend } 1 \text{ cm.}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en $2\phi 8$ ($A_t = 1 \text{ cm}^2$).

g) Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 91 / Art. A.5.1 ,22)

$$S_{t_{\max}} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(25,2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 25,2 \text{ cm}$$

on opte pour $S_t = 25$ c

h) Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 / Art. A.5.1, 22) :

$$\frac{A_t \cdot F_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{ [MPa]} \rightarrow A_{t_{\min}} \geq \frac{0,4 \cdot b_0 S_t}{F_e} = \frac{0,4 \times 25 \times 25}{400} = 0,625 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ cm}^2 > 0,625 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée

i) Exigences du RPA 99 (Art. 7.5.2)

Armatures longitudinales (Art. 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section'

$$A_l = 3HA 12 + 3HA 10 = 3,39 + 2,35 = 5,74 \text{ cm}^2$$

$$0,005 \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

$5,74 > 3,75$ **La condition est vérifiée**

j) Espacement des Armatures transversales (Art. 7.5.2.2) :**• Zone nodale**

$$St \leq \min (h/4; 12\phi) = \min (7,5; 12) = 7,5 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow St = 7 \text{ cm.}$$

• Zone courante

$$St \leq h/2 = 30/2 = 15 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

k) Armatures transversales minimales :**Zone nodale**

$A_{t \min} = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 \text{ cm}^2 < A_t \text{ adoptée} = 1 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

Zone courante

$A_{t \min} = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 0,675 \text{ cm}^2 < A_t \text{ adoptée} = 1 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

III.7. 7) Calcul à l'ELS :

Détermination des efforts internes :

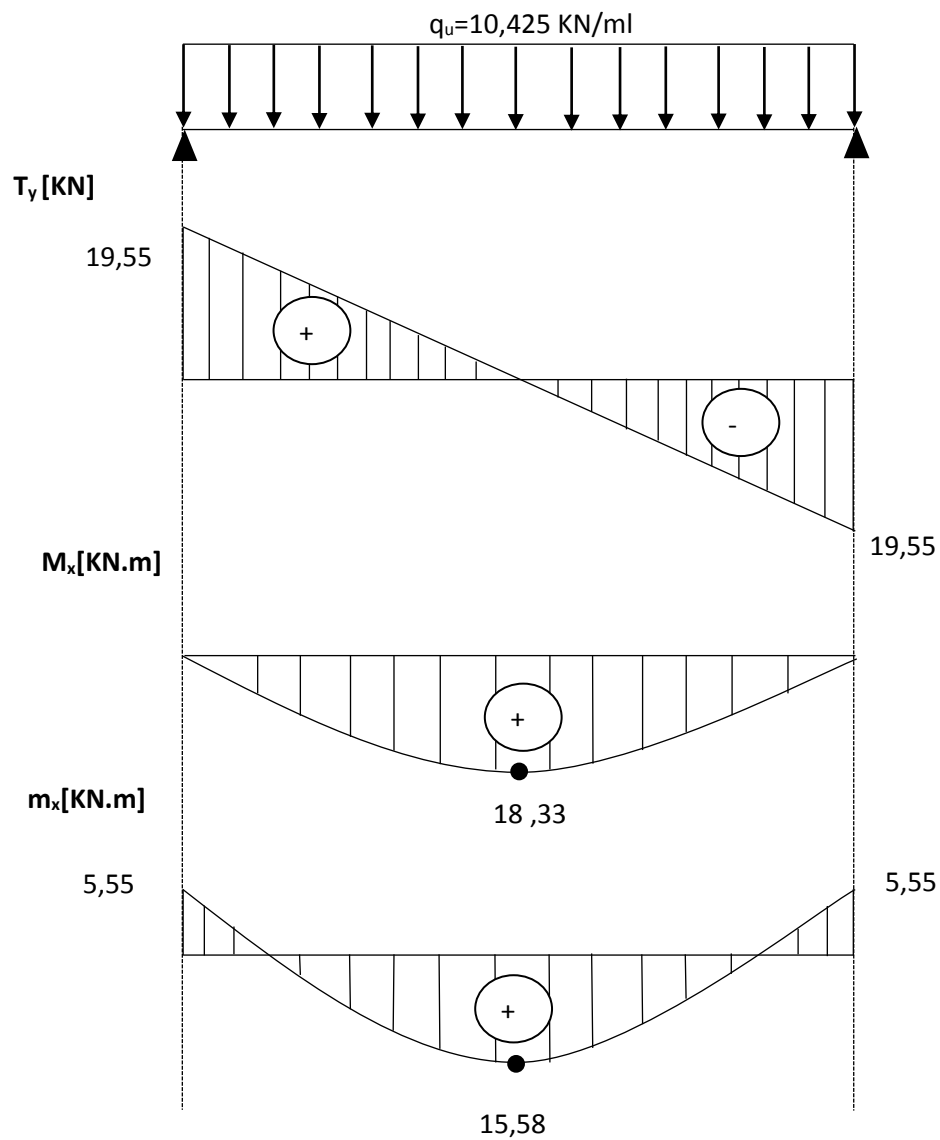
$$R_a = R_b = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{10,425 \times 3,75}{2} = 19,55 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{10,425 \times 3,75^2}{8} = 18,33 \text{ KN/ml}$$

En tenant compte du semi-encastrement :

- En travée : $M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 18,33 = 15,58 \text{ KN.m}$.
- Aux appuis : $M_a = -0,3M_0 = -0,3 \times 18,33 = -5,55 \text{ KN.m}$

Diagramme des efforts tranchant et des moments :



III.7.8) Vérifications :**1. limite de compression du béton****❖ En travée**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

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

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,48$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,43$; $\beta_1 = 0,895$; $K_1 = 32,62$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{15,58 \times 10^6}{0,895 \times 280 \times 3,39 \times 10^2} = 221,75 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{221,75}{35} = 6,34 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 6,34 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \text{condition est vérifiée}$$

❖ Sur appuis

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,35}{25 \times 32} = 0,294$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,218$; $\beta_1 = 0,915$; $K_1 = 43,42$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{7,66 \times 10^6}{0,915 \times 320 \times 2,35 \times 10^2} = 111,32 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{111,32}{43,42} = 2,56 \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 2,56 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \quad \text{condition est vérifiée}$$

2. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91/Art A.4.5.3)

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

3. État limite de déformation :

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (BAEL 91/ Art. B.6.5,1) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \qquad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\begin{array}{lll} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} & \rightarrow & 0,08 > 0,0625 & \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} & \rightarrow & 0,08 < 0,085 & \text{condition non vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} & \rightarrow & 0,004 < 0,0105 & \text{condition vérifiée} \end{array}$$

Les trois conditions ne sont pas toutes vérifiées. Donc, le calcul de la flèche est nécessaire.

4. Calcul de la flèche

$$f_v = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{Et} \quad f_i = \frac{M_s \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \leq \bar{f} \quad (\text{BAEL 91/ Art B.6.5.2})$$

Avec :

f_v : Flèche due aux déformations de longue durée.

f_i : Flèche due aux déformations de courte durée.

M_s : Moment maximal en travée (à l'ELS).

E_v : Module de déformation longitudinal déferée.

E_i : Module de déformation longitudinal instantanée.

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les déformations de longue durée.

I_{fi} : Inertie fictive de la section pour les déformations de courte durée.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène avec ($n = 15$)

$$\bar{f} : \text{Flèche admissible. } \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{375}{500} = 0,75 \text{ cm}$$

5. Calcul du moment d'inertie I_0

Position du centre de gravité

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

$$B_0 = b \times h + n \cdot A_t = 25 \times 30 + 15 \times 3,39 = 800,85 [\text{cm}^2]$$

Moment statique de la section homogénéisé :

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

$$S = \frac{25 \times 30^2}{2} + 15 \times 3,39 \times 28 = 12\,673,8 [\text{cm}^3].$$

$$V_1 = \frac{S}{B_0} = 15,83 [\text{cm}]$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 15,83 = 14,17 [\text{cm}]$$

Moment d'inertie de la section homogénéisé :

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{25}{3} (15,83^3 + 14,17^3) + 15 \times 3,39 (14,17 - 2)^2 = 64\,298,02 [\text{cm}^4].$$

Inertie fictive de la section pour les déformations :

$$I_{fv} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \gamma_v \cdot \mu} \quad I_{fi} = 1,1 \frac{I_0}{1 + \gamma_i \cdot \mu}$$

$$\gamma_v = \frac{0,02 \cdot F_{t28}}{\rho \cdot \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,005 \left(2 + \frac{3 \times 25}{25}\right)} = 1,68$$

$$\gamma_i = \frac{0,05 \cdot F_{t28}}{\rho \cdot \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,005 \left(2 + \frac{3 \times 25}{25}\right)} = 4,2$$

Avec :

$$\rho = \frac{A_t}{b \cdot d} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,005 \quad \text{Des abaques on tire la valeur de } \beta_1 = 0,985$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot F_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + F_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,005 \times 166,64 + 2,1} = 0,32$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} = \frac{15,58 \cdot 10^3}{0,985 \times 28 \times 3,39} = 166,64 [\text{MPa}]$$

Donc :

$$I_{fv} = 1,1 \frac{64\,298,02}{1 + 1,68 \times 0,32} = 45\,998,84$$

$$I_{fi} = 1,1 \frac{64\,298,02}{1 + 4,2 \times 0,32} = 30\,173,98$$

Au final :

$$f_v = \frac{15,58 \cdot 10^3 \times 375^2}{10 \times 10818,86 \times 45998,84} = 0,44 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{15,58 \cdot 10^3 \times 375^2}{10 \times 32164,2 \times 30173,98} = 0,23 \text{ cm}$$

$f_i = 0,23 < f_v = 0,44 < \bar{f} = 0,75$ Donc La flèche est **vérifiée**

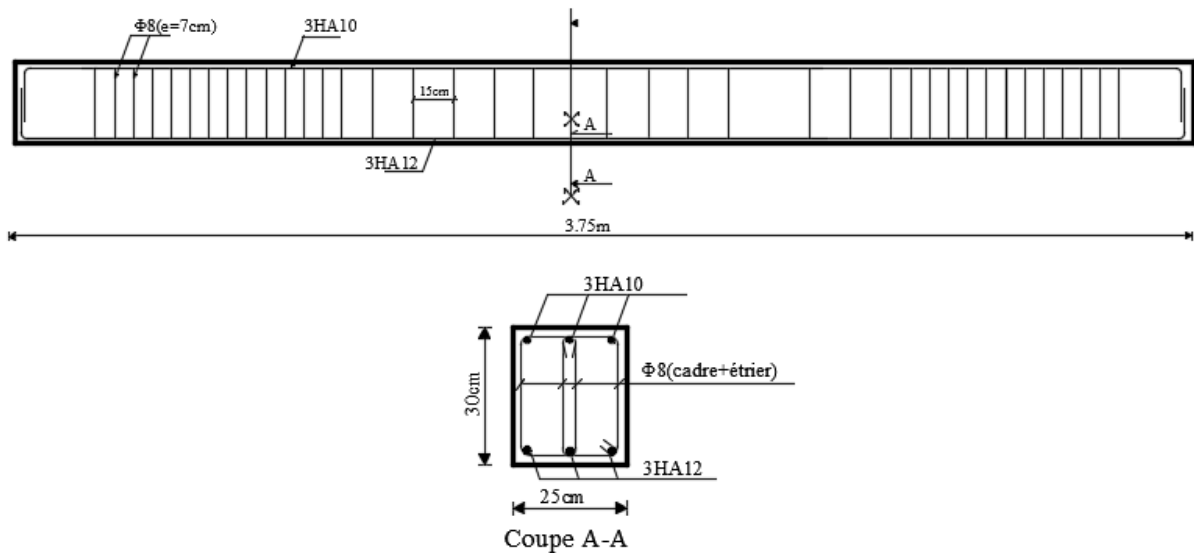


Fig.III.7. 1: ferrailage de la poutre de chainage

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

IV) Modélisation de la structure :

Pour notre projet, on utilise le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**.

IV.1) Description De L'ETABS:

L'ETABS (**EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS**) est un Logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une Bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures.

L'ETABS offre de Nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts, les champs de contraintes, les modes propres de vibration,...etc.

IV.2) Etapes de Modélisation :

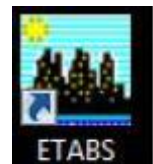
L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.6.0 dont les Principales étapes sont les suivantes :

1. Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,...)
4. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA 99/version2003
5. Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
6. Définition du séisme ;
7. Introduction des combinaisons d'actions ;
8. Affectation des masses sismiques et inerties massiques ;
9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
10. Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

IV.3) La modélisation :

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

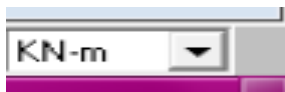
Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS



a- Choix d'unité :

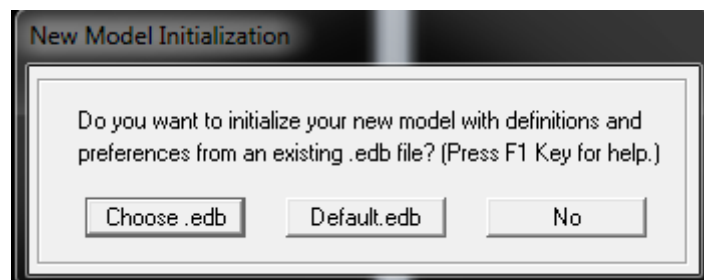
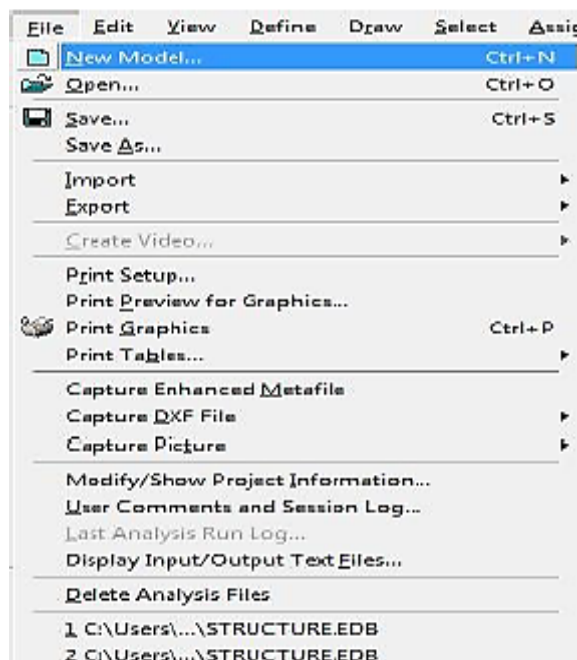
On doit choisir un système d'unité pour la saisie des données dans l'ETABS. En bas de l'écran, on sélectionne **KN.m** comme unité de base pour les forces et déplacement.

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA



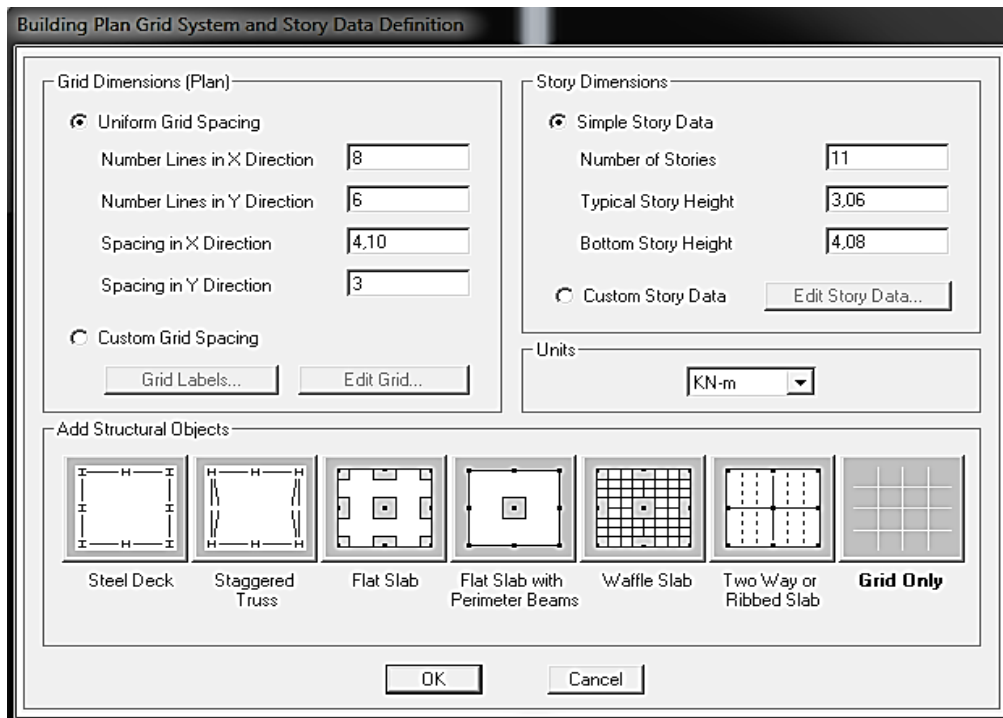
b- Géométrie de la structure :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne : File → New model



On clique sur **Default.edb** on aura la fenêtre ci-dessous

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

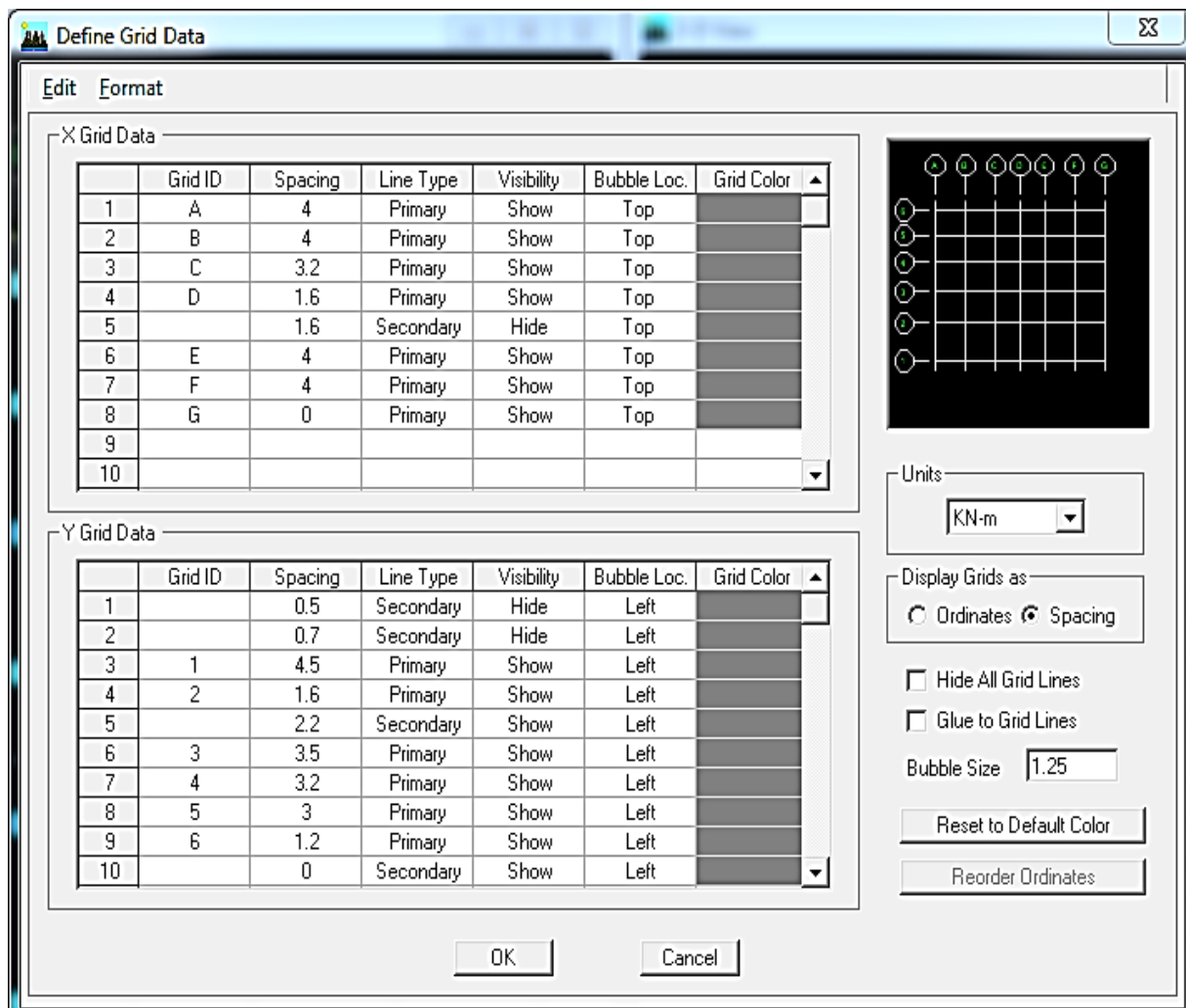


Cette option nous permet d'introduire le nombre de portiques suivant la direction X et suivant la direction Y ; ainsi que le nombre des étages.

- Le nombre des lignes dans la direction X \Rightarrow **(Numberlines in X direction)**
- Le nombre des lignes dans la direction Y \Rightarrow **(Numberlines in Y direction)**
- Nombre de travées dans le sens de Y \Rightarrow **(Number of baysalong Y)**
- Hauteur d'étage \Rightarrow **(story High)**
- Longueur de travée dans le sens de X \Rightarrow **(Spacing in X direction)** (Entre axes)
- Longueur de travée dans le sens de Y \Rightarrow **(Spacing in Y direction)** (Entre axes)
- Le nombre d'étage \Rightarrow **(Number of stories)**
- la hauteur d'étage courant \Rightarrow **(typical story High)**
- La hauteur d'étage en bas (RDC) \Rightarrow **(bottom story hight)**

Cliquons sur la case **Custom GridSpacing** puis **Edit Grid**, la fenêtre suivante s'affiche ;

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA



- On coche la case Spacing
- On introduit les longueurs de chaque travée dans les deux directions
- On valide avec OK

Pour modifier les hauteurs d'étage on clique sur le bouton droit de la souris puis **Edit Story Data**.

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
14	TERASSE	3.06	40.8	No	ET9	No	0.
13	ET11	3.06	37.74	No	ET9	No	0.
12	ET10	3.06	34.68	No	ET9	No	0.
11	ET9	3.06	31.62	No	NONE	No	0.
10	ET8	3.06	28.56	No	ET5	No	0.
9	ET7	3.06	25.5	No	ET5	No	0.
8	ET6	3.06	22.44	No	ET5	No	0.
7	ET5	3.06	19.38	No	RDC	No	0.
6	ET4	3.06	16.32	No	ET1	No	0.
5	ET3	3.06	13.26	No	ET1	No	0.
4	ET2	3.06	10.2	No	ET1	No	0.
3	ET1	3.06	7.14	Yes		No	0.
2	RDC	4.08	4.08	Yes		No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

Height

Master Story

Similar To

Splice Point

Splice Height

Units

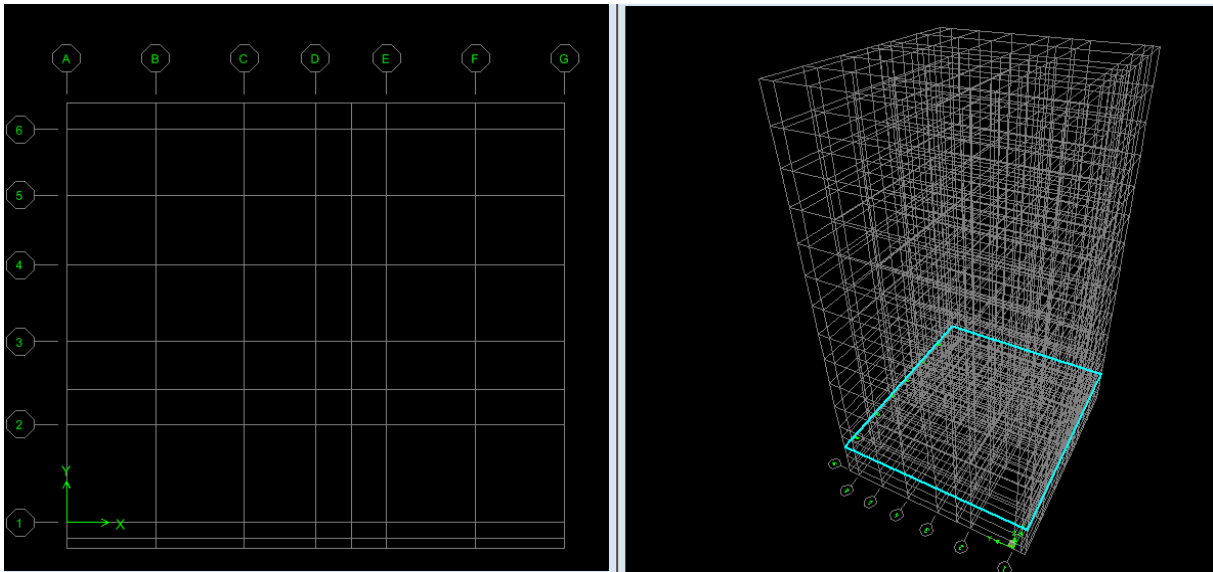
Change Units

NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.


Après introduction des données, comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA



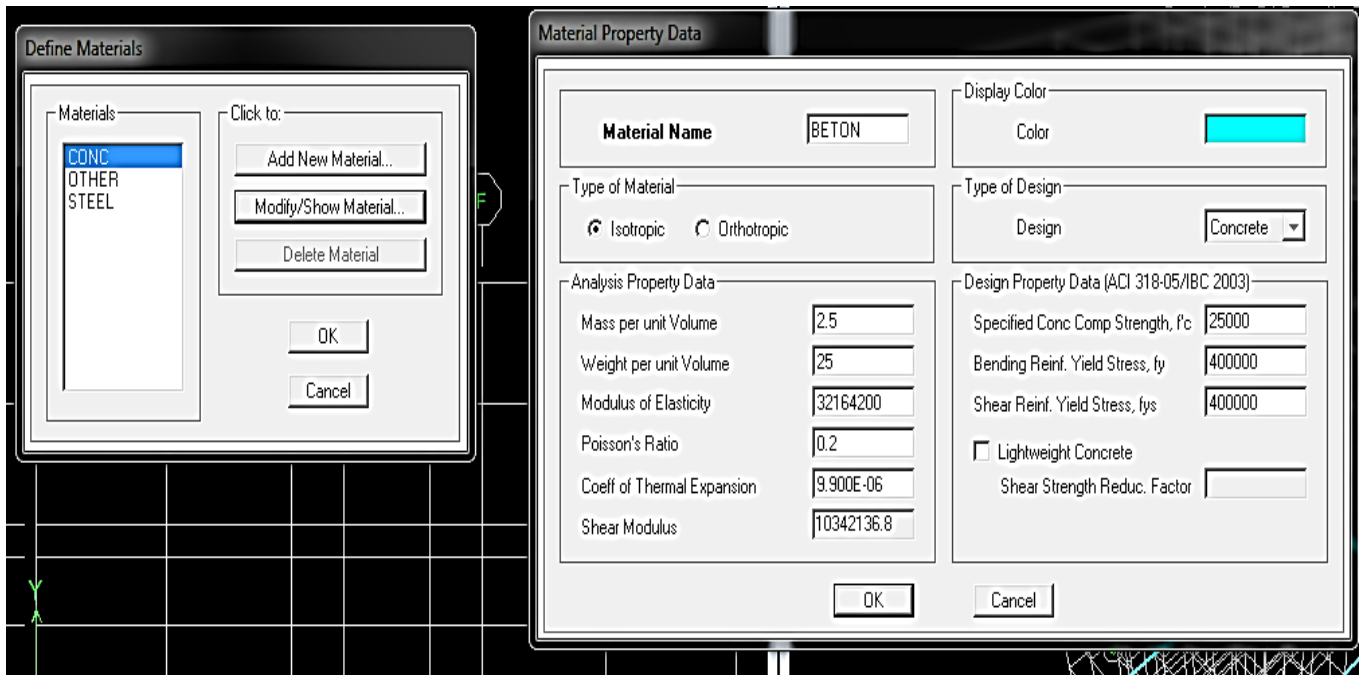
C) Matériau :

Cette étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

Define → **Material proprietes** (ou bien On clique sur )

→ on sélectionne le matériau **CONC**

→ **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications inscrites dans la figure ci-dessous.



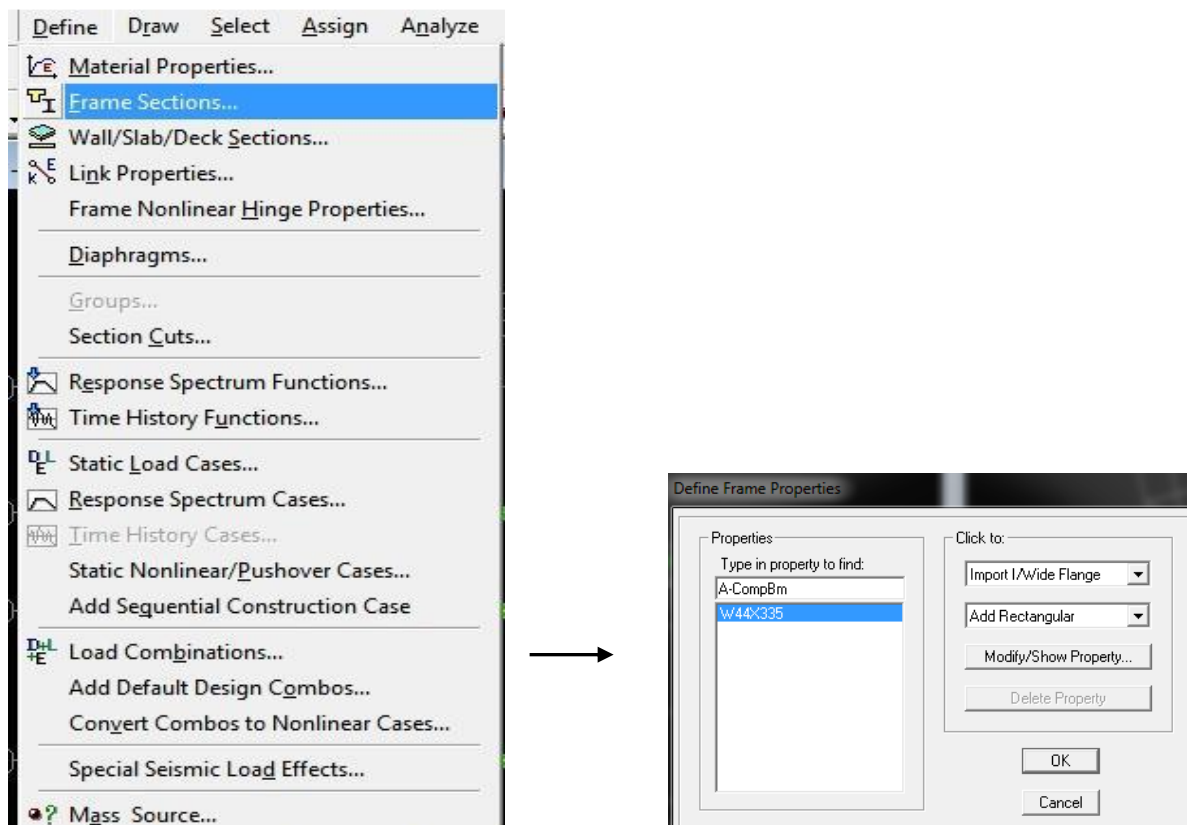
Dans cette fenêtre, on introduit les valeurs suivantes :

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

- 1- Matériel Name : B25
- 2- Masse volumique du béton = $2,5\text{kN}/\text{m}^3$
- 3- Poids volumique du béton = $25\text{kN}/\text{m}^3$
- 4- Module d'élasticité du béton = $11000 \text{ fej}3 = 32164200 \text{ KN}/\text{m}^3$
- 5- Coefficient de poisson à l'ELS=0.2
- 6- résistance caractéristique du béton = $25\text{MPa} = 25000 \text{ KN}/\text{m}^2$
- 7- limite élastique de l'acier longitudinal = $400000 \text{ KN}/\text{m}^2$
- 8- limite élastique de l'acier transversal = $400000\text{KN}/\text{m}^2$

D- Définition des sections :

Cette étape consiste à déterminer les sections des poteaux et des poutres, sans oublier de choisir le matériau de construction à utiliser (béton) ; tout ça est résumé dans les fenêtres suivantes:



On choisit **AddRectangular**

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

❖ Les poteaux :

La boîte de dialogue ci-dessous nous permet de :

- définir la géométrie de la section :
- Nom de la section : **Section Name**
- Matériel : béton

1^{er} type :(0,50×0,50)

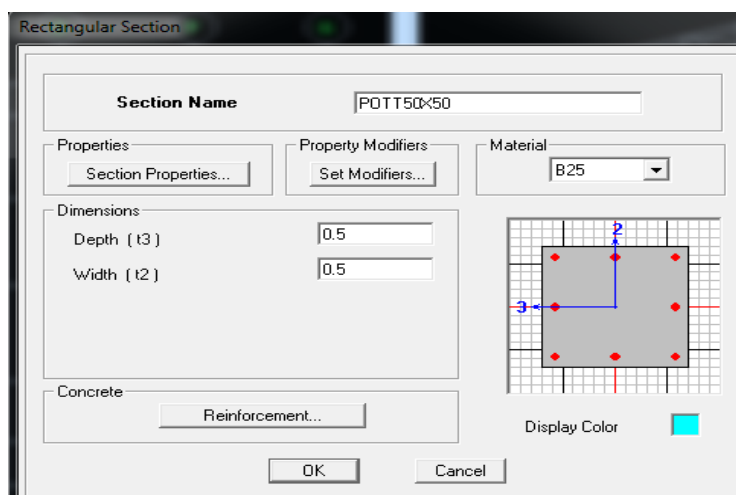
Hauteur: Depth : 0,50

Largeur: width: 0,50

2^{eme} type: (0,45×0,45)

3^{eme} type: (0,40×0,40)

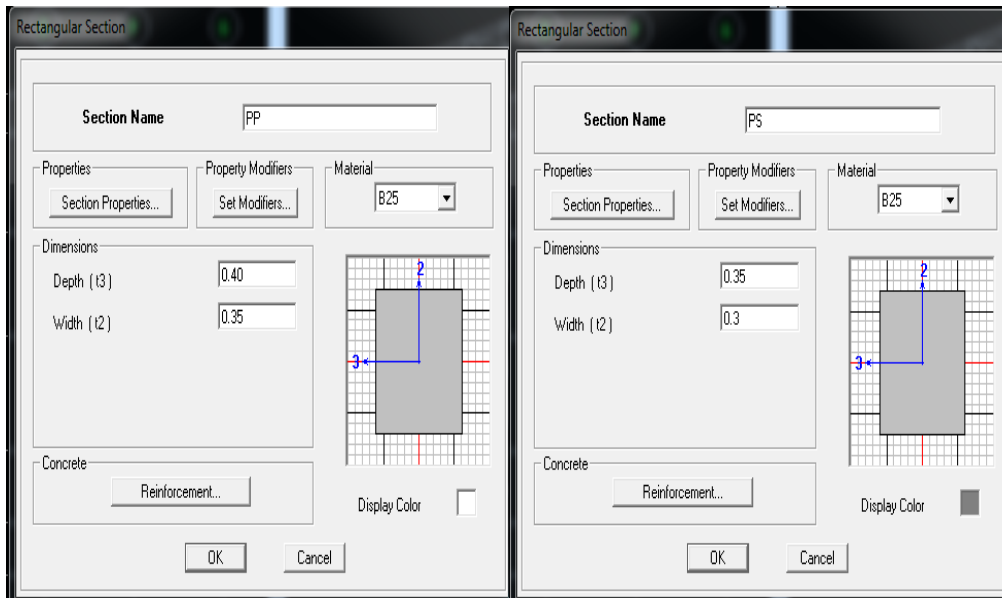
4^{eme} type :(0,35×0,35)



Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

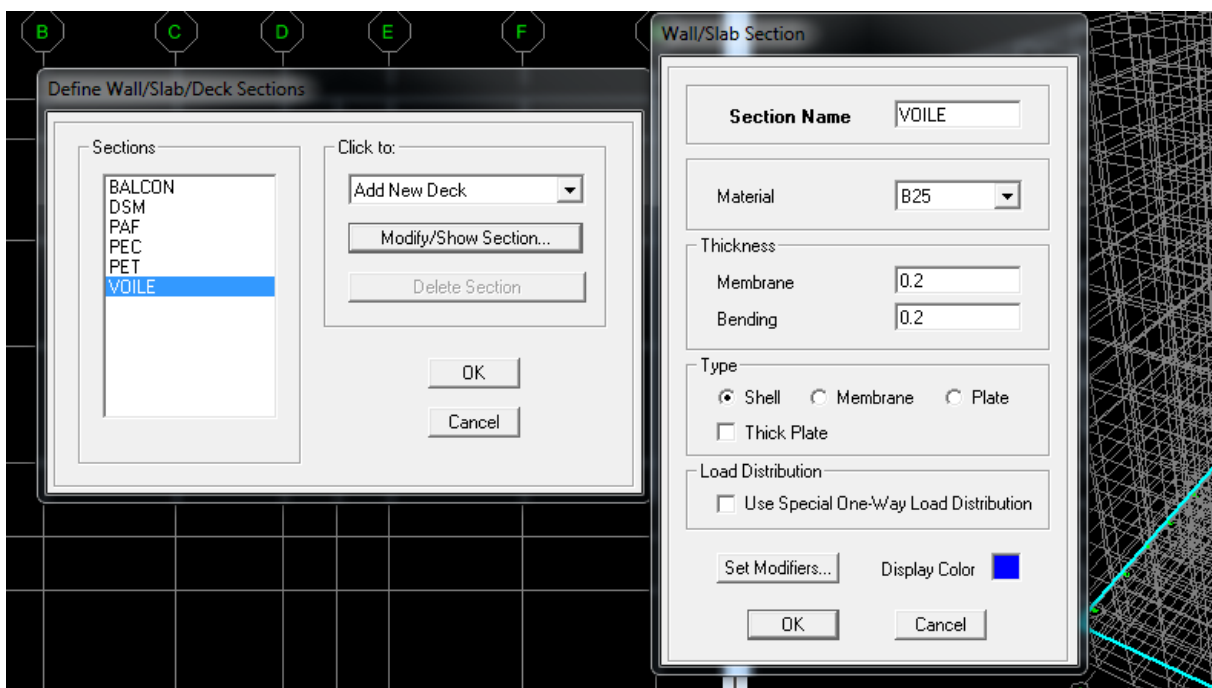
❖ Les poutres :

Poutre Principale (0.35x0.40) : Poutre secondaire (0.30x0.35) :



❖ Les éléments plaques :

A) Voiles : On choisit le menu **Define** → **wall/slab/ deck sections** on clique sur **Add new wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur .

