

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil



MEMOIRE

De fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme

Master en Génie civil

OPTION : CCI

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation
contreventé par voiles porteurs en béton armé.**

Avec logiciel ETABS



Dirigé par :

M^F LOUZAI AMAR

Étudié par :

M^F Toumert Mohamed Ouramdane

M^F Hannachi Mohamed Arezki

Promotion 2020-2021

Remerciements

Tous d'abord, nous tenons à remercier Dieu de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nos remerciements vont aussi à nos parents et familles respectives, pour l'amour et la force qu'ils nous transmettent constamment chaque jour.

Nos plus grands remerciements vont à notre promoteur **M^r LOUZAI.A** pour son aide et ses orientations ainsi que ses encouragements et conseils précieux de plus à sa disponibilité durant toute la période de notre projet.

Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participées de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous feront l'honneur de le juger et de l'enrichir par leurs propositions.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- *Mes très chers parents à qui je dois tout et je ne rendrais assez jamais*
- *La mémoire de ma grand-mère paternelle*
- *Mes très chers frères et leurs femmes*
- *Mes très chères sœurs et leurs maris*
- *Mes neveux, et mes nièces.*
- *Mes tentes et leurs familles*
- *Ma fiancée Zahoua et sa famille*
- *Mes chers amis (es)*
- *A mon binôme M^{ed} Arezki et sa famille*
- *A mes amis Azmedroub Brahim et Larbaoui Salim*

Med ouramdane

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- *Ma chère mère et à la mémoire de mon défient père*
- *Ma sœur et mon frère*
- *Mes chers amis (es)*
- *A mon binôme M^{ed} Ouramdane et sa famille*
- *A mes amis Azmedroub Brahim et Larbaoui Salim*

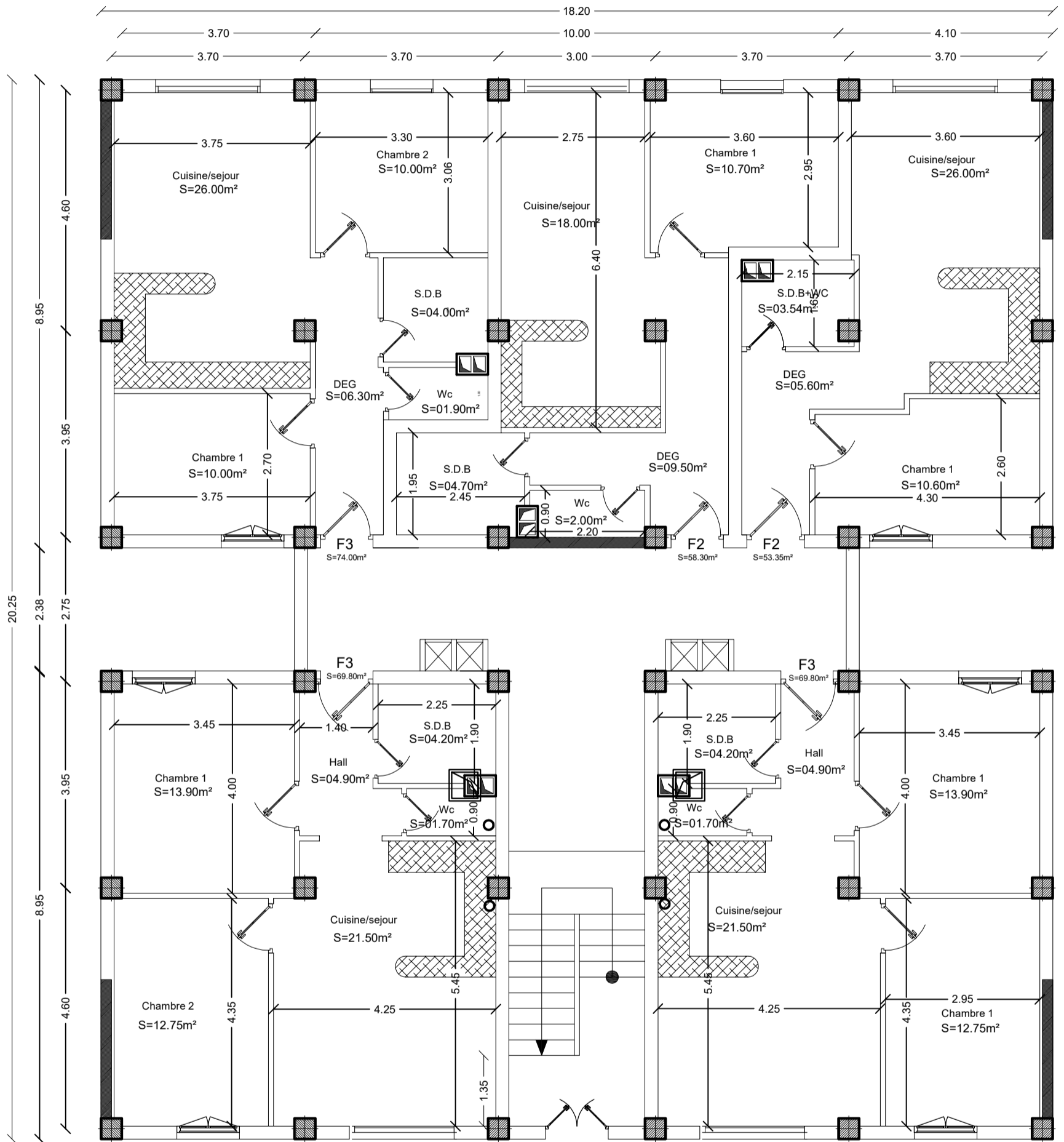
Med Arezki

SOMMAIRE

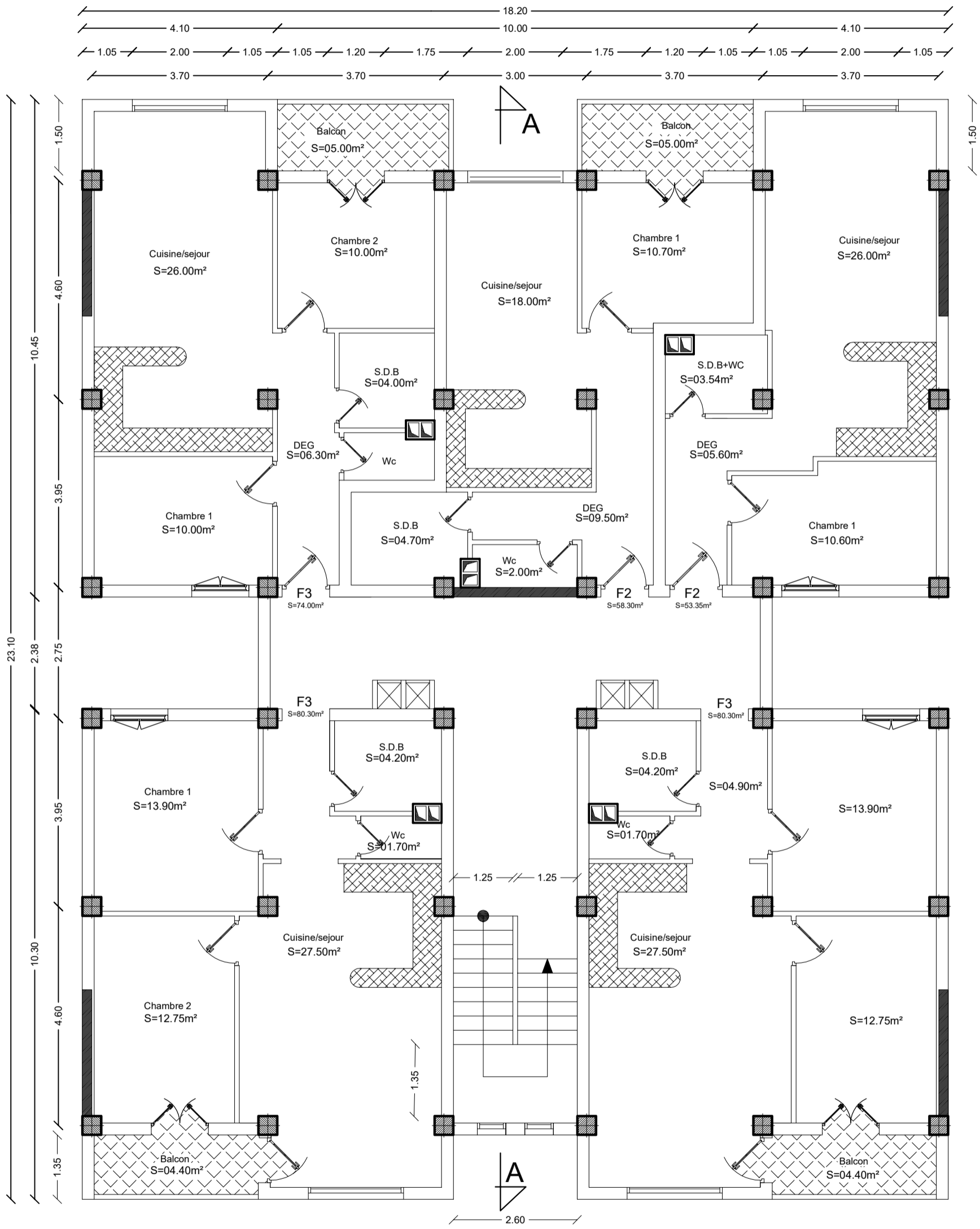
Introduction générale	
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	01
Chapitre II : Pré dimensionnement.....	09
1-Planchers	09
2-Poutres.....	10
3 -Voiles	11
4-Poteaux	13
Chapitre III : Calcul des éléments	22
A. L'acrotère.....	22
B. Les balcons	31
C. Les escaliers	39
D. Poutre palière	60
E. Les planchers.....	72
Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS et modélisation	99
Chapitre V : Vérifications des exigences du RPA.....	115
Chapitre VI : Ferrailage des éléments	129
A. Ferrailage des poteaux.....	130
B. Ferrailage des poutres	141
C. Ferrailage des voiles	163
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....	176
Conclusion générale	
Bibliographie	

The image features a minimalist architectural graphic design. It consists of three overlapping circles in various shades of blue, arranged in a diagonal line from the top right towards the bottom right. Two thin, light blue lines originate from the top left and extend towards the circles, suggesting a perspective or a viewing angle. The overall aesthetic is clean and modern, typical of architectural presentation graphics.