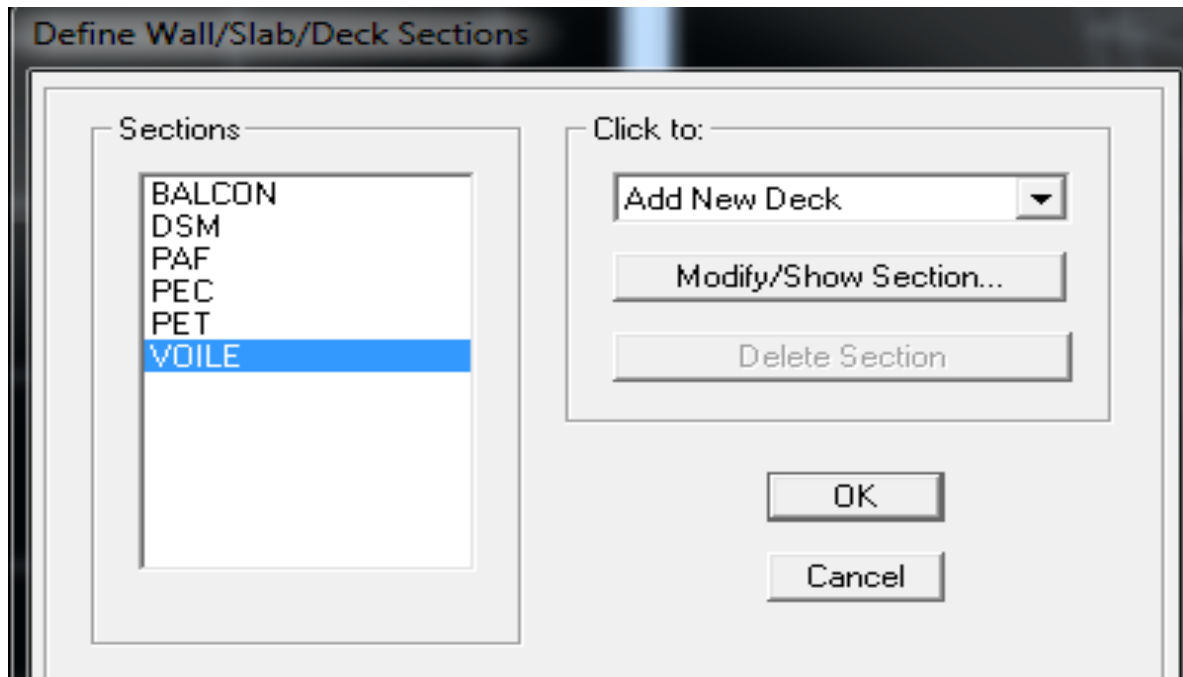


Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

B)planchers corp creux et Dalles plaines :

Define → wall/ slab/ deck sections

→on clique sur **Add new slab** et on spécifie le nomet l'épaisseur .




C) Affectation des sections aux éléments des portiques :

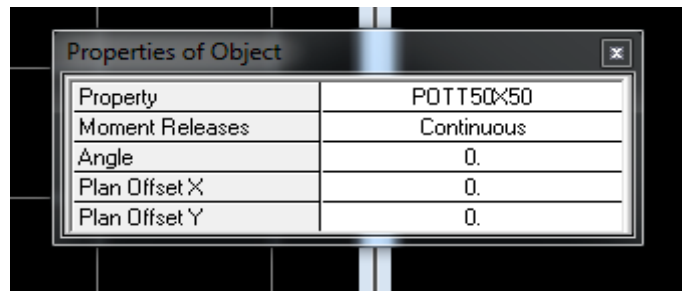
Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments :




Ensuite on clique sur une ligne de grille et un nouvel élément sera tracé entre deux croisements de Lignes successifs horizontalement ou verticalement ça dépend de la ligne visée (un clic suffira pour tracer Soit la PP ou la PS)

- **Pour tracer les poteaux** : On clique sur,  on sélectionne : poteau50x50

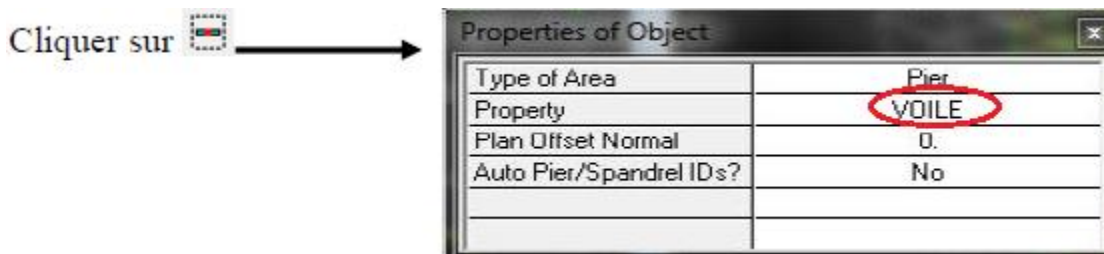
Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA



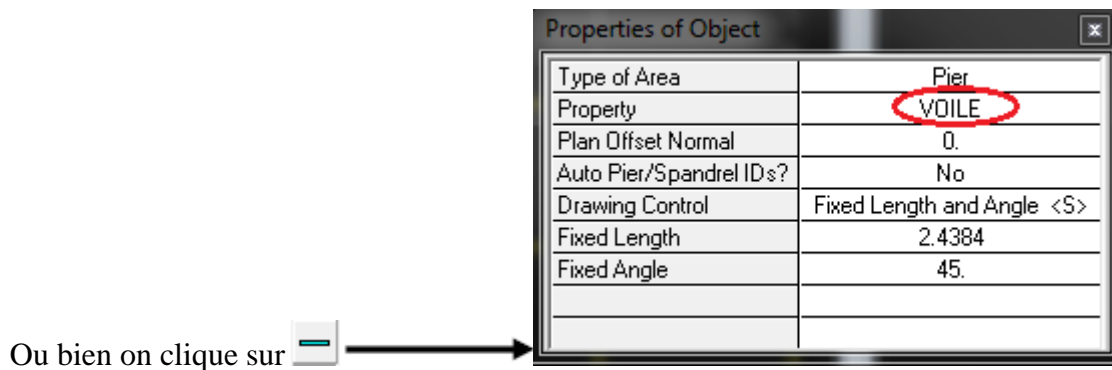
Puis Cliquer dans les points ou il se situe les poteaux.

NB : Pour se déplacer d'un niveau à un autre ou d'un portique à un autre on utilise les flèches qui se trouvent dans la barre d'outils : 

-Pour définir les voiles :



Cliquer entre les lignes de la grille et le voile aura comme limite deux lignes successives verticale et horizontale dans la fenêtre de travail.



-Pour définir les dalles pleines :

Exemple du balcon :



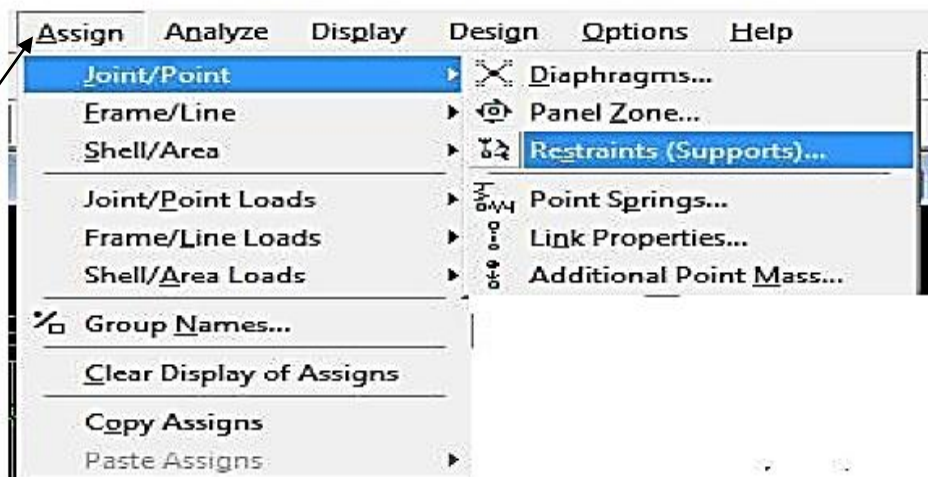
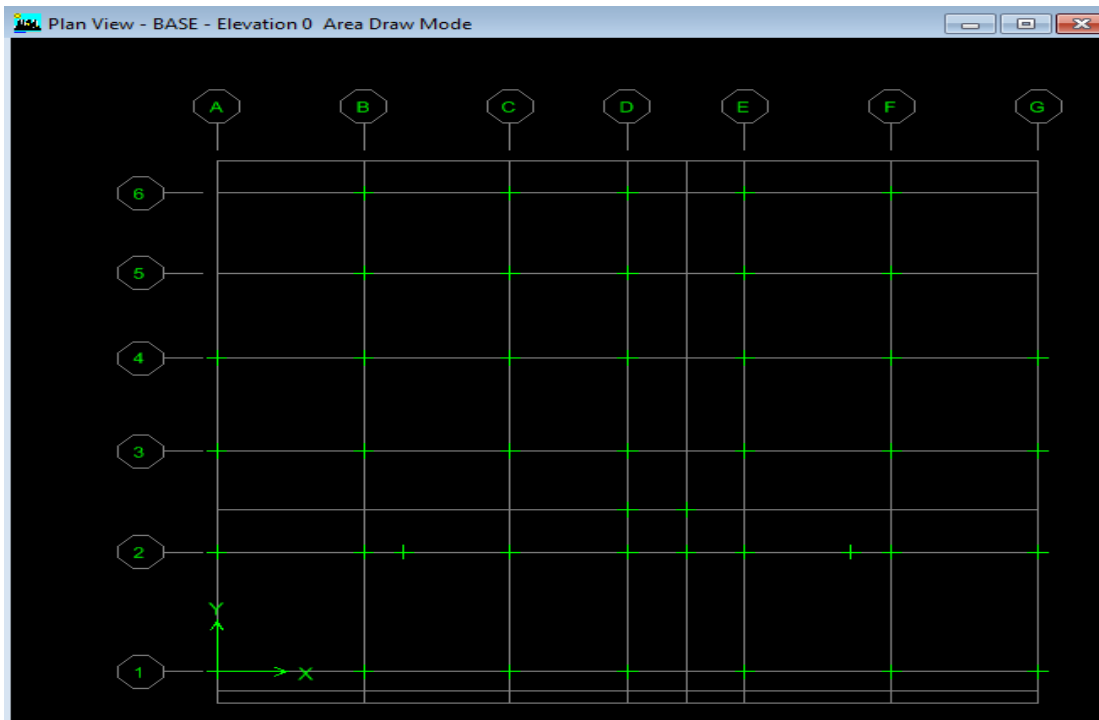
Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

Ensuite on clique à l'intérieur du vide de la grille Pour ajouter les balcons.

d) L'encastrement : Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis) Pour la structure à modéliser.

Appuis :

On doit encasturer les nœuds à la base du bâtiment, pour se faire : on sélectionne ces nœuds (comme le montre la figure ci-dessous) :



Puis on clique sur :

La fenêtre suivante s'affiche :

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA



On clique sur le symbole de l'encastrement puis sur **OK**

e) introduction du spectre de réponse :

Charge dynamique (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération 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 **RPA 2003**)

Coeff comportement : Système de contreventement assuré par des voiles porteurs (R= 3,5)

Site : S3 (site meuble)

Facteur de qualité (Q): $Q=1+\Sigma Pq \rightarrow Q=1.20$

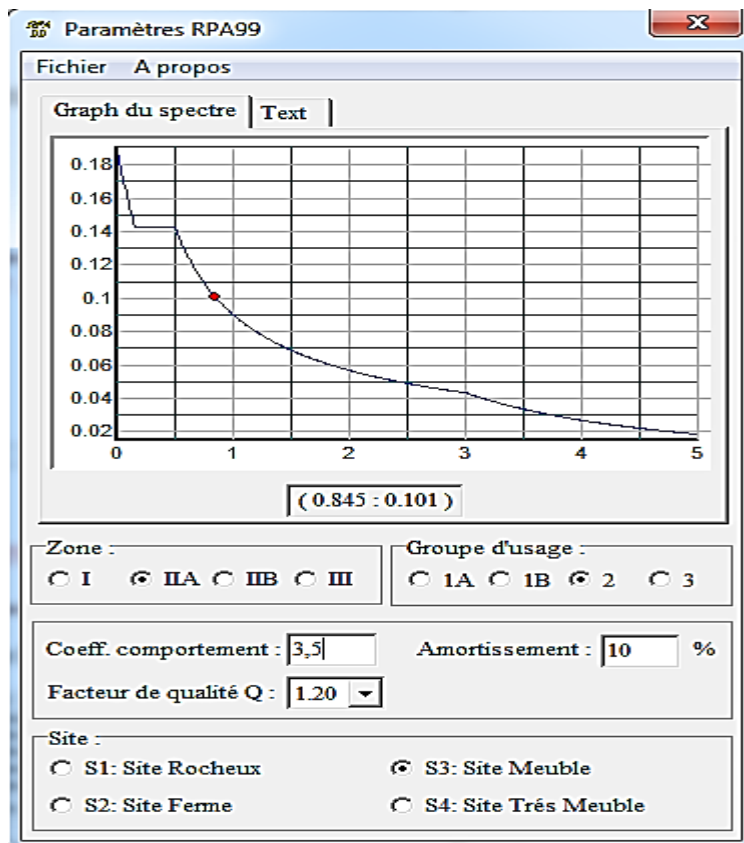
Coeff d'amortissement $\xi = 10\%$



On ouvre l'application en cliquant sur l'icône :

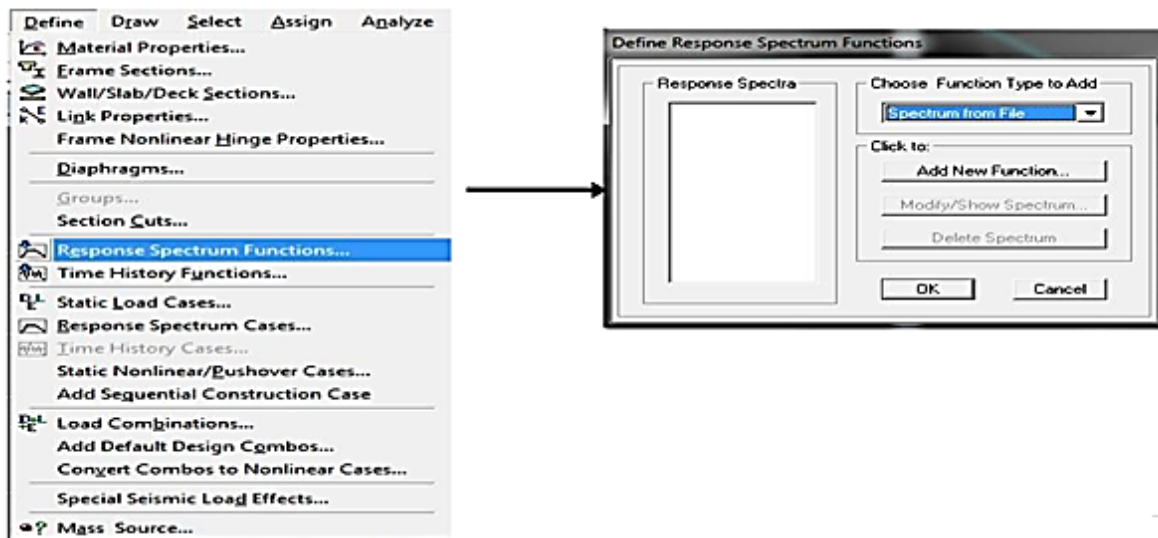
Une fois tous les paramètres sont déterminés, on peut les introduire dans le Spectre RPA99 :

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA



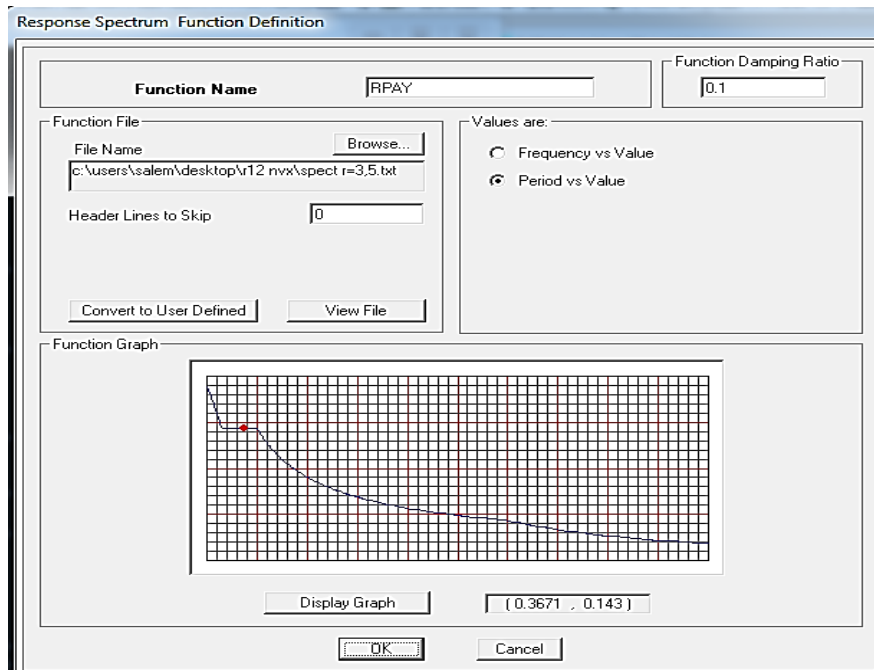
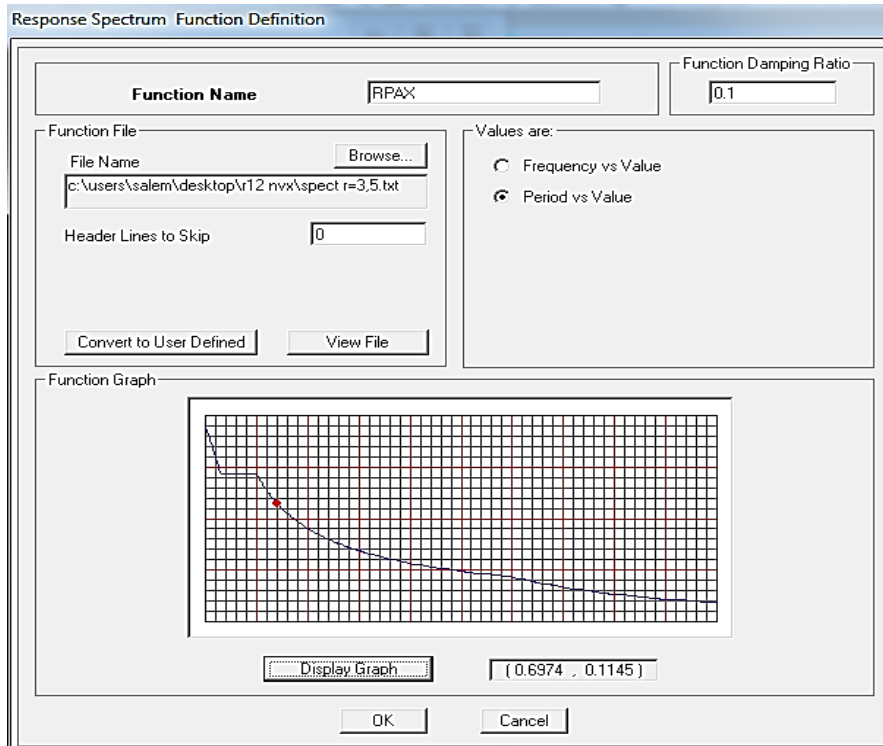
Enregistrer le fichier RPA sous le nom **RPAX** ; puis sous le nom **RPAY**.

Pour charger la structure avec le spectre :



Dans la fenêtre ci-dessous, on donne le nom **RPAX**, on coche **Périod vs Value**, on cherche le fichier spectre par le bouton **Browse...**

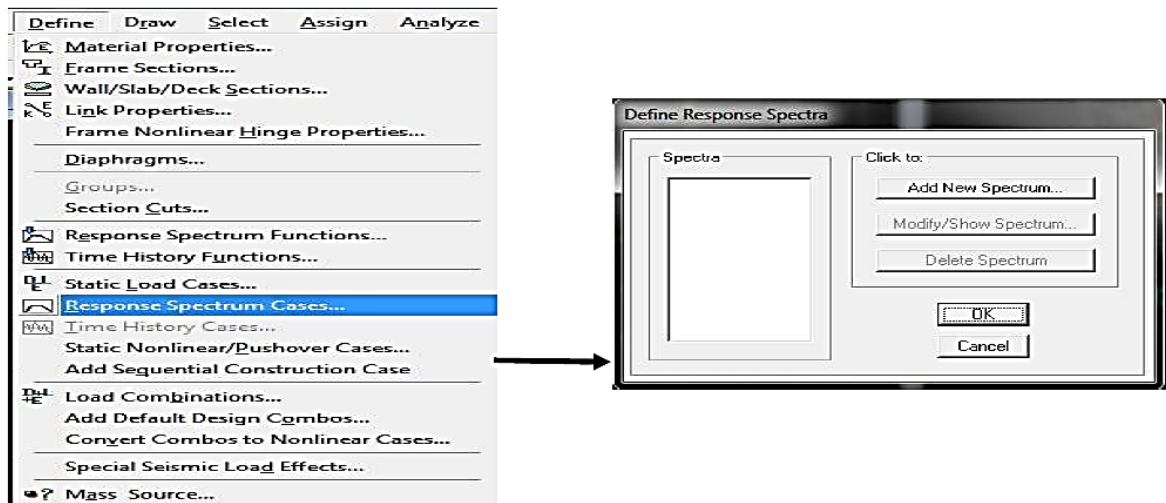
Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA



Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX et EY** (séisme).

On clique sur DefineResponse Spectrum Cases → Add New Spectrum

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA



Dans les fenêtres ci-dessous on introduit les chargements sismiques (EX et EY) :

The 'Response Spectrum Case Data' dialog box for case 'EX' contains the following fields and options:

- Spectrum Case Name:** EX
- Structural and Function Damping:** Damping: 0.085
- Modal Combination:** 0.10, with radio buttons for CQC (selected), SRSS, ABS, and GMC.
- Directional Combination:** Radio buttons for SRSS (selected), ABS, and Modified SRSS (Chinese). Orthogonal SF is also present.
- Input Response Spectra:** A table with columns for Direction, Function, and Scale Factor.

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPAX	10
U2		
UZ		

Excitation angle: 0
- Eccentricity:** Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05, with an 'Override Diaph. Eccen.' button.

The 'Response Spectrum Case Data' dialog box for case 'EY' contains the following fields and options:

- Spectrum Case Name:** EY
- Structural and Function Damping:** Damping: 0.085
- Modal Combination:** 0.10, with radio buttons for CQC (selected), SRSS, ABS, and GMC.
- Directional Combination:** Radio buttons for SRSS (selected), ABS, and Modified SRSS (Chinese). Orthogonal SF is also present.
- Input Response Spectra:** A table with columns for Direction, Function, and Scale Factor.

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	RPAY	10
UZ		

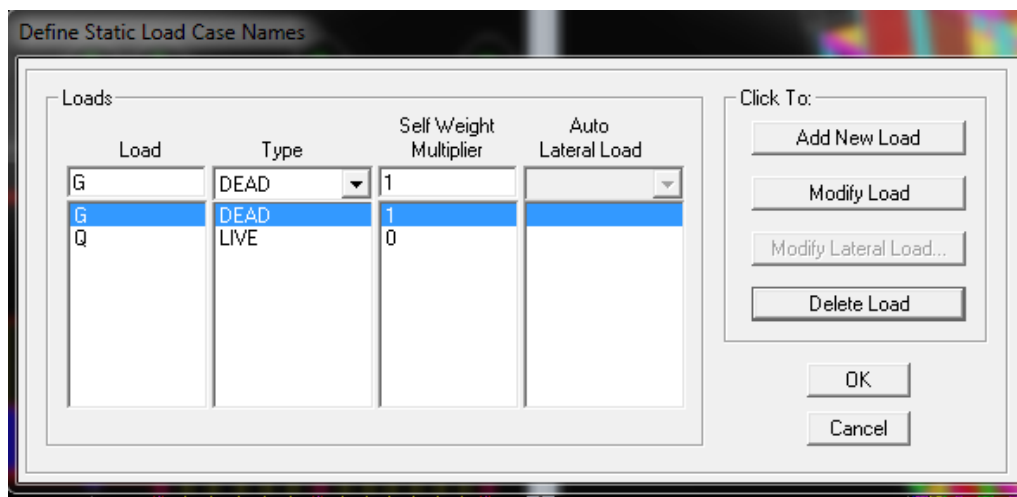
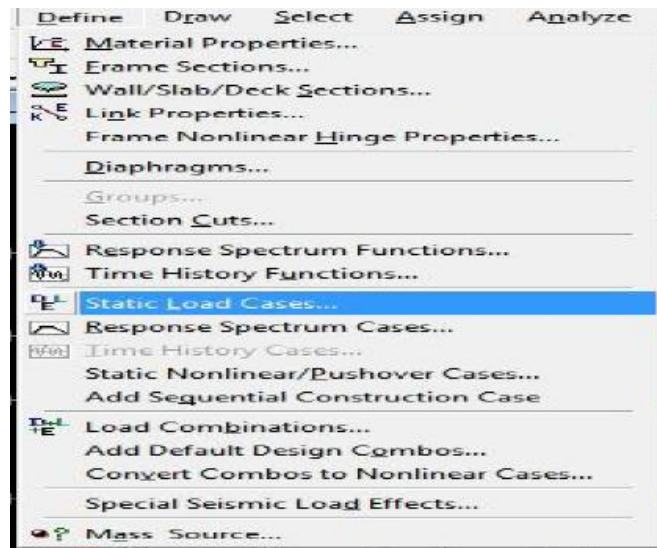
Excitation angle: 0
- Eccentricity:** Ecc. Ratio (All Diaph.): 0.05, with an 'Override Diaph. Eccen.' button.

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

f) Chargement de la structure :

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

• Attribution des charges :

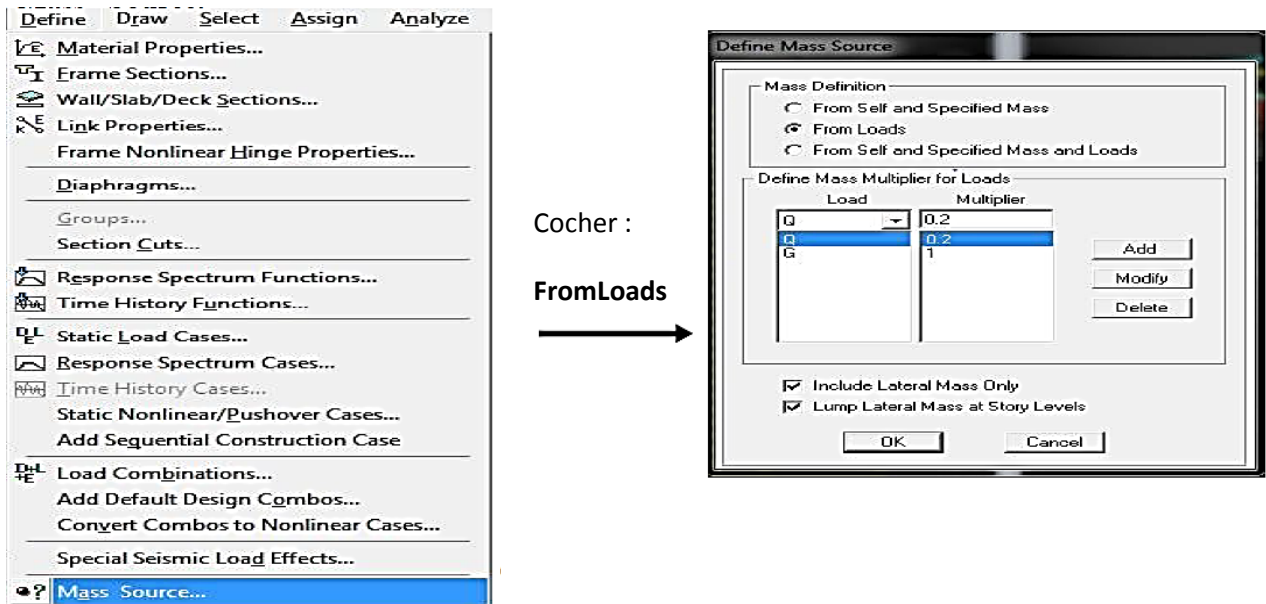


On donne le nom et le type de la charge : **G** la charge permanent, **Q** la charge d'exploitation
Avec: G = DEAD =1; Q= LIVE = 0.

• introduction de la Mass-Source :

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de **Mass-Source**

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA



On donne la valeur **1** pour la charge permanente (G) =>Add

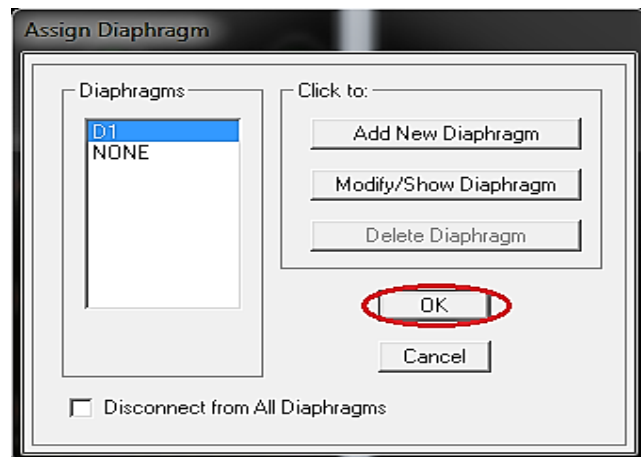
On introduit la valeur de β pour la surcharge Q suivant la nature de la structure (Dans notre cas $\beta = 0.2$) =>Add: OK

• Hypothèse du plancher infiniment rigide (Diaphragme) :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel. On sélectionne le premier plancher puis on clique sur :

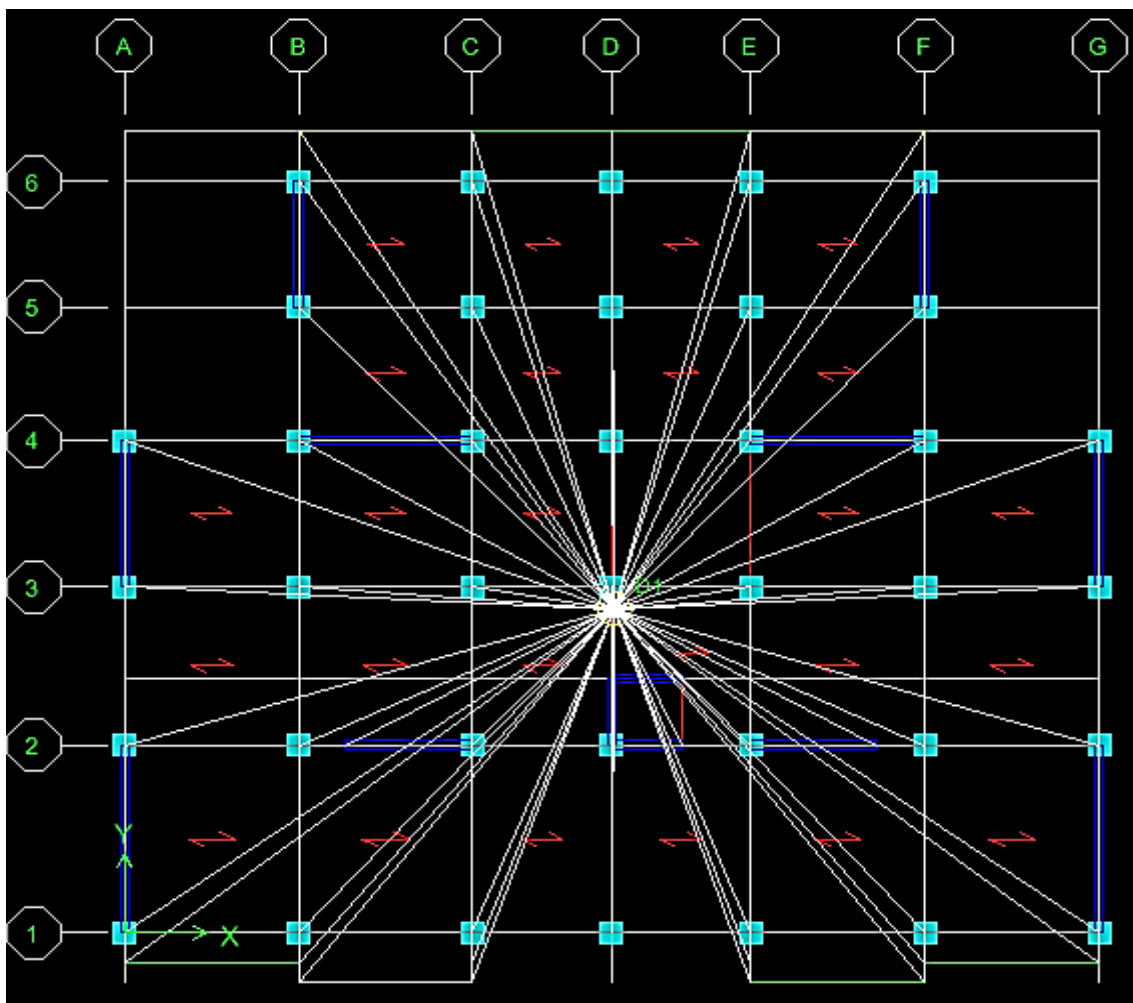
Assign → **Joint/point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm**.

La fenêtre suivante s'affiche :



Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragme** clique sur **OK** pour Valider.



On refait la même opération pour tous les autres planchers.

g) Les combinaisons des charges :

• Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'action à prendre en considération, pour la détermination des sollicitations de calcul sont imposées par le BAEL et le RPA, de façon à prévoir les efforts les plus Défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

➤ Les combinaisons du BAEL :

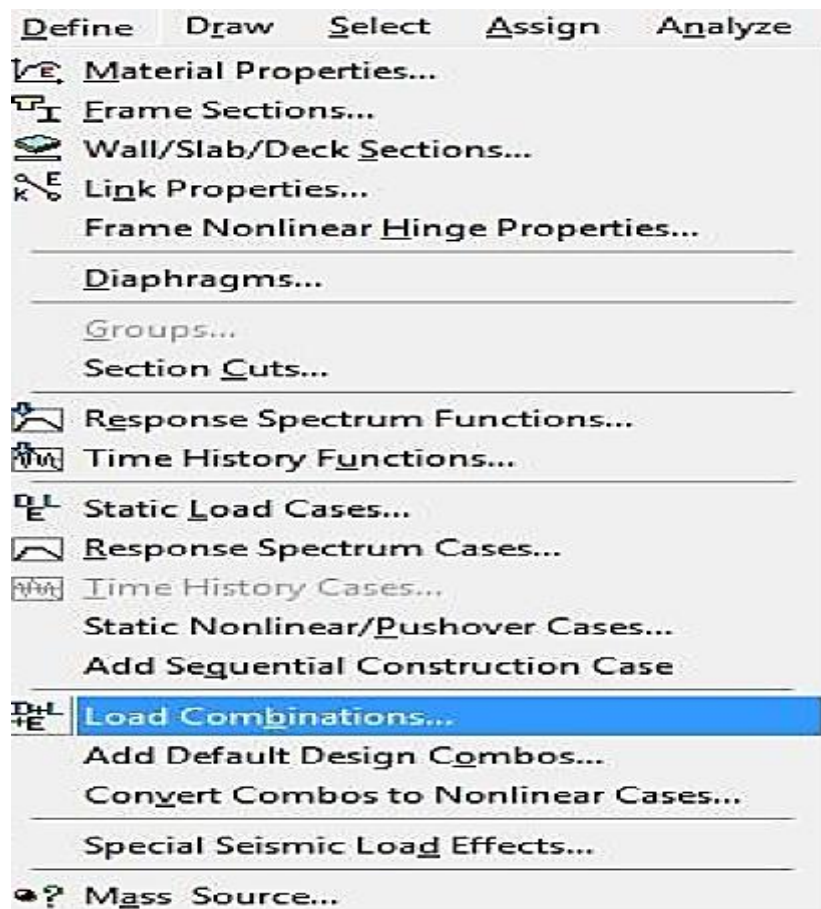
- Etat limite ultime : $1.35G + 1.5Q$
- Etat limite de service : $G + Q$

➤ Les combinaisons de l'RPA:

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

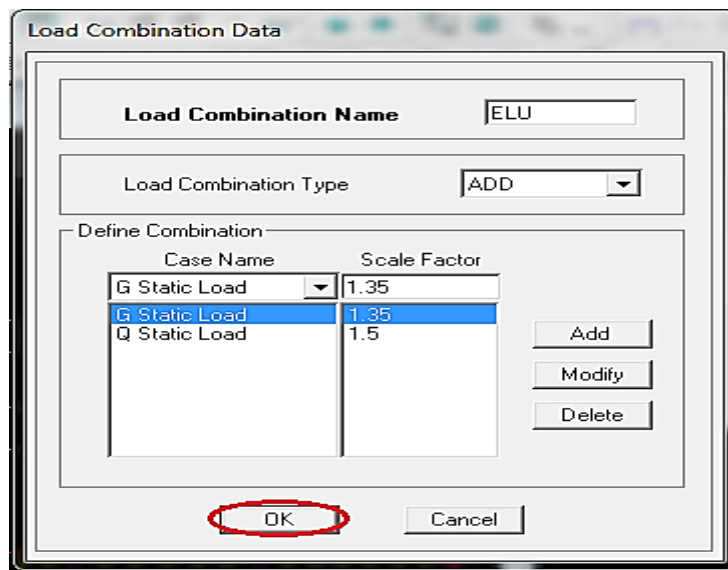
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :**Define** → **Load Combination**



Dans la boîte de dialogue qui apparaît ci-dessous après avoir cliqué sur **Add New Combo**, on aura à introduire le Nom de la combinaison et les charges avec leurs coefficients, par exemple pour l'ELU (1.35G + 1.5Q):

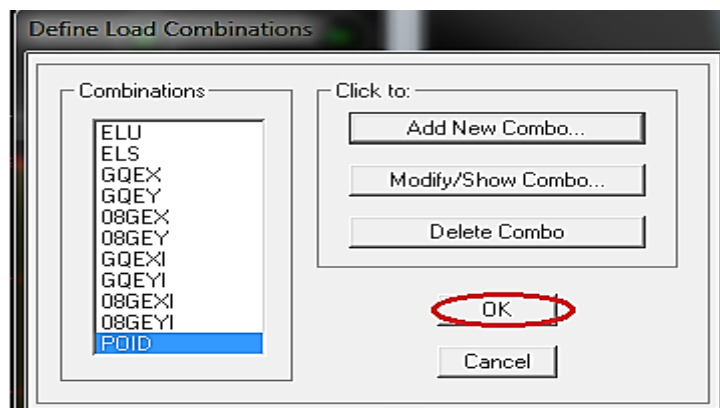
- Choisir **G** dans **Case Name** et introduire **1.35** dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**
- Choisir **Q** dans **Case Name** et introduire **1.5** dans **Scale Factor** et cliquer sur **Add**

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA



- Valider avec **OK**.

Pour définir les autres combinaisons on refait le même travail, et à la fin on aura la fenêtre suivante qui s'affiche :



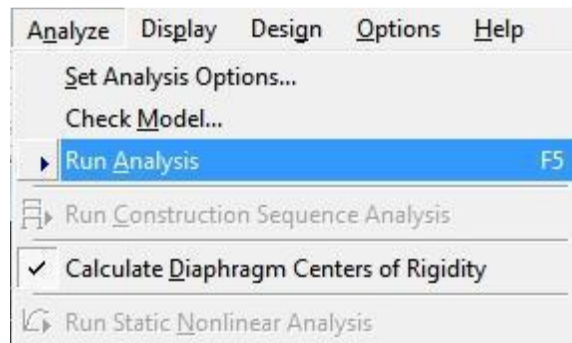
- Valider avec **OK**.

h) Analyse et visualisation des résultats.

• Analyse :

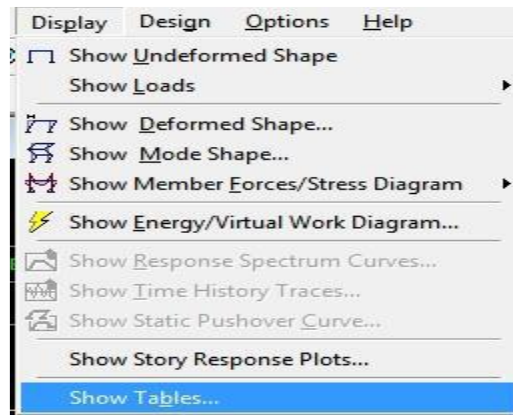
On lance l'analyse pour avoir la période et la déformée de notre structure ; pour se faire :

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

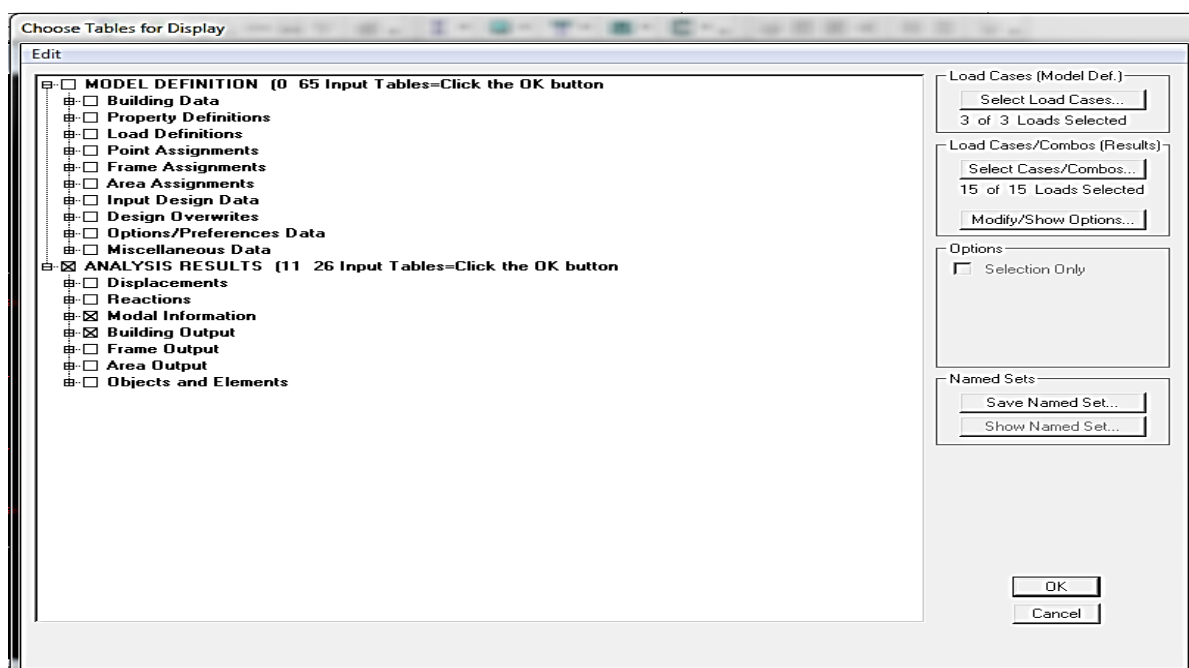


• Visualisation des résultats :

➤ **Vérification de la période** : Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne : **Display** → **Show Tables**



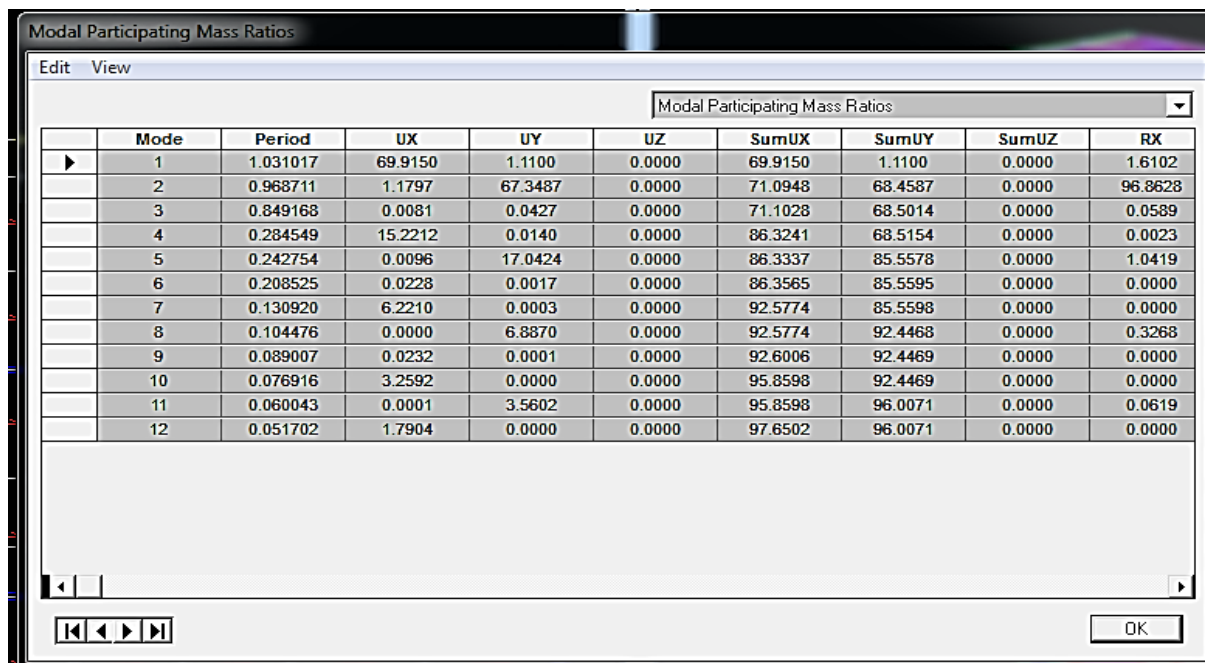
- Une fenêtre s'affiche ; cocher **Modal Information** et **Building Output**



Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

- Valider avec **OK**.

Pour avoir la période on sélectionne **Modal Participation Mass Ratios** comme la montre la figure ci-dessous :



Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	1.031017	69.9150	1.1100	0.0000	69.9150	1.1100	0.0000	1.6102
2	0.968711	1.1797	67.3487	0.0000	71.0948	68.4587	0.0000	96.8628
3	0.849168	0.0081	0.0427	0.0000	71.1028	68.5014	0.0000	0.0589
4	0.284549	15.2212	0.0140	0.0000	86.3241	68.5154	0.0000	0.0023
5	0.242754	0.0096	17.0424	0.0000	86.3337	85.5578	0.0000	1.0419
6	0.208525	0.0228	0.0017	0.0000	86.3565	85.5595	0.0000	0.0000
7	0.130920	6.2210	0.0003	0.0000	92.5774	85.5598	0.0000	0.0000
8	0.104476	0.0000	6.8870	0.0000	92.5774	92.4468	0.0000	0.3268
9	0.089007	0.0232	0.0001	0.0000	92.6006	92.4469	0.0000	0.0000
10	0.076916	3.2592	0.0000	0.0000	95.8598	92.4469	0.0000	0.0000
11	0.060043	0.0001	3.5602	0.0000	95.8598	96.0071	0.0000	0.0619
12	0.051702	1.7904	0.0000	0.0000	97.6502	96.0071	0.0000	0.0000

Après avoir bien suivi l'enchaînement des étapes citées ci-dessus ; nous sommes arrivés au model suivant :

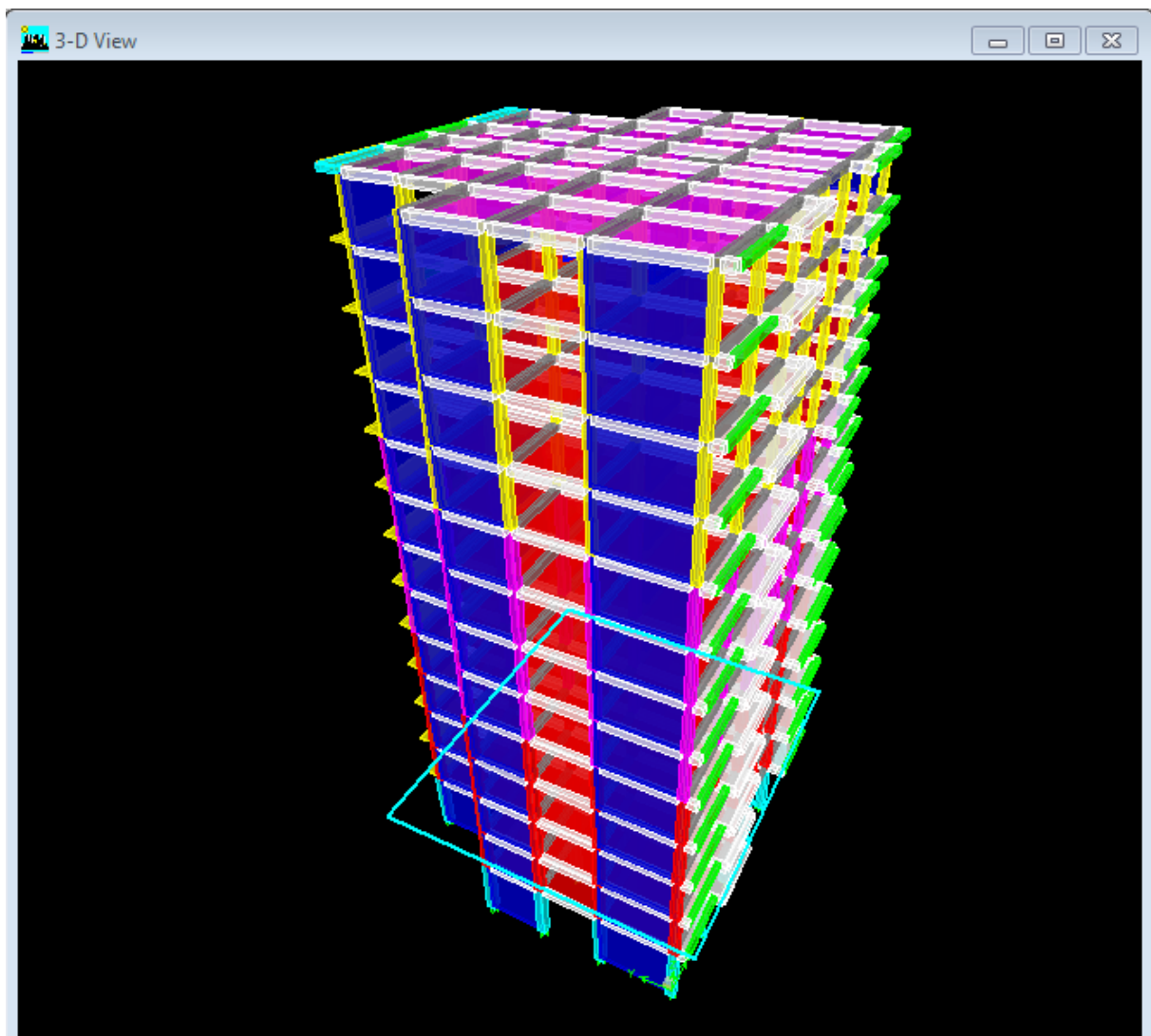


Figure IV.1 : Géométrie de base de la structure (vue en 3D)

i) Vérification des Exigences du RPA :

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

1. L'excentricité.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale.
3. Justification du système de contreventement.
4. L'effort tranchant à la base.
5. Les déplacements relatifs.
6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
7. vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux

➤ Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$.

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$|XCM - XCR| \leq 5\% Ly.$$

$$|YCM - YCR| \leq 5\% Lx.$$

Avec: XCM : Le centre de masse.

XCR : Le centre de torsion.

Center Mass Rigidity												
Edit View												
Center Mass Rigidity												
	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	RDC	D1	431.1957	431.1957	11.164	8.442	431.1957	431.1957	11.164	8.442	11.194	8.697
	ET1	D2	399.9793	399.9793	11.169	8.481	399.9793	399.9793	11.169	8.481	11.182	8.980
	ET2	D3	399.9793	399.9793	11.169	8.481	399.9793	399.9793	11.169	8.481	11.171	8.916
	ET3	D4	399.9793	399.9793	11.169	8.481	399.9793	399.9793	11.169	8.481	11.162	8.809
	ET4	D5	393.6801	393.6801	11.168	8.474	393.6801	393.6801	11.168	8.474	11.153	8.707
	ET5	D6	388.4427	388.4427	11.168	8.469	388.4427	388.4427	11.168	8.469	11.146	8.620
	ET6	D7	388.4427	388.4427	11.168	8.469	388.4427	388.4427	11.168	8.469	11.140	8.547
	ET7	D8	388.4427	388.4427	11.168	8.469	388.4427	388.4427	11.168	8.469	11.134	8.484
	ET8	D9	382.8846	382.8846	11.167	8.463	382.8846	382.8846	11.167	8.463	11.128	8.430
	ET9	D10	378.3883	378.3883	11.167	8.457	378.3883	378.3883	11.167	8.457	11.124	8.382
	ET10	D11	378.3883	378.3883	11.167	8.457	378.3883	378.3883	11.167	8.457	11.119	8.338
	ET11	D12	377.9601	377.9601	11.165	8.453	377.9601	377.9601	11.165	8.453	11.116	8.299
	TERASSE	D13	367.4639	367.4639	11.200	8.361	367.4639	367.4639	11.200	8.361	11.113	8.265

- **Suivant le sens x-x** : On doit vérifier que :

$$|XCM - XCR| \leq 5\% Ly = 0,05 \times 20,4 = 1,02$$

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

Story	Diaphragme	XCM	XCR	/XCM-XCR/	5%Ly	Condition
RDC	D1	11.164	11.194	0,03	1,02	vérifiée
ET1	D2	11.169	11.182	0,013	1,02	vérifiée
ET2	D3	11.169	11.171	0,002	1,02	vérifiée
ET3	D4	11.169	11.162	0,007	1,02	vérifiée
ET4	D5	11.168	11.153	0,015	1,02	vérifiée
ET5	D6	11.168	11.146	0,022	1,02	vérifiée
ET6	D7	11.168	11.140	0,028	1,02	vérifiée
ET7	D8	11.168	11.134	0,034	1,02	vérifiée
ET8	D9	11.167	11.128	0,039	1,02	vérifiée
ET9	D10	11.167	11.124	0,043	1,02	vérifiée
ET10	D11	11.167	11.119	0,048	1,02	vérifiée
ET11	D12	11.165	11.116	0,049	1,02	vérifiée
TERASSE	D13	11.2	11.113	0,087	1,02	vérifiée

Tableau IV.1: Vérification de l'excentricité suivant x-x.

- **Suivant le sens y-y** : On doit vérifier que :

$$/YCM - YCR/ \leq 5\% Lx = 0,05 \times 22,4 = 1,12$$

Story	Diaphragme	YCM	YCR	/YCM-YCR/	5%LX	condition
RDC	D1	8.442	8.697	0,255	1,12	vérifiée
ET1	D2	8.481	8.98	0,499	1,12	vérifiée
ET2	D3	8.481	8.916	0,435	1,12	vérifiée
ET3	D4	8.481	8.809	0,328	1,12	vérifiée
ET4	D5	8.474	8.707	0,233	1,12	vérifiée
ET5	D6	8.469	8.62	0,151	1,12	vérifiée
ET6	D7	8.469	8.547	0,078	1,12	vérifiée
ET7	D8	8.469	8.484	0,015	1,12	vérifiée
ET8	D9	8.463	8.43	0,033	1,12	vérifiée
ET9	D10	8.457	8.382	0,075	1,12	vérifiée
ET10	D11	8.457	8.338	0,119	1,12	vérifiée
ET11	D12	8.453	8.299	0,224	1,12	vérifiée
TERASSE	D13	8.361	8.265	0,096	1,12	vérifiée

Tableau IV.2: Vérification de l'excentricité suivant y-y.

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

- **pourcentage de la participation de la masse modale** : Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y). (Art 4.3.4 RPA99/version 2003).

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
▶	12	1.030975	69.9118	1.1139	0.0000	69.9118	1.1139
	2	0.968705	1.1837	67.3446	0.0000	71.0956	68.4585
	3	0.849163	0.0082	0.0428	0.0000	71.1037	68.5013
	4	0.284549	15.2216	0.0140	0.0000	86.3254	68.5153
	5	0.242754	0.0096	17.0420	0.0000	86.3350	85.5573
	6	0.208525	0.0228	0.0017	0.0000	86.3578	85.5590
	7	0.130920	6.2206	0.0003	0.0000	92.5784	85.5593
	8	0.104475	0.0000	6.8858	0.0000	92.5784	92.4451
	9	0.089007	0.0232	0.0001	0.0000	92.6016	92.4452
	10	0.076911	3.2543	0.0000	0.0000	95.8559	92.4452
	11	0.060039	0.0001	3.5567	0.0000	95.8559	96.0019
	12	0.051688	1.7814	0.0000	0.0000	97.6374	96.0019

Tableau IV.3: Pourcentage de participation de la masse modale

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au huitième mode dans les deux sens, d'où la condition du RPA est **vérifiée**.

- **Justification du système de contreventement :**

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer qui est donné par le tableau **4.3 page38 (RPA)**

Pour les constructions en béton armée on a :

$$\left. \begin{array}{l} \text{CHx et CHy voile} < 75\% \\ \text{Cv voile} < 20\% \end{array} \right\} R=5$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{CHx et CHy voile} > 75\% \\ \text{Cv voile} < 20\% \end{array} \right\} R=4$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{CHx et CHy voile} > 75\% \\ \text{Cv voile} > 20\% \end{array} \right\} R=3.5$$

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

CHx : charges horizontal reprises par les voiles dans le sens xx.

CHy : charges horizontal reprises par les voiles dans le sens yy.

Cv : charges vertical reprises par les voiles.

Dans le sens xx :

Calcul de CHx : les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Etage	V2	Vx	$\frac{V2 \times 100}{Vx} \%$	$CHx \% = \sum \left(\frac{V2 \times 100}{Vx} \right) / 10$
Terrasse	414.56	620.21	66.84	62.91
Etage 11	558.21	1102.08	50.65	
Etage 10	808.29	1484.63	44.7	
Etage 9	1082.52	1808.09	59.87	
Etage 8	1143.64	2088.35	54.76	
Etage 7	1378.36	2339.17	59	
Etage 6	1569.6	2565.36	61.18	
Etage 5	1811.51	2768.87	65.42	
Etage 4	1862.19	2954.46	63.02	
Etage 3	2128.93	3116.98	68.07	
Etage 2	2051.7	3247.92	63.16	
Etage 1	2670.18	3346.52	79.78	
RDC	2773.55	3403.83	81.48	

Tableau IV.4: Pourcentage de charges horizontales suivant xx

V2 : c'est l'effort repris par les voiles longitudinal dans chaque étage suivant le sens xx, est donné par l'ETABS on sélectionnant les voiles longitudinal avec la combinaison Ex (wall output) ensuite copier et coller le tableau sur l'Excel.

Vx : c'est l'effort qui est repris par chaque étage (poteau et voile) dans le sens xx, il est donné par l'ETABS.

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

Dans le sens yy :

Calcul de CHy : les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Etage	V2	Vy	$\frac{V2 \times 100}{V_y} \%$	$CHx\% = \sum \left(\frac{V2 \times 100}{V_y} \right) / 10$
Terrasse	382.14	658.19	58.01	75.32
Etage 11	685.34	1164.45	58.86	
Etage 10	994.05	1551.57	64.07	
Etage 9	1323.72	1874.32	70.6	
Etage 8	1388.96	2158.56	64.35	
Etage 7	1691.66	2409.7	70.2	
Etage 6	1937.46	2634.45	73.54	
Etage 5	2246.83	2840.44	79.1	
Etage 4	2308.92	3025.68	76.3	
Etage 3	2636.66	3186.13	82.75	
Etage 2	2921.7	3320.56	87.98	
Etage 1	3248.12	3421.85	94.92	
RDC	3422.56	3477.94	98.4	

Tableau IV.5: Pourcentage de charges horizontales suivant yy

V2 : c'est l'effort repris par les voiles transversal dans chaque étage suivant le sens yy, est donné par l'ETABS on sélectionnant les voiles transversal avec la combinaison Ey (wall output) ensuite copier et coller le tableau sur l'Excel.

Vy : c'est l'effort qui est repris par chaque étage (poteau et voile) dans le sens yy, il est donné par l'ETABS.

-Sous charges verticales :

<u>Unité</u>	poids repris par les Voiles et portiques		poids repris par les Voiles uniquement	
	<u>KN</u>	<u>%</u>	<u>KN</u>	<u>%</u>
<u>ELU</u>	52462,13	100	16064,27	30,6

Tableau IV.6: Pourcentage de charges verticales

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite. **(RPA)**

Donc on prend **R= 3.5**

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

Cas de notre structure elle est de **catégorie A2 : structure contreventée par voiles porteurs** ;

Rq : le spectre de repense qu'on a introduit (supposer) avec un **R=3.5** est bien vérifie

➤ **Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6) :**

La résultante des forces sismiques à la base **V_t** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Si **V_t < 0.80 V** il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport **0.8V/V_t**.

❖ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ (Formule 4.1 du RPA 99)}$$

A : coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres : la zone sismique et le groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique moyen

W : Le poids total de la structure déterminé par l'ETABS 9.6.0

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité

• **Détermination du facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum Pq$

Pq: Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

Critère q	Pq	
	observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement.		0,05
Redondance en plan.		0,05
Régularité en plan.		0.05
Régularité en élévation.	0	
Contrôle de qualité des matériaux	0	
Contrôle de la qualité du matériau	0	

D'où :
$$\begin{cases} Q_x = 1,15 \\ Q_y = 1,15 \end{cases}$$

• **coefficient d'accélération de zone A**: dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : **2**
 D'après le tableau (RPA.Tab 4.1)
 Zone sismique : **IIa** } $A = 0.15$

• Coeff de comportement globale **R = 3,5**

• **Facteur d'amplification moyen D :**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement) 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_{ETABS} = 1,03[s].

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7 (RPA 99 ver 2003).**

Dans notre cas : Site **3T₂ = 0,5[s]** (Site meuble)

$T_2 = 0,5s < T_{ETABS} = 1,03s < 3s$ donc : $D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

ζ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau

(4.2/RPA 99) présenté ci-après :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	<u>6</u>	<u>4</u>	<u>10</u>
Dense	<u>7</u>	<u>5</u>	

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide ($\xi = 7\%$) et des voiles ($\xi = 10\%$), on prend :

$$\xi = 10\%$$

D'où $\eta = 0,76 > 0,7$condition vérifiée

$$\text{Alors : } D = 2,5 \times 0,76 \times (0,5 / 1,03)^{2/3} = 1,10$$

•Calcul du poids total de la structure W_t :

Du logiciel ETABS

$$W_t = 52462,14 \text{ KN.}$$

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0.15
Facteur d'amplification dynamique D	1.10
Facteur de qualité Q	1.10
Coefficient de comportement R	3,5
Le poids total de la structure W_t [kN]	52462,14

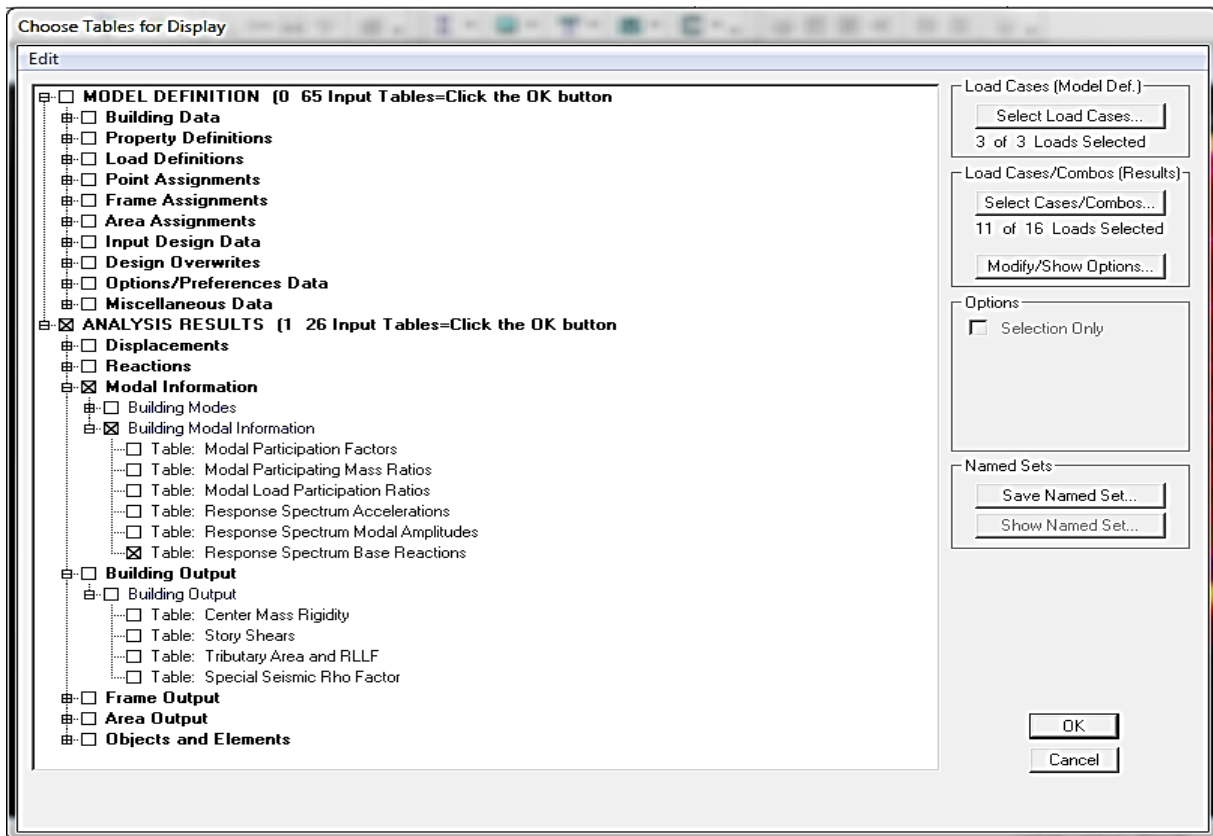
$$V_x = V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t = \frac{0.15 \times 1,10 \times 1,10}{3,5} \times 52462,14 = 2720,53 \text{ Kn}$$

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

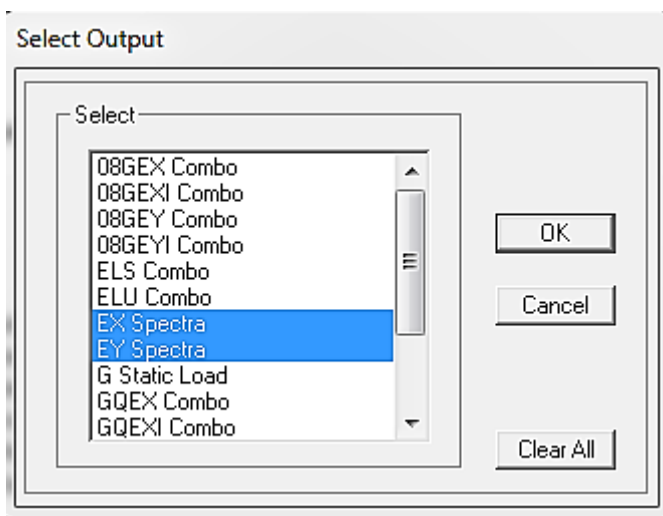
A) Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affiche, et on coche les cases suivantes :



→ Sélectionner la case select cases /combos → la fenêtre suivante s'affiche



→ OK

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du RPA

Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{xdyn} = 3403,83 \text{ KN}$$

$$V_{ydyn} = 3477,94 \text{ KN}$$

B) Comparaison des efforts tranchants obtenus par la méthode dynamique et la méthode statique équivalente :

$$V_{statique} = 2720,53 \text{ KN} \rightarrow 0,8 V = 0,8 \times 2720,53 = 2176,42 \text{ KN}$$

$$V_{xdyn} = 3403,83 > 80\% V = 2176,42 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{ydyn} = 3477,94 > 80\% V = 2176,42 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : $V_{etabs} > 0.8 V_{MSE} \Rightarrow$ l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifiée.