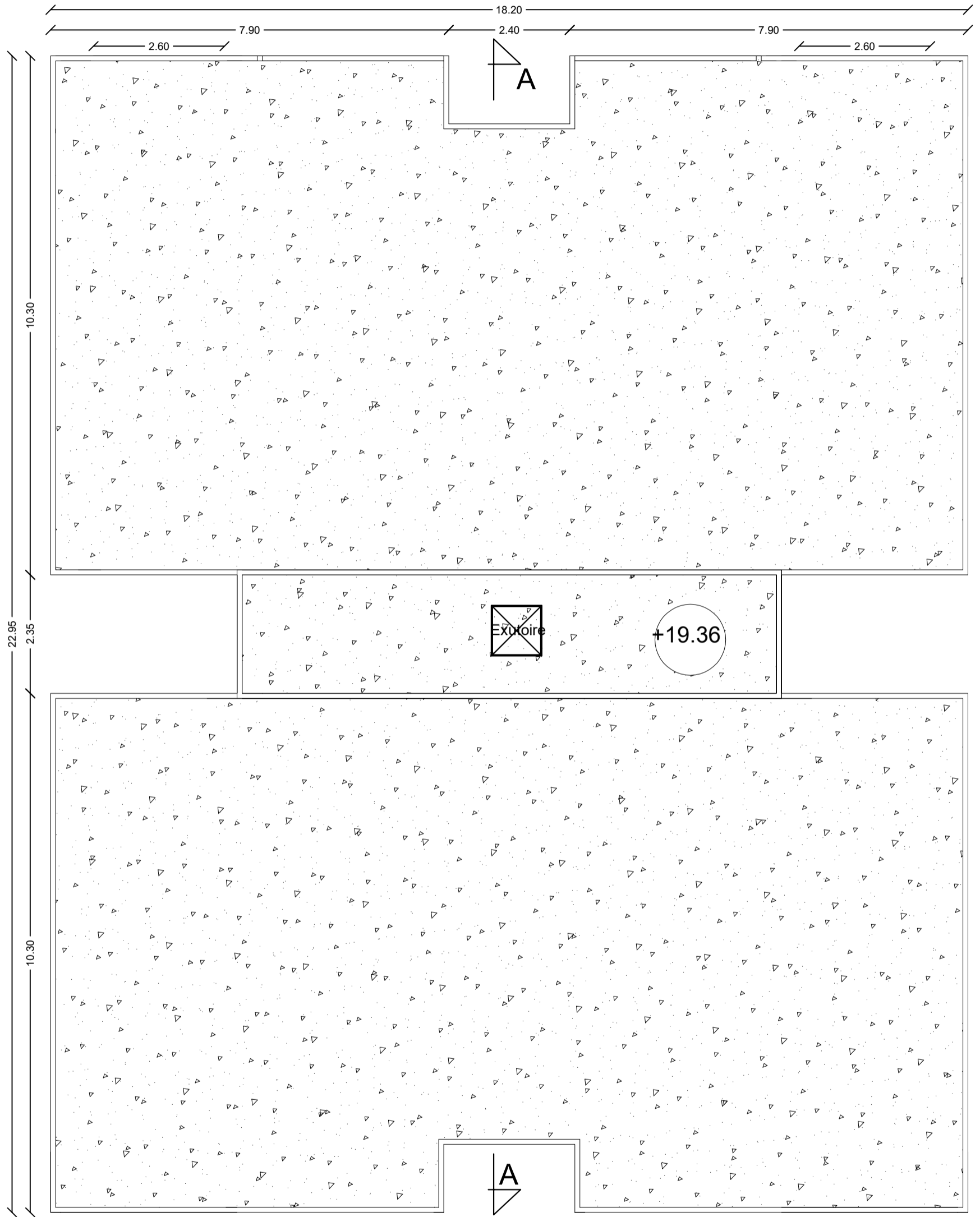
Plans d'architecture



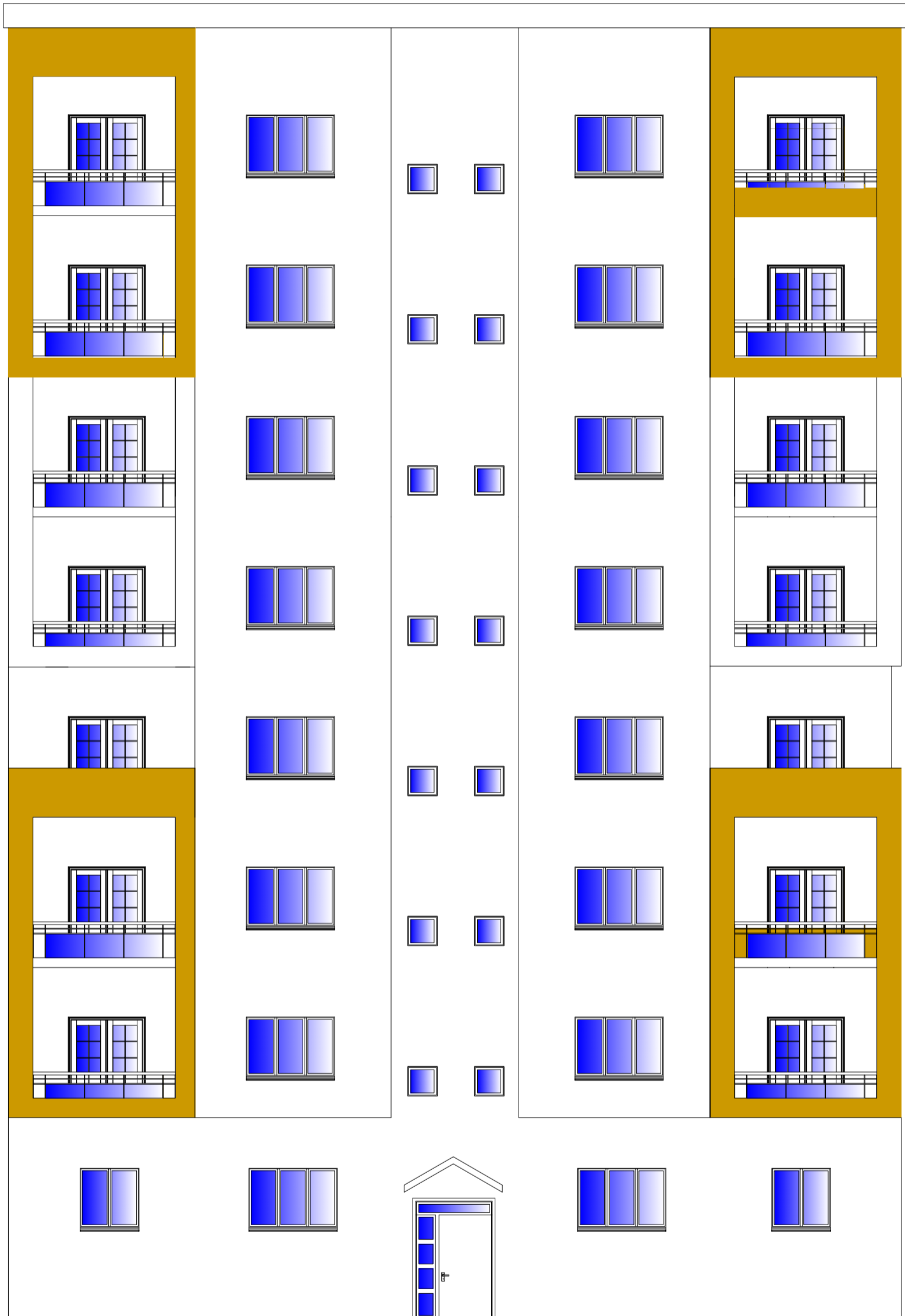
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE
ECH : 1/50



PLAN D'ETAGE 1/2/3/4/5/6/7



PLAN DE LA TERRASSE



FACADE PRINCIPALE

Introduction generale

Un ingénieur en génie civil s'occupe de la conception, de la réalisation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines. Il assure aussi la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécution généralement criardes. Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant sur le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique. Pour ce faire, les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calcul rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans cette présente étude, nous nous sommes intéressés à l'étude et à la conception d'un bâtiment en (R+7). Pour le calcul de la structure nous avons utilisé le logiciel de calcul (ETABS) adopté essentiellement aux calculs des ossatures. L'utilisation d'un tel logiciel permet une rapidité d'exécution.

The page features three decorative elements consisting of concentric circles in various shades of blue. One large circle is in the top right, a smaller one is in the middle right, and another large one is in the bottom right. Two thin blue lines originate from the top left and extend towards the middle-right circles.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1. Présentation de projet :

Le projet présente dans le mémoire a pour but d'étudier la structure d'un bâtiment (R+7) a usage mixte habitation, et commerciale le bâtiment sera implanté dans la wilaya DE Tizi Ouzou. Classé selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) comme une de zone moyenne sismicité (zone II_a).

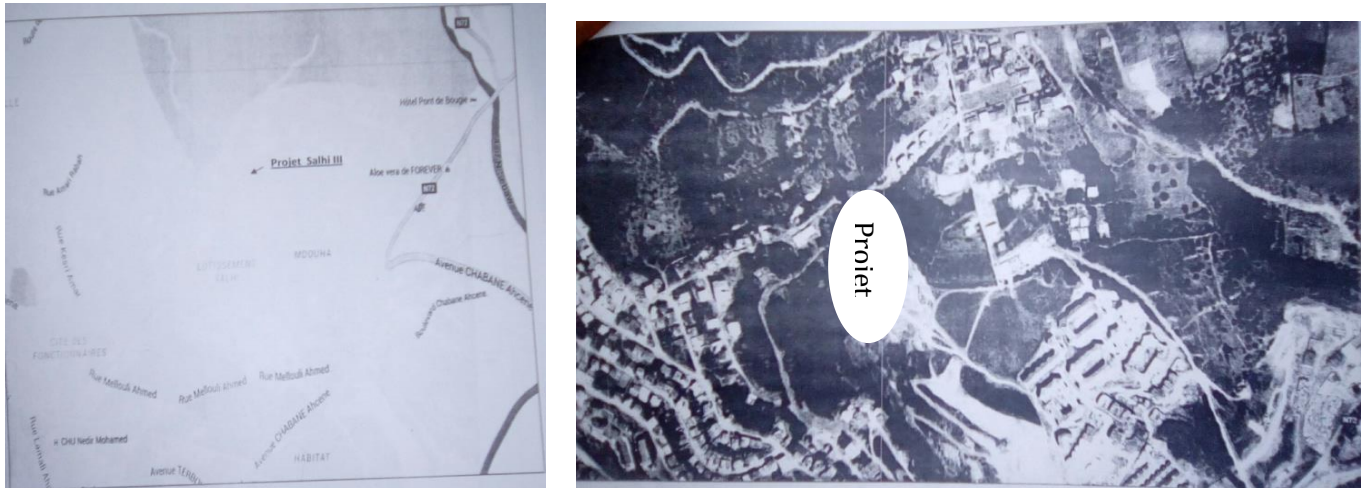


FIGURE I.1 : zone d'implantation du projet.

1. La nature de l'ouvrage :

L'ouvrage est un bâtiment (RDC+7).

- Un RDC a usage d'habitation.
- 7 étages courants.
- Une cage d'escalier.

2. Caractéristique géométrique de l'ouvrage :

- hauteur de RDC : 4.08m
- hauteur des étages courants : 3.06m
- hauteur de l'acrotère : 0.60m
- hauteur totale : 25.5m
- longueur totale : 17.8
- largeur totale : 22.7m

3. Donnée du site :

- zone moyenne sismicité
- groupe d'usage IIa
- site 03 site meuble
- contrainte admissible du sol " $\sigma_{sol}=2bars$ "

I.2. Eléments de l'ouvrage :

➤ **Ossature :**

Le contreventement du bâtiment est à ossature mixte compose de :

- Poteaux et poutres formant un système de portiques, dans les deux sens transversales est longitudinal, destinés à reprendre les charges et surcharges verticales est une partie des charges horizontales.
- Des voiles en béton armé, disposés dans les deux sens longitudinal et transversal, constituant un système de contreventement, assurant la rigidité de la stabilité de l'ouvrage.

➤ **Les planchers :**

Sont des plans horizontaux, séparent deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges d'utilisation, ils assurent deux fonction principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges
- **Fonction d'isolation** : Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre projet on distingue 2 types des planchers :

- **Plancher en corps creux** : ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- **Plancher dalle pleine** : des dalles planes en béton armé sont prévus là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux.

➤ **Maçonnerie :**

On appelle maçonnerie d'un ouvrage composé de matériaux (brique, pierres, etc...), unis par un liant (plâtre, ciment, etc...)

Les maçonneries sont constituées deux types de murs à simple et à double cloisons.

- **Les murs extérieurs et de séparation des appartements** : sont constitués de double cloisons en brique creuse de 10cm, d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm.
- **Les murs intérieurs** : sont constitués de cloisons simple en brique creuse 10cm d'épaisseur.

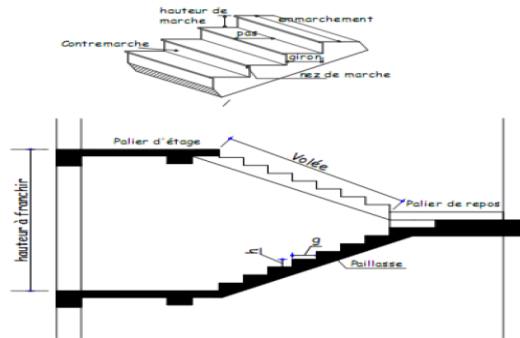
➤ **Les Revêtements :**

- **Horizontal** :
-Carrelage pour les planchers et escaliers.
- **Vertical** :
-Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
-Plâtre et enduits pour les cloisons et les plafonds.
-Mortier de ciment pour les murs de façades

➤ **Les escaliers :**

C'est un élément de la construction qui permet de monter ou de descendre d'un niveau à un autre. Dans notre cas on a une cage d'escaliers destinée à assurer l'accès aux différents étages d'habitation,

Les escaliers sont constitués de paillasse et de paliers en béton armé, coulés sur place avec deux volées par niveau.



FigI.2 : coupe vertical des escaliers

➤ **Les balcons :**

Le bâtiment comporte des balcons en corps creux et en dalle pleine.

➤ **L'acrotère :**

Elle sera réalisée en béton armé, sur toute la périphérie du plancher terrasse inaccessible.

➤ **Les Fondations :**

Les fondations ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la Superstructure au sol. Le choix du mode de fondation à adopter dépend de l'importance de l'ouvrage à réaliser, des surcharges de la nature du sol et de la contrainte admissible du sol.

➤ **Terrasse inaccessible :**

La terrasse est une aire plane servant à supporter son poids propre et les surcharges.

Dans notre cas elle est constituée de corps creux et d'une dalle de compression portée par des poutrelles, en plus des éléments d'étanchéité et d'isolation thermique.

➤ **Les voiles :**

Est un mur en béton armé son rôle est de soutenir, les terres et reprendre une partie des charges provenant de la superstructure.

➤ **Système de coffrage :**

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

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

I.3.Caractéristique des matériaux utilisés :

Les matériaux sont l'ensemble des matières, et produits mis en œuvre sur les chantiers de construction.

Notre bâtiment sera réalisé avec une multitude de matériaux, dont le béton et l'acier sont les plus essentiels du point de vue de leur bonne résistance.

1. Béton :

-Béton : est un matériau de construction hétérogène, constitué artificiellement par un mélange de matériaux inertes appelés « granulats » (sable, graviers, pierres cassées,), du ciment et de l'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés tout en respectant des rapports bien définis. Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance mécanique qui varie avec :

- La granulométrie
- Le dosage en ciment
- La quantité d'eau
- Le diamètre maximal

a. Résistance caractéristique du béton :

- **Résistance à la compression** : Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âge, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Elle est notée f_{c28} .

Pour notre cas on prendra $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression sera calculée comme suit (Art A.2.1 .11 BAEL91 modifiées 99).

Pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j * f_{c28}}{4.76 + 0.83 * j} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

Pour $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j * f_{c28}}{1.40 + 0.95 * j} \quad \text{Si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

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

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

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$.

À : $j = 28$ jours ; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

b. Etats limites :

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

✓ **Etats limites ultimes (ELU) Correspond à la limite :**

-Soit, de la perte d'équilibre statique (basculement) ;

-Soit, de la perte de stabilité de forme (flambement), et surtout de la perte de résistance Mécanique (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

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

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1.15$ Situation accidentelle ;

$\gamma_b = 1.5$ Situation courante.

Remarque : 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$, si la durée d'application des actions est supérieur à 24h

$\theta = 0.85$, si la durée d'application des actions est inférieure à 24h

$j = 28\text{jours} \Rightarrow \sigma_{bc} = 14.20\text{MPa}$.

✓ Diagramme des contraintes – déformations : (Art A.4.3 .41 BAEL 91 modifiées 99)

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3.5‰

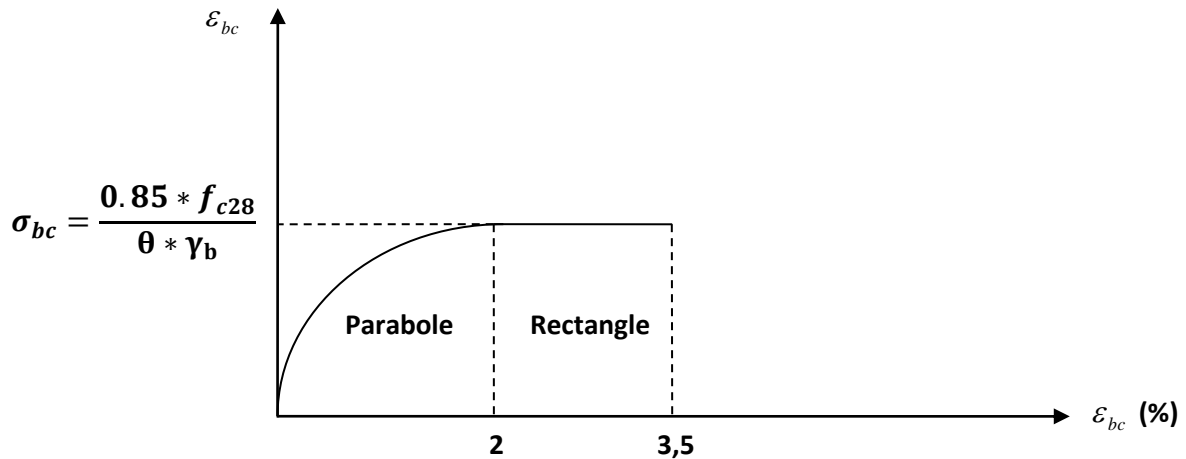


Fig I.3: Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU

Avec : σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression ;

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

Pour : $\epsilon_{bc} < 2\text{‰}$, on applique la loi de Hooke.

✓ **Etats limites de service(ELS)** :(Art A.4.5 .2 BAEL 91 modifiées 99)

Les vérifications à effectuer portent sur un état limite de durabilité de l'ouvrage et un état limite de déformation.

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

$$\text{Avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$.

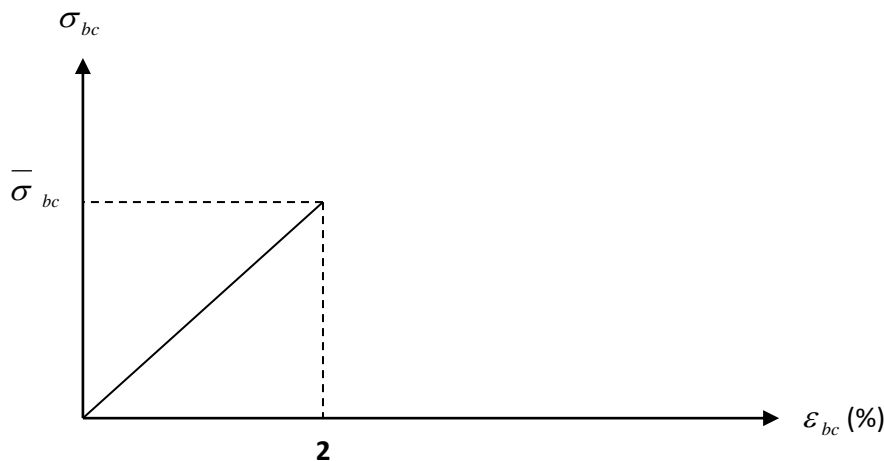


Figure. I. 4 : Diagramme Contrainte-déformation du béton à (ELS)

- ✓ **Contrainte limite ultime de cisaillement** :(Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99)

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant à L'ELU dans la section ;

b_0 : Largeur de l'âme ;

$d = 0.9h$: Position des aciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5MPa]$.