➤ déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le RPA 99 (art 4-43) :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 est égal à : $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l’RPA

• **Suivant EX :**

Story	Diaphragme	UX	$\delta_k - \delta_{k-1}$	Hauteur d'étage : he	1% he	condition
TERASSE	D13	0.0331	0,0023	3,06	0,0306	vérifiée
ET11	D12	0,0308	0,0024	3,06	0,0306	vérifiée
ET10	D11	0,0284	0,0027	3,06	0,0306	vérifiée
ET9	D10	0.0257	0,0028	3,06	0,0306	vérifiée
ET8	D9	0.0229	0,0029	3,06	0,0306	vérifiée
ET7	D8	0.0200	0,0031	3,06	0,0306	vérifiée
ET6	D7	0.0169	0,0031	3,06	0,0306	vérifiée
ET5	D6	0.0138	0,0030	3,06	0,0306	vérifiée
ET4	D5	0.0108	0,0029	3,06	0,0306	vérifiée
ET3	D4	0.0079	0,0027	3,06	0,0306	vérifiée
ET2	D3	0.0052	0,0023	3,06	0,0306	vérifiée
ET1	D2	0.0029	0,0018	3,06	0,0306	vérifiée
RDC	D1	0,0011	0,0000	4,08	0,0408	vérifiée

Tableau IV.7: déplacements relatifs suivant xx

• **Suivant EY :**

Story	Diaphragme	UY	$\delta_k - \delta_{k-1}$	Hauteur d'étage : he	1% he	condition
TERASSE	D13	0.0313	0,0026	3,06	0,0306	vérifiée
ET11	D12	0,0287	0,0027	3,06	0,0306	vérifiée
ET10	D11	0,0260	0,0027	3,06	0,0306	vérifiée
ET9	D10	0.0233	0,0029	3,06	0,0306	vérifiée
ET8	D9	0.0204	0,0029	3,06	0,0306	vérifiée
ET7	D8	0.0175	0,0029	3,06	0,0306	vérifiée
ET6	D7	0.0146	0,0029	3,06	0,0306	vérifiée
ET5	D6	0.0117	0,0028	3,06	0,0306	vérifiée
ET4	D5	0.0089	0,0025	3,06	0,0306	vérifiée
ET3	D4	0.0064	0,0023	3,06	0,0306	vérifiée
ET2	D3	0.0041	0,0019	3,06	0,0306	vérifiée
ET1	D2	0.0022	0,0014	3,06	0,0306	vérifiée
RDC	D1	0.0008	0,0000	4,08	0,0408	vérifiée

Tableau IV.8: déplacements relatifs suivant yy

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

➤ Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (**P**) et le déplacement (**Delta**).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée **négligeable** et donc **ignoré** dans le calcul.

Il y'a deux types d'effet P-Delta :

Le grand effet P- Δ : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

Le petit effet P- δ : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

Si $\theta_k \leq 0.1$: effet P-Delta peut être **négligé**.

Si $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1 \text{ Avec :}$$

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au- dessus du niveau «k» (donné par etabs)

V_k: effort tranchant d'étage au niveau «k» (donné par etabs)

Δ_k: déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1»

H_k: hauteur d'étage «k».

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

Story	P	h _k	Sens xx			Sens yy		
			ΔK(x)	V _K (x)	θ _x	ΔK(y)	V _K (y)	θ _y
TERASSE	4200,72	3.06	0,0023	620.21	0,0051	0,0026	658.19	0,0054
ET11	8041,66	3,06	0,0024	1102.08	0,0057	0,0027	1164.45	0,0060
ET10	11882,60	3,06	0,0027	1484.63	0,0071	0,0027	1551.57	0,0068
ET9	15723,54	3,06	0,0028	1808.09	0,0079	0,0029	1874.32	0,0079
ET8	19673,49	3,06	0,0029	2088.35	0,0089	0,0029	2158.56	0,0086
ET7	23623,44	3.06	0,0031	2339.17	0,0100	0,0029	2409.7	0,0093
ET6	27573,40	3.06	0,0031	2565.36	0,0108	0,0029	2634.45	0,0099
ET5	31523,35	3.06	0,0030	2768.87	0,0112	0,0028	2840.44	0,0102
ET4	35596,85	3.06	0,0029	2954.46	0,0114	0,0025	3025.68	0,0096
ET3	39670,35	3.06	0,0027	3116.98	0,0112	0,0023	3186.13	0,0094
ET2	43743,85	3,06	0,0023	3247.92	0,0101	0,0019	3320.56	0,0082
ET1	47817,35	3,06	0,0018	3346.52	0,0084	0,0014	3421.85	0,0064
RDC	52462,14	4,08	0,0000	3403.83	0,0000	0,0000	3477.94	0,0000

Tableau IV.9: Vérification de l'effet P-Δ.

On constate que θ_X et θ_Y sont inférieurs à « 0.1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

➤ **vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux :(RPA 99/version 2003 Art 7.4.3.1)**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d: Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton (tirer du logiciel)

Chapitre IV : Modélisation de la structure et vérification des exigences du l'RPA

Bc : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

N_d= 1860,06 KN

$$V = \frac{1860,06 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0,298 \leq 0,3 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Remarque :

Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

V.1) Les poteaux :

V.1.1) introduction :

Les poteaux sont calculés en **flexion composée** dans les deux sens (transversal et longitudinal), en tenant compte des combinaisons considérées comme suit :

ELU	$1.35 G + 1.5 Q$
ELS	$G + Q$
RPA2003	$G + Q \pm E$
	$0.8 G \pm E$

Et en procédant à des vérifications 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.

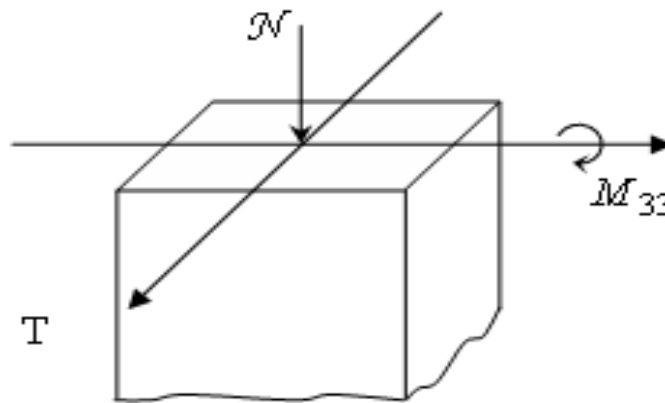


Fig. V.1.1 : Direction des moments et efforts sur un poteau

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	$f_{c28}(MPa)$	$f_{bc}(MPa)$	γ_s	$F_e(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Courante	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,5	1	400	400

Tableau V.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- ✓ Section partiellement comprimée (**SPC**).
- ✓ Section entièrement comprimée (**SEC**).

V.1.2) Recommandation du RPA 2003 :

a)Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le pourcentage minimale sera de : **0,80 % de la section transversale de béton (Zone IIa)**

Poteau (50×50).....	$A_{min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20cm^2$
Poteau (45×45).....	$A_{min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2cm^2$
Poteau (40×40).....	$A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 cm^2$
Poteau (35×35).....	$A_{min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8cm^2$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera de **4% .**

Poteau (50×50).....	$A_{min} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100cm^2$
Poteau (45×45).....	$A_{min} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81cm^2$
Poteau (40×40).....	$A_{min} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64cm^2$
Poteau (35×35).....	$A_{min} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49cm^2$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de **6%.**

Poteau (50×50).....	$A_{min} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 cm^2$
Poteau (45×45).....	$A_{min} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 cm^2$
Poteau (40×40).....	$A_{min} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96cm^2$
Poteau (35×35).....	$A_{min} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5cm^2$

-Le diamètre minimal des aciers est de **Φ12**

-La longueur de recouvrement minimal **L = 40Φ_R(zone IIa)**

-La distance entre les barres longitudinales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$$L = 25 \text{ cm(Zone IIa).}$$

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique).

V.1.3) calcul du ferrailage :

a)Armatures longitudinales :

Etape de calcul en flexion composée :

- ✓ **Calcul du centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \implies \text{Deux cas peuvent se présenter :}$$

- **Section partiellement comprimée (SPC) :**

Une section est partiellement comprimée si la condition suivante est satisfaite :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \geq \frac{h}{2} - c$$

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

$$N_u(d-c') - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) \cdot b h^2 f_{bc}$$

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \cdot g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

➤ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

-Si $\mu \leq \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée (**SSA**)

$$A_l = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est $A_s = A_l \pm \frac{N_u}{\gamma_s}$ $\left\{ \begin{array}{l} (-) \text{ si N effort de compression} \\ (+) \text{ si N effort de traction} \end{array} \right.$

-Si $\mu \geq \mu_l = 0.392$ la section est doublement armée (**SDA**)

On calcul :

$$M_r = \mu_l b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_l \pm \frac{N_u}{\gamma_s}$


➤ Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c$$

$$N_u(d-c') - M_f > (0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}) b h^2 f_{bc}$$


Deux cas peuvent se présenter :

 **1^{er} Cas :**

Si $N_u(d-c') - M_f \geq (0.5 - \frac{h}{d}) b h^2 f_{bc}$ la section est doublement armée
 $A_s > 0$ et $A_s' > 0$

-la section d'armature :

$$\begin{cases} A_s' = \frac{M_f(d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s} \\ A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A_s' \end{cases}$$

 **2^{eme} Cas :**

Si $N_u(d-c') - M_f < (0.5 - \frac{h}{d}) b h^2 f_{bc}$ la section est simplement armée
 $A_s > 0$ et $A_s' = 0$

$$A_s = \frac{N_u - \psi b h f_{bc}}{\sigma_s} \text{ avec : } \psi = \frac{0.3571 - \frac{N_u(d-c') - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

Remarque :

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de

forme et la section d'armature sera : $A_s = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$

avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier

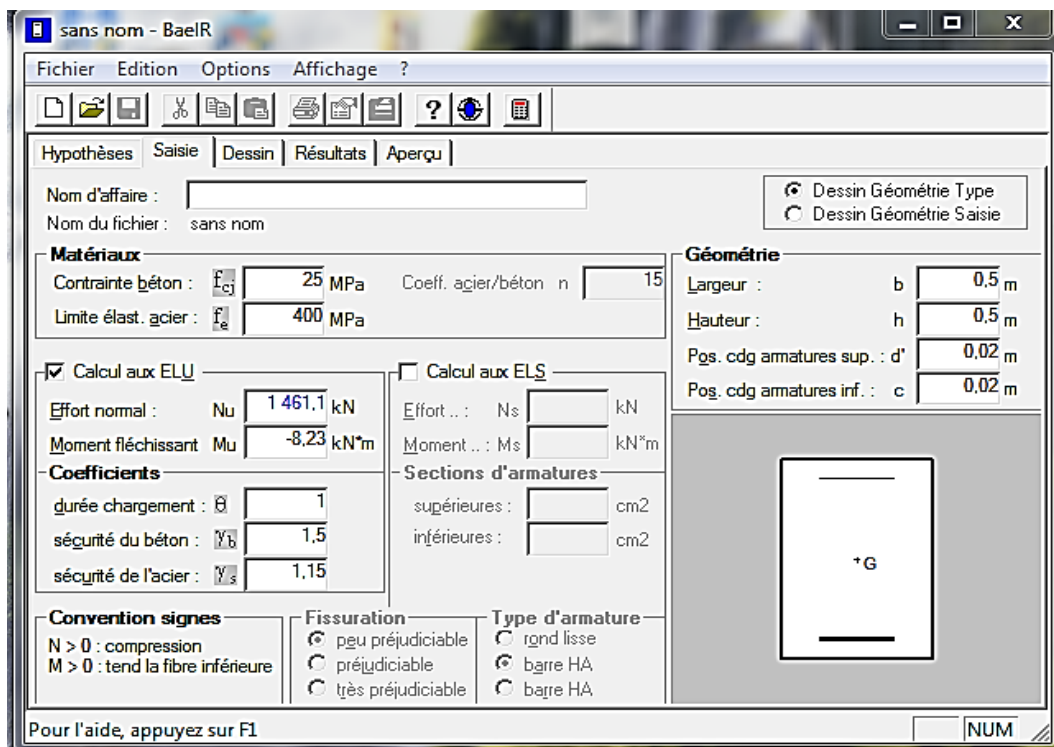
V.1.4) Ferrailage des poteaux :

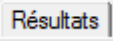
Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **Socotec** ». Nous allons ferrailer par zone ; car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

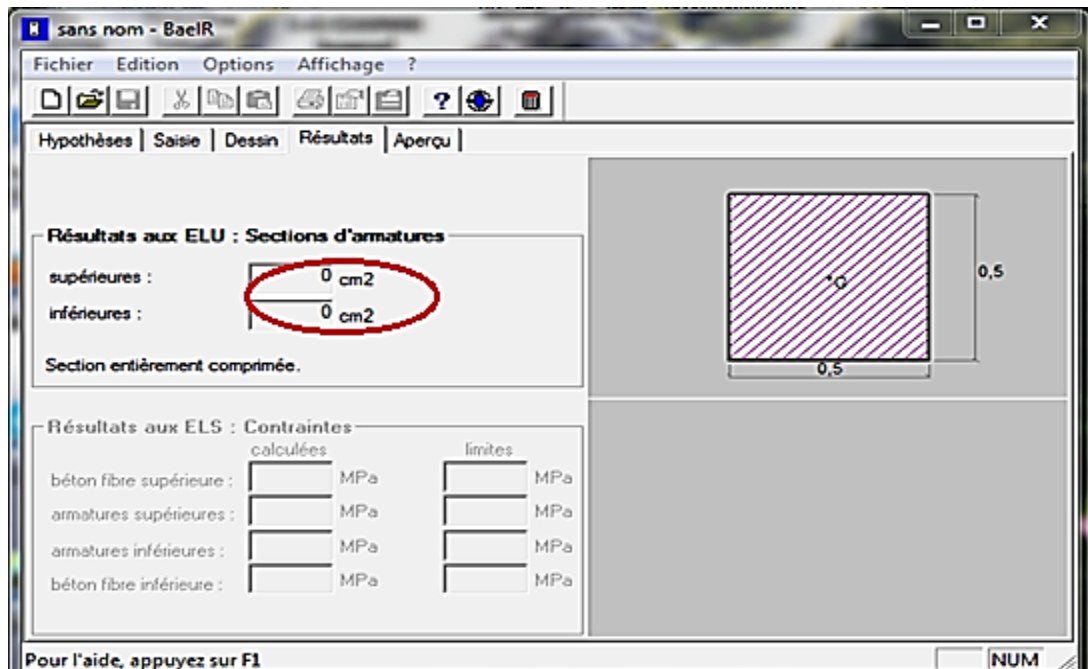
- **ZONE I :** RDC
- **ZONE II :** 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme} étage
- **ZONE III :** 5^{eme}, 6^{eme}, 7^{eme}, 8^{eme} étage
- **ZONE IV :** 9^{eme}, 10^{eme}, 11^{eme}, 12^{eme} étage

CHAPITRE V:FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logicielle.



Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats  Puis la fenêtre suivante s'affiche :



CHAPITRE V:FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

❖ Tableaux récapitulatifs de ferrailage de poteaux par zone :

➤ Sens longitudinal x-x:

Niveau	section	Effort normal(KN)	Moment (KN.m)	e_s (cm)	obs	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Choix Des barres
ZONE I	50x50	$N_{max}=-2442.7$	$M_{cor}=-2.56$	0.10	SEC	0	0	20	20.6	4HA20 + 4HA16
		$N_{min}=1333.7$	$M_{cor}=6.421$	0.48	SEC	0	0			
		$N_{cor}=-579.55$	$M_{max}=36.546$	6.30	SEC	0	0			
ZONE II	45x45	$N_{max}=-1999.34$	$M_{cor}=-0.192$	0.01	SEC	0	0	16.2	18.71	4HA20 + 4HA14
		$N_{min}=-924.85$	$M_{cor}=3.282$	0.35	SEC	0	0			
		$N_{cor}=-485.87$	$M_{max}=49.289$	10.14	SEC	0	0			
ZONE III	40x40	$N_{max}=-1124.04$	$M_{cor}=-7.636$	0.68	SEC	0	0	12.8	14.19	4HA16 + 4HA14
		$N_{min}=203.15$	$M_{cor}=1.749$	0.86	SEC	0	0			
		$N_{cor}=-636.33$	$M_{max}=-76.347$	12	SEC	0	0			
ZONE IV	35x35	$N_{max}=-540.84$	$M_{cor}=-4.127$	0.76	SEC	0	0	9.8	10.67	4HA14 + 4HA12
		$N_{min}=74.8$	$M_{cor}=-13.308$	18	SPC	0	2.41			
		$N_{cor}=-272.86$	$M_{max}=-63.788$	23.38	SPC	2.75	0			

Tableau V.1.2: Ferrailage des poteaux dans le sens (x-x)

➤ Sens transversal y-y :

Niveau	section	Effort normal(KN)	Moment (KN.m)	e_s (cm)	obs	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Choix Des barres
ZONE I	50x50	$N_{max}=-2442.7$	$M_{cor}=-32.69$	1.34	SEC	0	0	20	20.6	4HA20 + 4HA16
		$N_{min}=1333.74$	$M_{cor}=0.486$	0.036	SEC	0	0			
		$N_{cor}=-2283.53$	$M_{max}=-50.810$	2.23	SEC	0	0			
ZONE II	45x45	$N_{max}=-1999.34$	$M_{cor}=-73.206$	3.66	SEC	0	0	16.2	18.71	4HA20 + 4HA14
		$N_{min}=-924.85$	$M_{cor}=2.076$	0.22	SEC	0	0			
		$N_{cor}=-1999.34$	$M_{max}=-73.206$	3.66	SEC	0	0			
ZONE III	40x40	$N_{max}=-1124.04$	$M_{cor}=-10.576$	0.94	SEC	0	0	12.8	14.19	4HA16 + 4HA14
		$N_{min}=-203.15$	$M_{cor}=3.676$	1.81	SEC	0	0			
		$N_{cor}=-944.91$	$M_{max}=-75.333$	7.97	SEC	0	0			
ZONE IV	35x35	$N_{max}=-540.84$	$M_{cor}=-13.308$	2.46	SEC	0	0	9.8	10.67	4HA14 + 4HA12
		$N_{min}=74.8$	$M_{cor}=-23.964$	32.04	SPC	0	3.4			
		$N_{cor}=-234.27$	$M_{max}=60.09$	25.65	SPC	2.78	0			

Tableau V.1.3 : Ferrailage des poteaux dans le sens (y-y)

❖ Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armature transversale

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$2.5 \left\{ \begin{array}{l} \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \text{si } \lambda_g \leq 5 \\ \lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad I_f = 0.70 l_o \end{array} \right.$$

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

l_f : la longueur du flambement du poteau.

l_o : Hauteur libre du poteau.

a, b : dimensions de section droite du poteau.

S_t : espacement des armatures transversales.

- La quantité minimale des armatures transversales $\frac{A_t}{b \cdot S_t}$ en % est donnée comme suite :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq 0.3\%$$

$$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow \frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq 0.8\%$$

$3 < \lambda_g < 5$ interpolation entre les valeurs limites du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10Φ minimum.

V.1.5) Vérification à l'ELU :

1- Détermination des armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce, leurs rôles est de maintenir les armatures longitudinales et éviter ainsi leurs flambements.

D'après les règles du BAEL91/modifié 99, le diamètre des armatures transversales « ϕ_t » sont au moins égale à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_l^{max}$$

avec :

\varnothing_l^{max} :le diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\varnothing_t = \frac{1}{3} \times 2 = 6.67 \text{ mm soit } \varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

2- Espacement des armatures :

D'après le RPA99 version 2003. (Art.7.4.2.2)

-En zone nodale :

$$S_t \leq \text{Min}(10\varnothing_l^{min} ; 15\text{cm}) \text{ Zone IIa}$$
$$S_t \leq \text{Min}(10 \times 1,2 ; 15\text{cm}) \quad S_t = 7 \text{ cm}$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15\varnothing_l^{min} \text{ Zone IIa}$$
$$S_t \leq 18\text{cm} \quad S_t = 12 \text{ cm}$$

Avec :

\varnothing_l^{min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

3- Vérification de la quantité d'armatures transversales : (Art.7.4.2.2)

✓ Poteaux (50x 50) :

• RDC :

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,70 \cdot (4,08 - 0,2)}{0,50} = 5.43 > 5$$

-Zone nodale : $A_t^{min} = 0.003 \times 7 \times 50 = 1.05 \text{ cm}^2$

-Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 12 \times 50 = 1.8 \text{ cm}^2$

✓ Poteaux (45x 45) :

• 1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme} étage :

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,70 \cdot (3,06 - 0,2)}{0,45} = 4.45 < 5$$

-Zone nodale : $A_t^{min} = \frac{0.003 + 0.008}{2} \times 7 \times 45 = 1.73 \text{ cm}^2$

-Zone courante : $A_t^{min} = \frac{0.003 + 0.008}{2} \times 12 \times 45 = 2.97 \text{ cm}^2$

CHAPITRE V:FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

✓ **Poteaux (40x 40) :**

- 5^{eme},6^{eme},7^{eme},8^{eme} étage :

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,70.(3,06-0,2)}{0,40} = 5.01 > 5$$

-Zone nodale_: $A_t^{min} = 0.003 \times 7 \times 40 = 0.84 \text{ cm}^2$

-Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 12 \times 40 = 1.44 \text{ cm}^2$

✓ **Poteaux (35x 35) :**

- 9^{eme},10^{eme},11^{eme}, 12^{eme}étage :

$$\lambda_g = \frac{I_f}{a} = \frac{0,70.(3,06-0,2)}{0,35} = 5.72 > 5$$

-Zone nodale_: $A_t^{min} = 0.003 \times 7 \times 35 = 0.74 \text{ cm}^2$

-Zone courante : $A_t^{min} = 0.003 \times 12 \times 35 = 1.26 \text{ cm}^2$

étages	RDC	1 ^{er} ; 2 ^{eme} ,3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} ,6 ^{eme} ,7 ^{eme} 8 ^{eme} étage	9 ^{eme} ,10 ^{eme} , 11 ^{eme} 12 ^{eme} étage
Section (cm ²)	50x50	45x45	40x40	35x35
Effort tranchant (KN)	31.81	48.3	75.14	64.88
Elancement géométrique λ_g	5.43	4.45	5.01	5.72
Coefficient correcteur ρ	2.5	3.75	2.5	2.5
A _t en zone nodale (St=7cm) (cm ²)	0.28	0.70	0.83	0.81
A _t en zone courante (St=12cm)(cm ²)	0.48	1.21	1.41	1.39
A _{tmin} en zone nodale (St=7cm)(cm ²)	1.05	1.73	0.84	0.74
A _{tmin} en zone courante (St=12cm) (cm ²)	1.8	2.97	1.44	1.26
Section adoptée en(cm ²)	4HA10 = 3.14	4HA10 = 3.14	4HA8 = 2.01	4HA8 = 2.01

Tableau V.1.4 : Choix des armatures transversales

4- Délimitation de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

$$L' = 2 \times h$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

h : hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

h_e : hauteur entre nus des poutres

On aura :

$$h' = \max (368/6, 50, 50, 60\text{cm}) = 62\text{cm}.$$

$$h' = \max (266/6, 50, 50, 60\text{cm}) = 60\text{cm}.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = 62\text{cm} \rightarrow \text{Dans les poteaux de RDC} \\ h' = 60\text{cm} \rightarrow \text{Dans les poteaux d'étages courants} \end{array} \right.$$

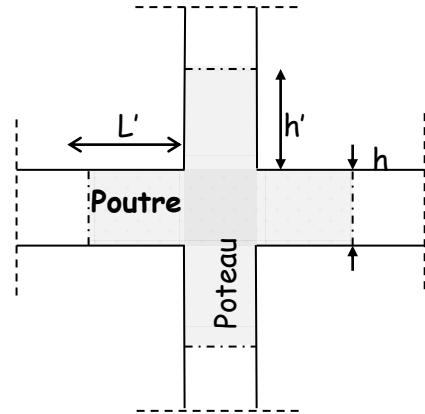


Fig V.1.2 : Délimitation de la zone nodale

5- La longueur minimale des recouvrements est de:

$$L_r = 40\phi$$

✓ $\phi 20$	→	$L_r = 40\phi = 40 \times 2 = 80\text{cm}$	soit : $L_r = 80\text{ cm}$
✓ $\phi 16$	→	$L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$	soit : $L_r = 65\text{cm}.$
✓ $\phi 14$	→	$L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$	soit : $L_r = 60\text{ cm}.$
✓ $\phi 12$	→	$L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$	soit : $L_r = 50\text{ cm}.$

6- Longueur d'ancrage:

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\overline{\tau}_{su}} \quad \text{avec :} \quad \overline{\tau}_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ pour les HA}$$

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

$$\text{Pour les HA 20} \rightarrow L_s = \frac{2 \cdot 400}{4(0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1)} = 70.54\text{cm} \text{ soit : } L_s = 75\text{ cm}.$$

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Pour les **HA 16** $\longrightarrow L_s = \frac{1,6 \cdot 400}{4(0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1)} = 56,43 \text{ cm}$ soit : $L_s = 60 \text{ cm}$.

Pour les **HA 14** $\longrightarrow L_s = \frac{1,4 \cdot 400}{4(0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1)} = 49,38 \text{ cm}$ soit : $L_s = 50 \text{ cm}$.

Pour les **HA 12** $\longrightarrow L_s = \frac{1,2 \cdot 400}{4(0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1)} = 42,32 \text{ cm}$ soit : $L_s = 45 \text{ cm}$.

7- Vérification au cisaillement (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003):

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\tau_{bu} = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_b \cdot f_{c28}$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_g \geq 5 & \rho_b = 0.075 \\ \gamma_g < 5 & \rho_b = 0.04 \end{array} \right.$$

- Les résultats de vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	Section (cm ²)	T _u (KN)	b (cm)	h (cm)	γ _g	ρ _b	τ _{bu} (Mpa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (Mpa)	vérification
RDC	50x50	31.81	50	50	5.43	0,075	0,14	1,875	ok
1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} , 4 ^{eme} étage	45x45	48.3	45	45	4.45	0,04	0,03	1	ok
5 ^{eme} , 6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{er} étage	40x40	75.14	40	40	5.01	0,075	0,51	1,875	ok
9 ^{eme} , 10 ^{eme} , 11 ^{eme} , 12 ^{eme} étage	35x35	64.88	35	35	5.72	0,075	0,58	1,875	ok

Tableau V.1.5 : Vérification des efforts tranchants dans les poteaux.

V.1.6) Vérification à L'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y'a lieu de vérifier :

1-Etat limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible (Article A.4.5,32 du BAEL 91).

2-Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A > A_{min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0,455 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} \cdot d \cdot b$$

CHAPITRE V:FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal x-x:**

Niveau	section	Effort normal(KN)	Moment (KN.m)	e_s (cm)	d (cm)	b (cm)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	obs
ZONE I	50x50	$N_{max}=-1450.85$	$M_{cor}=-4.267$	0.29	48	50	7.27	20.6	ok
		$N_{min}=-466.41$	$M_{cor}=-0.666$	0.14			7.13		
		$N_{cor}=-1034.85$	$M_{max}=12.928$	1.25			7.18		
ZONE II	45x45	$N_{max}=-1307.9$	$M_{cor}=-10.122$	0.77	43	45	5.77	18.71	ok
		$N_{min}=-279.15$	$M_{cor}=-0.714$	0.26			5.75		
		$N_{cor}=-968.57$	$M_{max}=-18.398$	1.89			5.82		
ZONE III	40x40	$N_{max}=-818.33$	$M_{cor}=-5.496$	0.67	38	40	4.54	14.19	ok
		$N_{min}=-126.29$	$M_{cor}=-0.434$	0.34			4.53		
		$N_{cor}=-380.6$	$M_{max}=-19.423$	5.1			4.72		
ZONE IV	35x35	$N_{max}=-394.09$	$M_{cor}=-2.953$	0.75	33	35	3.46	10.67	ok
		$N_{min}=-12.95$	$M_{cor}=-0.412$	3.18			3.54		
		$N_{cor}=-68.27$	$M_{max}=-20.353$	29.8			5.37		

Tableau V.1.6 : Vérification de la condition de non fragilité dans le sens (x-x)

➤ **Sens transversal y-y :**

Niveau	section	Effort normal(KN)	Moment (KN.m)	e_s (m)	d (cm)	b (cm)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	obs
ZONE I	50x50	$N_{max}=-1450.85$	$M_{cor}=-0.593$	0.041	48	50	7.13	20.6	ok
		$N_{min}=-466.41$	$M_{cor}=1.434$	0.31			7.14		
		$N_{cor}=-585.69$	$M_{max}=3.219$	0.55			7.15		
ZONE II	45x45	$N_{max}=-1307.9$	$M_{cor}=-0.714$	0.06	43	45	5.75	18.71	ok
		$N_{min}=-279.15$	$M_{cor}=2.526$	0.90			5.79		
		$N_{cor}=-363.18$	$M_{max}=11.05$	3.04			5.88		
ZONE III	40x40	$N_{max}=-818.33$	$M_{cor}=-7.674$	0.94	38	40	4.55	14.19	ok
		$N_{min}=-126.29$	$M_{cor}=2.693$	2.13			4.59		
		$N_{cor}=-484.76$	$M_{max}=15.02$	3.09			4.64		
ZONE IV	35x35	$N_{max}=-394.09$	$M_{cor}=-10.12$	2.56	33	35	3.52	10.67	ok
		$N_{min}=-12.95$	$M_{cor}=5.252$	40.56			7.45		
		$N_{cor}=-103.94$	$M_{max}=16.92$	16.28			4.17		

Tableau V.1.7 : Vérification de la condition de non fragilité dans le sens (y-y)

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

D'après les résultats trouvés sur les deux tableaux, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée suivant les deux sens car $A_{adopté} > A_{min}$

3-Vérification des contraintes :

Pour le cas des poteaux, nous vérifions l'état limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- On a deux cas à vérifier, en flexion composée à l'ELS :

- ✓ Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6}$ la section est entièrement comprimée
- ✓ Si $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ la section est partiellement comprimée

➤ Cas où la section est partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton nous déterminons la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

y₁ : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.

y₂ : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y₂ : est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

avec :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3p \times l_c^2 - 90A'_s \frac{l_c - c'}{b} + 90A'_s \frac{d - l_c'}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90A'_s \frac{(l_c - c')^2}{b} + 90A'_s \frac{(d - l_c')^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcule $\Delta: \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 \longrightarrow t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q) ; u = \sqrt[3]{t} \longrightarrow y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

Si $\Delta < 0$ \longrightarrow l'équation admet trois racines

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); \quad y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) ; \quad y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec:

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3 \cdot q}{2 \cdot p} \times \sqrt{\frac{3}{\pi}}\right) ; \quad a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

Nous tiendrons pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Finalement : la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \times y_1$

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

➤ **Cas où la section est entièrement comprimée :**

La section total homogène est : $B_0 = bh + 15(A_s + A'_s)$

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15[A_s(V_1 - c)^2 + A'_s(V_1 - c)^2]$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right]$$

$$V_2 = h - V_1$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} \leq \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{b2} \leq \left(\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$$

Puisque $\sigma_{b1} < \sigma_{b2}$, donc il suffit de vérifier que : $\sigma_{b1} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$

N_s : Effort de compression à l'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

B_0 : Section homogénéisée.

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

➤ **Sens longitudinal (x-x) :**

Niveau	section	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	e_s (cm)	nature	$\sigma_{bc_{sup}}$	$\sigma_{bc_{inf}}$	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_{s_{sup}}$	$\sigma_{s_{inf}}$	$\overline{\sigma_s}$
ZONE I	50x50	$N_{max} = -1450.85$	$M_{cor} = -4.267$	0.29	SEC	4.65	4.68	15	69.7	70.2	348
		$N_{min} = -466.41$	$M_{cor} = -0.666$	0.14	SEC	1.48	1.52	15	22.2	22.8	348
		$N_{cor} = -1034.85$	$M_{max} = 12.928$	1.25	SEC	3.71	2.94	15	55.2	44.6	348
ZONE II	45x45	$N_{max} = -1307.9$	$M_{cor} = -10.122$	0.77	SEC	4.67	5.47	15	70.7	81.5	348
		$N_{min} = -279.15$	$M_{cor} = -0.714$	0.26	SEC	1.05	1.11	15	15.9	16.6	348
		$N_{cor} = -968.57$	$M_{max} = -18.398$	1.89	SEC	3.04	4.48	15	46.5	66.2	348
ZONE III	40x40	$N_{max} = -818.33$	$M_{cor} = -5.496$	0.67	SEC	3.68	4.28	15	55.6	63.8	348
		$N_{min} = -126.29$	$M_{cor} = -0.434$	0.34	SEC	0.59	0.64	15	8.89	9.54	348
		$N_{cor} = -380.6$	$M_{max} = -19.423$	5.1	SEC	0.78	2.93	15	13.2	42.3	348
ZONE IV	35x35	$N_{max} = -394.09$	$M_{cor} = -2.953$	0.75	SEC	2.29	2.81	15	34.9	41.7	348
		$N_{min} = -12.95$	$M_{cor} = -0.412$	3.18	SEC	0.05	0.12	15	0.18	1.73	348
		$N_{cor} = -68.27$	$M_{max} = -20.353$	29.8	SPC	0	2.51	15	-37	33.1	348

Tableau V.1.8 : Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS sens (x-x)

CHAPITRE V:FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

➤ Sens transversal y-y :

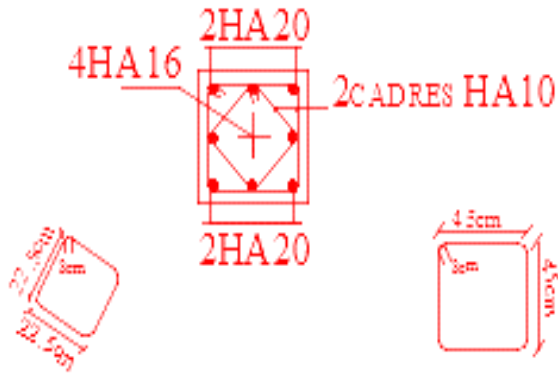
Niveau	section	Effort normal(KN)	Moment (KN.m)	e_s (cm)	nature	$\sigma_{bc_{sup}}$	$\sigma_{bc_{inf}}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{s_{sup}}$	$\sigma_{bc_{inf}}$	σ_s
ZONE I	50x50	$N_{max} = -1450.8$	$M_{cor} = -0.593$	0.041	SEC	1,45	1,34	15	21,6	20,1	348
		$N_{min} = -466.41$	$M_{cor} = 1.434$	0.31	SEC	4,14	4,1	15	62	61,5	348
		$N_{cor} = -585.69$	$M_{max} = 3.219$	0.55	SEC	3,71	2,94	15	55,2	44,6	348
ZONE II	45x45	$N_{max} = -1307.9$	$M_{cor} = -0.714$	0.06	SEC	1,15	0,93	15	17,1	14,1	348
		$N_{min} = -279.15$	$M_{cor} = 2.526$	0.90	SEC	3,93	3,77	15	58,8	56,6	348
		$N_{cor} = -363.18$	$M_{max} = 11.05$	3.04	SEC	2,78	1,68	15	41	25,9	348
ZONE III	40x40	$N_{max} = -818.33$	$M_{cor} = -7.674$	0.94	SEC	0,78	0,41	15	11,4	6,46	348
		$N_{min} = -126.29$	$M_{cor} = 2.693$	2.13	SEC	3,35	2,9	15	49,9	43,8	348
		$N_{cor} = -484.76$	$M_{max} = 15.02$	3.09	SPC	1,57	0,2	15	22,5	4,05	348
ZONE IV	35x35	$N_{max} = -394.09$	$M_{cor} = -10.12$	2.56	SEC	0	0,61	15	-8,24	8,16	348
		$N_{min} = -12.95$	$M_{cor} = 5.252$	40.56	SEC	2,45	1,58	15	36,1	24,5	348
		$N_{cor} = -103.94$	$M_{max} = 16.92$	16.28	SPC	2,44	0	15	31,4	-49	348

Tableau V.1.9 : Vérifications des contraintes dans les poteaux à l'ELS sens (y-y)

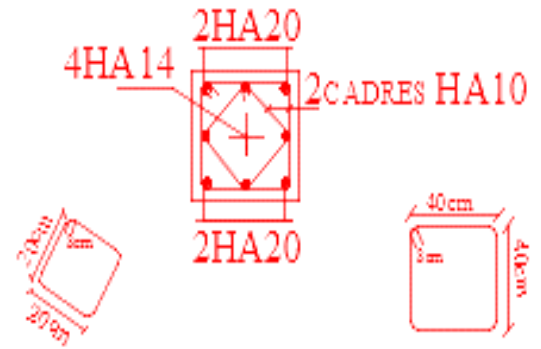
Conclusion :

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

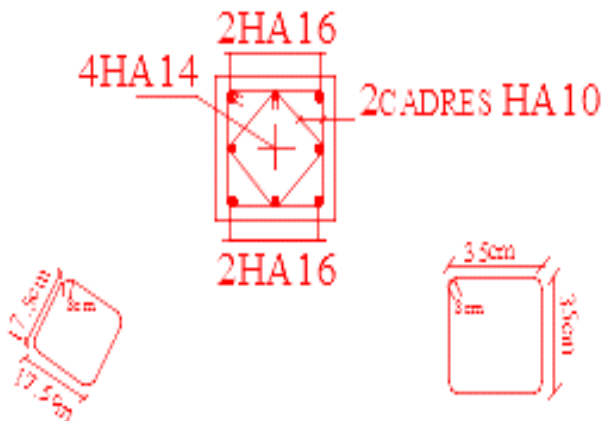
POTEAU 50X50



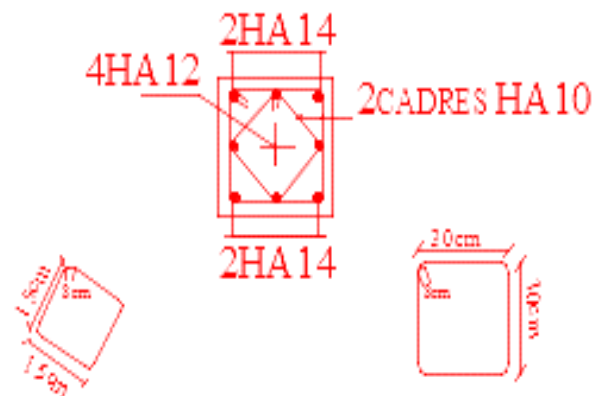
POTEAU 45X45



POTEAU 40X40



POTEAU 35X35



V.2) Les poutres

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

1.35 G + 1.5 Q	ELU
G + Q	ELS
G + Q + Ex, y	(5.1 RPA 99/2003)
0.8 G ± Ex, y	(5.2 RPA 99/2003)

V.2.1) Recommandation du RPA version 2003 :

a. Armature Longitudinale [art 7.5.2.1 RPA/Ver2003]:

	%Minimal d'armatures $A_{min} = 0,5\% bh$ [cm ²]	% maximal d'armatures	
		Zone courante $A_{max} = 4\% bh$ [cm ²]	Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% bh$ [cm ²]
Poutre principale 30×40	6	48	72
Poutre secondaire 30×35	5.25	42	63

Tableau V.2.1 : Section des armatures longitudinales.

La longueur de recouvrement est de : 40Φ (**zone IIa**)

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et l'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

b. Armatures transversales (art 7.5.2.2 RPA version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_l\right) \longrightarrow \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \longrightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Φ_l : Le plus petit diamètre utilisé dans armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

➤ Etapes de calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Pour les FeE400 :

Si $\mu_b < \mu_l \rightarrow$ Section simplement armée

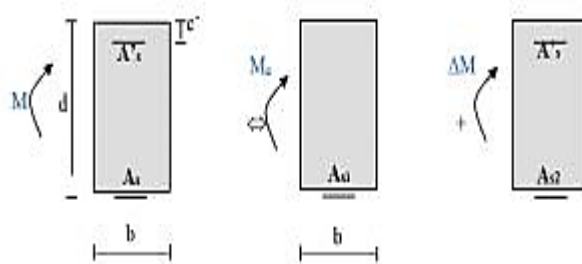
Si $\mu_b > \mu_l \rightarrow$ Section doublement armée

Section sans armatures comprimées ($A'_s = 0$) :

$$\text{Si } \mu_b < \mu_l = 0,392 \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Section avec armatures comprimées ($A'_s \neq 0$) : $\mu_b > \mu_l = 0,392$

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme de deux sections fictives.



A_s : La section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A'_s : La section supérieure la plus comprimée.

$$M = M_e + \Delta M$$

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\Delta M = M - M_e$$

Finalement :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_e}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \\ A'_s = \frac{\Delta M}{(d-c') \cdot \sigma_s} \end{array} \right.$$

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

V.2.2) Calcul du ferrailage

1. Armatures longitudinales :

- Poutre principale :

En travée :

$$M_t = 84.46 \text{ KN.m}; \quad h = 40 \text{ cm}; \quad b = 30 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = h - c = 38 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{84.46 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14.2} = 0.255 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\beta = 0.898$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{84.46 \times 10^2}{0.898 \times 38 \times 34.8} = 7.12 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3HA14 + 3HA12** $\Rightarrow A_{ad} = 8.01 \text{ cm}^2$.

Aux appuis :

$$M_a = 123.85 \text{ KN.m}; \quad h = 40 \text{ cm}; \quad b = 30 \text{ cm}; \quad c = 2 \text{ cm}; \quad d = h - c = 38 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{123.85 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 18.5} = 0.154 < \mu_1 = 0.392$$

$$\beta = 0.916$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{123.85 \times 10^2}{0.916 \times 38 \times 34.8} = 10.23 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **3HA16 + 3HA14** $\Rightarrow A_{ad} = 10.65 \text{ cm}^2$.

Même calcul pour la poutre secondaire, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutre	Zone	M_u (KN.m)	μ	OBS	β	A_{min} (cm ²)	A Cal (cm ²)	A_{Adpt} [cm ²]
Poutre Principale (30x40)	Travée	84.46	0.255	S.S.A	0.898	6	7.12	3 HA 14 (fil)+ 3 HA 12 (Chap) 8.01
	Appuis	123.85	0.154	S.S.A	0.916	6	10.23	3 HA 16 (fil)+ 3 HA 14 (Chap) 10.65
Poutre Secondaire (30x35)	Travée	79.12	0.170	S.S.A	0.906	5.25	7.6	3 HA 14 (fil)+ 3 HA 12 (Chap) 8.01
	Appuis	102.403	0.168	S.S.A	0.907	5.25	9.83	3 HA 16 (fil)+ 3 HA 14 (Chap) 10.65

Tableau V.2.2 : Calcul Armature Longitudinale à l'ELU.

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

2. Armature transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Poutre	S_t (cm)			A_t (cm ²)	Ferrailage
Poutre Principale (30x40)	Zone nodale $S_t \leq \min (h/4; 12\phi)$	$S_t \leq \min (10; 19,2)$	10	0.9	4 HA 8 2,01
	Zone courante $S_t \leq (h/2)$	$S_t \leq 20$	15	1.35	
Poutre Secondaire (30x35)	Zone nodale $S_t \leq \min (h/4; 12\phi)$	$S_t \leq \min (8.75; 19,2)$	8	0,72	4 HA 8 2,01
	Zone courante $S_t \leq (h/2)$	$S_t \leq 17.5$	15	1,35	

Tableau V.2.3 : Calcul des armatures transversales à l'ELU.

3. Délimitation de la zone nodale et courante

➤ Zone nodale

$L' = 2 \times h$ Avec : h : hauteur de la poutre

On aura :

$L' = 2 \times 40 = 80$ cm. Poutres principales de (30x40)

$L' = 2 \times 35 = 70$ cm. Poutres secondaires de (30x35)

➤ Zone courante :

$$L_{\text{Courante}} = L_{\text{nue d'appui}} - 2L'$$

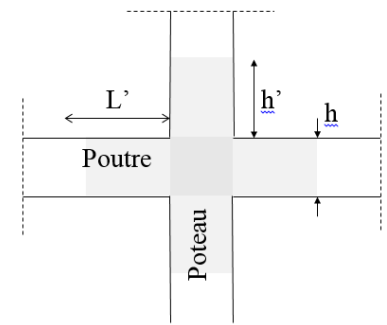


Fig V.2.1 : zone nodale

V.2.3) Vérifications à l'ELU

-1. Vérification de la condition de non fragilité : (Art A.4.2, 1 /BAEL 91 modifié 99)

$$A_{s\text{adopt}} \geq A_{\text{min}}$$

➤ Poutres principales :

$$A_{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,38 \text{ cm}^2.$$

D'où : $A_s = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,38 \text{ cm}^2$ (en travée) ➡ condition vérifiée.

$A_s = 10.65 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,38 \text{ cm}^2$ (sur appui) ➡ condition vérifiée.

➤ **Poutres secondaires :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,20 \text{ cm}^2.$$

D'où : $A_s = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,20 \text{ cm}^2$ (en travée) ➡ **condition vérifiée.**

$A_s = 10.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,20 \text{ cm}^2$ (sur appui) ➡ **condition vérifiée.**

-2.Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :(Art A.6.1 ,3 / BAEL 91 modifié 99)

Pour qu'il n'y est pas risque d'entraînement des barres il faut vérifier que :

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

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

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

V_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

➤ **Sens principale : (3HA16+3HA14)**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 3,14(3 \times 1,4 + 3 \times 1,6) = 37.68 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{126.26 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 380 \cdot 376.8} = 0.98 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 0,98 \text{ MPa}$ ➡ **Condition vérifiée**, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

➤ **Sens secondaire : (3HA14+3HA16)**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 3,14(3 \times 1,4 + 3 \times 1,2) = 37.68 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{107.799 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 330 \cdot 376.8} = 0.83 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 0,83 \text{ MPa}$ ➡ **Condition vérifiée**, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

-3. Vérification de la contrainte tangentielle :(Art A.5.1./BAEL 91 modifié 91)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$.

➤ **Sens principale :**

$$V_u = T_{\max} = 126,26 \text{ KN.}$$

$$D'où : \tau_u = \frac{126,26 \times 10^3}{300 \times 380} = 1,11\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u = T_{\max} = 107,799\text{KN.}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{107,799 \times 10^3}{300 \times 330} = 1,08\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

-4 .Influence de l'effort tranchant aux appuis :

✚ **Influence sur le béton :(Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99)**

Il faut vérifier que : $V_u \leq \bar{V}_u = 0,4 \times 0,9 \times d \times b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$.

➤ **Sens principale :**

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,38 \times 0,3 \times 16,67 \times 10^3 = 684,14\text{KN.}$$

$$V_u = 126,26 < \bar{V}_u = 684,14\text{KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,33 \times 0,3 \times 16,67 \times 10^3 = 594,12\text{KN.}$$

$$V_u = 107,799 < \bar{V}_u = 594,12\text{KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

✚ **Influence sur les armatures : (Art A.5.1,312/BEAL 91 modifié 99)**

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui une section d'armatures pour l'équilibrer:

$$D'ou A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

CHAPITRE V:FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

Avec : M_u est pris avec son signe et si : $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) < 0 \longrightarrow$ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

- Sens principales : $M_u=123.85\text{KN.m}$

$$126.26 - \frac{123.85}{0,9 \cdot 0,38} = -235.8 < 0$$

- sens secondaires: $M_u=102.403 \text{ KN.m}$

$$107.99 - \frac{102.403}{0,9 \cdot 0,33} = -281.35 < 0$$

\Rightarrow Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

-5. Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \text{ Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times (1.5)^2 \times 2,1 = \mathbf{2,835\text{MPa}}.$$

Pour $\emptyset 12$: $l_s=42.33 \text{ cm}$ soit $l_s= \mathbf{45 \text{ cm}}$

Pour $\emptyset 14$: $l_s=46.38 \text{ cm}$ soit $l_s= \mathbf{50 \text{ cm}}$

Pour $\emptyset 16$: $l_s=56.44 \text{ cm}$ soit $l_s= \mathbf{60 \text{ cm}}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4l_s$ » pour les barres à haute adhérence selon le (BAEL91 modifiée 99 Art A.6.1 ,21).

Pour $\emptyset 12$: $l_a= \mathbf{18 \text{ cm}}$

Pour $\emptyset 14$: $l_a= \mathbf{20 \text{ cm}}$

Pour $\emptyset 16$: $l_a= \mathbf{24 \text{ cm}}$

V.2.4) Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives :

- Etat limite d'ouverture des fissurations.
- Etat limite de résistance du béton en compression.
- Etat limites de déformation.

CHAPITRE V:FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

-1.Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99)

La fissuration, dans le cas des poutres, est considéré peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

-2.Etat limite de résistance du béton en compression :

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 :

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa.}$$

- Contrainte admissible du béton :

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

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Remarque :

Les résultats des contraintes sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

-On détermine $\rho_1 = \frac{100 A_s}{b d}$

-déduire les valeurs de β_1 et K_1 .

-les contraintes sont déterminées par les formules suivantes:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta d A_s}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_s : Armatures adoptées à l'ELU.

K_1 et β_1 sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1 .

	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
Aux appuis	61.23	10.65	0.88	0.867	22.59	173.35	7.67	15	vérifiée
En travées	28.285	8.01	0.67	0.880	26.67	105.62	3.86	15	vérifiée

Tableau V.2.4: Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres principales.

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (MP a)	σ _{bc} (MP a)	σ _{bc} (Mpa)	Obs
Aux appuis	33.29	10.65	1.01	0.860	20.71	110.15	5.32	15	vérifiée
En travées	26.96	8.01	0.76	0.874	24.68	116.69	4.73	15	vérifiée

Tableau V.2.5 : Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres secondaires.

-3. Vérification de la flèche : (Art. B.6.5 ,2 /BAEL 91 Modifié 99).

Grace au logiciel **ETABS**, nous avons pu obtenir les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées.

- ✓ **Poutres principales** : La plus grande valeur de la flèche est de longueur L = 4.5 m. $f_{\max} = 0,057$ cm

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \quad \longrightarrow \quad \bar{f} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

Avec : l : la portée mesurée entre nus d'appuis

\bar{f} : la valeur limite de la flèche.

D'où $f_{\max} = 0,057 \text{ cm} < \bar{f} = 0,9 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

- ✓ **Poutre secondaire** : La plus grande valeur de la flèche est de longueur L = 4 m $f_{\max} = 0,076$ cm

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \quad \longrightarrow \quad \bar{f} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

D'où : $f_{\max} = 0,076 \text{ cm} < \bar{f} = 0,8 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

Conclusion : La condition de flèche est vérifiée.

V.2.5) Ferrailage des poutres :

➤ Poutres principales :

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14+3HA16
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

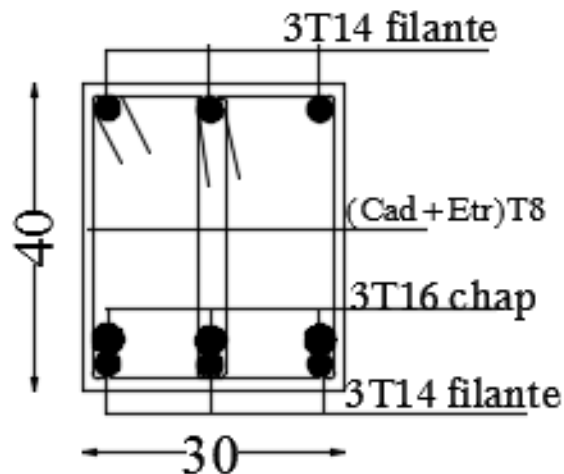


Figure V-1:Ferrailage en travée d'une poutre principale.

✓ Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA16+3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

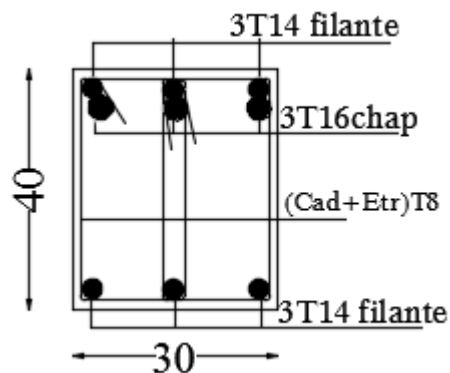


Figure V-2: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.

CHAPITRE V:FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE LA STRUCTURE

➤ Poutres secondaires :

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14+3HA12
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

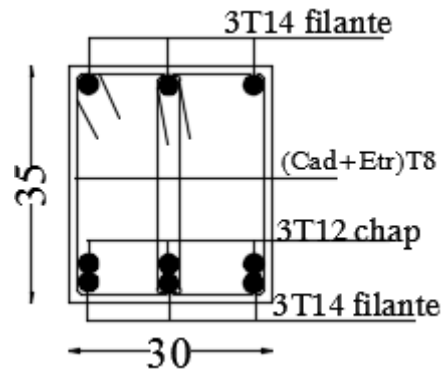


Figure V-3: Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

✓ Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA16+3HA14
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

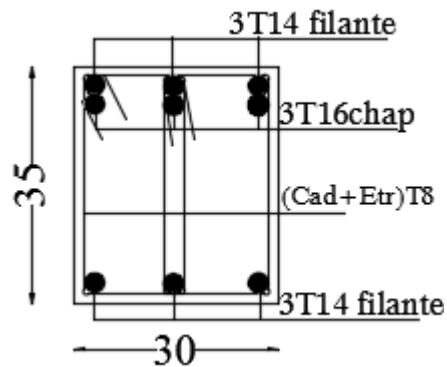


Figure V-4: Ferrailage sur appuis d'une poutre secondaire.

V.3) Ferrailage des voiles

V.3.1) Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- **Armatures verticales**
- **Armatures horizontales**
- **Armatures transversales**

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une **bande de largeur** (Exposé de la méthode)

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

a) Découpage du diagramme en bandes (d), des contraintes en bandes de largeur(d)

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d) est donné par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus du plancher du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des Diagrammes des contraintes obtenus :

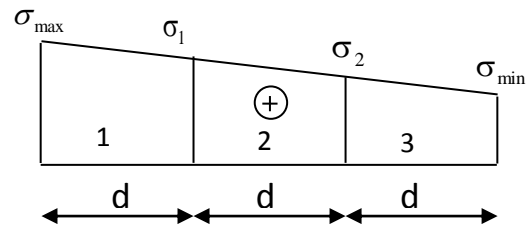
- **Section entièrement comprimée (S.E.C) exemple avec 3 bandes :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec

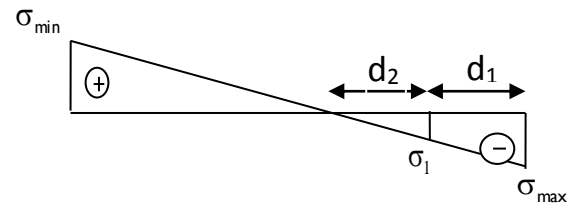
e : épaisseur du voile.



- **Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

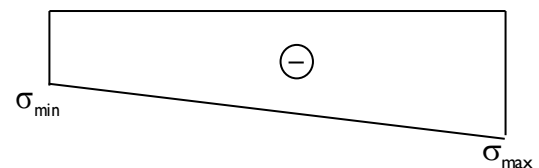
$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e$$



- **Section entièrement tendue (S.E.T) :**

$$N = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \times L \times e$$



b) **Armatures verticales :**

- **Section entièrement comprimée pour une bande i**

$$A_{V_i} = \frac{N_i - B_i \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : section du voile

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPa ; $f_{bc} = 18,48$ Mpa

Situation courante : $\sigma_s = 348$ MPa ; $f_{bc} = 14,20$ Mpa

- **Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i :**

$$A_{V_i} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400$ MPa

Situation courante : $\sigma_s = 348$ MPa

c) Armatures minimales

- **Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ (Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99).}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \text{ (Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99).}$$

- **Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_c} \text{ Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \text{ (Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003).}$$

B : section du tronçon considéré

- **Section entièrement tendue (S.E.T) :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_c} \text{ Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL 91 modifiées 99)}$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \text{ Section minimale (Art 7.7.4.1 RPA 99 version 2003)}$$

d) Armatures horizontales :

- **Exigence du RPA (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003).**

-Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

$$-A_H > 0,15\% \times B$$

-Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Exigence du BAEL (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifiées 99) :**

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

e) Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile A_V et $A_h \geq 0,15\% B$

-Zone courante : A_V et $A_h \geq 0,10\% B$

f) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003 :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04) épingles au mètre carré**.

g) Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

h) Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1.5 e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} S_t \leq \min \{1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$$

Avec :

e = épaisseur du voile (e = 20cm)

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm

i) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

-40 ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

-20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

j) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

V.3.2) Vérification :

V.3.2.1) Vérification à L'ELS

Pour cet état, on considère :

$$N_{ser} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

V.3.2.2) Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le **RPA99 (Art 7.7.2 /RPA)** :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \quad V_u = T \text{ et } V = 1.4V_u$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

D'après le **BAEL (Art 5.1, 1 /BAEL91 modifiées 99)**.

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

Avec :

$\bar{\tau}_u$ = contrainte de cisaillement (**Art 5.1.2.11/BAEL91modifiée99**)

$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa})$ Pour la fissuration préjudiciable.

V.3.3) Exemple de calcul : (zone I voile VL1)

Soit à calculer le ferrailage du voile VL1 de longueur L= 2.90 m et d'épaisseur

e= 0,20m

$$L_{\text{nue du voile}} = 2.9 - (0.5/2) = 2.65 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,22 \times 2.65^3}{12} = 0.53 \text{ m}^4$$

$$B = L \times e = 2.65 \times 0,20 = 0.31 \text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = \frac{2.65}{2} = 1.33 \text{ m}$$

Les contraintes sont calculées par le logiciel **ETABS**

$$\sigma_{\text{max}} = 11509.58 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = -4988.3 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul de la longueur comprimée**

$$L_c = \frac{\sigma_{\text{max}}}{\sigma_{\text{min}} + \sigma_{\text{max}}} \times L$$

$$L_c = \frac{11509,58}{4988.3 + 11509.58} \times 2.65 = 1.85 \text{ m}$$

Avec :

L_c : longueur comprimée.

L : longueur du voile.

A.N :

$$L_t = L - L_c = 2.65 - 1.85 = 0.8 \text{ m}$$

- **Détermination de la longueur de la bande « d » :**

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) \longrightarrow d \leq \min \left(\frac{3.73}{2}; \frac{2}{3} \times 1,85 \right) = 1.22 \text{ m}$$

Nos voiles présentent une symétrie parfaite donc pour cela on étudie deux bandes :

-bande 1 de longueur d_1 (bande extrême)

-bande 2 de longueur d_2 (bande centrale)

V.3.3.1) Ferrailage du voile :

Pour le calcul du ferrailage on s'intéressera aux parties tendues du voile, on déterminant à chaque fois la longueur L_t .

- **Calcul de la section d'acier :**

$$\text{Bande 1 : } d_1 = \min \left(\frac{L_t}{2}; d \right) = 0.40 \text{ m}$$

$$\text{A partir du Triangle Semblable en a } \sigma_1 = \frac{\sigma_{min} \times d_1}{L_t} = \frac{-4988.3 \times 0.40}{0.80} = -2494.15 \text{ KN/m}^2$$

$$e = 0.20 \text{ m}$$

L'effort normal dans la bande 1 est égale à :

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{4988.3 + 2494.15}{2} \times 0.40 \times 0.20 = 299.94 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{299.94}{34.8} = 8.61 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{v1} = 8.61 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bande 2: } d_2 = L_t - d_1 = 0.80 - 0.40 = 0.40 \text{ m}$$

$$d = L_t = 0.80 \text{ m}$$

L'effort normal dans la bande 2 est égale à :

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{2494.15}{2} \times 0.40 \times 0.20 = 99.92 \text{ KN}$$

La section d'armature nécessaire pour équilibrer cet effort est égale :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{99.92}{34.8} = 2.87 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{v2} = 2.87 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal par bande tendue :**

Chaque maille ($d = 0.80$ m) devrait être ferrillée avec une section d'armature supérieur à :

$$A_{\min} = \max(0.002 \times d \times e ; d \times e \times \frac{2.1}{400}) = \mathbf{8.4 \text{ cm}^2}$$

➤ **Armature de couture :**

Avec: $V_u = 518.02$ KN

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{avec } \bar{V} = 1.4 V_u \quad (\text{RPA 7.7.4.3})$$

$$A_{vj} = \frac{1.1 \times 10 \times 1.4 \times V_u}{400} = \frac{1.1 \times 10 \times 1.4 \times 518.02}{400} = \mathbf{19.94 \text{ cm}^2}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus calculée.

➤ **Armature total**

$$\text{Bande 1 : } A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 13.6 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } A_1 = 2 \times 4\text{HA16} = \mathbf{16.08 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Bande 2 : } A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 7.86 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } A_2 = 2 \times 4 \text{ HA12} = \mathbf{9.04 \text{ cm}^2}$$

- **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_h = A_v / 4 = 3.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA 2003 : } A_h \geq 0.15\% B \Rightarrow 7.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 2 \times 4\text{HA12} = \mathbf{9.04 \text{ cm}^2 / \text{ml}} \text{ avec } St = 25 \text{ cm}$$

- **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures sont reliées par (04) épingles en HA8 pour un mètre carré de surface verticale.

$$\text{Donc : } A_t = \mathbf{4 \text{ HA8/m}^2}$$

V.3.3.2) Vérification des contraintes :

L'effort tranchant V_u est obtenu en multipliant la contrainte de cisaillement S_{12} par la surface de cisaillement : $V_u = S_{12} \cdot d \cdot e$

-BAEL 91:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{518.02 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2650} = 1.08 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

-RPA 2003 :

$$\tau_b = \frac{1.4V}{b.d} = \frac{1.4 \times 518.02 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2650} = 1.52 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.3.3.3) Vérification à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15A} = \frac{2402.38 \times 10^3}{200 \times 2650 + 15 \times 15.37 \times 10^2} = 4.34 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Remarque:

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre [m]		0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage [m]		4.08	3.06	3.06	3.06
	L' [m]		2.65	2.68	2.70	2.73
	e [m]		0.20	0.20	0.20	0.20
	B [m ²]		0.530	0.535	0.540	0.545
	H [m]		4.08	3.06	3.06	3.06
	he [m]		3.73	2.71	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T [KN]		518.020	757.500	448.630	308.490
	N _{ser} [KN]		2402.38	3947.01	1725.10	935.94
	Vu [KN]		725.228	1060.500	628.082	431.886
	σ _{max} [KN/m ²]		11510	8918	4870	4131
	σ _{min} [KN/m ²]		-4988	-2786	-1284	-989
	σ _s (kN/m ²)		348	348	348	348
	L _c [m]		1.85	2.04	2.14	2.20
	L _t [m]		0.80	0.64	0.56	0.53
	d<=min (he/2;2Lc/3) [m]		1.23	1.36	1.36	1.36
	d1 = d _{adopté} [m]		0.40	0.32	0.28	0.26
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]		0.40	0.32	0.28	0.26
	σ1 [KN/m ²]		2494.150	1393.040	642.060	494.370
	N1 [KN]		299.77	133.05	54.26	39.02
	N2 [KN]		99.92	44.35	18.09	13.01
armatures verticales	AV calculé (cm ²)	Bande 1	8.61	3.82	1.56	1.12
		Bande 2	2.87	1.27	0.52	0.37
	A _{vj} (cm ²)		19.94	29.16	17.27	11.88
	AV+ (Avj/4) (cm ²)	Bande 1	13.60	11.11	5.88	4.09
		Bande 2	7.86	8.57	4.84	3.34
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		8.4	6.7	5.9	5.6
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	8 HA 16 16.08	8 HA 14 12.31	8 HA 10 6.78	8 HA 10 6.28
		Bande 2	8 HA 12 9.04	8 HA 12 9.04	8 HA 10 6.78	8 HA 10 6.28
	ST<=min (1,5e;30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
		Bande 2	10	10	10	10
Armatures horizontales	AH (cm ²)		7.95	8.03	8.10	8.18
	choix de la section/ml		8 HA 12 9.04	8 HA 12 9.04	8 HA 12 9.04	8 HA 12 9.04
	Espacement st(cm)		25	25	25	25
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véification	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	T _b	1.520	2.202	1.292	0.881
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	T _u	1.086	1.573	0.923	0.629
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ _{bc}	4.34	7.13	3.14	1.69

Tableau V.3.1 : Ferrailage des voiles longitudinales (VL1)

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre [m]		0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage [m]		4.08	3.06	3.06	3.06
	L' [m]		3.50	3.55	3.60	3.65
	e [m]		0.20	0.20	0.20	0.20
	B [m ²]		0.700	0.710	0.720	0.730
	H [m]		4.08	3.06	3.06	3.06
	he [m]		3.73	2.71	2.71	2.71
Solicitation de calcul	T [KN]		918.430	944.540	608.720	385.700
	N _{ser} [KN]		2657.94	2638.98	1934.59	1051.63
	Vu [KN]		1285.802	1322.356	852.208	539.980
	σ _{max} [KN/m ²]		10281	9187	5434	5209
	σ _{min} [KN/m ²]		-4740	-3569	-2562	-1984
	σ _s (kN/m ²)		400	400	400	400
	L _c [m]		2.40	2.56	2.45	2.64
	L _t [m]		1.10	0.99	1.15	1.01
	d<=min (he/2;2Lc/3) [m]		1.60	1.36	1.36	1.36
	d1 = d _{adopté} [m]		0.55	0.50	0.58	0.50
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]		0.55	0.50	0.58	0.50
	σ1 [KN/m ²]		2370.000	1784.500	1281.000	992.000
	N1 [KN]		392.63	265.87	221.64	149.81
	N2 [KN]		130.88	88.62	73.88	49.94
armatures verticales	AV calculé (cm ²)	Bande 1	9.82	6.65	5.54	3.75
		Bande 2	3.27	2.22	1.85	1.25
	A _{vj} (cm ²)		35.36	36.36	23.44	14.85
	AV+ (A _{vj} /4) (cm ²)	Bande 1	18.66	15.74	11.40	7.46
Bande 2		12.11	11.31	7.71	4.96	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		11.6	10.4	12.1	10.6
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de A _v (cm ²)	Bande 1	10 HA 16 20.10	8 HA 16 16.08	8 HA 14 12.31	8 HA 14 12.31
		Bande 2	8 HA 14 12.31	8 HA 14 12.31	8 HA 14 12.31	8 HA 14 12.31
	ST<=min (1,5e;30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	11	13	16	13
		Bande 2	15	13	16	13
Armatures horizontales	AH (cm ²)		10.50	10.65	10.80	10.95
	choix de la section/ml		10 HA 12 11.30	10 HA 12 11.30	10 HA 12 11.30	10 HA 12 11.30
	Espacement st(cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	T _b	2.041	2.069	1.315	0.822
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	T _u	1.458	1.478	0.939	0.587
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ _{bc}	3.64	3.59	2.62	1.41

Tableau V.3.2 : Ferrailage des voiles longitudinales (VL2)

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre [m]		0.35	0.35	0.35	0.35
	hauteur étage [m]		4.08	3.06	3.06	3.06
	L' [m]		1.35	1.38	1.40	1.43
	e [m]		0.20	0.20	0.20	0.20
	B [m ²]		0.270	0.275	0.280	0.285
	H [m]		4.08	3.06	3.06	3.06
	he [m]		3.73	2.71	2.71	2.71
Solllicitation de calcul	T [KN]		438.400	373.560	311.220	234.400
	N _{ser} [KN]		4013.00	2055.73	1251.50	813.82
	Vu [KN]		613.760	522.984	435.708	328.160
	σ _{max} [KN/m ²]		7072	4255	2492	1732
	σ _{min} [KN/m ²]		-3024	-2345	-1284	-812
	σ _s (kN/m ²)		348	348	348	348
	L _c [m]		0.85	0.89	0.92	0.97
	L _t [m]		0.50	0.49	0.48	0.45
	d<=min (he/2;2Lc/3) [m]		0.57	0.59	0.62	0.65
	d1 = d _{adopté} [m]		0.25	0.24	0.24	0.23
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]		0.25	0.24	0.24	0.23
	σ ₁ [KN/m ²]		1512.000	1172.500	642.060	406.000
	N1 [KN]		113.40	85.92	45.85	27.70
	N2 [KN]		37.80	28.64	15.28	9.23
armatures verticales	AV calculé (cm ²)	Bande 1	3.26	2.47	1.32	0.80
		Bande 2	1.09	0.82	0.44	0.27
	A _{vj} (cm ²)		16.88	14.38	11.98	9.02
	AV+ (Avj/4) (cm ²)	Bande 1	7.48	6.06	4.31	3.05
Bande 2		5.31	4.42	3.43	2.52	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		4.2	5.1	5.1	4.7
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	6 HA 14 9.23	6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78	6 HA 10 4.71
		Bande 2	6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78	6 HA 10 4.71
	ST<=min (1,5e;30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
Bande 2		10	10	10	10	
Armatures horizontales	AH (cm ²)		4.05	4.13	4.20	4.28
	choix de la section/ml		8 HA 10 6.28	8 HA 10 6.28	8 HA 10 6.28	8 HA 10 6.28
	Espacement st (cm)		25	25	25	25
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	T _b	2.526	2.113	1.729	1.279
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	T _u	1.804	1.509	1.235	0.914
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ _{bc}	14.14	7.21	4.31	2.79

Tableau V.3.3 : Ferrailage des voiles longitudinales (VL3)

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	h_{poutre} [m]		0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur étage [m]		4.08	3.06	3.06	3.06
	L' [m]		4.00	4.05	4.10	4.15
	e [m]		0.20	0.20	0.20	0.20
	B [m ²]		0.800	0.810	0.820	0.830
	H [m]		4.08	3.06	3.06	3.06
	h_e [m]		3.68	2.66	2.66	2.66
Solllicitation de calcul	T [KN]		795.680	812.450	565.370	322.720
	N_{ser} [KN]		2192.03	2150.04	1548.64	832.58
	V_u [KN]		1113.952	1137.430	791.518	451.808
	σ_{max} [KN/m ²]		9730	8940	4339	3413
	σ_{min} [KN/m ²]		-5639	-5099	-2212	-1744
	σ_s (kN/m ²)		400	400	400	400
	L_c [m]		2.53	2.58	2.72	2.75
	L_t [m]		1.47	1.47	1.38	1.40
	$d \leq \min(h_e/2; 2L_c/3)$ [m]		1.69	1.33	1.33	1.33
	$d_1 = d_{adopté}$ [m]		0.73	0.74	0.69	0.70
	$d_2 = L_t - d_{adopté}$ [m]		0.73	0.74	0.69	0.70
	σ_1 [KN/m ²]		2819.500	2549.500	1106.000	872.000
	N_1 [KN]		620.69	562.54	229.67	183.57
	N_2 [KN]		206.90	187.51	76.56	61.19
armatures verticales	AV calculé (cm ²)	Bande 1	15.52	14.06	5.74	4.59
		Bande 2	5.17	4.69	1.91	1.53
	A_{vj} (cm ²)		30.63	31.28	21.77	12.42
	AV+ (AVj/4) (cm ²)	Bande 1	23.18	21.88	11.18	7.70
Bande 2		12.83	12.51	7.36	4.64	
armatures minimales	$A_{min}/bande$ (cm ²)		15.4	15.4	14.5	14.7
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de A_v (cm ²)	Bande 1	12 HA 16 24.12	12 HA 16 24.12	10 HA 14 15.39	10 HA 14 15.39
		Bande 2	12 HA 14 18.46	12 HA 14 18.46	10 HA 14 15.39	10 HA 14 15.39
	$ST \leq \min(1,5e; 30cm)$		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	13	13	12	12
Bande 2		13	13	12	12	
Armatures horizontales	A_H (cm ²)		12.00	12.15	12.30	12.45
	choix de la section/ml		10 HA 14 15.39	10 HA 14 15.39	10 HA 14 15.39	10 HA 14 15.39
	Espacement s_t (cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	A_t adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	τ_b	1.547	1.560	1.073	0.605
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	τ_u	1.105	1.114	0.766	0.432
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ_{bc}	2.62	2.54	1.84	0.98