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4MPa]$.

c. Module de déformation longitudinale :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de contrainte normale et de la déformation engendrée selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de module :

- ✓ **Module de déformation longitudinale instantanée** (Art A.2.1 .21 BAEL 91 modifiées99)

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 MPa$.

- ✓ **Module de déformation différée** : (Art A.2.1 .22 BAEL 91 modifiées 99)

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

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

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24heure à l'âge de j (jours)

d. Coefficient de poisson : Il est défini par le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est égale :

$\nu = 0$ À L'ELU

$\nu = 0.2$ À L'ELS

2. L'acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction .Il se distingue par sa nuance et son état de surface.

Pour notre bâtiment, nous choisissons un acier à haute adhérence (HA) : FeE400 ;

a. Module d'élasticité longitudinal de l'acier :(Art A.2.2.1 BAEL 91 modifiées 99) :

Il est noté « E_s », sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2 \times 105MPa$$

b. Les contraintes limites :

- ✓ **E.L.U** :(Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99) : La contrainte limite des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité :

$\gamma_s = 1.15$ Situation durable.

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

✓ **E.L.S** :(Art A.4.3.2 BAEL 91 modifiées 99) : Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), d'après les règles de BAEL 91(modifiées 99), on distingue trois cas de fissuration :

✓ **Fissuration peu nuisible** : (Art A.4.5.32 BAEL 91 modifiées 99)

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

✓ **Fissuration préjudiciable** : (Art A.4.5.33 BAEL 91 modifiées 99)

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right).$$

Fissuration très préjudiciable :(Art A.4.5.34 BAEL 91 modifiées 99)

Cas des éléments exposés à un milieu agressif (eau de mer, brouillards salins,.....).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right).$$

Avec :

σ_{st} : Contrainte limite d'élasticité de l'acier ;

f_e : Limite d'élasticité des aciers utilisés ;

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

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta=1.0$ ----- Pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1.6$ ----- Pour les aciers hauts adhérences.

$\eta=1.3$ ----- Pour les treillis soudés.

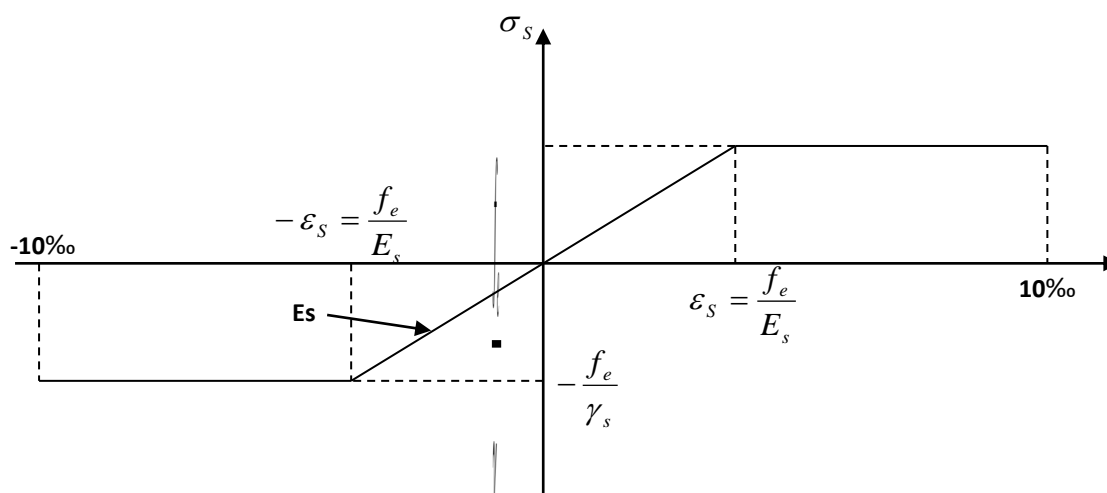


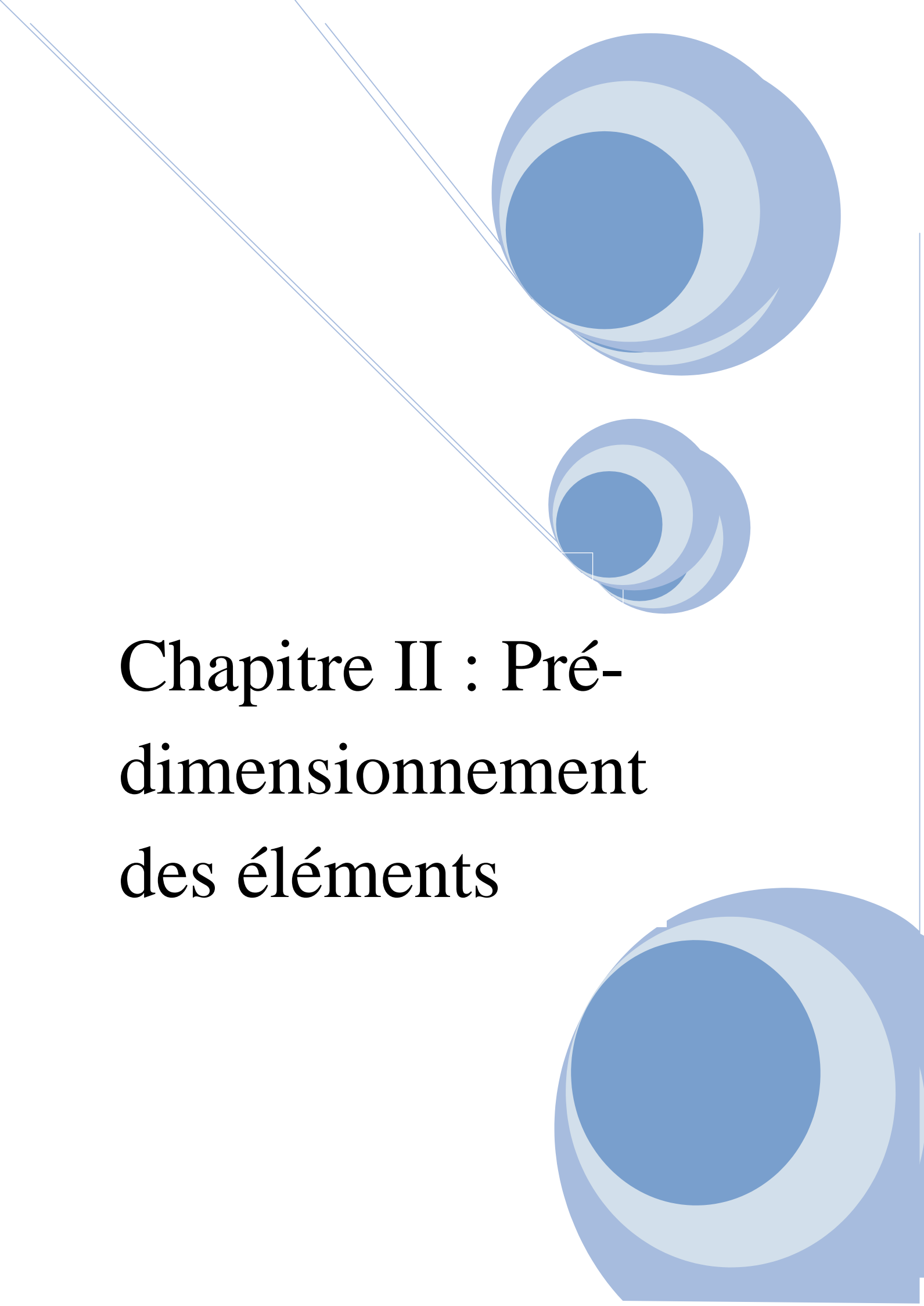
Fig I.5: Diagramme des contraintes-déformation de l'acier.

c. Protection des armatures :

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

On adapte les valeurs suivantes : (Art A 7.1 BAEL 91 modifiées 99).

- **$c \geq 5 \text{ cm}$** : Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères Très agressives (industrie chimique).
- **$c \geq 3 \text{ cm}$** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **$c \geq 1 \text{ cm}$** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et qui ne sont pas exposées aux condensations.

The page features three decorative elements consisting of concentric circles in various shades of blue. One large circle is in the top right, a smaller one is in the middle right, and another large one is in the bottom right. Two thin blue lines originate from the top left and extend towards the middle-right circles.

Chapitre II : Pré- dimensionnement des éléments

-Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer des sections préliminaires économiques en respectant les recommandations en vigueur et à l'aide des règles de conceptions et de calcul des constructions, nous allons pouvoir pré dimensionner les éléments résistants de notre ouvrage à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux, les dalles et les voiles.

II.Le pré dimensionnement des éléments :**II.1. Les planchers :****A.1.Les planchers en corps creux :**

Les planchers seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression ferrillée avec un treillis soudé. Le corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées déposées suivant la petite portée.

Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec :

h_t : La hauteur totale du plancher.

L : La longueur de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

A.N :

$$L = 460 - 25 = 435 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{435}{22.5} = 19.33 \text{ cm}$$

Ainsi, on adoptera : $h_t = 20 \text{ cm}$; soit un plancher de (16+4) qui sera valable pour tous les étages courants :

- 16 cm pour la hauteur du corps creux.
- 4 cm pour la hauteur de la dalle de compression.

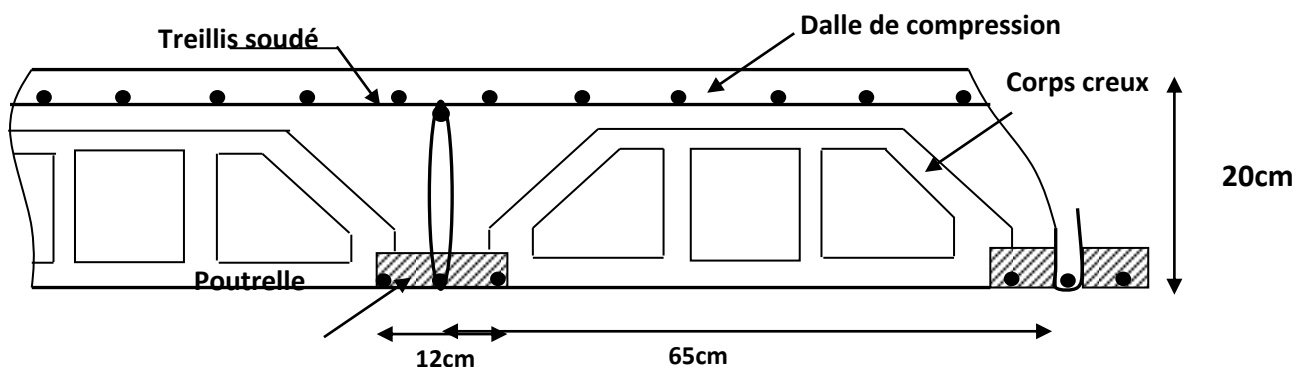


Figure II. 1 : Schéma d'un plancher en corps creux

b. Dalle pleine :

C'est une dalle réalisée en béton armé uniquement. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends.

La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée.

❖ Balcons :

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion. Dans notre cas la dalle est considérée comme une console encastrée.

$$e_p \geq L/10$$

Avec :

L: la largeur de la console.

$$L=150\text{cm}$$

$$e_p \geq 150/10 \text{ d'où } e_p \geq 15\text{cm.}$$

On prend $e_p = 15\text{cm}$.

II.2. Les poutres:

Les poutres sont destinées à supporter les charges d'une partie de la construction, ses dimensions sont données les relations suivantes :

- h : hauteur comprise entre $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- b : largeur comprise entre $0.4h \leq b \leq 0.7h$
- L : portée libre entre nus d'appuis.

Tout en respectant les conditions du **RPA99 (article 7.5.1)**, relatives au coffrage des poutres à savoir :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ [cm]} \\ h \geq 30 \text{ [cm]} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

a. Poutres principales :

Elles supportent les poutres secondaires et les poutrelles et elles se reposent sur des porteurs verticaux (poteaux et voiles).

La hauteur :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

$$L=460-25 = 435\text{cm}$$

$$435/15 \leq h \leq 435/10 \Rightarrow 29 \leq h \leq 43.5$$

Soit : **h=35cm.**

La largeur :

Elle est donnée par la formule suivante :

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

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

Soit : **b=30cm**

Vérification des conditions du RPA

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$h/b = 1.16 < 4. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Poutres secondaires :

Elles sont parallèles aux poutrelles. Leurs rôles sont de transmettre les efforts aux poutres principales.

La hauteur :

Elle est donnée par :

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

$$L = 370 - 25 = 345\text{cm}$$

$$345/15 \leq h \leq 345/10 \Rightarrow 23 \leq h \leq 34.5$$

Soit : **h=30m**

La largeur :

Elle est donnée par :

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

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

Soit : **b=25cm**

Vérification des conditions du RPA

$$b = 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$h/b = 1.4 < 4. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les poutres principale :(30x35) cm

Les poutres secondaires : (25x30) cm

II.3. Les voiles :

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

(D'après l'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003) le pré dimensionnement des voiles se fera comme suit :

a) L'épaisseur du voile « e » est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (He) et la condition de rigidité aux extrémités

$$e_p \geq \left(\frac{h_e}{20} \right)$$

AN :

$$h_e = h_{\text{emax}} = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$$

$$e_p \geq \frac{388}{20} = 19.4 \text{ cm}$$

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

Selon le (RPA99/Version2003), ne sont considérés comme voiles de contreventement, que ceux satisfaisant la condition suivante : $L_{\text{min}} \geq 4e$ dans notre cas :

$e = 20 \text{ cm}$ pour l'entre sol et $e = 20 \text{ cm}$ pour les étages courants.

$$L_{\text{min}} \geq 4e = 4 \times 20 = 80 \text{ cm.}$$

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, sa longueur (l) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur.

Dans notre cas $\implies L \geq 4 \times e_p \quad L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$

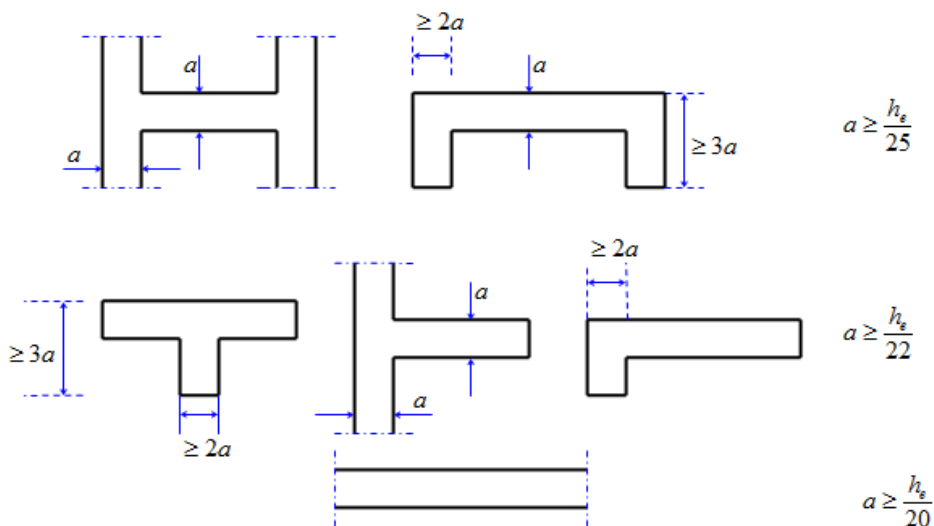


Figure II. 2 : Coupe de voile en plan [RPA].