Tableau V.3.4: Ferrailage des voiles transversaux (VT1)

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre [m]		0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur étage [m]		4.08	3.06	3.06	3.06
	L' [m]		3.00	3.05	3.10	3.15
	e [m]		0.20	0.20	0.20	0.20
	B [m ²]		0.600	0.610	0.620	0.630
	H [m]		4.08	3.06	3.06	3.06
	he [m]		3.68	2.66	2.66	2.66
Solllicitation de calcul	T [KN]		564.310	512.830	375.040	243.060
	N _{ser} [KN]		1516.76	1498.75	1081.24	584.02
	Vu [KN]		790.034	717.962	525.056	340.284
	σ _{max} [KN/m ²]		8155	7476	4007	2979
	σ _{min} [KN/m ²]		-4679	-4096	-1762	-1266
	σ _s (kN/m ²)		400	400	400	400
	L _c [m]		1.91	1.97	2.15	2.21
	L _t [m]		1.09	1.08	0.95	0.94
	d<=min (he/2;2Lc/3) [m]		1.27	1.31	1.33	1.33
	d1 = d _{adopté} [m]		0.55	0.54	0.47	0.47
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]		0.55	0.54	0.47	0.47
	σ ₁ [KN/m ²]		2339.500	2048.000	881.000	633.000
	N1 [KN]		383.82	331.64	125.12	89.20
	N2 [KN]		127.94	110.55	41.71	29.73
armatures verticales	AV calculé (cm ²)	Bande 1	9.60	8.29	3.13	2.23
		Bande 2	3.20	2.76	1.04	0.74
	A _{vj} (cm ²)		21.73	19.74	14.44	9.36
	AV+ (Avj/4) (cm ²)	Bande 1	15.03	13.23	6.74	4.57
Bande 2		8.63	7.70	4.65	3.08	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		11.4	11.3	10.0	9.9
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	10 HA 14 15.39	10 HA 14 15.39	10 HA 12 11.30	10 HA 12 11.30
		Bande 2	10 HA 12 11.6	10 HA 14 11.6	10 HA 12 11.30	10 HA 12 11.30
	ST<=min (1,5e;30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	11	11	10	10
Bande 2		11	11	10	10	
Armatures horizontales	AH (cm ²)		9.00	9.15	9.30	9.45
	choix de la section/ml		10 HA 12 11.30	10 HA 12 11.30	10 HA 12 11.30	10 HA 12 11.30
	Espacement st(cm)		20	20	20	20
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	τ _b	1.463	1.308	0.941	0.600
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	τ _u	1.045	0.934	0.672	0.429
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ _{bc}	2.43	2.37	1.70	0.90

Tableau V.3.5: Ferrailage des voiles transversaux (VT2)

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre [m]		0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur étage [m]		4.08	3.06	3.06	3.06
	L' [m]		2.50	2.55	2.60	2.65
	e [m]		0.20	0.20	0.20	0.20
	B [m ²]		0.500	0.510	0.520	0.530
	H [m]		4.08	3.06	3.06	3.06
	he [m]		3.68	2.66	2.66	2.66
Solllicitation de calcul	T [KN]		417.530	335.140	237.300	148.980
	N _{ser} [KN]		1530.02	1529.72	1118.28	607.96
	Vu [KN]		584.542	469.196	332.220	208.572
	σ _{max} [KN/m ²]		7585	6878	3742	3205
	σ _{min} [KN/m ²]		-3464	-2928	-1187	-739
	σ _s (kN/m ²)		400	400	400	400
	L _c [m]		1.72	1.79	1.97	2.15
	L _t [m]		0.78	0.76	0.63	0.50
	d<=min (he/2;2Lc/3) [m]		1.14	1.19	1.32	1.33
	d1 = d _{adopté} [m]		0.39	0.38	0.31	0.25
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]		0.39	0.38	0.31	0.25
	σ1 [KN/m ²]		1732.000	1464.000	593.500	369.500
	N1 [KN]		203.63	167.21	55.74	27.52
	N2 [KN]		67.88	55.74	18.58	9.17
armatures verticales	AV calculé (cm ²)	Bande 1	5.09	4.18	1.39	0.69
		Bande 2	1.70	1.39	0.46	0.23
	A _{vj} (cm ²)		16.07	12.90	9.14	5.74
	AV+ (Avj/4) (cm ²)	Bande 1	9.11	7.41	3.68	2.12
Bande 2		5.72	4.62	2.75	1.66	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		8.2	8.0	6.6	5.3
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	6 HA 14 9.23	6 HA 14 9.23	6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78
		Bande 2	6 HA 14 9.23	6 HA 14 9.23	6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78
	ST<=min (1,5e;30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	16	15	12	10
Bande 2		16	15	12	10	
Armatures horizontales	AH (cm ²)		7.50	7.65	7.80	7.95
	choix de la section/ml		8 HA 12 9.04	8 HA 12 9.04	8 HA 12 9.04	8 HA 12 9.04
	Espacement st (cm)		25	25	25	25
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	T _b	1.299	1.022	0.710	0.437
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	T _u	0.928	0.730	0.507	0.312
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ _{bc}	2.98	2.92	2.11	1.13

Tableau V.3.6: Ferrailage des voiles transversaux (VT3)

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	hpoutre [m]		0.40	0.40	0.40	0.40
	hauteur étage [m]		4.08	3.06	3.06	3.06
	L' [m]		1.35	1.38	1.40	1.43
	e [m]		0.20	0.20	0.20	0.20
	B [m ²]		0.270	0.275	0.280	0.285
	H [m]		4.08	3.06	3.06	3.06
	he [m]		3.68	2.66	2.66	2.66
Solllicitation de calcul	T [KN]		312.300	267.810	234.630	187.060
	N _{ser} [KN]		3065.44	2512.92	2112.54	1080.13
	Vu [KN]		437.220	374.934	328.482	261.884
	σ _{max} [KN/m ²]		8012	6877	4121	3982
	σ _{min} [KN/m ²]		-3376	-3145	-2087	-1567
	σ _s (kN/m ²)		348	348	348	348
	L _c [m]		0.85	0.94	0.93	1.02
	L _t [m]		0.50	0.43	0.47	0.40
	d<=min (he/2;2Lc/3) [m]		0.57	0.63	0.62	0.68
	d1 = d _{adopté} [m]		0.25	0.22	0.24	0.20
	d2 = L _t - d _{adopté} [m]		0.25	0.22	0.24	0.20
	σ1 [KN/m ²]		1688.000	1572.515	1043.500	783.500
	N1 [KN]		126.60	101.78	73.67	47.29
	N2 [KN]		42.20	33.93	24.56	15.76
armatures verticales	AV calculé (cm ²)	Bande 1	3.64	2.92	2.12	1.36
		Bande 2	1.21	0.97	0.71	0.45
	A _{vj} (cm ²)		12.02	10.31	9.03	7.20
	AV+ (Avj/4) (cm ²)	Bande 1	6.64	5.50	4.38	3.16
Bande 2		4.22	3.55	2.96	2.25	
armatures minimales	A _{min} /bande (cm ²)		5.3	4.5	4.9	4.2
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Choix de Av (cm ²)	Bande 1	6 HA 14 9.23	6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78	6 HA 10 4.71
		Bande 2	6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78	6 HA 12 6.78	6 HA 10 4.71
	ST<=min (1,5e;30cm)		30	30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10	10
Bande 2		10	10	10	10	
Armatures horizontales	AH (cm ²)		4.05	4.13	4.20	4.28
	choix de la section/ml		8 HA 10 6.28	8 HA 10 6.28	8 HA 10 6.28	8 HA 10 6.28
	Espacement st (cm)		25	25	25	25
Armatures transversales	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Véfication	$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$	T _b	1.799	1.515	1.304	1.021
	$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPA}$	T _u	1.285	1.082	0.931	0.729
	$\bar{\tau}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	σ _{bc}	10.80	8.81	7.28	3.70

Tableau V.3.7: Ferrailage des voiles transversaux (VT4)

VI-1 / Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent-en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée (valeur extérieure)
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique
- Un moment qui peut être de grandeur variable qui s'exerce dans des plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieure, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

a) Choix et type de fondations :

Le choix du type de fondation, est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage .
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure ; L'économie

b) Etude de sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

On suppose la contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2$ bars.

VI .1.1 : Dimensionnement :**a) Semelle isolée sous poteaux :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

➤ Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K$$

$$K = \frac{50}{50} = 1$$

D'ou

$$A = k \times B$$

Aors :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{k \times \sigma_{sol}}}$$

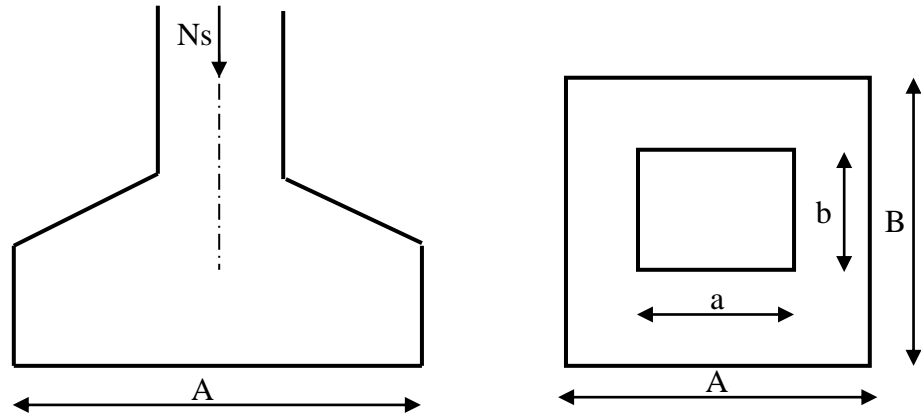


Fig. VI.1. Dimension d'une fondation.

• Exemple de calcul:

$$N_s = 1117.33 \text{ KN} \quad \sigma_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1117.33}{200}} = 2.36 \text{ m} \Rightarrow A = 1 \times B = 2.36 \text{ m}$$

- Remarque :

Les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes :

1. Semelles filantes sous voiles :

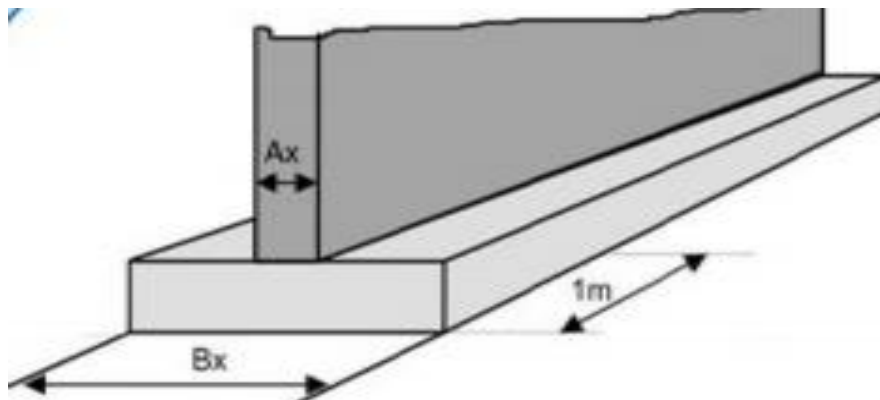


Fig.VI.2 : semelles filantes sous voile

$$\frac{Ns}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec : $N = 1.35G + 1.5Q$.

B : Largeur de la semelle continue sous voile (i).

L : Longueur du voile

G et Q : Charge et surcharge à la base du voile

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal :**

Voile	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
V _{L1}	2201.02	2.90	3.77	10.94
V _{L2}	2142.81	4	2.67	10.68
V _{L3}	1736.77	1.60	5.42	8.67
				Σ=30.29

Tableau VI.1 : Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.

➤ **Sens transversal :**

Voile	N _s (KN)	L (m)	B (m)	S (m ²) = B x L
V _{T1}	1694.75	4.50	1.88	8.46
V _{T2}	1302	3.50	1.86	6.51
V _{T3}	1395.53	3	2.32	6.96
V _{T4}	1736.77	1.60	5.42	8.67
				Σ=30.60

Tableau VI. 2 : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux.

La surface des semelles filantes sous les voiles est : **St = 60.89m²**.

2. Semelles filantes sous poteaux :

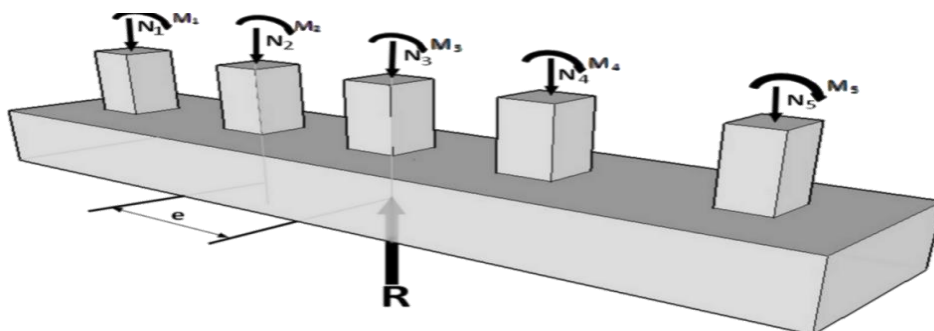


Fig.VI.3 : Semelles filante sous poteaux.

- **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etapes de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

- Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

Détermination de la distribution par (ml) de la semelle

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

- Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

- Détermination de la hauteur de la semelle.
- Calcul de l'effort tranchant le long de la semelle.
- Calcul du moment fléchissant le long de la semelle.

- Calcul de la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et aux moments fléchissant.
- Calcul la semelle dans le sens transversal.

• Exemple de calcul :

Poteaux	$N_s = G + Q$ (KN)	e_i (m)	$N \cdot e_i$ (KN.m)	M_i (KN.m)
A	1350.41	1.18	1593.48	1.482
B	1393.53	0.88	1226.31	1.081
C	2110.91	0.56	1182.11	-0.192
D	1279.81	0.41	524.72	0.426
E	1117.33	-0.72	-804.48	-1.087
F	1450.87	0.57	826.99	0.601
Σ	8702.86		4548.13	2.311

Tableau VI.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

$$R = \sum N_s = 8702.86 \text{ KN}.$$

1) Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle :

$$e = \frac{\sum (N_s \cdot e_i) + \sum M_i}{\sum N_s} \Rightarrow e = 0.52 \text{ m.}$$

2) Distribution de la réaction par mètre linéaire :

$$e = 0.52 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{18}{6} = 3 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{8702.86}{18} \times \left(1 - \frac{6 \times (0.52)}{18}\right) = 399.69 \text{ KN/m}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) = \frac{8702.86}{18} \times \left(1 + \frac{6 \times (0.52)}{18}\right) = 567.30 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right) = \frac{8702.86}{18} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.52)}{18}\right) = 525.39 \text{ KN/m}$$

3) Détermination de la longueur de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{SOL}} = \frac{525.39}{200} = 2.62 \text{ m} \quad \mathbf{B=2.70 \text{ m}}$$

$$S = B \times L = 2.70 \times 18 = 48.60 \text{ m}^2$$

Ainsi, on aura une surface totale de la semelle filante de:

$$S_T = n \times Sp + S_v$$

Avec:

n: nombre de portiques dans le sens transversal.

$$S_T = 6 \times 18 \times 2.70 + 60.89$$

$$\mathbf{S_T=326.16\text{m}^2}$$

- **Remarque :**

$$S_{\text{bat}} = 378.4\text{m}^2$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_T}{S_{\text{Batiment}}} = \frac{326.16}{378.4} = 0.85 \Rightarrow 85\%$$

⇒ La surface totale des semelles représente 85% de la surface du bâtiment.

- **Conclusion :**

Le pré dimensionnement des semelles filantes a donné des largeurs importantes, ce qui induit leur chevauchement, de plus, la surface totale de ces dernières dépasse 50 % de la surface de la structure (l'assise).

Donc, on opte pour un radier général qui offrira :

- Une facilité de coffrage ;
- Une rapidité d'exécution ;
- Présentera une grande rigidité.

C : Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminue du poids propre du radier.

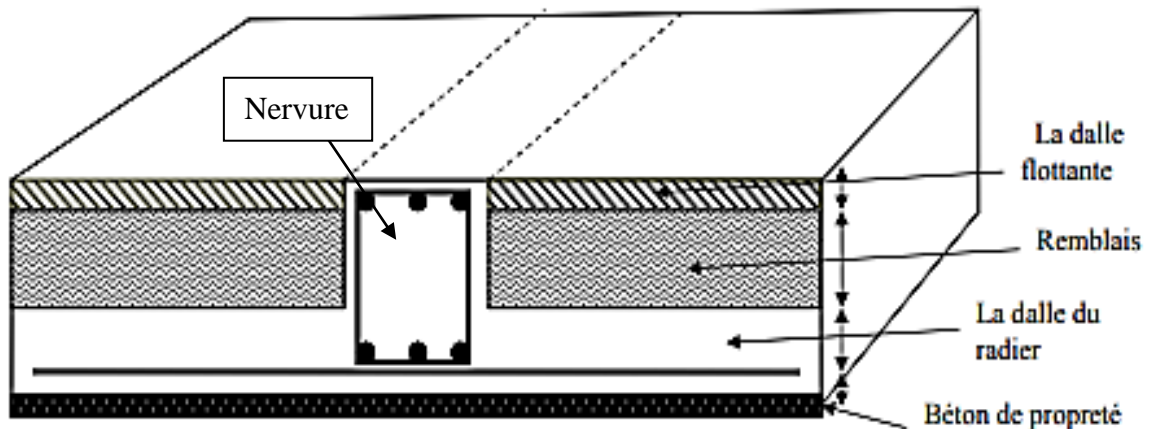


Fig.VI.4 : La coupe verticale d'un radier générale

C.1) Pré dimensionnement du radier :

➤ **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \implies \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier

E : Module de déformation longitudinale différée : $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

b : largeur du radier présentant une bande de 1 m.

L_{max} : Portée maximale (L_{max} = 4.50m).

D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.50}{\pi}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.91 \text{ m}$$

On opte pour **h = 100 cm.**

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

- **Selon la condition forfaitaire :**

- a) *Sous voiles :*

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow 56.25 \text{ cm} \leq h \leq 90 \text{ cm}$$

$L_{\max} = 450 \text{ cm}$

h : épaisseur du radier

L_{\max} : distance entre deux voiles successifs ;

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de **$h = 90 \text{ cm}$** .

- b. *Sous poteaux :*

- **Dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20},$$

Avec une hauteur minimale de 25cm

$$h_d \geq \frac{450}{20} = 22.5 \text{ cm}$$

Soit **$h_d = 30 \text{ cm}$**

- **Nervure :**

La nervure du radier doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm}$$

On a $h_n = 100 \text{ cm}$ **→ condition vérifiée**

- **la largeur de la nervure :**

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \quad \longrightarrow \quad 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm}$$

On prend : **$b_n = 60 \text{ cm}$**

- ❖ **conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- Hauteur de nervure : $h_n = 100 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure : $b_n = 60 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle : $h_d = 30 \text{ cm}$

1) Détermination des efforts :

Sachant que $S_{bat} = 378.4 \text{ m}^2$

Les charges dues à la superstructure sont :

- **Charge permanente :** $G_{bat} = 50949.64 \text{ KN}$
 - **Surcharge d'exploitation :** $Q_{bat} = 7684.99 \text{ KN}$
- } D'après ETABS

ELU : $N_U = 1.35G + 1.5Q = 80309.49 \text{ KN}$

ELS: $N_S = G + Q = 58634.63 \text{ KN}$

2) Calcul de la surface du radier :

A l'ELU: $S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{SOL}} = \frac{80309.49}{1.33 \times 200} = 301.92 \text{ m}^2$

A l'ELS: $S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_S}{\sigma_{SOL}} = \frac{58634.63}{200} = 293.17 \text{ m}^2$

D'où : $S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}; S_{nec}^{ELS}) = 301.92 \text{ m}^2$

$S_{bat} = 378.4 \text{ m}^2 > S_{rad} = 301.92 \text{ m}^2$

- Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous impose le BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\right) = 50 \text{ cm}$$

Soit : $L_{déb} = 50 \text{ cm}$.

$$S_{déb} = P \times L_{déb} = 80.8 \times 0.5 = 40.4 \text{ m}^2$$

P : périmètre du bâtiment

Donc la surface totale du radier est :

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 378.4 + 40.4 = 418.8 \text{ m}^2.$$

$$S_{rad} = 418.8 \text{ m}^2$$

❖ **Poids du bâtiment :** $P_{bat} = 52486.64 \text{ KN (ETABS)}$

❖ **Poids de radier :**

$G =$ Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

- **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} h_d \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 418.8 \times 0.30 \times 25 = 3141 \text{ KN}$$

- **Poids des nervures :**

$$P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum (L_x.n + L_y.m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0.6(1 - 0.30) \times 25.235 = 2436 \text{ KN}$$

- **Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \sum (L_x.n + L_y.m) = 0.6 \times 290.4 = 145.2 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (418.8 - 145.2) \times 0.7 \times 17 = 3255.84 \text{ KN}$$

- **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \cdot e_{\text{pdalle flottante}} \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 418.8 \times 0.15 \times 25 = 1570.5 \text{ KN}$$

$$P_{\text{rad}} = 3141 + 2436 + 3255.84 + 1570.5 = 10403.34 \text{ KN.}$$

- Charge permanente de bâtiment : **$G = 52486.64 \text{ KN}$**
- Charge permanente du radier : **$G = 10403.34 \text{ KN.}$**

a) **Surcharges d'exploitations :**

- Surcharge de bâtiment : **$Q = 7684.99 \text{ KN. (ETABS)}$**
- Surcharge du radier : **$Q = 3.5 \times 418.8 = 1465.8 \text{ KN.}$**

b) **Poids total de la structure :**

$$G_T = G_{\text{bat}} + G_{\text{rad}} = 52486.64 + 10403.34 = 62889.98 \text{ KN.}$$

$$Q_T = Q_{\text{bat}} + Q_{\text{rad}} = 7684.99 + 1465.8 = 9150.79 \text{ KN.}$$

A l'ELU :

$$N_u = 1.35XG + 1.5XQ = (1.35X62889.98) + (1.5X9150.79) = 98627.66 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$N_s = G + Q = 62889.98 + 9150.79 = 72040.77 \text{ KN}$$

➤ **Vérifications :**

a) **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} = 2.5MPa$$

$$b = 1m \quad d = 0.9h_d = 0.9 \times 0.25 = 0.225m$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_U \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{98627.66 \times 1}{418.8} \times \frac{4.50}{2} = 529.88KN$$

$$\tau_u = \frac{529.88 \times 10^3}{1000 \times 275} = 1.92MPa$$

$$\tau_u = 1.92MPa < \bar{\tau}_U = 2.5MPa \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

➤ **Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq \alpha \cdot S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1.5 \times 10 \times 418.8 \times 1 = 6282 KN.$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier,

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$,

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 KN/m^3$),

Z : profondeur de l'infrastructure (h = 1 m)

$$P = 52486,64KN > 6282 KN \quad \Longrightarrow \quad \text{Pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 11.172 m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 8.450 m$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \sum [I_{xx} + S_i (X_i - X_G)^2] = 85192.96 m^4$$

$$I_{yy} = \sum [I_{yy} + S_i (Y_i - Y_G)^2] = 26831.88 m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 h$$

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.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

-E L U : $\sigma_m \leq 1.33\sigma_{sol}$

-E L S : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{sol} = 0.2MPa \quad ; \quad 1.33\sigma_{sol} = 0.266 MPa$$

Avec : $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$

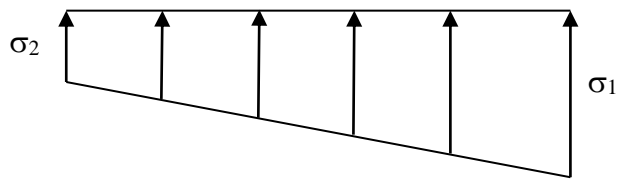


Figure VII.5 : Diagramme des contraintes

➤ **Calcul des moments :**

$$M_x = 95063.068 + (233.44 \times 1) = 95296.51 \text{KN.m}$$

$$M_y = 6753.276 + (34790 \times 1) = 41543.28 \text{KN.m}^2$$

➤ **Sens longitudinal :**

- **A P'ELU:** $M_x = 95296.51 \text{KN.m}$, $N_u = 98627.66 \text{KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{98627.66}{418.8} + \frac{95296.51}{26831.88} \times 11.172 = 0.275 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{98627.66}{418.8} - \frac{95296.51}{26831.88} \times 11.172 = 0.195 \text{MPa}$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 0.275) + 0.195}{4} = 0.255 \text{MPa} ; \quad 1.33 \cdot \sigma_{sol} = 0.266 \text{MPa}$$

$\sigma_m = 0.255 \text{MPa} < 0.266 \text{MPa} \Rightarrow$ **Condition vérifiée.**

- **A P'ELS:** $M_x = 95296.51 \text{KN.m}$ $N_s = 72040.77 \text{KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{72040.77}{418.8} + \frac{95296.51}{26831.88} \times 11.172 = 0.211 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{72040.77}{418.8} - \frac{95296.51}{26831.88} \times 11.172 = 0.132 \text{MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 0,211) + 0,132}{4} = 0,191 \text{ MPa}; \quad \sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 0,191 < \sigma_{sol} = 0,2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**

- **A P'ELU:** $M_y = 41543,28 \text{ KN.m}$ $N_u = 98627,66 \text{ KN}$.

$$\sigma_1 = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{98627,66}{418,8} + \frac{41543,28}{85192,96} \times 8,450 = 0,239 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{98627,66}{418,8} - \frac{41543,28}{85192,96} \times 8,450 = 0,231 \text{ MPa}$$

D'où:

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 0,239) + 0,231}{4} = 0,237 \text{ MPa}; \quad 1,33 \times \sigma_{sol} = 0,266 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 0,237 \text{ MPa} < 1,33 \times \sigma_{sol} = 0,266 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **A P'ELS: :** $M_y = 41543,28 \text{ KN.m}$ $N_s = 72040,77 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{72040,77}{418,8} + \frac{41543,28}{85192,96} \times 8,450 = 0,176 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{72040,77}{418,8} - \frac{41543,28}{85192,96} \times 8,450 = 0,167 \text{ MPa}$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{(3 \times 0,176) + 0,167}{4} = 0,174 \text{ MPa}; \quad \sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 0,174 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU			ELS			OBS
	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_m (MPa)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_m (MPa)	
X-X	0,275	0,195	0,255	0,211	0,132	0,191	vérifiée
Y-Y	0,239	0,231	0,237	0,176	0,167	0,174	vérifiée

Tableau VI.4 : vérification des contraintes.

VI.2 : Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le **(BAEL 91, modifié 99)** ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis.

a) Ferrailage du panneau encastré sur 04 appuis : On distingue deux cas : selon $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

avec $L_x < L_y$

1^{er} cas :

Si $\alpha \leq 0.4 \implies$ Flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

2^{eme} cas :

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \implies$ Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} ; \text{ et } M_{0y} = 0$$

➤ **Moments fléchissant :**

Dans le sens de la petite portée $L_x : M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée $L_y : M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

- **A P'ELU :** $\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(0.255; 0.237) = 0.255 MPa$

- **A P'ELS :** $\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(0.191; 0.174) = 0.191 MPa$

D'où :

- **ELU :** $q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 255 - \frac{10403.34}{418.8} = 230.16 KN/m^2$

- **ELS :** $q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 191 - \frac{10403.34}{418.8} = 166.16 KN/m^2$

VI.2.1. Ferrailage de la dalle :

a) Identification du panneau le plus sollicité :

- Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes : $\begin{cases} l_x = 4m \\ l_y = 4.50m \end{cases}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.00}{4.50} = 0.88$$

$$0.4 \leq \rho = 0.88$$

La dalle travaille en flexion dans les deux sens.

➤ Calcul des sollicitations:

On a : $\rho = 0.88$

- A l'ELU :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0478 \\ \mu_y = 0.740 \end{cases}$$

- A l'ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0549 \\ \mu_y = 0.818 \end{cases}$$

➤ Moments fléchissant :

Suivant (x-x) : $M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$

Suivant (y-y) : $M_y = \mu_y \times M_x$

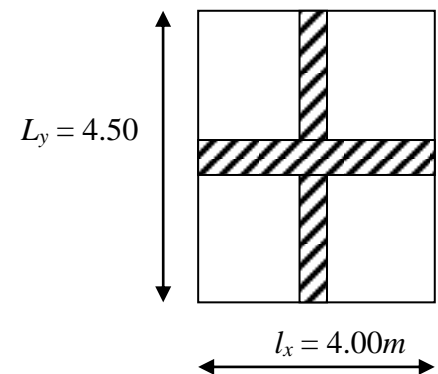
b) Calcul à l'ELU :

$$M_{0x} = 0.0478 \times 230.16 \times (4)^2 = 176.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.740 \times 176.03 = 130.26 \text{ KN.m}$$

- Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0.5 aux appuis et 0.75 en travée.



• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75XM_{0x} = 0.75X176.03 = 132.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85XM_{0y} = 0.85X130.26 = 110.72 \text{ KN.m}$$

• **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = 0.5XM_{0x} = 0.5X176.03 = 88.02 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5XM_{0y} = 0.5X130.26 = 65.13 \text{ KN.m}$$

c) Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$;

➤ **Sections minimales :**

Sens (I_x) :

$$\omega_x = \frac{A_x}{bh} \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) \quad \text{Avec : Pour HA FeE400 : } \omega_0 = 0.8\text{‰}$$

$$A_x \geq \omega_0 \left(\frac{3 - \rho_x}{2} \right) bh$$

$$A_x^{min} = 0.0008X100X30X \left(\frac{3 - 0.88}{2} \right) = 2.54 \text{ cm}^2$$

• **Sens (I_y) :**

$$\omega_y = \frac{A_y}{bh} \geq \omega_0 \quad \Rightarrow \quad A_y^{min} \geq \omega_0 bh$$

$$A_y^{min} = 0.0008X100X30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailage aux appuis :**

Sens x-x :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} \quad A_y^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{88.02X10^6}{1000X280^2X14.2} = 0.085 < 0.392 \quad \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.955$$

$$A_x^a = \frac{88.02 \cdot 10^6}{0.955X280X348} = 9.06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_x^a = 6HA14 = 9.23 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 15 cm < min {3 h ; 33 cm} \Rightarrow **Condition vérifiée**

Sens y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} \quad A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{65.13 \times 10^6}{1000 \times 280^2 \times 14.2} = 0.059 < 0.392 \quad \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_y^a = \frac{65.13 \times 10^6}{0.970 \times 280 \times 348} = 6.89 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_y^a = 6HA14 = 9.23 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 15 cm < min {3h ; 45 cm} \Rightarrow **Condition Vérifiée.**

➤ **Ferraillage en travées :**

- **Sens x-x :**

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b d^2 f_{bc}} \quad A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{132.02 \times 10^6}{1000 \times 280^2 \times 14.2} = 0.118 < 0.392 \quad \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.937$$

$$A_x^t = \frac{132.02 \times 10^6}{0.937 \times 280 \times 348} = 14.46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_x^t = 6HA20 = 18.84 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 15 cm < min {3 h ; 33 cm} \Rightarrow **Condition Vérifiée.**

- **Sens y-y :**

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} \quad A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{110.72 \times 10^6}{1000 \times 280^2 \times 14.2} = 0.099 < 0.392 \quad \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0.947$$

$$A_y^t = \frac{110.72 \times 10^6}{0.947 \times 280 \times 348} = 11.99 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_x^t = 6HA20 = 18.84 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement de 15 cm < min {4 h ; 45 cm} \Rightarrow **Condition Vérifié**

- Tableau récapitulatif :

Sens	Combinaison ELU		M_u (KN.m)	μ_b	μ_l	OBS	β	A_{cal}	A_{min}	$A_{adoptée}$	A_s	S_t
X-X	ELU	Appuis	88.02	0.085	0.392	SSA	0.955	9.06	2.54	6HA14	9.23	15
		Travée	132.02	0.118		SSA	0.937	14.46	2.54	6HA20	18.84	15
Y-Y	ELU	Appuis	65.13	0.059		SSA	0.970	6.89	2.4	6HA14	9.23	15
		Travée	110.72	0.099		SSA	0.947	11.99	2.4	6HA20	18.84	15

Tableau VI.5 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures de la dalle.

➤ **Vérification de la condition de non fragilité :**

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{min}$

Sens	Combinaison ELU		A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Observation
X-X	ELU	Appuis	9.23	2.54	Condition vérifiée
		Travée	18.84	2.54	Condition vérifiée
Y-Y	ELU	Appuis	9.23	2.4	Condition vérifiée
		Travée	18.84	2.4	Condition vérifiée

Tableau .VI.6 : Vérification de la condition de non fragilité.

c) Vérification à l'ELS

❖ **Evaluation des moments fléchissant M_x ; M_y :**

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0549 \times 166.16 \times (4)^2 = 121.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_x = 0.818 \times 121.24 = 99.17 \text{ KN.m}$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.75 \times 121.24 = 90.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \times 99.17 = 74.38 \text{ KN.m}$$

• **Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 \times M_{0x} = 0.5 \times 121.24 = 60.62 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y} = 0.5 \times 99.17 = 48.60 \text{ KN.m}$$

❖ -Vérification des contraintes dans le béton :

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

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} \rightarrow \beta \rightarrow K$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad \sigma_s = \frac{Ms}{\beta d A_s}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms(KN.m)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Obs
X _x	Appuis	9.23	60.62	0.420	0.9001	35.05	278.54	348	9.49	15	Cv
	Travée	18.84	90.93	0.856	0.8684	23.016	192	348	8.34	15	Cv
Y _y	Appuis	9.23	48.60	0.420	0.9001	30.05	251.54	348	7.94	15	Cv
	travée	18.84	74.38	0.548	0.8895	30.245	173.94	348	7.55	15	Cv

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.

- Remarque :

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

VI.5.2. Ferrailage du débord:

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

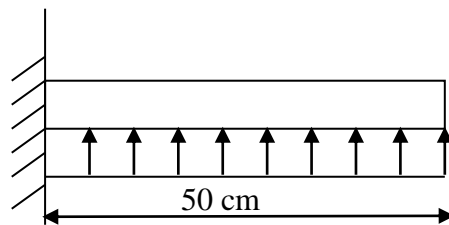


Figure VI.6 : Schéma statique débords.

1. Sollicitation de calcul :

❖ A PELU :

$$P_u = q_u \times 1m = 230.16 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u X l^2}{2} = \frac{-230.16 \times 0.5^2}{2} = -28.77 \text{ KN.m}$$

❖ A PEELS :

$$P_s = q_s \times 1m = 166.16 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s X l^2}{2} = \frac{-166.16 X 0.5^2}{2} = -20.77 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des armatures :

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 27 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}; \quad M_u = 23.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = \frac{28.77 X 10^6}{1000 X 270^2 X 14.2} = 0.028 < 0.392 \rightarrow SSA \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{28.77 X 10^6}{0.986 X 270 X 348} = 3.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = 3.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte **4HA12 = 4.52 cm²**. Avec un espacement de 25 cm.

3. Vérification à l'ELU :

$$A_{min} = \frac{0.23 X b X d X f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 X 1000 X 270 X 2.1}{400} = 2.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.65 < 4.52 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{On adopte } \mathbf{4 \text{ HA10} = 3.14 \text{ cm}^2}.$$

4. Vérification à l'ELS :

• Vérification des contraintes dans le béton :

$$\rho = \frac{100 X 4.52}{100 X 27} = 0.205 \rightarrow \beta_1 = 0.927 \rightarrow k_1 = 53.49$$

$$M_x = 20.77 \text{ KN.M}$$

$$\sigma_{st} = \frac{20.77 X 10^6}{0.927 X 270 X 452} = 184.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = 3.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

VII.2.2 : Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m), et le même effort tranchant (largeur L_t) que le Diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

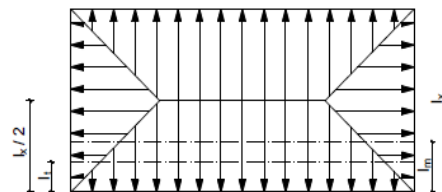


Figure VI.7: Répartition trapézoïdale.