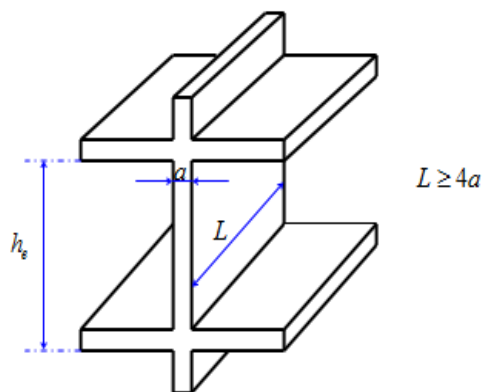


Figure II. 3 : Coupe de voile en élévation [RPA].

II.4. Les Poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

En plus des armatures longitudinales (verticales) qui s'ajoutent à la résistance du béton à la compression, on dispose aussi des armatures transversales qui relient les armatures longitudinales entre elles et évitent le flambement du poteau.

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'état limite de service(ELS) en compression simple en considérant un effort N_s qui sera appliqué sur la section du poteau le plus sollicité. Cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$A_p = \frac{N_s}{\sigma_{bc}} = \frac{G + Q}{\sigma_{bc}}$$

N_s : Effort normal de compression à la base du poteau,

A_p : section transversale du poteau,

G : charge permanente,

Q : surcharge d'exploitation

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

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

DTR B.C.2.2.

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

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

Avec :

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

h_e : hauteur libre d'étage.

II.4.1. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2.2)

Pour pré dimensionner les éléments, on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

a) Charges permanentes :

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

1-Les planchers :

*** Plancher terrasse (inaccessible) :**

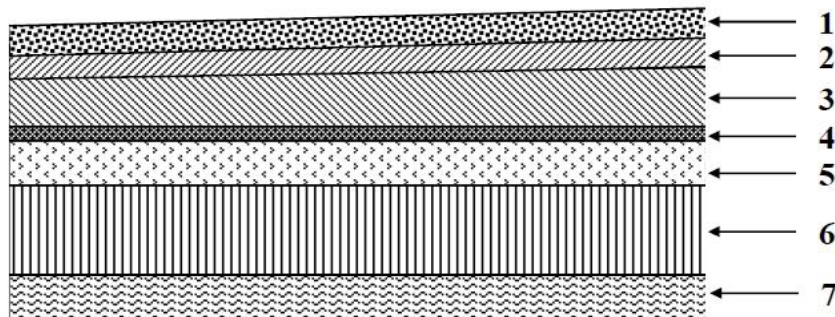


Figure II. 4. Eléments constituant le plancher-terrasse

Tableau II.1 : Charge permanentes du plancher terrasse inaccessible :

N°	Eléments	Epaisseur m	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	Couche de gravier roulé (15/25)	0.05	20.00	1.00
2	Etanchéité multi couche	0.02	6	0.12
3	Béton en forme de pente	0.07	22.00	1.54
4	Feuille de polyane (par vapeur)	-	-	0.01
5	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.20	-	2.85
7	Enduit de plâtre	0.02	10.00	0.20
Charge permanente totale				G_t =5.88

*** Plancher d'étage courant :**

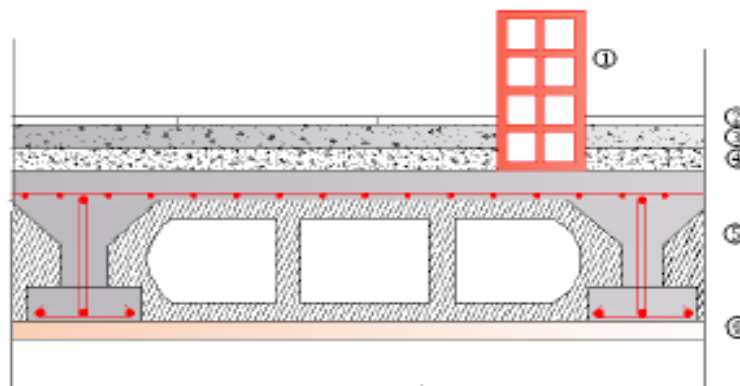


Figure II.5. Eléments constitue du plancher courant.

✚ Tableau II.2 : Charge permanentes du plancher 'étage courant :

N°	Eléments	Epaisseur m	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	Cloison en briques creuses	0.10	9.00	0.90
2	Revêtement carreaux Grés-Cérame	0.02	20	0.40
3	Mortier de pose	0.03	22.00	0.66
4	Couche de sable	0.03	18.00	0.54
5	Plancher en corps creux	0.20	-	2.85
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale				G_t =5.55

***Plancher dalle pleine (balcons)**

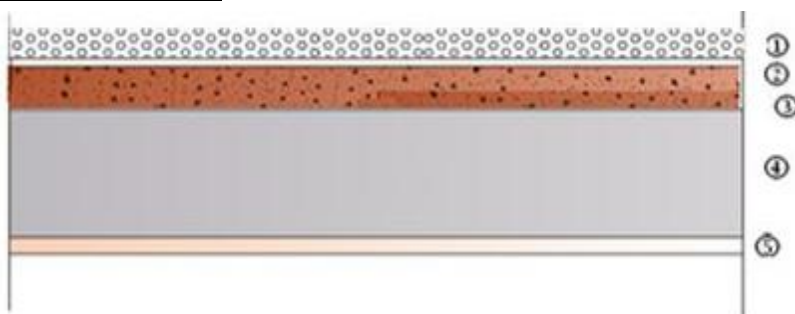


Figure. II.6 : Plancher balcon (dalle pleine)

Tableau II.3 : Charges permanentes de la dalle pleine :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN /m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	couche de sable	0.02	18.00	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25.00	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
Charge permanente totale				G_t =5.39

1. Maçonnerie :

-Mur extérieur :

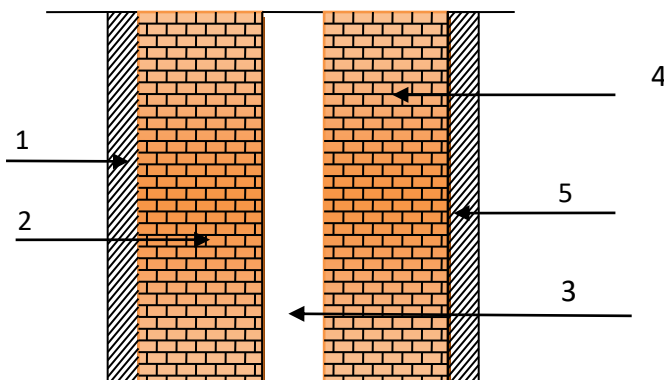


Figure II.7 : Coupe verticale du mur double cloison

Tableau II.4 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur) :

N°	Eléments	Epaisseur(m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Lame d'aire	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	9	0.90
5	Enduit plâtre sur la face intérieure	0.02	10	0.20
Charge permanente totale				G_t=2.36

• **Mur intérieur :**

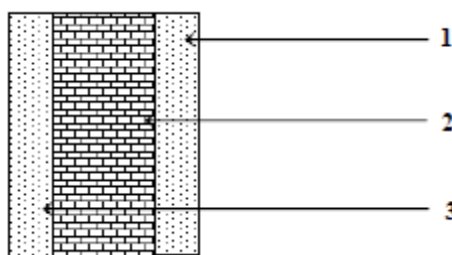


Fig II.8 : Coupe verticale du mur intérieur.

Tableau II.5: Valeur de la charge de la maçonnerie (mur intérieur) :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	enduit plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	9	0.90
3	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale				G_t =1.3

b).Les surcharges d’exploitations :

Les surcharges d’exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2**comme suit :

- Plancher terrasse..... $Q= 1,00 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d’habitation $Q= 1,50 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Plancher RDC à usage d’habitation..... $Q= 1,50 \text{ KN} / \text{m}^2$
- L’acrotère..... $Q= 1,00 \text{ KN} / \text{ml}$
- L’escalier..... $Q= 2,50 \text{ KN} /$
- Les balcons..... $Q= 3,50 \text{ KN} / \text{m}^2$

II.4.2. Détermination de l’effort NS par la descente de charges :

• **Surface d’influence**

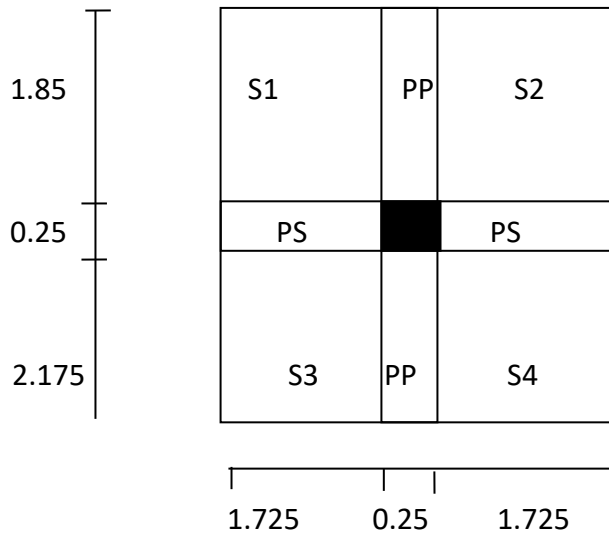


Figure II.9 : Surface d’influence du poteau le plus sollicité.

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

Avec:

$$S1 = 1.725 \times 1.85 = 3.19 \text{m}^2.$$

$$S2 = 1.725 \times 1.85 = 3.19 \text{m}^2$$

$$S3 = 1.725 \times 2.175 = 3.75 \text{m}^2$$

$$S4 = 1.725 \times 2.175 = 3.75 \text{m}^2$$

$$S_t = 3.19 + 3.19 + 3.75 + 3.75 = 13.88 \text{m}^2$$

$$S = 13.88 \text{m}^2$$

1. Les charges permanentes :

• **Poids des planchers :**

-Plancher terrasse :

$$G_t = 5.88 \times 13.88 = 81.61 \text{KN}$$

-Plancher étage courant :

$$P = 5.55 \times 13.88 = 77.03 \text{KN}$$

• **Poids des poutres :**

-Poutres principales :

$$P_p = 0.30 \times 0.35 \times 4.025 \times 25 = 10.57KN$$

- Poutres secondaires :

$$P_s = 0.25 \times 0.3 \times 3.45 \times 25 = 6.47KN$$

D'où le poids total des poutres :

$$P_t = 10.57 + 6.47 = 17.04KN$$

$$P_t = 17.04KN$$

• **Poids des poteaux**

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leurs poids, a partir de RPA99(modifiée 2003) nous avons fixé les dimensions suivantes pour tous les poteaux de notre structure:

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 25cm \\ H = 25cm \end{array} \right.$$

$$P_{pot} = (a \times b) \times h_{pot} \times \rho_b$$

Poids des poteaux RDC :

$$P_{pot} = (0.25 \times 0.25) \times 4.08 \times 25 = 6.375KN$$

Poids des poteaux étage courant :

$$P_{pot} = (0.25 \times 0.25) \times 3.06 \times 25 = 4.78KN$$

2. Surcharges d'exploitation

a) Loi de dégression des charges :

D'après le règlement DTR B.C.2.2, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considéré comme indépendants, c'est le cas des bâtiments à usage d'habitation. Les niveaux occupés par les locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étage intervenant dans la loi de dégression des charges.

Le nombre minimum du niveau pour tenir compte de la loi de dégression est de cinq niveaux, ce qui est le cas de notre bâtiment.

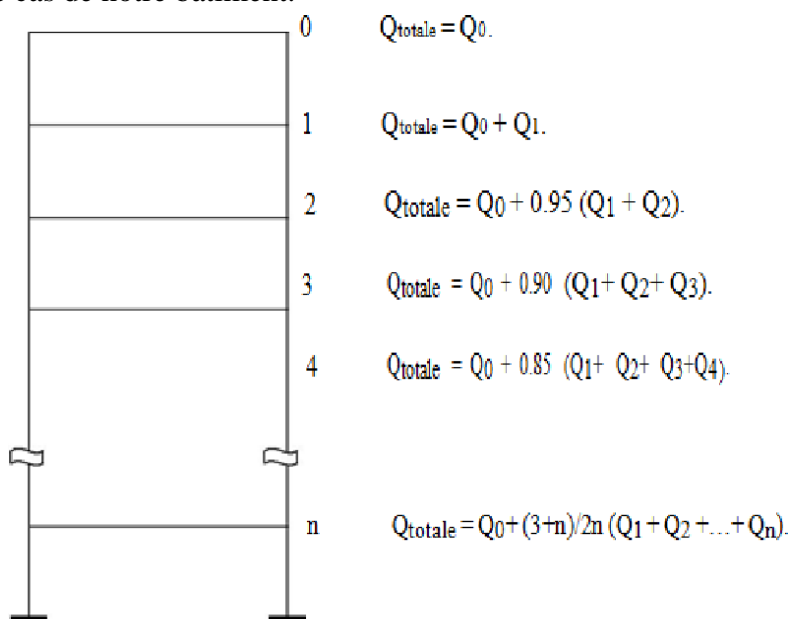


Figure II.10 : Loi de dégression des charges.

La loi de dégression est donnée par la formule suivante :

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

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

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

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

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

b) Coefficients de dégression des surcharges :

La surface d'influence : $S = 13.88 \text{ m}^2$

Plancher terrasse $Q_0 = 1,00 \times 13.88 = 13.88 \text{ KN}$

Plancher d'étage courant + RDC : $Q_1 = Q_2 = \dots = Q_7 = 1,50 \times 13.88 = 20.82 \text{ KN}$

n	0	1	2	3	4	5	6	7
NIV	7	6	5	4	3	2	1	0
COEF	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714

c) Calcul des surcharges :

Niveau07 ... $Q_0 = 13.88 \text{ KN}$

Niveau06 ... $Q_0 + Q_1 = 13.88 + 20.82 = 34.7 \text{ KN}$

Niveau05 ... $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 13.88 + 0.95(20.82 \times 2) = 53.438 \text{ KN}$

Niveau04 ... $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13.88 + 0.90(20.82 \times 3) = 70.094 \text{ KN}$

Niveau03 ... $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13.88 + 0.85(20.82 \times 4) = 84.668 \text{ KN}$

Niveau02 ... $Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13.88 + 0.80(20.82 \times 5) = 97.16 \text{ KN}$

Niveau01 ... $Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13.88 + 0.75(20.82 \times 6) = 107.57 \text{ KN}$

RDC. $Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 13.88 + 0.714(20.82 \times 7) = 117.74 \text{ KN}$

Tableau II.7: descente de charges sur le poteau :

Niv	Charges permanente et surcharges (KN)						Sections des poteaux (cm ²)		
	G _{plancher}	G _{poutres}	G _{poteaux}	G _{total}	G _{cum}	Q _{cum}	N=G _c +Q _c	S _{trouvée}	S _{adoptée}
7	81.61	17.04	0,00	98.65	98.65	13.88	112.53	75.02	35x35
6	77.03	17.04	4.78	98.85	197.5	34.7	232.2	154.8	35x35
5	77.03	17.04	4.78	98.85	296.35	53.44	349.79	234.58	40x40
4	77.03	17.04	4.78	98.85	395.2	70.09	465.29	314.36	40x40
3	77.03	17.04	4.78	98.85	494.05	84.66	578.71	394.14	40x40
2	77.03	17.04	4.78	98.85	592.9	97.16	690.066	473.92	45x45
1	77.03	17.04	4.78	98.85	691.75	107.57	797.32	553.7	45x45
rdc	77.03	17.04	6.38	100.45	792.2	117.74	909.94	634.54	45x45

Tableau II.8: Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99(Art 7.4.1)

Les étages	Poteaux (bxh)	Conditions exigées par le RPA	Valeur calculée	Observation
6+7	35x35	Min(b,h)≥25cm	Min(b,h)=35cm	Condition Vérifiée
		Min (b,h)≥h _e /20	h _e /20=14.3cm	Condition Vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition Vérifiée
3+4+5	40x40	Min(b,h)≥25cm	Min(b,h)=40cm	Condition Vérifiée
		Min (b,h)≥h _e /20	h _e /20=14.3cm	Condition Vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition Vérifiée
1+2	45x45	Min(b,h)≥25cm	Min(b,h)=45cm	Condition Vérifiée
		Min (b,h)≥h _e /20	h _e /20=14.3cm	Condition Vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition Vérifiée
RDC	45X45	Min(b,h)≥25cm	Min(b,h)=45cm	Condition Vérifiée
		Min (b,h)≥h _e /20	h _e /20=19.4cm	Condition Vérifiée
		1/4<b/h<4	b/h =1cm	Condition Vérifiée

II.4. Vérifications au flambement :

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

Il faut vérifier que l’élancement λ des poteaux est :

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

Avec

l_f: longueur de flambement (l_f = 0.7l₀)

i : rayon de giration (i = √(I/S)).

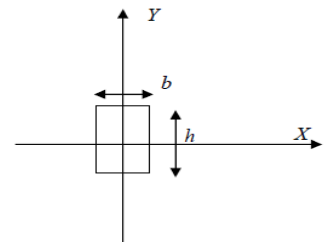
l₀: hauteur libre du poteau.

S : section transversale du poteau (b × h).

I : moment d’inertie de la section du poteau par rapport à l’axe xx (axe faible)

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b \cdot h^3}{12 \cdot b \cdot h}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{h} .$$



On vérifie avec $\lambda_{\max} = \frac{l_f}{i_{\min}}$ tel que $i_{\min} = \frac{b^3 \times h}{12}$

Tableau II.9: Vérification au flambement :

Les étages	Poteaux (bxh)	Conditions	Valeur calculée	Observation
6+7	35x35	$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	19.81 ≤ 50	Condition Vérifiée
3+4+5	40x40	$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	17.33 ≤ 50	Condition Vérifiée
1+2	45x45	$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	15.41 ≤ 50	Condition Vérifiée
RDC	45x45	$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$	20.90 ≤ 50	Condition Vérifiée

N.B : Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Remarque :

Selon les dégâts constatés lors du séisme de 21 Mai 2003 à Boumerdès, il est recommandé de concevoir des poteaux forts et poutres faibles (Inerties des poteaux doit être supérieure à celles des poutres) afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau. Ceci nous a conduits à augmenter la section de nos poteaux afin de respecter les recommandations des experts lors du séisme dernier.

II.5. Conclusion :

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

- Hauteur du plancher ht = 20cm soit un plancher de 16+4 cm.
- Section des poutres principales (30x35) cm²
- Section des poutres secondaires (25x30) cm².
- Sections des poteaux :
 - (45x45) cm² pour RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage
 - (40x40) cm² pour les niveaux 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} étage
 - (35x35) cm² pour les niveaux, 6^{ème}, et 7^{ème} étage
- Epaisseur des voiles : e = 20cm.
- Epaisseur dalles pleines (Balcons) : e_p = 15cm.

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les prochains chapitres

The page features three decorative elements consisting of concentric circles in shades of blue. One large circle is in the top right, a smaller one is in the middle right, and another large one is in the bottom right. Two thin blue lines originate from the top left and extend towards the middle-right circles.

Chapitre III : Calcul des éléments

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux tels que l'acrotère, les escaliers et le calcul des éléments structuraux tels que les planchers.

1.L'acrotère :

III.1.1. Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse. Il est assimilé à une console encastré dans le plancher et est soumis à son poids propre « G » et à une force latérale due à la main courante appliquée horizontalement « Q = 1KN/ml » provoquant ainsi, un moment de renversement dans la section d'encastrement. Le calcul des armatures se fait à L'ELU et la vérification à L'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « G » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr ».

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

Avec $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \\ \theta = 1 \end{cases}$

• Dimensions de l'acrotère :

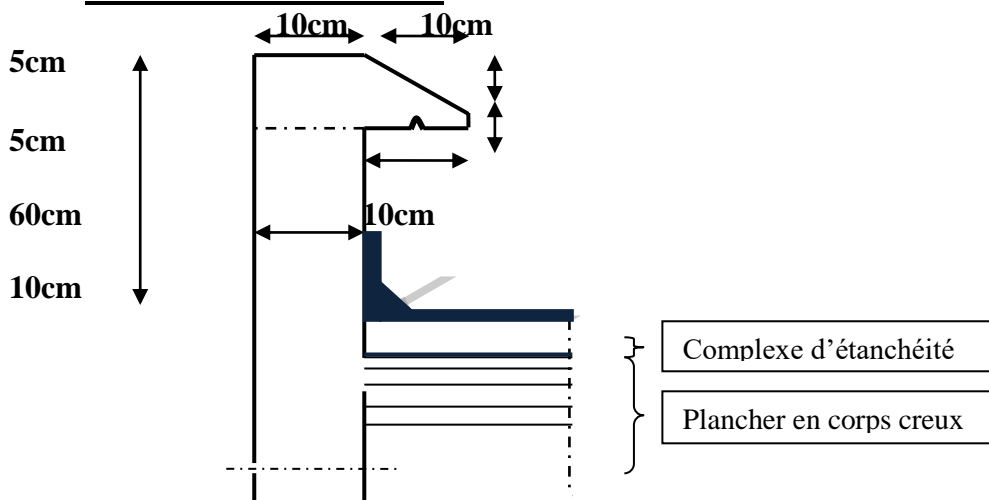


Figure III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère

III.1.2. Détermination des sollicitations pour une bande unitaire :

• Poids propre de l'acrotère :

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

$$G_{acr} = 25 \times [(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.05) + (0.1 \times 0.05 / 2)]$$

$$G_{acr} = 1.687 \text{ [KN/ml]}$$

Avec :

ρ : Masse volumique du béton

S : Section transversale

• Surcharge d'exploitation :

$$Q_{acr} = 1 \text{ KN}$$

• Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

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

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

III.1.3. Combinaisons de charges :

a) A l'état limite ultime ELU :

La combinaison de charges est donnée par (ART A.3.3-2-1 du BAEL 91) :

1,35 G + 1,5 Q

. Effort normal de compression dû au poids propre (G) :

$$N_u = 1,35 \times G$$

$$N_u = 1,35 \times 1,687 = 2,28 \text{ KN/ml}$$

. Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante :

$$V_u = 1,50 \times Q$$

$$V_u = 1,50 \times 1 = 1,50 \text{ KN/ml}$$

. Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$M_u = 1,50 \times M_Q$$

$$M_u = 1,50 \times 0,60 = 0,90 \text{ KN.m}$$

b) A l'état limite de service ELS :

La combinaison de charges est donnée par (l'article A.3.3-3 du BAEL 91) : **G + Q**

- Effort normal de compression dû au poids propre (G) :

$$N_s = G$$

$$N_s = 1,687 \text{ KN/ml}$$

- Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante :

$$V_s = Q$$

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

- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$M_s = M_Q$$

$$M_s = 0,60 \text{ KN.m}$$

c) Diagrammes des efforts internes :

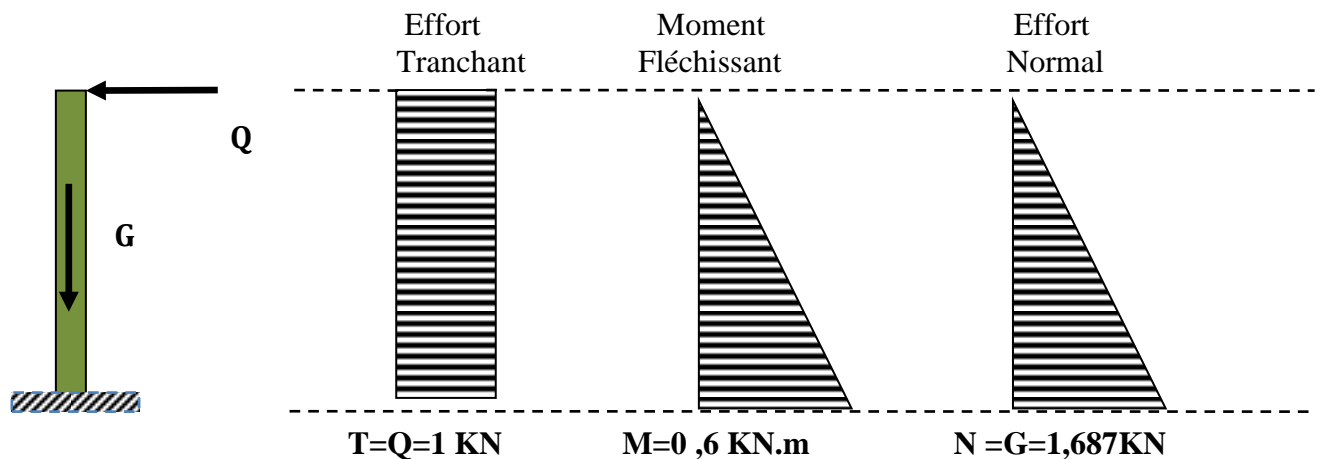


Figure III.1.3 : Diagrammes des efforts internes.

III.1.4. Le Ferrailage :

Le travail consiste en premier lieu à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u . En seconde partie, une vérification de la section à l'ELS.

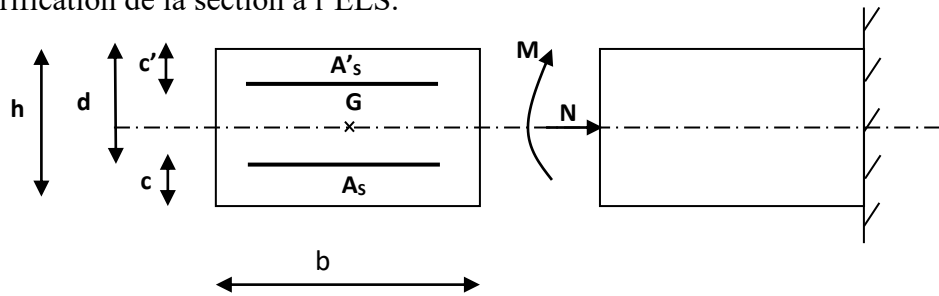


Figure III.1.4 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.

- h= 10 cm
- b = 100 cm
- c = c' = 3 cm
- d = h - c = 10 - 3 = 7 cm

A. Calcul à L'ELU :

➤ **Position de centre de pression :**

Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

C_p : centre de pression.

e_u : excentricité.

C' : l'enrobage qui vaut 3[cm].

N_u : effort de compression

$$\left. \begin{aligned} e_u &= \frac{0.9}{2.28} = 0.395m = 39.5cm \\ \frac{h}{2} - C &= \frac{10}{2} - 3 = 2cm \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_u = 39.5cm > \frac{h}{2} - C = 2cm$$

Le centre de pression de l'effort normal (Point d'application) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. L'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est **partiellement comprimée (SPC)**.

⇒ Elle est calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f », puis on déduit la section d'armatures réelles « A_s » en flexion composée.

➤ **Calcul de la section d'armatures en flexion simple :**

✚ **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g$$

Avec :

g : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c$$

$$g = 39.5 + \frac{10}{2} - 3 = 41.5 \text{ cm}$$

D'où

$$M_f = 2.28 \times 0.415 = 0.946 \text{ KN.m}$$

$$M_f = 946000 \text{ N.mm}$$

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{946000}{(1000)(70)^2 \cdot 14.20} = 0.0136$$

$$\mu = 0.0136 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{La section est simplement armée (SSA)}$$

Calcul des armatures fictives en flexion simple (A_{stf}) :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \cdot \sigma_{st} \cdot d}$$

Avec :

σ_{st} : La contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \text{ et } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0136}) = 0.0171$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times 0.0171 = 0.9931$$

$$\alpha = 0.0171 \text{ d'où } \beta = 0.993$$

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

$$A_{stf} = \frac{946000}{0.993 \times 348 \times 70} = 39.11 \text{ mm}^2 \longrightarrow A_{stf} = 0.391 \text{ cm}^2$$

B-Calcul des armatures réelles en flexion composée (A_{st}):

$$A_{st} = A_{stf} - A'_{st} \rightarrow A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 0.391 - \frac{2280}{348 \times 10^2} = 0.325 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.325 \text{ cm}^2 A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

III.1.5. Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité du béton (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \times \frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \\ e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.6875} = 0.355 \text{ m} = 35.5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1 \times 10^2}{400 \times 10^2} \times 100 \times 7 \times \frac{35.5 - 0.45 \times 7}{35.5 - 0.185 \times 7} = 0.800 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{st} = 0.325 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0.800 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min} \geq A_{st} \Rightarrow A_s = \max(A_{st}; A_{\min}) \Rightarrow A_s = 0.800 \text{ cm}^2$$

⇒ la condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, on adopte la section minimale.

$A_s = A_{\min} = 0.792 \text{ cm}^2 \rightarrow$ la section d'acier est **5HA8=2,51cm²** Avec un espacement :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_r = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$ Avec un espacement : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2$

2. Vérification aux cisaillements : (BAEL 91/Art A.5.1)

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{ MPa}$$

Avec :

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

τ_u : Contrainte de cisaillement

D'où :

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5}; 4 \right\} \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 2.5; 4 \} \text{ MPa} \implies \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{ MPa} \ll \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

\implies La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

3. Vérification de l'adhérence et d'entraînement des barres : (BAEL91/Art A.6.1.3) :

Il faut vérifier :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s : \text{Coefficient de scellement droit ; } \begin{cases} \Psi_s = 1.5 \rightarrow HA \\ \Psi_s = 1 \rightarrow RL \end{cases}$$

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

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6 \text{ mm} \quad ; \quad n : \text{nombre de barres}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 125.6} = 0.190 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.190 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

⇒ Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres. Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91) :

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

$$L_s = \frac{\sigma f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28}$$

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

Alors :

$$L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.835} = 282.2 \text{ mm}$$

$$L_s = 28.22 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 30 \text{ cm}$$

III.1.6. Vérifications à L'ELS :

1. Etats limite de compression de béton (Art A.4.5.2/BAEL91)

a. Vérification des contraintes dans l'acier :

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

$$\text{Les aciers : } \begin{cases} HA : \Phi \geq 8 \text{ mm} \\ feE400 \Rightarrow \eta = 1.6 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.667; 201.636 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{ MPa}$$

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

Calcul β :

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

$$\rho = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 7} = 0.358 \rightarrow \beta = 0.907 \rightarrow K = 38.76$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3 \times 10^3}{0.907 \times 70 \times 2.51 \times 10^2} = 37.651 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 37.651 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{MPa} > \sigma_{st} = 37.651 \text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{37.651}{38.76} = 0.971 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.971 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA99/Art 6.2.3)

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

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

$$A=0,15 \rightarrow \begin{cases} \text{Tizi ouzou Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 02} \end{cases}$$

C_p : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6- 1.RPA modifier 2003)

Pour notre cas $C_p=0,8$ (élément en console).

W_p = Poids de l'élément considéré $W_p = G = 1.687 \text{ KN/ml}$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,687 = 0,81 \text{ KN/ml}$$

Vérifions que $F_p < Q$

$$F_p = 0,81 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \quad \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

III.1.7. Conclusion :

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

On adopte le ferrailage suivant :

-02 nappes d'armatures

- Armatures principales : 5HA8/ml = 2,51cm²/ml avec un espacement $S_t = 20\text{cm}$.