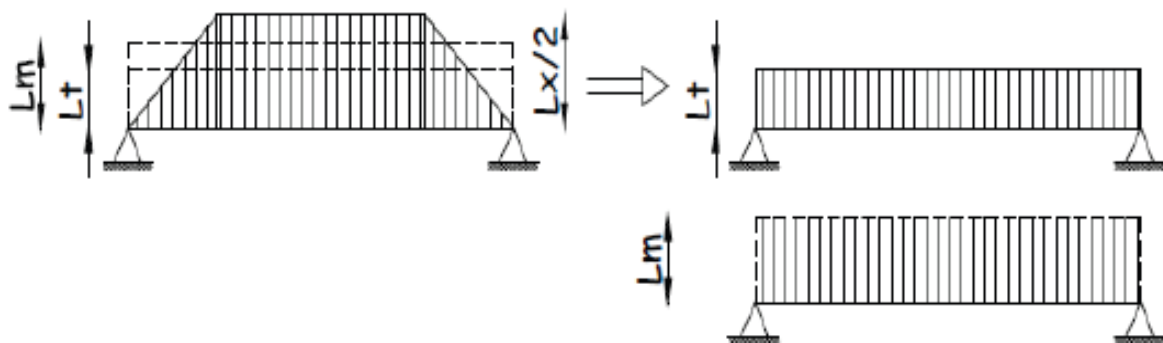


Figure VII.8: Présentation des chargements simplifiés.

a) Détermination des sollicitations :

- ELU

$$q_u = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) = 230.16 \text{ KN/m}^2$$

- ELS

$$q_s = \left(\sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) = 166.16 \text{ (KN/m}^2$$

- Remarque :

- Le rapport $0,4 < \alpha = \frac{l_x}{l_y} < 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.

- Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.
- Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal ou triangulaire, dans ce cas le calcul devient classique.

$$\begin{array}{l}
 \text{Moment fléchissant : } \mathbf{l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)} \\
 \text{Effort tranchant : } \mathbf{l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Moment fléchissant : } \mathbf{l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)} \\ \text{Effort tranchant : } \mathbf{l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)} \right\} \text{ pour une charge trapézoïdale}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{Moment fléchissant : } \mathbf{l_m = 0.352x l_x} \\
 \text{Effort tranchant : } \mathbf{l_t = 0.278x l_x}
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Moment fléchissant : } \mathbf{l_m = 0.352x l_x} \\ \text{Effort tranchant : } \mathbf{l_t = 0.278x l_x} \end{array}} \right\} \text{ pour une charge triangulaire}$$

Sens longitudinale :

travée	panneau	Lx	Ly	ρ	Charge	lm	lt	qu	qs	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
A-B	1	4.00	4.50	0.88	Triangulaire	1.41	1.11	230.16	166.16	324.53	650	234.3	468.6	255.48	511	184.44	368.88
	2	4.00	3.80	1.05	Triangulaire	1.41	1.11	230.16	166.16	324.53		234.3		255.48		184.44	
B-C	1	4.00	4.50	0.88	Triangulaire	1.41	1.11	230.16	166.16	324.53	650	234.3	468.6	255.48	511	184.44	368.88
	2	4.00	3.80	1.05	Triangulaire	1.41	1.11	230.16	166.16	324.53		234.3		255.48		184.44	
C-D	1	3.20	4.50	0.71	Triangulaire	1.12	0.88	230.16	166.16	257.60	515.2	186.1	372.2	202.54	405.1	146.22	292.44
	2	3.20	3.80	0.84	Triangulaire	1.12	0.88	230.16	166.16	257.60		186.1		202.54		146.22	
D-E	1	3.20	4.50	0.71	Triangulaire	1.12	0.88	230.16	166.16	257.60	515.2	186.1	372.2	202.54	405.1	146.22	292.44
	2	3.20	3.80	0.84	Triangulaire	1.12	0.88	230.16	166.16	257.60		186.1		202.54		146.22	
E-F	1	4.00	4.50	0.88	Triangulaire	1.41	1.11	230.16	166.16	324.53	650	234.3	468.6	255.48	511	184.44	368.88
	2	4.00	3.80	1.05	Triangulaire	1.41	1.11	230.16	166.16	324.53		234.3		255.48		184.44	
F-G	1	4.00	4.50	0.88	Triangulaire	1.41	1.11	230.16	166.16	324.53	650	234.3	468.6	255.48	511	184.44	368.88
	2	4.00	3.80	1.05	Triangulaire	1,41	1.11	230.16	166.16	324.53		234.3		255.48		184.44	

Tableau VI.8 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

Sens transversal:

										MOMENT FLECHISSANT				EFFORT TRANCHANT			
travée	panneau	L _x	L _y	ρ	charge	l _m	l _t	q _u	q _s	Q _{um}	ΣQ _{um}	Q _{sm}	ΣQ _{sm}	Q _{ut}	ΣQ _{ut}	Q _{st}	ΣQ _{st}
1-2	1	4.00	4.50	0.88	trapézoïdale	1.48	1.22	230.16	166.16	340.64	632.94	245.92	456.94	280.79	556.98	202.72	402.12
	2	3.20	4.50	0.71	trapézoïdale	1.27	1.20	230.16	166.16	292.3		211.02		276.19		199.40	
2-3	1	4.00	3.80	1.05	trapézoïdale	1.27	0.90	230.16	166.16	292.3	577.69	211.02	417.06	207.14	446.51	149.54	322.35
	2	3.20	3.80	0.84	trapézoïdale	1.24	1.04	230.16	166.16	285.39		206.04		239.37		172.81	
3-4	1	4.00	3.50	1.14	trapézoïdale	1.14	0.70	230.16	166.16	262.38	529.37	189.42	382.17	161.11	377.46	116.31	272.50
	2	3.20	3.50	0.91	trapézoïdale	1.16	0.94	230.16	166.16	266.99		192.75		216.35		156.19	
4-5	1	4.00	3.20	1.25	trapézoïdale	0.95	0.44	230.16	166.16	218.65	462.62	157.85	333.98	101.27	285.4	73.11	206.04
	2	3.20	3.20	1	trapézoïdale	1.06	0.80	230.16	166.16	243.97		176.13		184.13		132.93	
5-6	1	4.00	3.00	1.33	trapézoïdale	0.82	0.23	230.16	166.16	188.73	418.89	136.25	302.41	52.94	214.05	38.22	154.53
	2	3.20	3.00	1.06	trapézoïdale	1.00	0.70	230.16	166.16	230.16		166.16		161.12		116.31	

Tableau VI.9 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

❖ **Détermination des sollicitations:**

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

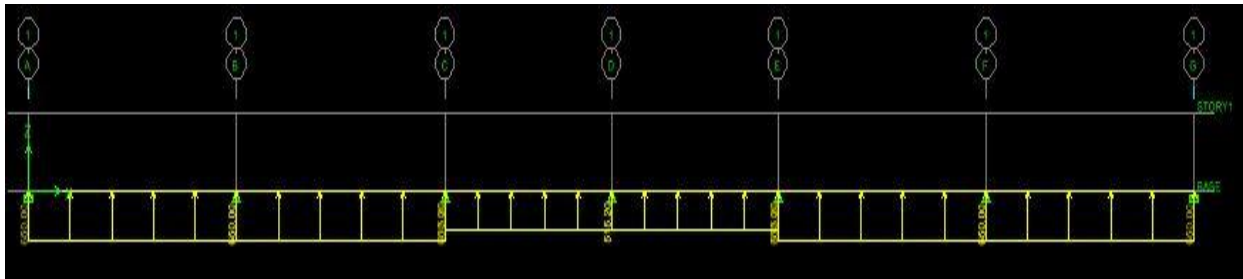
Sens longitudinal :

Figure VI.9 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).

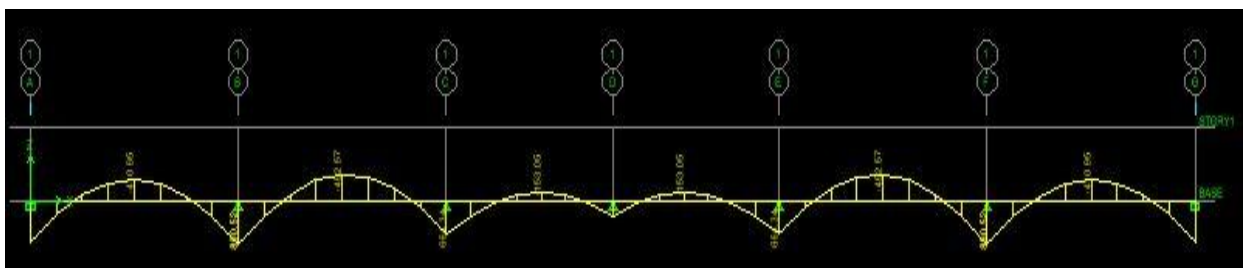


Figure VI.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

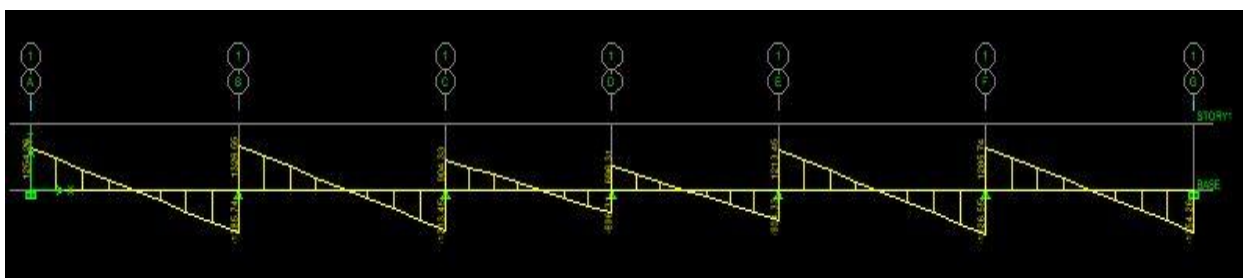


Figure VI.11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

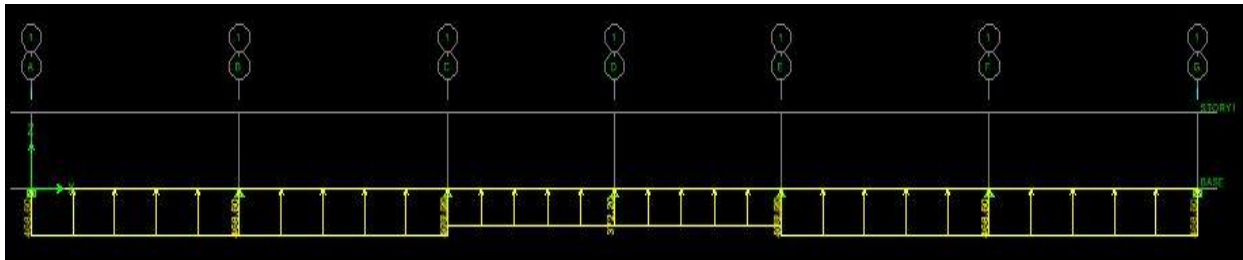


Figure VI.12 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).

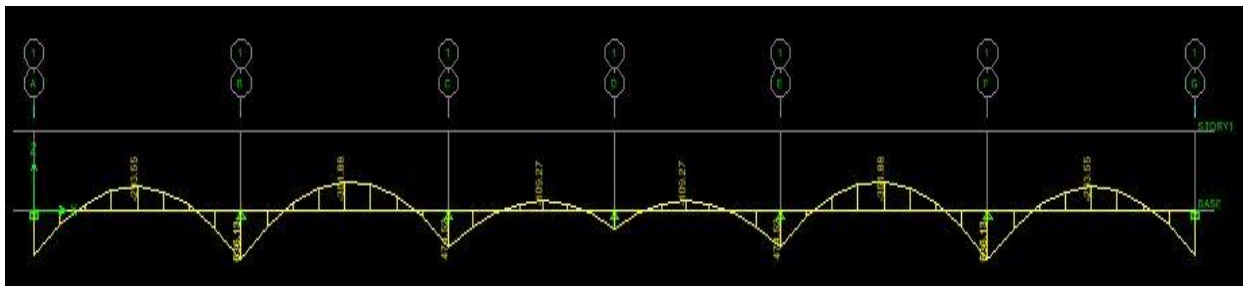


Figure VI.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

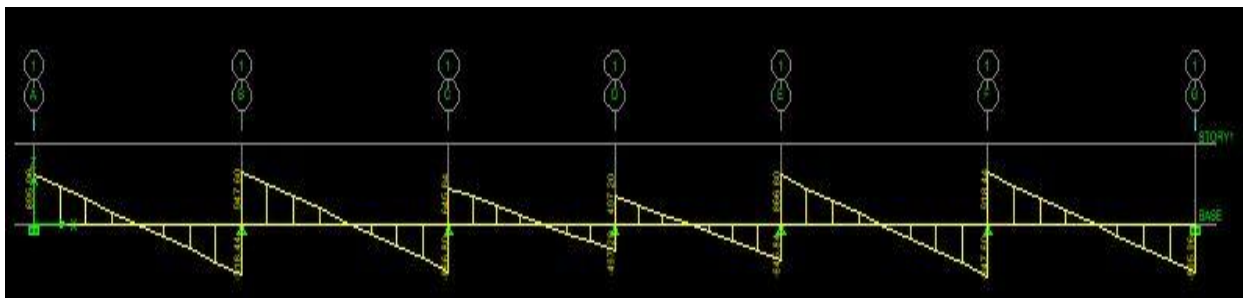


Figure VI.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

Sens transversal :

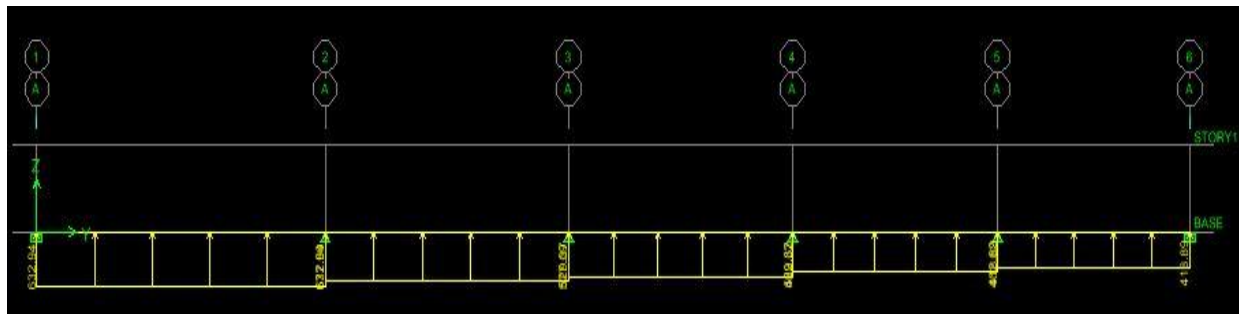


Figure VI.15 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal)

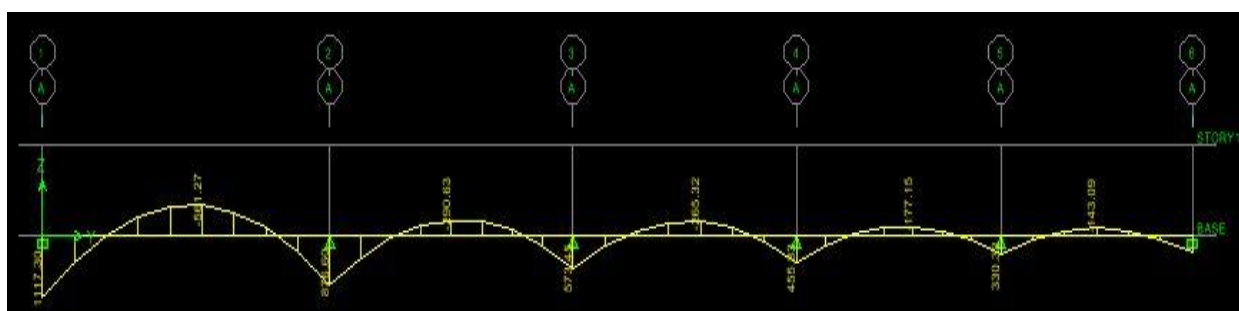


Figure VI.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

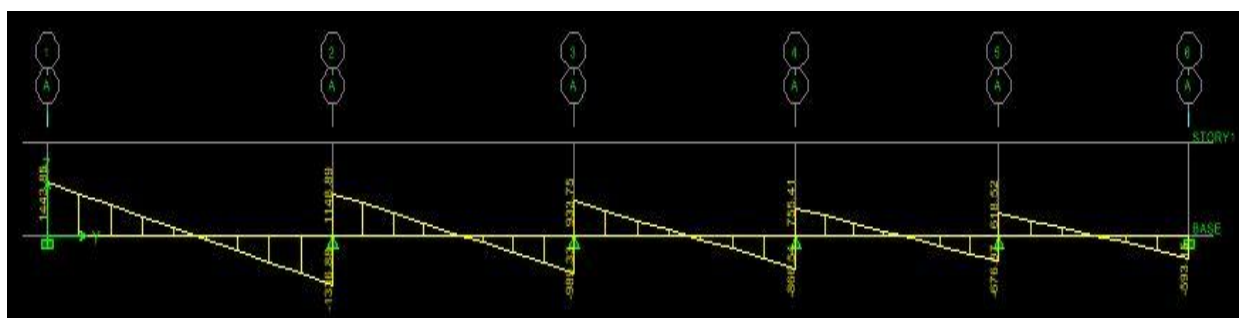


Figure VI.17 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

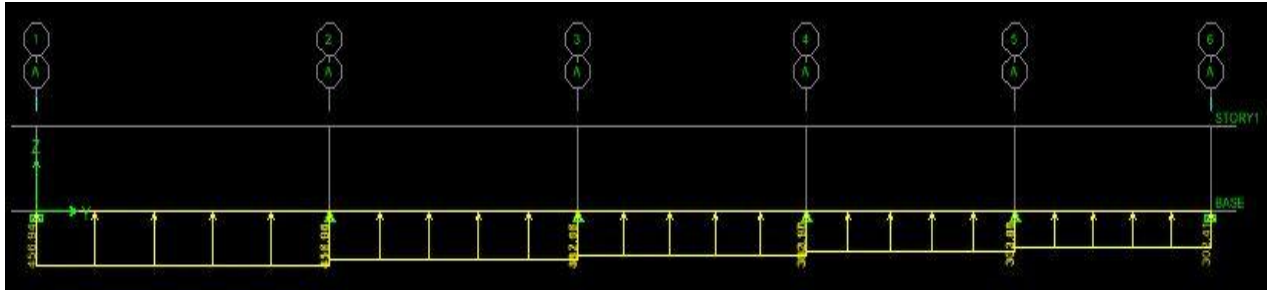


Figure VI.18: Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal)

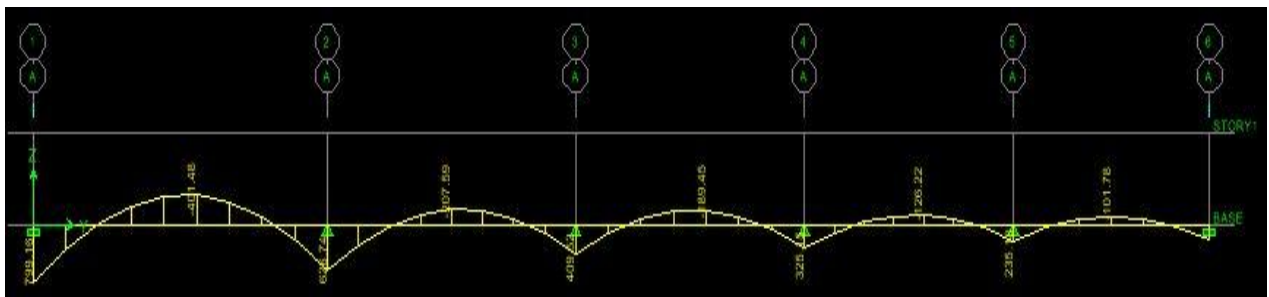


Figure VI.19 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

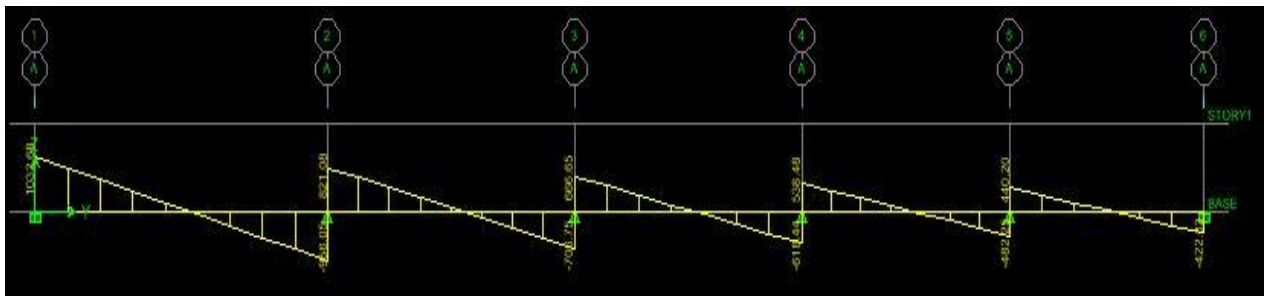


Figure VI.20: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

.VI .4.5.3 : Calcul du ferrailage des nervures :

$$b = 60 \text{ cm} \quad d = 97 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \quad ; \quad A_u = \frac{M_u}{\beta_1 d \sigma_{st}} \quad ; \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 34,8 \text{ MPa}$$

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{\max} (KN.m)	890.52	636.13	1117.30	799.13
$M_{t\max}$ (KN.m)	492.57	351.88	561.27	401.48
T_{\max} (KN)	1326.55	947.60	1443.85	1032.68

Tableau VI-10 : Les efforts internes dans les nervures.

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	β	Section	A (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)
xx	Appuis	890.52	0.11	0.942	SSA	26.44	6HA20 + 6HA14 = 28.07
	Travée	492.57	0.061	0.968	SSA	15.07	6HA14 + 6HA14 = 18.46
yy	Appuis	1117.30	0.139	0.924	SSA	35.82	6HA20 + 6HA20 = 37.68
	travée	561.27	0.070	0.964	SSA	17.24	6HA14 + 6HA14 = 18.46

Tableau VI.11: Le ferrailage adopté pour la nervure.

-Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \phi = 8 \text{ mm}$$

- Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l\max} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{25; 24\} = 24$$

$$\text{Soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm} \quad \text{Soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

- Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier)}$$

-Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3.08 cm²**

a) Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99).

$$A_{min} = 0.23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 97 \times \frac{2.1}{400} = 7.02 \text{ cm}^2$$

➤ **Sens x-x**

-En appuis : $A_a = 28.07 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.02 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

-En travée : $A_t = 18.46 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.02 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

➤ **Sens y-y**

-En appuis : $A_a = 37.68 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.02 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

-En travée : $A_t = 18.46 \text{ cm}^2 > A_{min} = 7.02 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

• **Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2,2/ BAEL91 modifiées 99).**

➤ **Sens x-x**

$$T_u^{max} = 1326.55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b. d} = \frac{1326.55 \times 1000}{600 \times 970} = 2.27 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \}$$

$\tau_u = 2.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

➤ **Sens y-y**

$$T_u^{max} = 1443.85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b. d} = \frac{1443.85 \times 1000}{600 \times 970} = 0.91 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \}$$

$\tau_u = 2.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée**

- Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. A.5.1, 32, BAEL 91 modifiées 99).

➤ Sens x-x

✓ Influence sur les armatures inférieures :

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9Xd}}{f_e/1.15} = \frac{1326.55 - \frac{890.52 \times 10^2}{0.9 \times 97}}{34.8} = 8.8 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 28.07 \text{ cm}^2 \geq A_u = 8.8 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Influence sur le béton

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4 \times 0.9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 0.9 \times 60 \times 97 \times \frac{25}{1.5} = 34920 \text{ KN} \geq 1326.55 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Sens y-y

✓ Influence sur les armatures inférieures :

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9Xd}}{f_e/1.15} = \frac{1443.85 - \frac{1117.30 \times 10^2}{0.9 \times 97}}{34.8} = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 37.68 \text{ cm}^2 \geq A_u = 4.71 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ Influence sur le béton

$$T_u^{\max} \leq 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4 \times 0.9 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 0.9 \times 60 \times 97 \times \frac{25}{1.5} = 34920 \text{ KN} \geq 1443.85 \text{ KN} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement aux appuis (Art A.6.1,3/ BAEL91 modifiées 99).

Il faut vérifier que $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{t28} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum u_i}$$

$$\text{Avec : } \sum u_i = \sum n \times \pi \times \emptyset = 6 \times 3.14 \times 2 + 6 \times 3.14 \times 1.4 = 64.06 \text{ cm}$$

➤ Sens x-x

$$\tau_{se} = \frac{1326.55 \times 10}{0.9 \times 97 \times 64.06} = 2.37 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} = 2.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

➤ Sens y-y

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 12 \times 3.14 \times 2 = 75.36 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1443.85 \times 10}{0.9 \times 97 \times 75.36} = 2.19 \text{ MPA}$$

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

Pas de risque d'entraînement des barres.

• **Vérification à L'ELS :**

État d'ouverture des fissures (BAEL91 : Art A.4.5, 32)

La contrainte de traction des armatures est : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \left\{ \frac{f_e}{\gamma_s} \right\} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Etat limite de résistance du béton en compression (BAEL91 : Art 4.5.2)

La contrainte de compression du béton est limité a $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

- Les vérifications à l'ELS sont données dans les tableaux suivants :

$$b = 60 \text{ cm} \quad d = 97 \text{ cm} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Sens	zone	As (cm ²)	Ms	ρ ₁	β	K ₁	σ _{st}	σ̄ _{st}	σ _b	σ̄ _b	Obs
xx	Appuis	28.07	636.13	0.480	0.895	32.62	261.04	348	8.01	15	Cv
	Travée	18.46	351.88	0.316	0.912	41.82	215.47	348	5.15	15	Cv
yy	Appuis	37.68	799.16	0.647	0.882	27.37	247.90	348	9.06	15	Cv
	travée	18.46	401.48	0.316	0.912	41.82	245.85	348	5.88	15	Cv

Tableau VI.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion

Après cette étude qui m'a permis de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquises durant mon cursus et même plus que celle-ci, à cause de toutes les difficultés rencontrées et l'application inédite du logiciel de calcul **ETABS** qui m'ont incités à me documenter encore plus et élargir l'horizon de mes connaissances en Génie Civil et m'a permis aussi d'appliquer les différents règlements à savoir : « **BAEL91** », « **RPA99/version2003** » ainsi que les divers documents techniques.

L'étude génie civil d'un bâtiment ne se résume pas à appliquer les formules mathématiques pour le calcul, mais plutôt à comprendre le fonctionnement et le comportement des structures vis-à-vis des sollicitations extérieures et des efforts internes.

En fin j'ai constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul théorique, mais aussi sur sa concordance avec le côté pratique.

J'espère que ce modeste travail sera un apport et un support bénéfique pour les promotions à venir.

Bibliographie

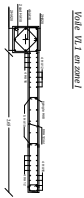
I -Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes (**RPA99 / Version 2003**).
- Règles de conception et de calcul des structures –Béton Armé **CBA93**.
- Règles de calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **BAEL91 modifié 99**.
- Documents Techniques Réglementaire **DTR B.C.2.2**.

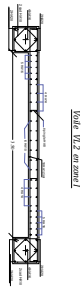
II-Ouvrages :

- Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé
D'ALBERT FUNTES.
- Formulaires du béton de **VICTOR DAVIDIVICI**.
- Les abaques de **PIGAUD**.
- Les mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.

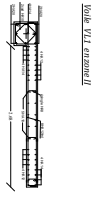
-COFFRAGE FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX-



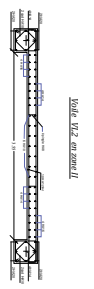
Voile V1.1 en zone I



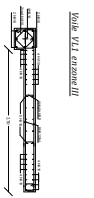
Voile V1.2 en zone I



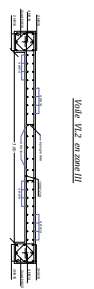
Voile V1.1 en zone II



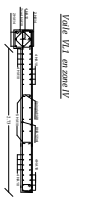
Voile V1.2 en zone II



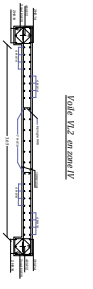
Voile V1.1 en zone III



Voile V1.2 en zone III

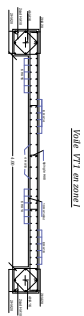


Voile V1.1 en zone IV

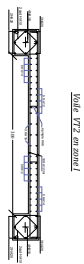


Voile V1.2 en zone IV

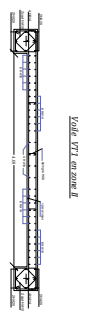
-COFFRAGE FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSALES-



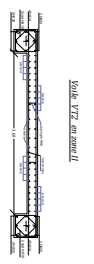
Voile V1.1 en zone I



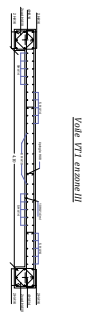
Voile V1.2 en zone I



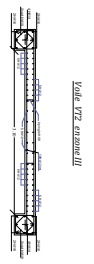
Voile V1.1 en zone II



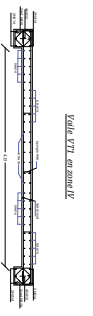
Voile V1.2 en zone II



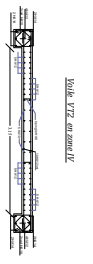
Voile V1.1 en zone III



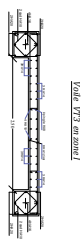
Voile V1.2 en zone III



Voile V1.1 en zone IV



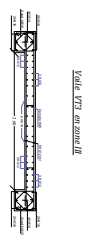
Voile V1.2 en zone IV



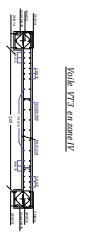
Voile V1.3 en zone I



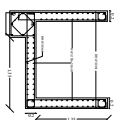
Voile V1.3 en zone II



Voile V1.3 en zone III

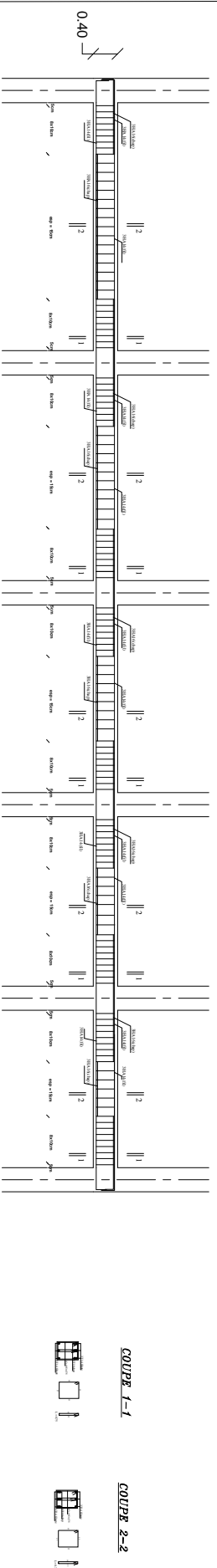


Voile V1.3 en zone IV

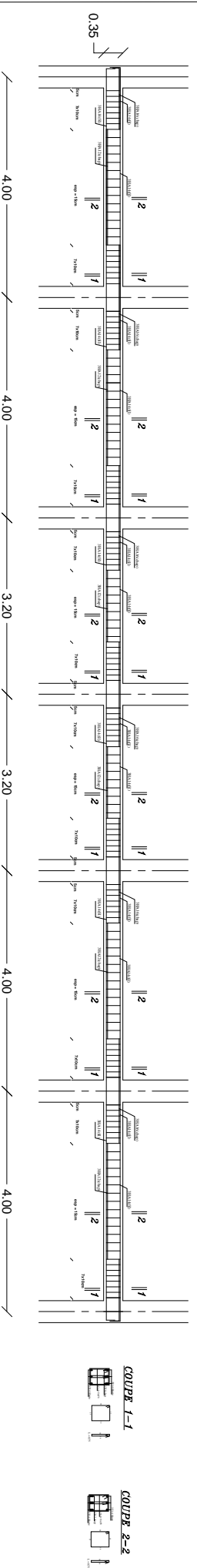


-COFFRAGE FERRAILLAGE DES VOILES ASCENSSEUR-

Poutres principales



Poutres secondaires



UMMTO
 Faculté de génie de la construction
 Institut de génie civil

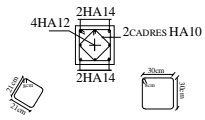
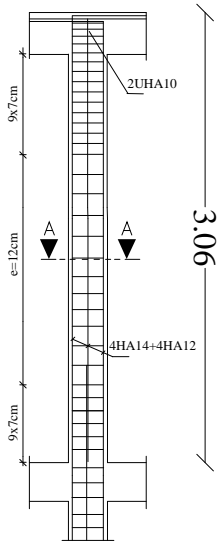
Dirigé par:
 Mr MEHADDENE

Etudié par:
 Mr REFES WOKRANE

FERRAILLAGE
 DES POTEAUX

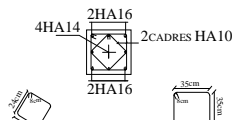
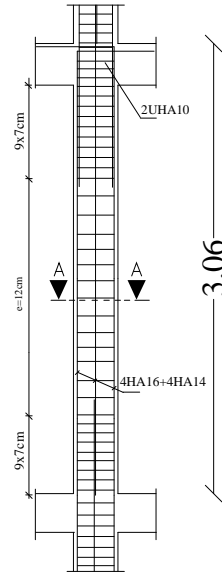
2018/2019

POTEAUX 35X35



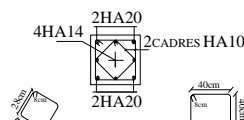
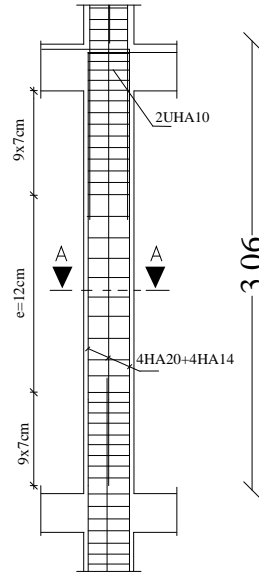
COUPE A-A

POTEAUX 40x40



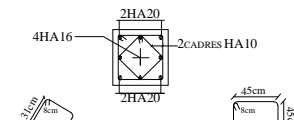
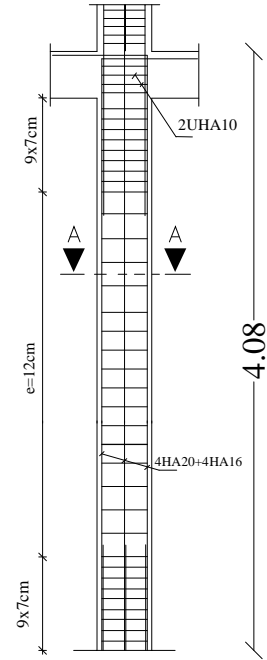
COUPE A-A