- Armatures de répartition : 4HA8/ml = 2.01cm²/ml avec un espacement $S_t = 25\text{cm}$.

III.1.8. Plan de ferrailage de l'acrotère :

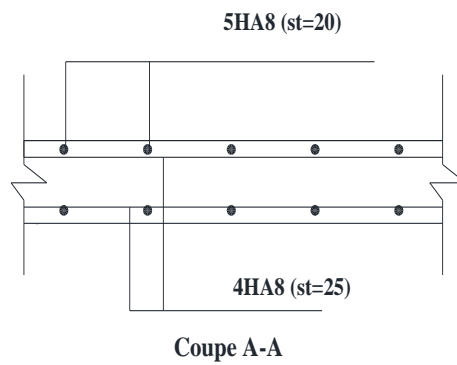
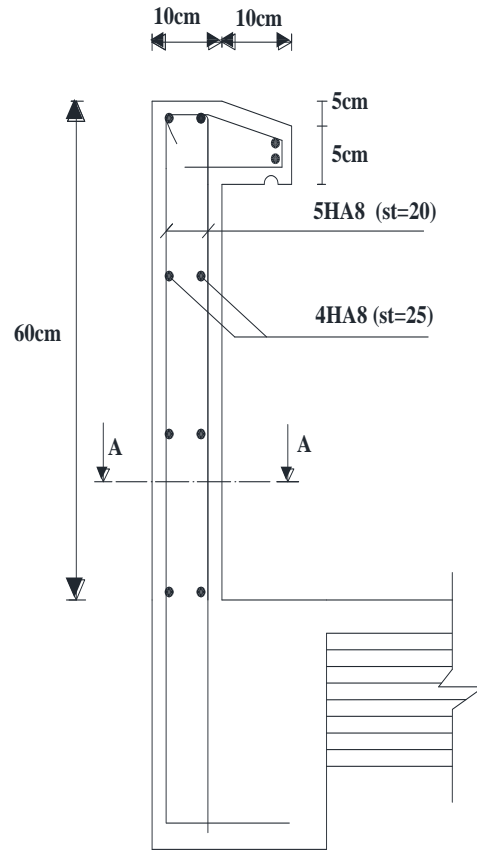


Figure III.1.5 : Ferrailage de l'acrotère

2. Balcon :**III.2.1. Introduction :**

Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps de hauteur $h=1\text{m}$ en brique creuse de 10cm d'épaisseur. Ces balcons sont assimilés à une console encastree au niveau de la poutre de rive du plancher.

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est déterminée par la condition de résistance à la flexion suivante :

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

L : La largeur du balcon ($L_{\text{max}} = 150\text{cm}$).

$$e_p \geq \frac{150}{10} = 15\text{cm}$$

On prend : $e_p = 15\text{ cm}$.

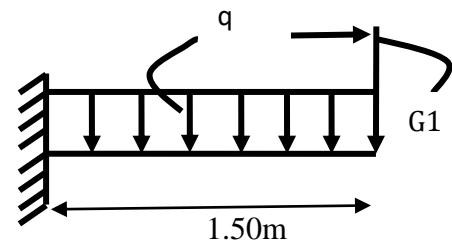
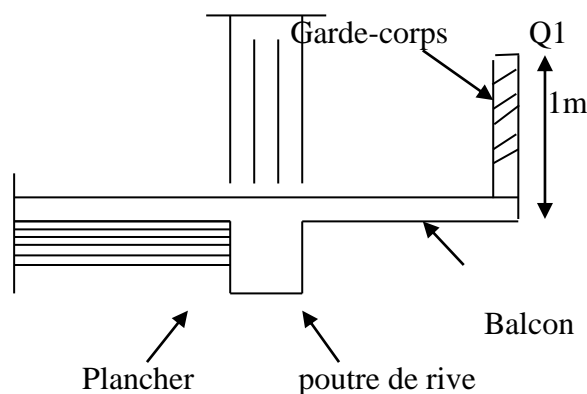


Figure III.2.1: Coupe verticale d'un balcon

Figure III.2.2: Schéma statique du balcon

q : charge pondérée de la dalle.

$Q1$: charge d'exploitation due à la main courante sur le garde-corps.

$G1$: poids propre du garde-corps.

-On estime le poids propre du balcon comme suit :

Le balcon se calcule comme une console encastree au niveau de la poutre de rive du plancher. Soumise à son poids propre à une charge horizontale plus le Poids propre du garde-corps. Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1m de longueur, dont la section est soumise à la flexion simple.

III.2.2. Détermination des charges et surcharges :**1. Charges permanentes :**

La charge permanentes du balcon est $G=6.64\text{KN/ml}$ (calculé déjà dans le chapitre 2)

2. Charge concentrée (Poids propre du garde-corps) :

p_{mur} = poids de la brique creuse + 2 x (poids de l'enduit en ciment, ($e_p= 2\text{cm}$)).

Tableau III.2.1: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps :

Eléments	Charges permanentes (KN/m^2)	Résultats (KN/m^2)
Brique ($e_p=0.1\text{m}$)	9×0.10	0.90
Enduit de ciment ($e_p=2\text{cm}$)	$18 \times 0.02 \times 2$	0.72
La charge totale G		1.62

3. Surcharge d'exploitation :

Charge due à la main courante $Q_1 = 1 \text{ kN/m}^2$

Charge d'exploitation du balcon..... $Q=3.5 \text{ kN/m}^2$ (donnée par le DTR **BC2.2**)

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

$G = 5.39 \text{ kN/ml}$

$G_1 = 1.62 \text{ kN/ml}$

$Q_1 = 1 \text{ kN/ml}$

$Q = 3.5 \text{ kN/ml}$

III.2.3. Combinaisons de charges :**A l'ELU**

- **Dalle** : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.39 + 1.5 \times 3.5 = 12.53 \text{ kN/ml}$.
- **Garde-corps** : $q_{u1} = 1.35G_1 = 1.35 \times 1.62 = 2.18 \text{ kN/ml}$.
- **Main courante** : $q_{u2} = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN/ml}$.

A l'ELS

- **Dalle** : $q_s = G + Q = 5.39 + 3.5 = 8.89 \text{ kN/ml}$.
- **Garde-corps** : $q_{s1} = G_1 = 1.62 \text{ kN/ml}$.
- **Main courante** : $q_{s2} = Q_1 = 1 \text{ kN/ml}$.

III.2.4. Ferrailage du balcon**1. Calcul du moment sollicitant :****A l'ELU**

- ❖ Moment dû à la charge q_u : $M_1 = q_u \frac{l^2}{2}$
- ❖ Moment dû à poids du garde-corps : $M_2 = q_{u1} \times L$

Le moment total est :

$$M_u = M_1 + M_2$$

$$M_u = 12.53 \times \frac{1.50^2}{2} + 2.18 \times 1.50 = 17.36 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 17.36 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

De même que pour l'ELU ; on trouve :

$$M_s = 8.89 \times \frac{1.50^2}{2} + 1.62 \times 1.50 = 12.43 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 12.43 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des armatures à l'ELU

• Armatures principales :

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

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}; c = 3 \text{ cm}; d = 12 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}$$

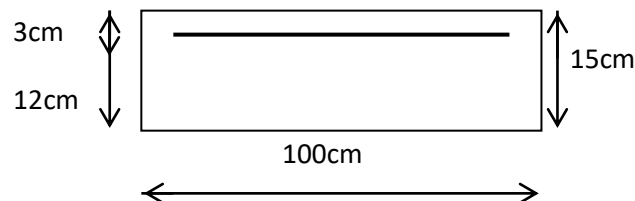


Figure.III.2.3. Disposition des armatures principales du balcon

$$\mu_u = \frac{17.36 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.084$$

$$\mu_u = 0.084 < 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée}$$

$$\mu_u = 0.084 \Rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_{st} \times d}$$

$$A_{st} = \frac{17.36 \times 10^3}{0.956 \times 348 \times 12} = 4.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 4.34 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA12 = 6.16 cm²** avec **St = 25 cm.**

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 1.54 \text{ cm}^2$$

Soit une section de **4HA8= 2.01cm²** avec **S_t= 25cm.**

III.2.5. Vérifications à l'ELU :

1. Conditions de non fragilité BAEL91/ Art A.4.2.1)

La section des armatures longitudinales doit satisfaire la condition suivante :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 12 = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{st} = 6.16 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A_{\min} \leq A_{st} \Rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

2. Vérification de l'entraînement des barres (BAEL91/Art A.6.1.3) :

On doit vérifier :

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

Avec :

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Psi_s : \text{Coefficient de scellement droit ; } \begin{cases} \Psi_s = 1.5 \rightarrow HA \\ \Psi_s = 1 \rightarrow RL \end{cases}$$

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

Avec :

$$V_u = q_u \times L + q_{u1} = 12.53 \times 1.5 + 2.18 = 20.97 \text{ KN}$$

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3,14 \times 14 = 175.84 \text{ mm} \quad ; \quad n : \text{nombre de barres.}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{20.97 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 175.84} = 1.1 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.1 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

3.Vérification au cisaillement : (BAEL 91/Art A.5.1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right\} \text{MPa}$$

Avec :

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

τ_u : Contrainte de cisaillement

D'où :

$$\tau_u = \frac{20.97 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.174 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5}; 4 \right\} \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{2.5; 4\} \text{MPa} \implies \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.174 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

4.Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91) :

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

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28}$$

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

Alors :

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{cm}$$

$$L_s = 49.38 \text{cm}$$

Soit : $L_s = 50 \text{cm}$

Comme L_s dépasse l'épaisseur de la poutrelle armatures doivent comportées des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochet « L_c » est : $0.4L_s = 20 \text{cm}$

Donc : $L_c = 20 \text{cm}$.

5.Vérification de l'espacement des barres : (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)

❖ **Armatures principales :**

$$S_{t1} = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures de répartition :**

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.6. Vérification à l'ELS :

Dalle : $q_s = G+Q = 5.89+3.5=8.89 \text{ kN/ml.}$

Garde-corps : $q_{s1} = G1 = 1.62 \text{ kN/ml.}$

Main courante : $q_{s2} = Q1 = 1 \text{ kN/ml.}$

$M_s = 12.43 \text{ KN.m}$

1. Etat limite de compression de béton :(Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

a. Vérification des contraintes dans l'acier :

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

Les aciers : $\begin{cases} HA : \Phi \geq 8 \text{ mm} \\ feE400 \Rightarrow \eta = 1.6 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266.667; 201.636\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{ MPa}$$

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

Calcul β :

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

$$\rho = \frac{100 \times 6.16}{100 \times 12} = 0.514 \rightarrow \beta = 0.852 \rightarrow K = 31.3$$

$$\sigma_{st} = \frac{12.43 \times 10^6}{0.852 \times 120 \times 6.16 \times 10^2} = 197.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 197.36 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 197.36 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{197.36}{31.3} = 4.91\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.3\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.7. Etat limite de déformation (Art B.6.5.2)

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

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

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

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

- **Vérification :**

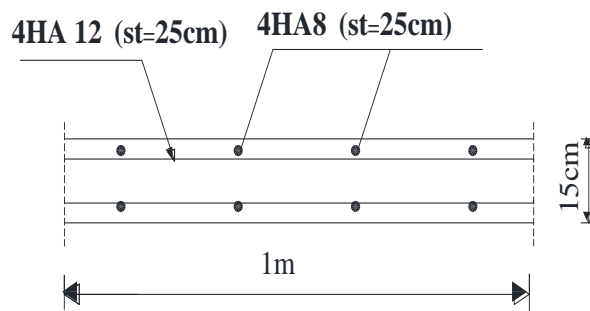
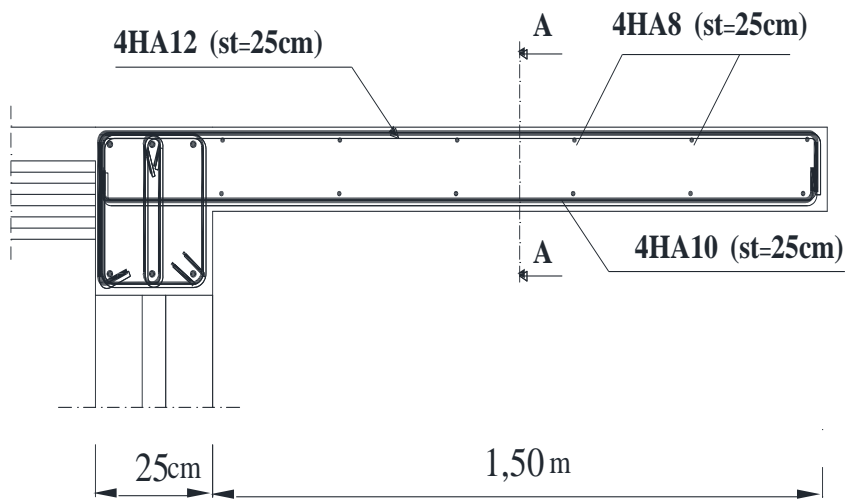
$$\frac{H}{L} = \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{6.16}{100 \times 12} = 0.0051 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{12.43}{10 \times 12.43} = 0.1 \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées. Le calcul de la flèche n'est donc pas nécessaire.

III.2.8. Schéma de ferrailage :



Coupe A-A

Figure III.2.4. Plan de ferrailage du balcon

3-L'escaliers :III.3.1. Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé qui reposent simplement sur les paliers.

L'escalier de cet immeuble est conçu en béton armé coulé sur place. L'escalier du sous-sol, du RDC et des étages courant sont à deux volées avec un palier intermédiaire.

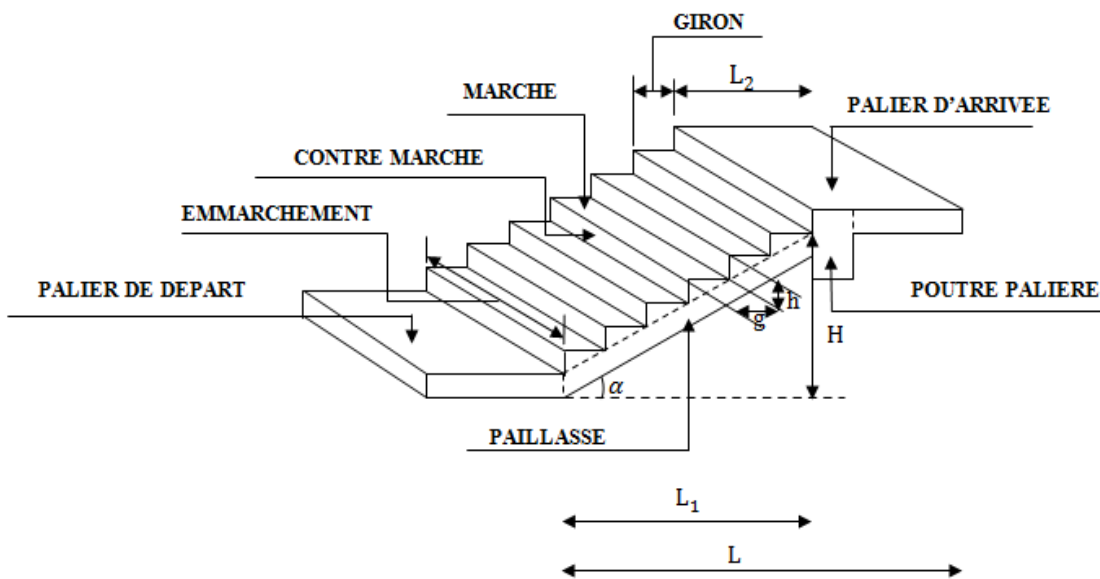


Figure III.3.1. Constituant d'un escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.
- **La contremarche** : est la partie verticale entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm. $14 \leq h \leq 18$
- **La hauteur de la contremarche (h)** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contremarches. $25 \leq g \leq 33$
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'emmarchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contremarches.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

III.3.2. Pré-dimensionnement de l'escalier :

Les escaliers seront pré dimensionné à l'aide de la **formule de BLONDEL**

$59 \leq 2h + g \leq 64cm$ En tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$h_{\text{contremarches}} = \frac{\text{hauteur d'étage}}{\text{nombre de contre marche}}$$

Le choix des dimensions résulte de conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage.

En pratique :

g : largeur des marches $25 \leq g \leq 33cm$

h : hauteur de la marche..... $14 \leq h \leq 18cm$

E : l'embranchement..... $E > 1m$

H : Hauteur de la volée.

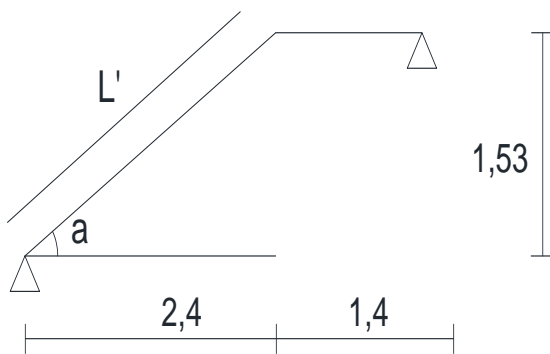
L1 : Longueur de la paillasse projetée.

L2 : Largeur du palier.

e_p : Epaisseur de la paillasse et du palier.

1. Escalier de l'étage courant :

On prend : $h_{\text{contremarches}} = 17 \text{ cm}$



• **Nombre de contre marches :**

La hauteur de l'étage courant $h=3,06m$

Donc : $H = \frac{h}{2} = \frac{306}{2} = 153cm$

$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$; soit $n=9$ contre marches

• **Nombre de marches :**

On aura alors : $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$ marches réparties sur une volée

- **Le giron :**

$$g = \frac{L}{n-1}$$

La ligne de foulé L représenté la trajectoire que suivra une personne empruntant l'escalier, cette ligne est toujours tracée a 50cm du collet de l'escalier.sa longueur est :

$$L=g(n-1) = 30 \cdot (9-1) = 240 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

- **Vérification de la relation de BLONDEL :**

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

$$2h+g= (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g = 64 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Emmarchement :**

$$E = 1.25 \text{ m.}$$

III.3.3. Pré-dimensionnement de la paillasse et du palier :

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

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

- **Angle d'inclinaison :**

$$\alpha = \arctg \frac{H}{L_1} = \arctg \frac{h}{g}$$

$$\alpha = \arctg \frac{153}{240} = 32.52^\circ$$

$$L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.52^\circ} = 2.85 \text{ m}$$

$$L' = L_1 + L_2 = 2.85 + 1.40 = 4.25$$

$$\frac{425}{30} < e_p < \frac{425}{20}$$

$$14.16 < e_p < 21.25 \text{ donc on prend } e_p = 15 \text{ c}$$

✓ Donc l'épaisseur de la paillasse et du palier est de : 15 cm

III.3.4. Calcul des charges reprises par l'escalier :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, Nous pourrions admettre que leur poids est uniformément réparti sur la paillasse, le calcul se fera pour 1ml d'embranchement et pour une bande de 1 m de projection horizontale. Ainsi, L'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée soumise à la flexion simple.

a- Charges permanentes :➤ **Volée :**

Désignation	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
paillasse	0.17	25	4.44
marche	0.085	25	2.125
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Garde-corps	-	-	0.2
Lit de sable	0.03	18	0.54
G total			8.145 KN/m²

Tableau III-3-1 : Charge permanent de la volée

➤ **Palier :**

Désignation	Epaisseur (m)	φ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
palier	0.15	25	3.75
Lit de sable	0.03	18	0.54
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Carrelage	0.02	22	0.44
G total			5.13KN/m²

Tableau III-3-2 : Charge permanent du palier

b- Surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation est donnée par le DTR.B.C.2.2, pour une construction à usage d'habitation et service elle est la même pour la volée et le palier **Q = 2,5 KN/ml**.

c- combinaison de charges :

L'état limite ultime (ELU) : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

- La volée : $q_u = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 8.145 + 1.5 \times 2.5) = 14.75$ KN/ml
- Le palier : $q_u = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.13 + 1.5 \times 2.5) = 10.68$ KN/ml
- Le mur : $q_u = 1.35G_m = 1.35 \times 1.794 = 2.42$ KN/ml

L'état limite de service (ELS) : $q_s = G + Q$

- La volée : $q_s = G_v + Q_v = (8.145 + 2.5) = 10.645$ KN/ml
- Le palier : $q_s = G_p + Q_p = (5.13 + 2.5) = 7.63$ KN/ml

- Le mur : : $q_s = 1G_m = 1 \times 1.794 = 1.794 \text{ KN/ml}$

La charge concentrée : Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur intérieur

$$G_m = \rho(H - e) = 1.30(1.53 - 0.15) = 1.794 \text{ KN/ml}$$

L'état limite de service (ELS) : $q_s = G + Q$

- La volée : $q_s = G_v + Q_v = (8.145 + 2.5) = 10.645 \text{ KN/ml}$
- Le palier : $q_s = G_p + Q_p = (5.13 + 2.5) = 7.63 \text{ KN/ml}$
- Le mur : : $q_s = 1G_m = 1 \times 1.794 = 1.794 \text{ KN/ml}$

La charge concentrée : Une charge concentrée (verticale) sur l'extrémité du palier due à la charge du mur intérieur

$$G_m = \rho(H - e) = 1.30(1.53 - 0.15) = 1.794 \text{ KN/ml}$$

Avec :

- ρ : poids volumique du mur intérieur
- H : hauteur du mur
- e : épaisseur du palier

$$p_u = 1.35 \times 1.794 = 2.42 \text{ KN/ml}$$

III.3.5. Calcul des moments et efforts tranchants à l'ELU :

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

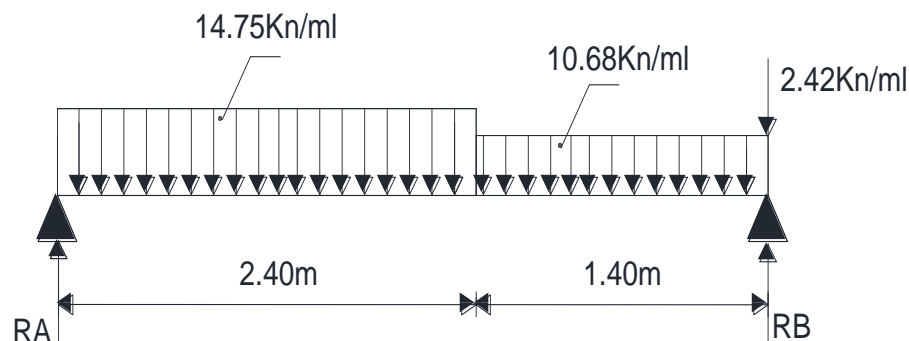


Figure III.3.2 : Schéma statique des volées à l'ELU.

• **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B - 14.75 \times 2.40 - 10.68 \times 1.4 - 2.42 = 0$$

$$R_A + R_B = 14.75 \times 2.40 + 10.68 \times 1.40 + 2.42 = 52.772KN$$

$$\sum M/A = 0$$

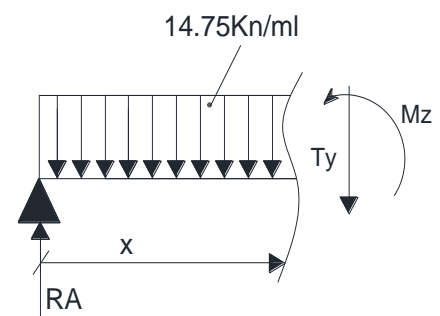
$$-R_B \times 3.80 + 14.75 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + 10.68 \times 1.4 \left(2.4 + \frac{1.4}{2} \right) + 2.42 \times 3.95 = 0$$

Donc : $R_B=25.80$ KN

$$R_A=26.972$$

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

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40m$:



• **Efforts tranchants :**

$$T_y(x) = -14.75x + 26.972$$

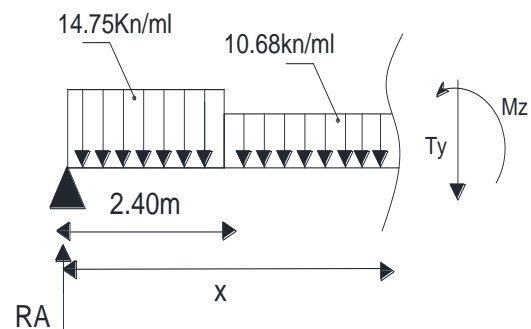
$$\begin{cases} T(x = 0) \rightarrow T_y = 26.972KN \\ T(x = 2.40) \rightarrow T_y = -8.428KN \end{cases}$$

• **Moments fléchissant :**

$$M_z(x) = 26.972x - 14.75 \frac{x^2}{2} =$$

$$\begin{cases} M_z(x = 0) \rightarrow M_z = 0 KN.m \\ M_z(x = 2.40) \rightarrow M_z = 22.253 KN.m \end{cases}$$

➤ 2^{eme} tronçon : $2.40 \leq x \leq 3.80m$:



- **Efforts tranchants :**

$$T_y(x) = -14.75(2.4) - 10.68(x-2.40) + 26.972$$

$$\begin{cases} T(x = 2.40) \rightarrow T_Y = -8.428 \text{ KN} \\ T(x = 3.80) \rightarrow T_Y = -23.38 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

$$M_z(x) = 26.972 - 14.75(2.40) \left[x - \frac{2.4}{2} \right] - \frac{10.68}{2} (x - 2.40)^2$$

$$\begin{cases} M_z(x = 2.40) \rightarrow M_z = 22.253 \text{ KN.m} \\ M_z(x = 3.80) \rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul du moment maximal $M_{z_{max}}$:**

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule d'où :

$$T_y(x) = \frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \rightarrow T_y = -14.75x + 26.972$$

D'où $x = 1.83 \text{ m}$.

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x=1.83 \text{ m}$.

$$\text{Donc : } M_{z_{max}} = 26.972(1.83) - 14.75 \frac{(1.83)^2}{2}$$

$$M_{z_{max}} = 24.66 \text{ KN.m}$$

- **Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités , on porte une correction à l'aide des coefficients pour le moment $M_{u_{max}}$ aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement

- **Aux appuis :**

$$M_{ua} = -0.3 M_{z_{max}} = -0.3 \cdot 24.66 = -7.40 \text{ KN.m}$$

- **En travées :**

$$M_{ut} = 0.85 M_{z_{max}} = 0.85 \cdot 24.66 = 20.961 \text{ KN.m}$$

Le résultat trouvé figure sur le diagramme ci-dessous :

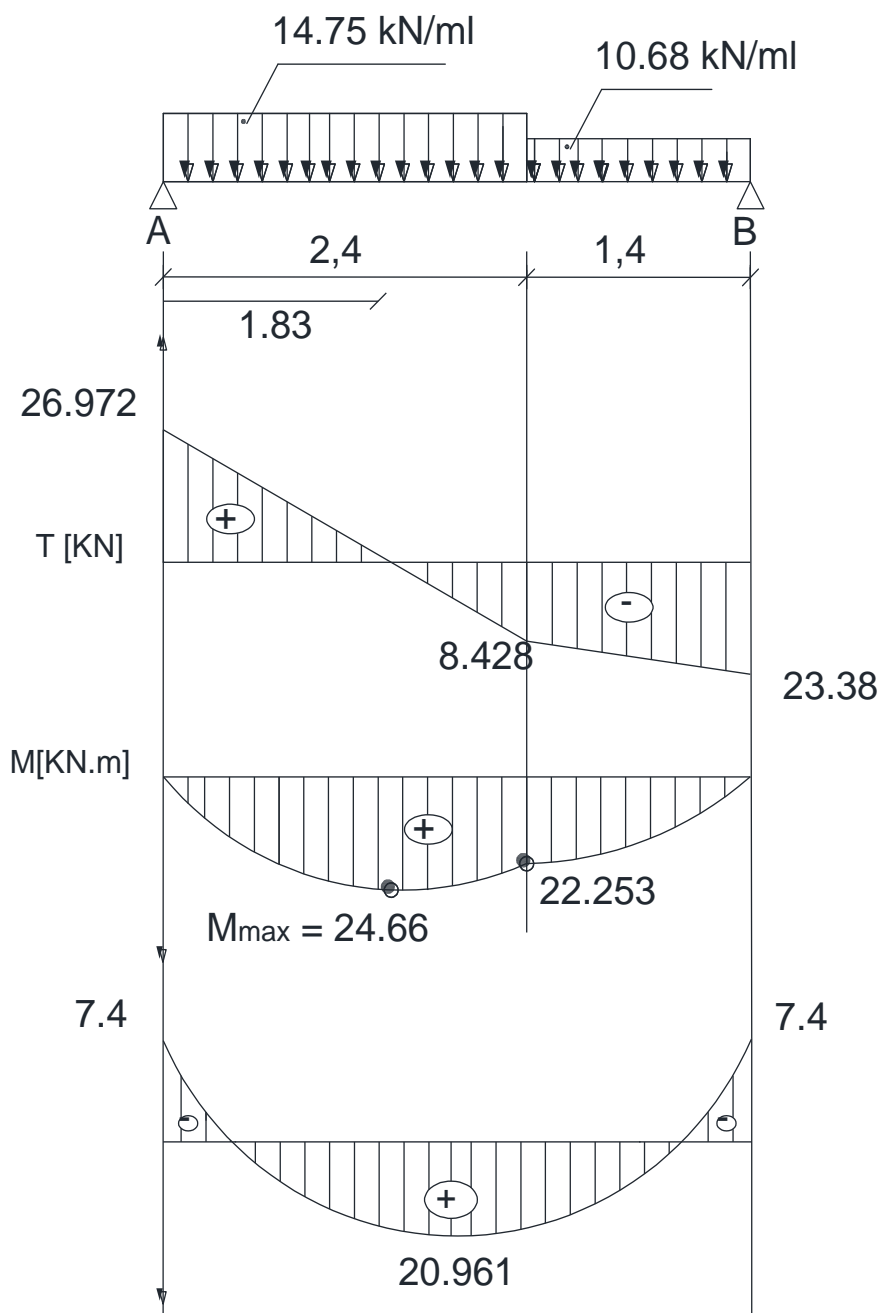


Figure III.3.3. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à L'ELU

III.3.6. Calcul des armatures :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bande de 1m et d'épaisseur ($e=15$ cm). En utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques sont :

$$B = 1\text{m} = 100\text{cm} , c = 2\text{cm} , d = 15 - 2 = 13\text{cm}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 0.85 \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 384 \text{ MPa}$$

- **En travée:**

-Armature principal:

$$M_t^{\max} = 20.961 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{20.961 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.086$$

$$0.086 < 0.392 \implies \text{SSA} \longrightarrow \text{tableau : } \beta = 0.955$$

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

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{20.961 \times 10^2}{0.955 \times 13 \times 34.8} = 4.85 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 4.85 \text{ cm}^2$ On opte pour **5HA12 = 5.65 cm²** avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

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

$A_r = 1.41 \text{ cm}^2$ On opte pour **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

- **Aux appuis :**

$$M_a^{\max} = 7.4 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{7.4 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.030$$

$0.030 < 0.392 \Rightarrow$ SSA \longrightarrow tableau : $\beta = 0.985$

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

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{7.4 \times 10^2}{0.985 \times 13 \times 34.8} = 1.66 \text{ cm}^2$$

$A_{st} = 1.66 \text{ cm}^2$ On opte pour **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

-Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

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

$A_r = 0.785 \text{ cm}^2$ On opte pour **4HA8 = 2.01 cm²** avec un espacement $St = 25 \text{ cm}$

III.3.7. Vérifications à effectuer à l'ELU :

- **Condition de non fragilité : [Art A.4.2 /B.A.E.L91] :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{appuis}} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

$A_{\text{travée}} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- **Espacement des barres [Art : A.8.2.4,2/BAEL91] :**

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

Armature principale :

$$\begin{cases} \text{En travée } S_t = 20 \leq \min(3h, 33) = 33\text{cm} \\ \text{Aux appuis } S_t = 25 \leq \min(3h, 33) = 33\text{cm} \end{cases} \dots \text{Condition vérifiée}$$

Armature de répartition :

$$\begin{cases} \text{En travée } S_t = 25 \leq \min(4h, 45) = 45\text{cm} \\ \text{Aux appuis } S_t = 25 \leq \min(4h, 45) = 45\text{cm} \end{cases} \dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement : (art A.5.1/ BAEL91) :**

La fissuration est peu préjudiciable, donc :

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

$$\text{Avec } \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{ct28}; 5\text{MPa} \right\} \end{cases}$$

$$T_u^{\max} = 26.972\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{26.972 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.21\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.21\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u 3.33\text{MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

• **Vérification de la condition d'adhérences et d'entraînement des barres : (Art A.6.1.3 / BAEL 91) :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

• **En travée :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 12 = 188.4\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26.972 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 1.22\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.22 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26.972 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 1.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.83 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91) :

Elle correspond a la longueur d'acier ancre dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demande a la barre puisse mobilise.