POTEAUX 45x45



COUPE A-A

POTEAUX 50X50



COUPE A-A

UMMTO
Faculté de génie de la construction
Institut de génie civil

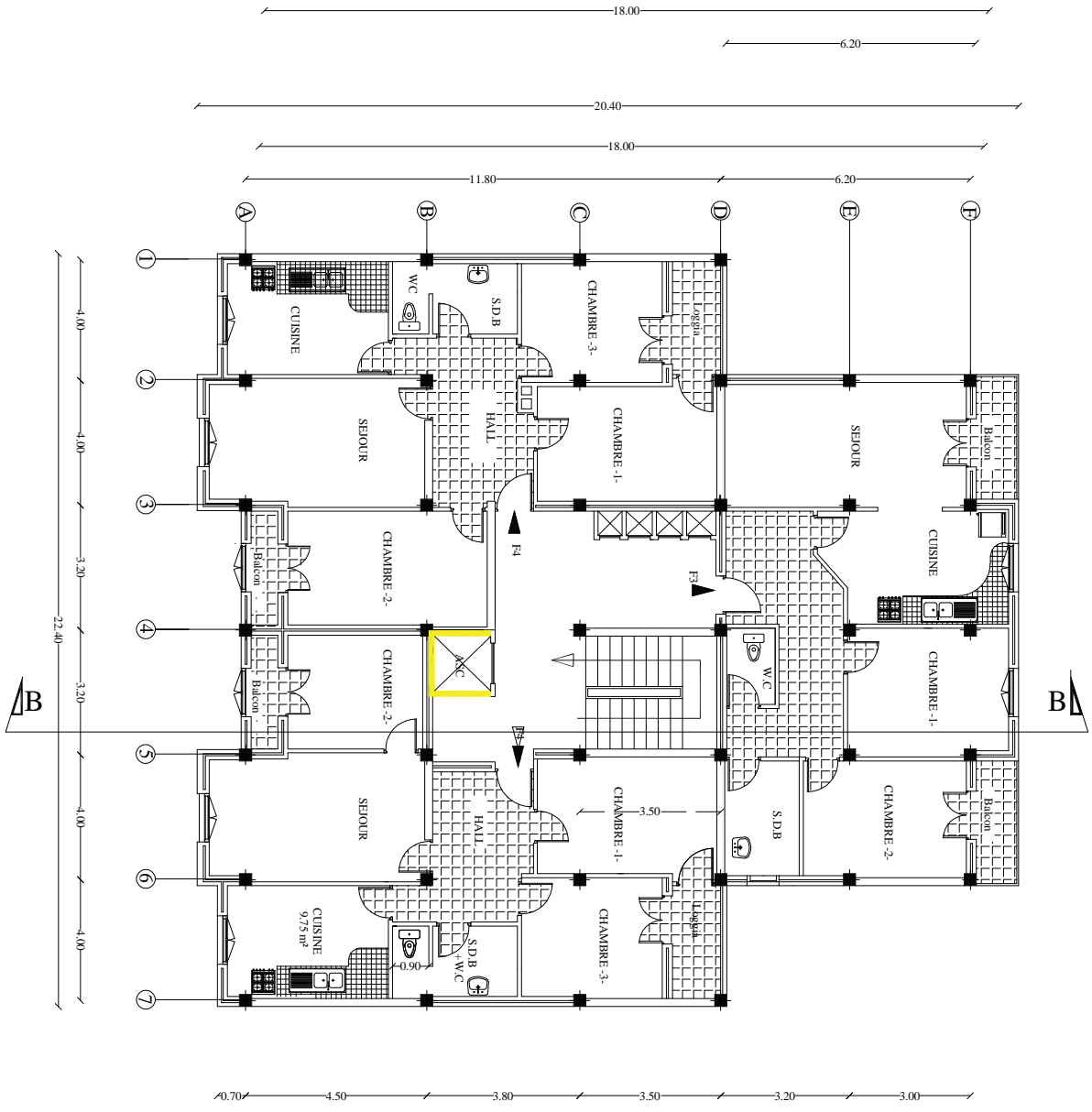
Dirigé par:
Mr MEHADDENE

Etudié par:
Mr REFES MOKRANE

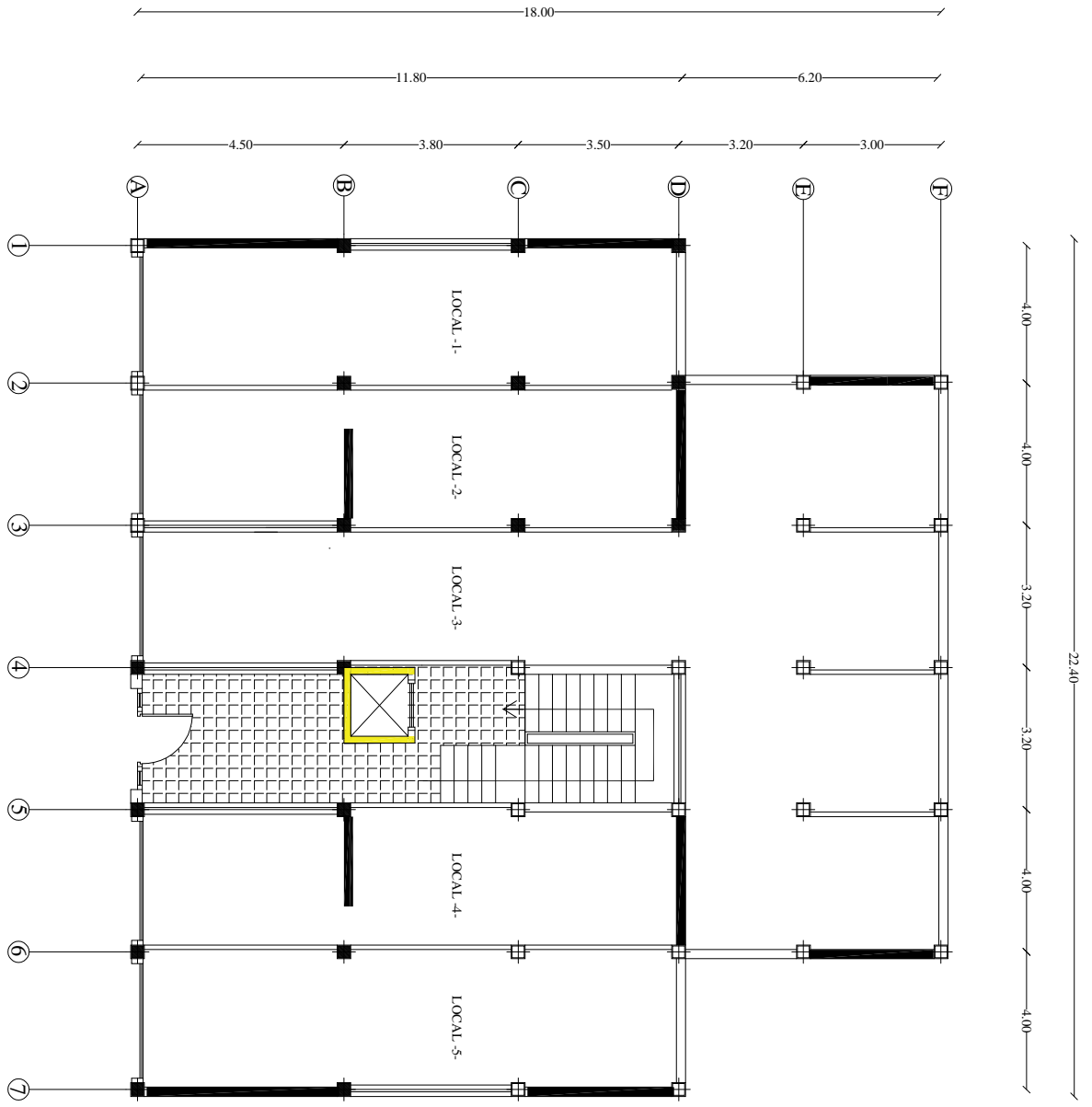
FERRAILLAGE
DES POTEAUX

2018/2019

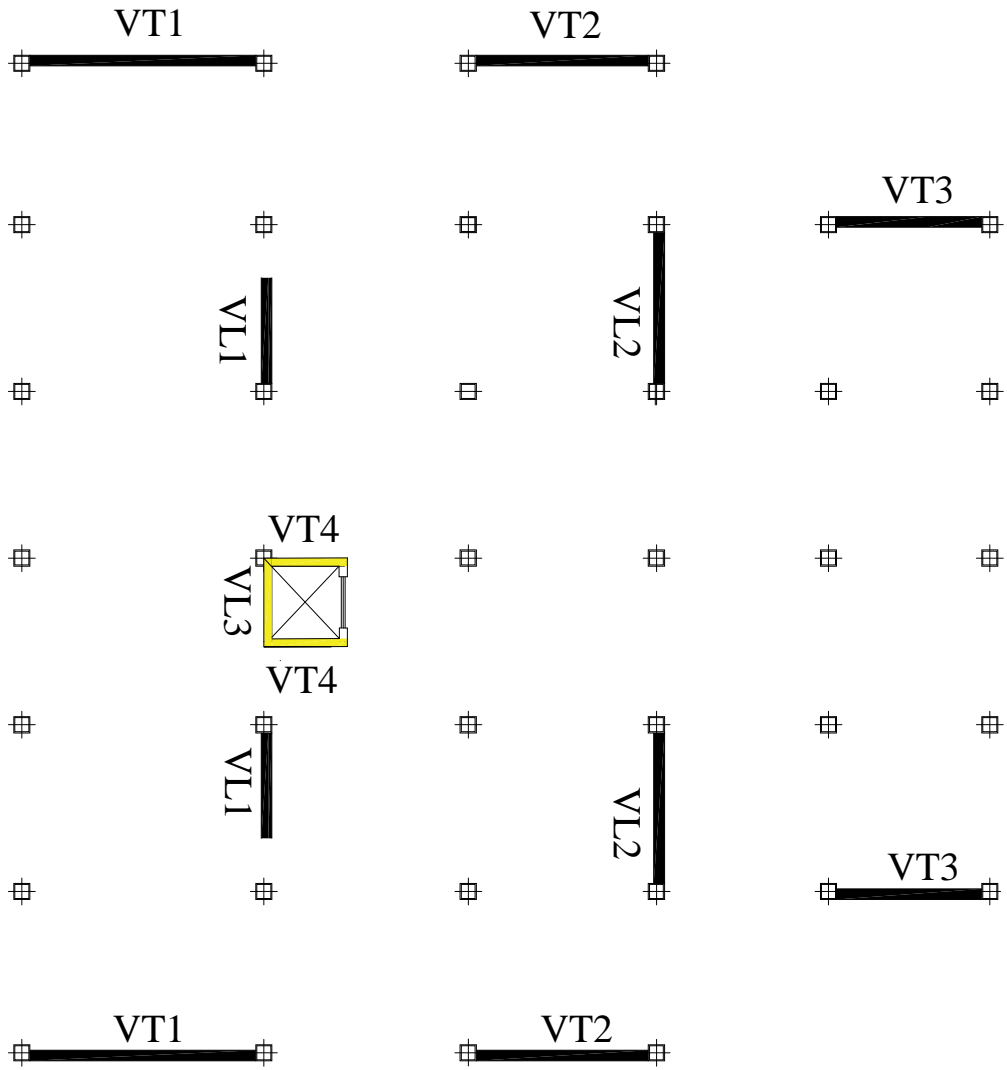
PLAN DETACHE COURANT

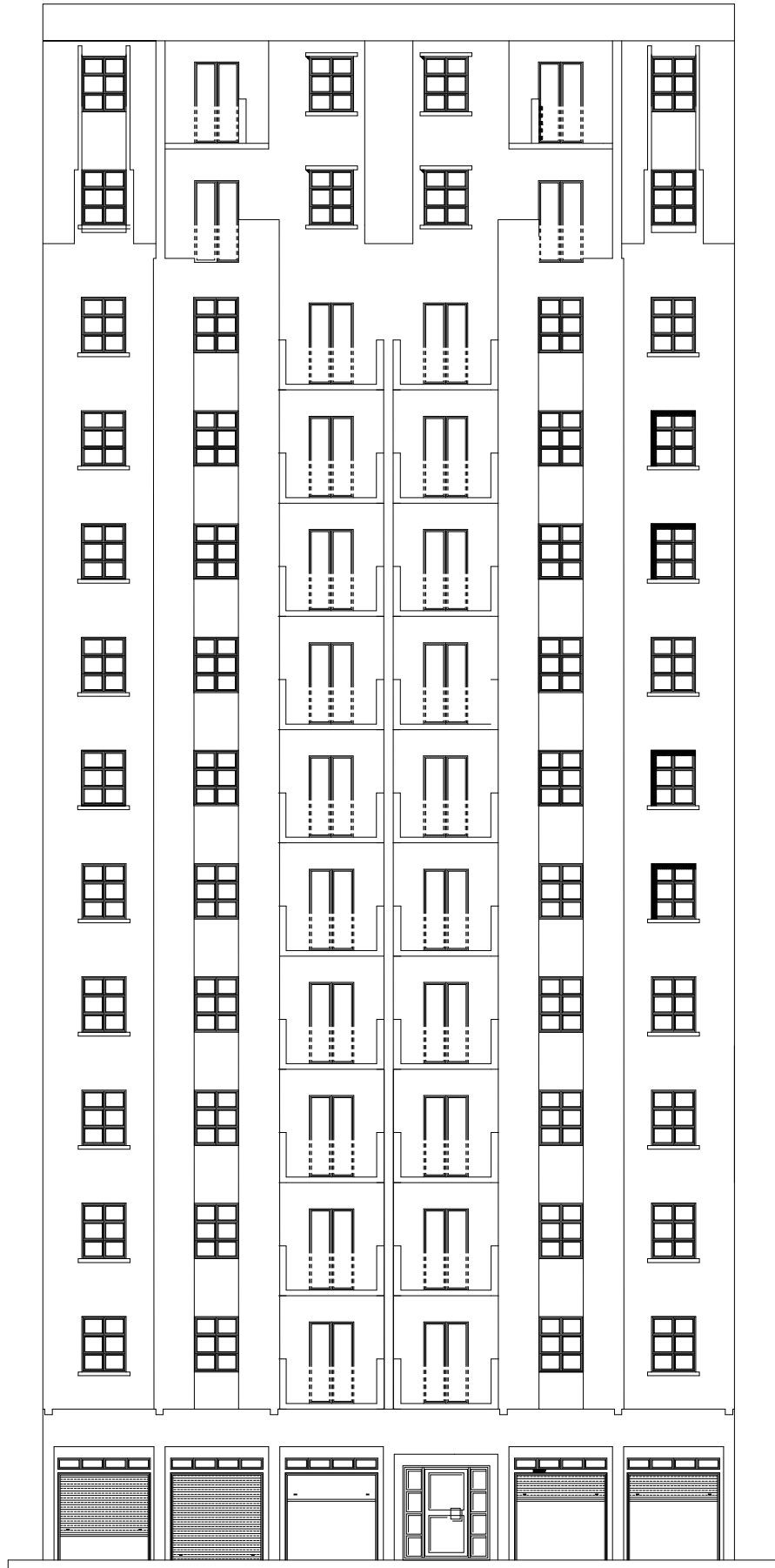


PLAN DU RDC

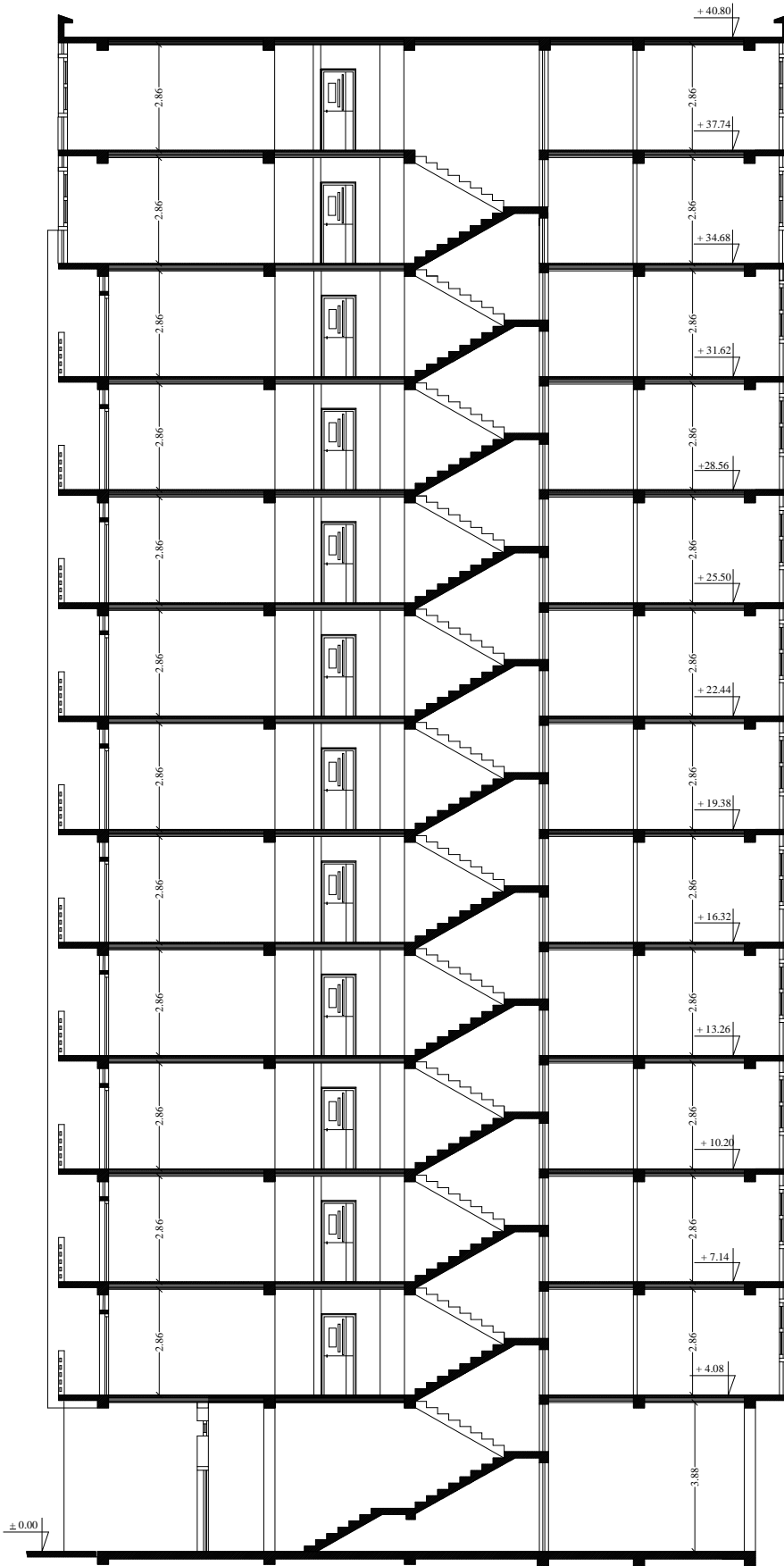


DISPOSITION DES VOILES

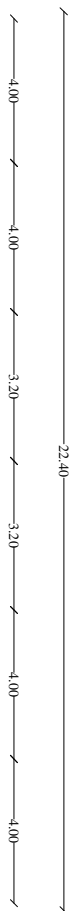
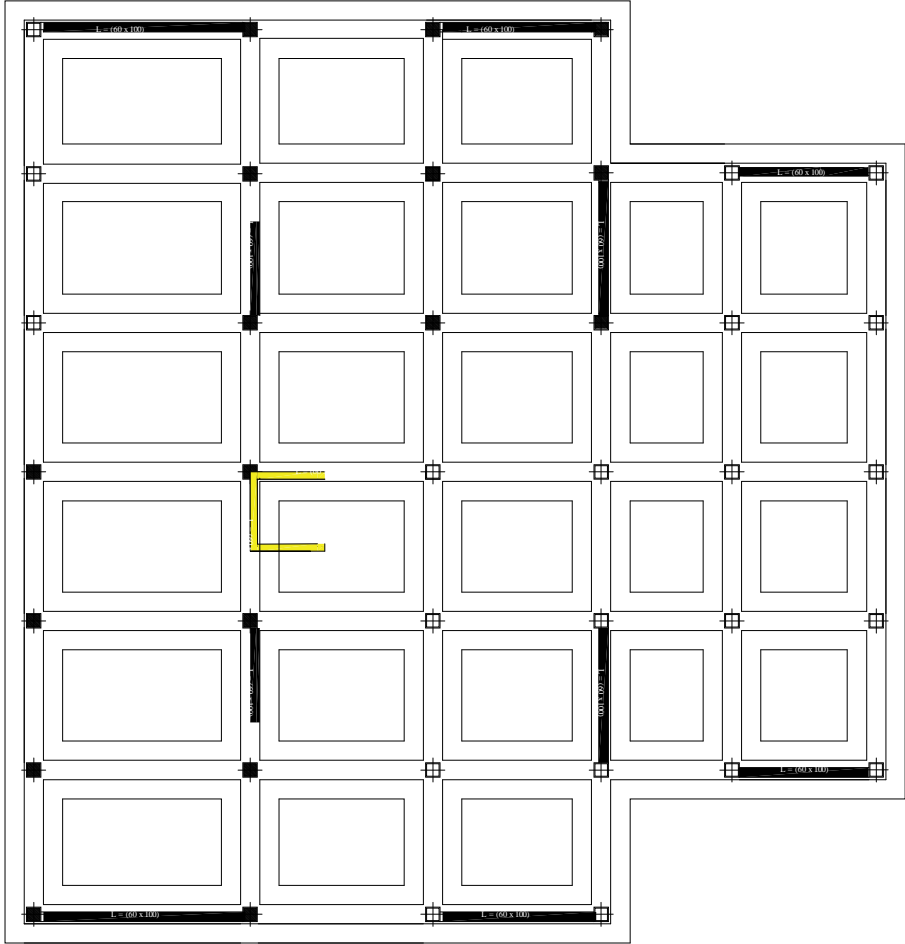
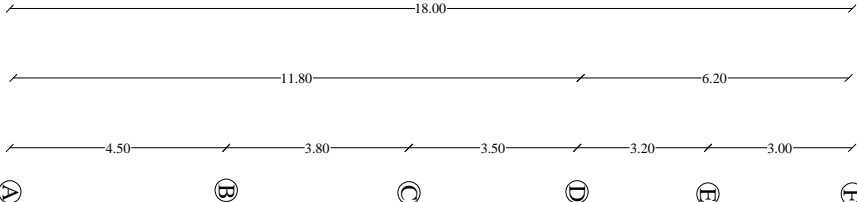




FACADE PRINCIPALE

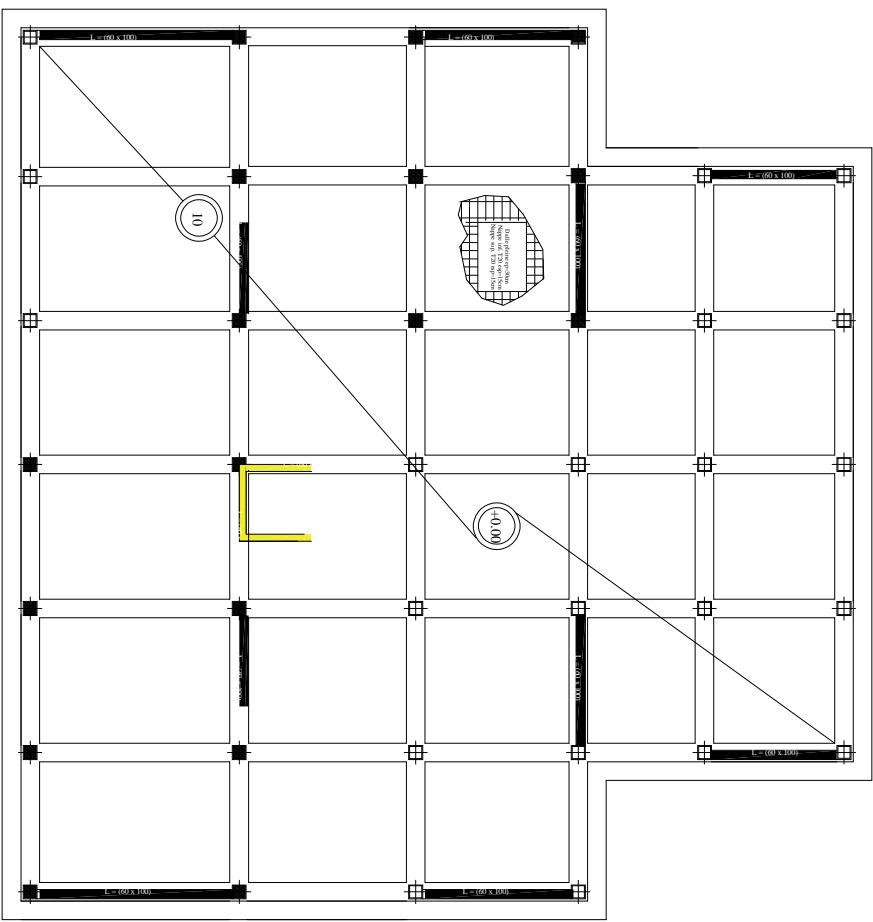
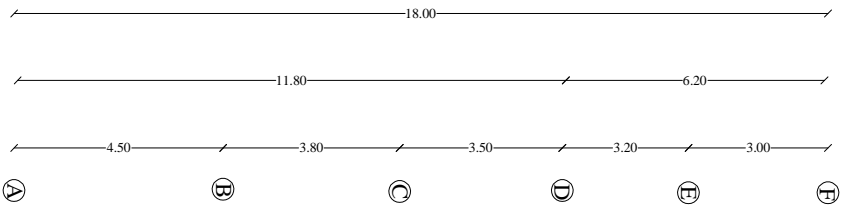
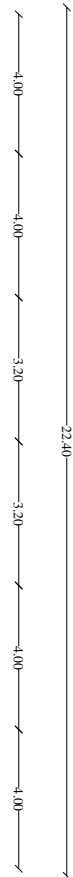


COUPE VERTICALE

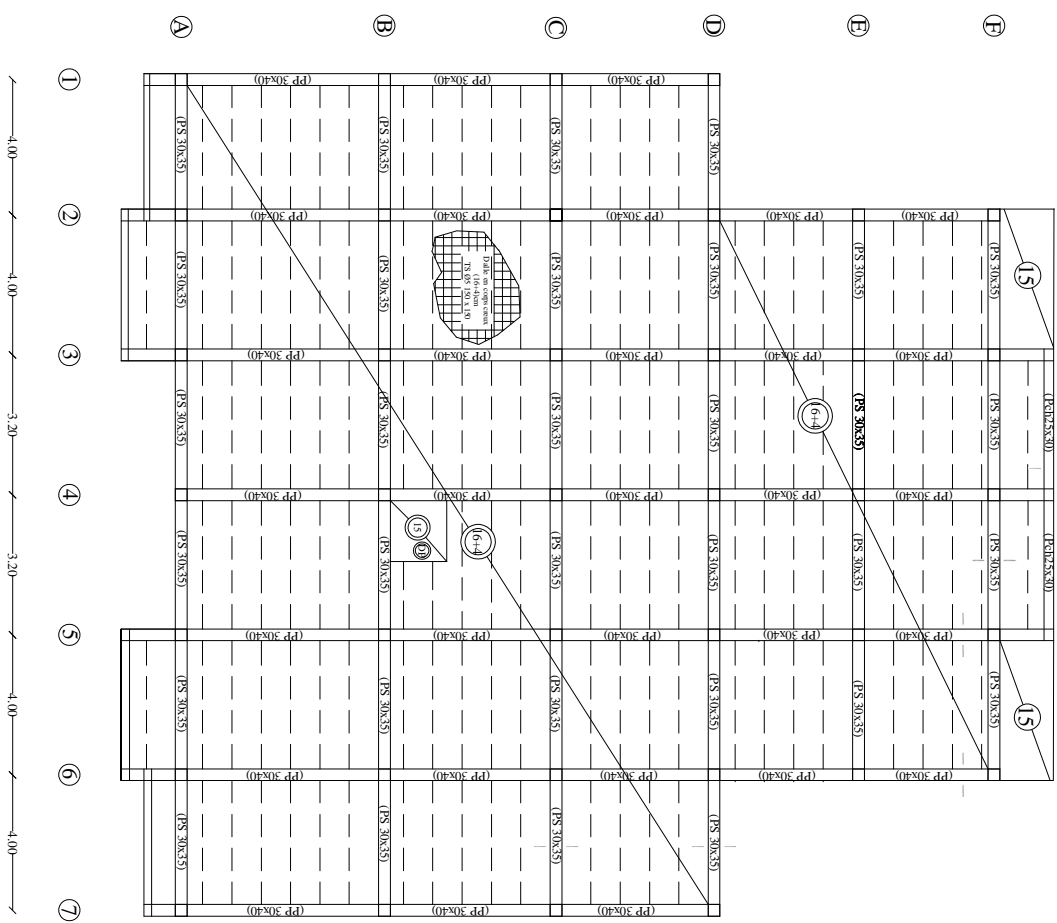
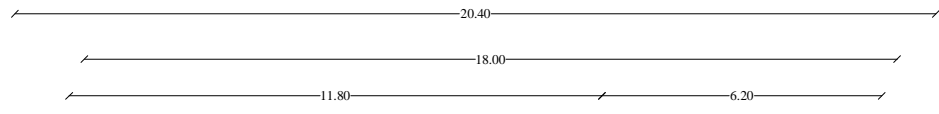


PLAN DU RADIER

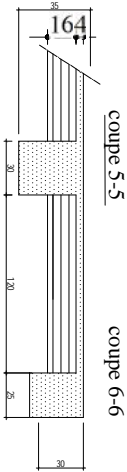
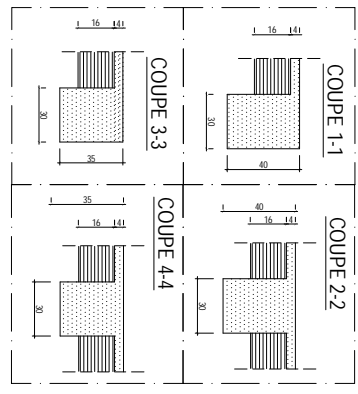
- ①
- ②
- ③
- ④
- ⑤
- ⑥
- ⑦



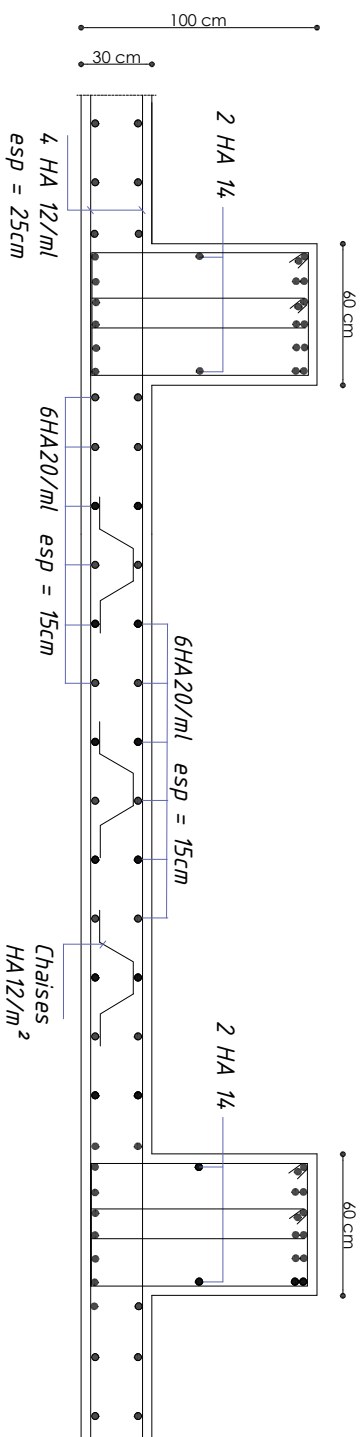
PLAN DU RADIER



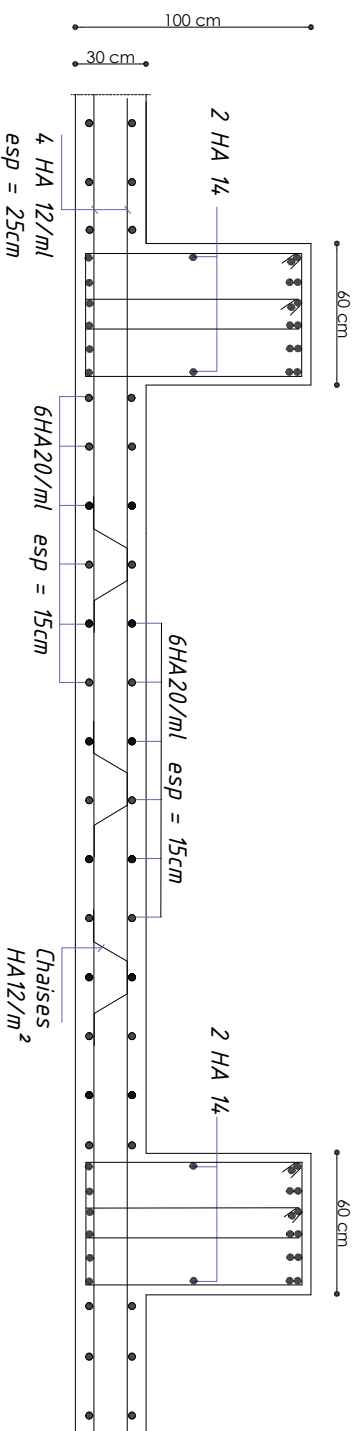
PLAN DE COFFRAGE PLANCHER terrasse



Ferrailage de la Dalle du Radier sens X-X coupe en travée



Ferrailage de la Dalle du Radier sens Y-Y coupe en travée



République Algérienne démocratique et populaire
Université Mouloud Mammeri de T.O
Faculté de génie de la construction
Département de génie civil

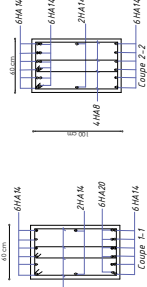
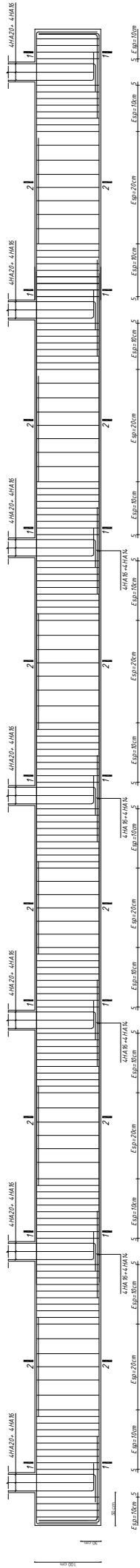
Etudié par
MR RIBES MOKRANE

Plan de Ferrailage de la Dalle du Radier

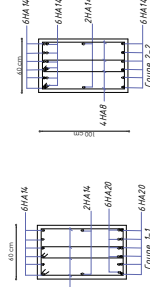
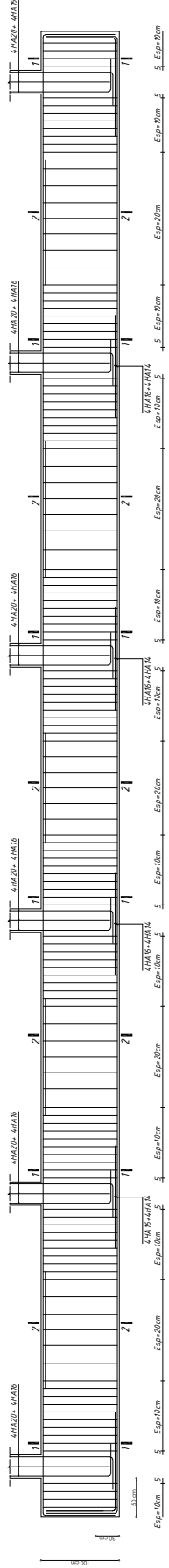
Dirigé par

MR MEHADJENE

2019



Ferrailage de la Nervure du Radier sens X-X



Ferrailage de la Nervure du Radier sens Y-Y

République Algérienne démocratique et populaire Université Mouloud Mammeri de T.O Faculté de génie de la construction Département de génie civil	
Etabli par Mr REFES MOKRANE	Plan de Ferrailage de la Nervure du Radier
Dirigé par	Mr. MEHADDENE
	2019