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28}$$

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

Pour $\emptyset = 1.2 \text{ cm}$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

$$L_s = 45 \text{ cm}$$

Pour $\emptyset = 1 \text{ cm}$

$$L_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

$$L_s = 37 \text{ cm}$$

Vue que la longueur de scellement est importante, les règles BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet $\langle\langle L_c \rangle\rangle$ est au moins égale a $0.4L_s$ pour les aciers H.A.

Pour les HA 10 :

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 37 \Rightarrow L_c = 15 \text{ cm}$$

Pour les HA 12 :

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 45 \Rightarrow L_c = 18 \text{ cm}$$

• Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A.5.1, 3 /BAEL91)

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{ab} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2T_u}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 26.972 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 1000} = 0.46\text{MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.46\text{MPa} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• Influence effort tranchant sur armatures :(Art 5.1. 3 / BAEL91) :

On doit vérifier

$$A_{st \text{ min } a \text{ ancre}} \geq \frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$\frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{26.972 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.7\text{cm}^2$$

$$A_{st \text{ min } a \text{ ancre}} = 5.65\text{cm}^2 \geq \frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0.77\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.3.8. Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS :

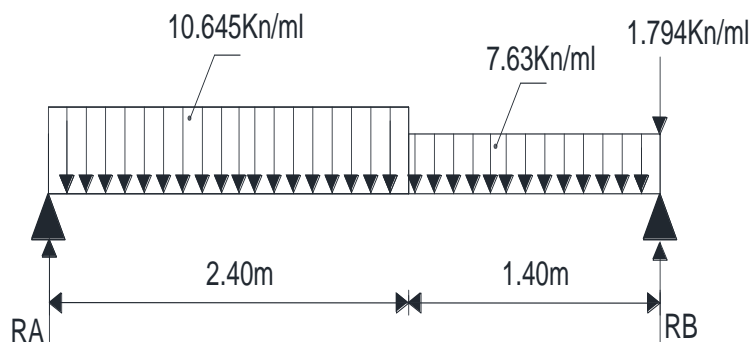


Figure III.3.4. Schéma statique de calcul a l'ELS

• **Calcul des réactions d'appuis :**

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B - 10.645 \times 2.40 - 7.63 \times 1.40 - 1.794 = 0$$

$$R_A + R_B = 10.645 \times 2.40 + 7.63 \times 1.40 + 1.794 = 38.024KN$$

$$\sum M/A = 0$$

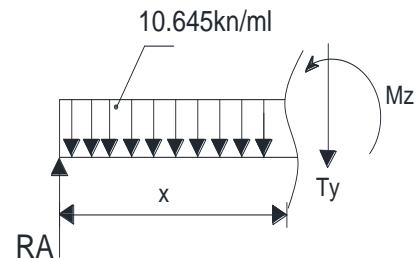
$$-R_B \times 3.80 + 10.645 \times 2.4 \times \frac{2.4}{2} + 7.63 \times 1.4 \left(2.4 + \frac{1.4}{2} \right) + 1.794 \times 3.80 = 0$$

Donc : $R_B=17.63$ KN

$$R_A=20.394$$

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

➤ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.40m$:



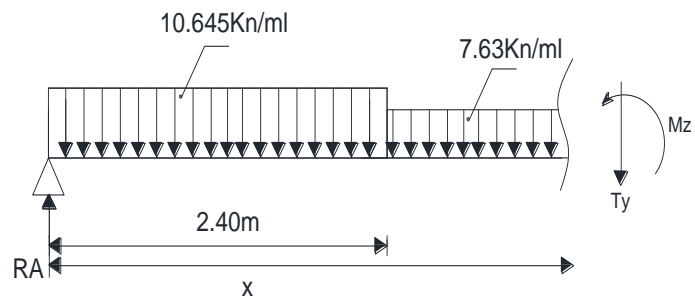
• **Efforts tranchants :**

$$T_y(x) = -10.645x + 20.394 \quad \begin{cases} T(x = 0) \rightarrow T_Y = 20.394KN \\ T(x = 2.40) \rightarrow T_Y = -5.154KN \end{cases}$$

• **Moments fléchissant :**

$$M_z(x) = 20.394x - 10.645 \frac{x^2}{2} = \quad \begin{cases} M_z(x = 0) \rightarrow M_z = 0 KN.m \\ M_z(x = 2.40) \rightarrow M_z = 18.288 KN.m \end{cases}$$

➤ 2^{eme} tronçon : $2.40 \leq x \leq 3.80m$:



- **Efforts tranchants :**

$$T_y(x) = -10.645(2.4) - 7.63(x-2.40) + 20.394$$

$$\begin{cases} T(x = 2.40) \rightarrow T_Y = -5.154KN \\ T(x = 3.80) \rightarrow T_Y = -15.836KN \end{cases}$$

- **Moment fléchissant :**

$$M_z(x) = 20.394 - 10.645(2.40) \left[x - \frac{2.4}{2} \right] - \frac{7.63}{2} (x - 2.40)^2$$

$$\begin{cases} M_z(x = 2.40) \rightarrow M_z = 18.288 KN.m \\ M_z(x = 3.80) \rightarrow M_z = 0 KN.m \end{cases}$$

- **Calcul du moment maximal Mz_{max} :**

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule d'où :

$$T_y(x) = \frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \rightarrow T_y = -10.645x + 20.394$$

D'où $x = 1.92 \text{ m}$.

Le moment $Mz(x)$ est max pour la valeur $x=1.92 \text{ m}$.

$$\text{Donc : } Mz_{max} = 20.394(1.92) - 10.645 \frac{(1.92)^2}{2}$$

$$Mz_{max} = 19.53 KN.m$$

- **Remarque :**

Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités , on porte une correction à l'aide des coefficients pour le moment Mu_{max} aux appuis et en travée 0.3 et 0.85 respectivement

- **Aux appuis :**

$$M_{ua} = -0.3 Mz_{max} = -0.3 \cdot 19.53 = -5.859 KN.m$$

- **En travées :**

$$M_{ut} = 0.85 Mz_{max} = 0.85 \cdot 19.53 = 16.60 KN.m$$

Le résultat trouvé figure sur le diagramme ci-dessous :

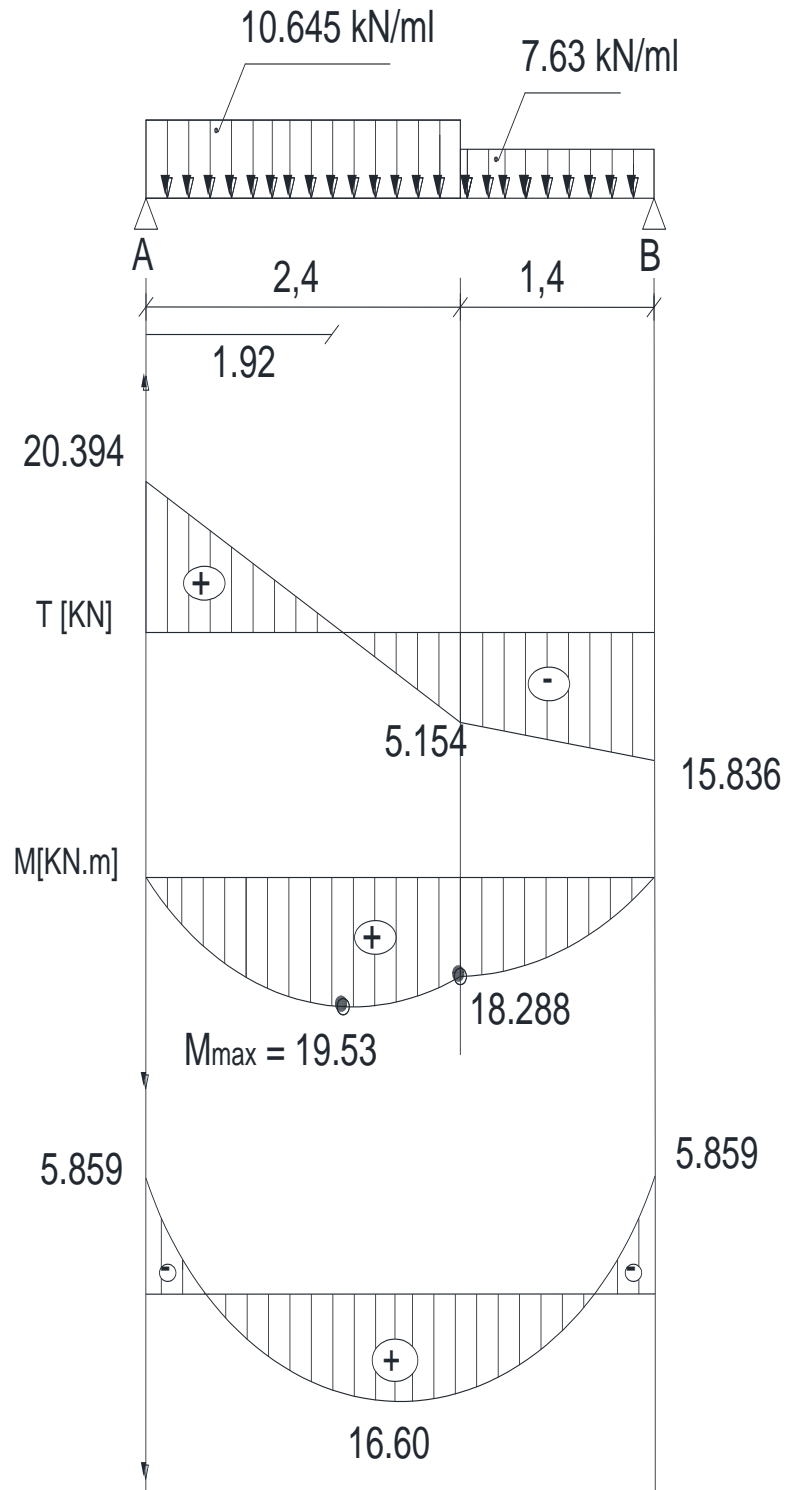


Figure III.3.5. Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant a l'ELS

III.3.9. Vérification a l'ELS :

- **Etat limite de compression de béton (BAEL91 :Art A.4.5.2) :**

Pour se disposer du calcul de la contrainte de compression on doit vérifier la condition suivante :

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

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_I} \quad , \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}$$

- **En travée :**

On a : $M_s = 16.60 \text{ KN.m}$, $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

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

$$\rho = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.435 \rightarrow \beta = 0.899 \rightarrow K = 34.5$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{16.60 \times 10^6}{0.899 \times 130 \times 5.65 \times 10^2} = 251.39 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 251.39 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

- **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{251.39}{34.5} = 7.29 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

- **Aux appuis :**

$M_s = -5.859 \text{ KN.m}$ $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \rightarrow \beta_1 = 0.9216 \rightarrow K_1 = 48.75$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{5.859 \times 10^6}{0.9216 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 155.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 155.58 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} > \sigma_{st} = 155.58 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{155.58}{48.75} = 3.19 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Etat limite de d'ouverture des fissures (BAEL91/Art.4.5 ,32) :**

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est nécessaire.

• **Etat limite de déformation (BAEL91/Art B.6.5) :**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

1) $\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$

2) $\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

H=15 cm

L=3.78 m

M_t : moment max en travée

M₀ : moment isostatique max en travée.

• **Vérification :**

$\frac{H}{L} = \frac{15}{380} = 0.039 < \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition non vérifiée.

$\frac{A}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ Condition vérifiée.

$\frac{H}{L} = \frac{15}{380} = 0.039 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{16.60}{10 \times 19.53} = 0.085$ Condition non vérifiée.

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calcule la flèche :

- **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier :
$$f = \frac{M_t^s L^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{380}{500} = 0,76$$

Avec :

f : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_v = 3700x^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700x^3 \sqrt{25} = 10819 \text{ Mpa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée ;
$$I_{fv} = \frac{1,1xI_0}{1+\mu x\lambda_v}$$

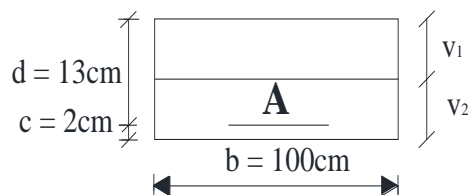
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section

- **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = bh + 15A$$

$$B_0 = 15 \times 100 + 15 \times 5.65 = 1584.75 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = 1584.75 \text{ cm}^2$$



$$S_{/xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A \times d$$

$$S_{/xx'} = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 13 = 12351.75 \text{ cm}^3$$

$$S_{/xx'} = 12351.75 \text{ cm}^3$$

- **Position du centre de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{/xx'}}{B_0} \longrightarrow V_1 = \frac{12351.75}{1584.75} = 7.8 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 \longrightarrow V_2 = 15 - 7.8 = 7.2 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A(V_2 - C)^2$$

$$I_0 = (7.8^3 + 7.2^3) \frac{100}{3} + 15 \times 5.65(7.2 - 2)^2 = 30551.64 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 30551.64 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{5.65}{100 \times 13} = 0,0043 \quad \mapsto \quad \beta = 0,899$$

$$\sigma_s = \frac{16.60 \times 10^6}{0,899 \times 130 \times 565} = 251.39 \text{ MPa}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3xb}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0.43} = 0,019$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,43 \times 251.39 + 2,1} ; 0 \right\} = \max \{0,991 ; 0\} = 0,991$$

D'où la flèche :

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1,1 \times 30551.64}{1 + 0,019 \times 0,991} = 33606.804 \text{ cm}^4$$

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

$$f = \frac{M_t^s \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{16.60 \times 10^6 \times 3800^2}{10 \times 10819 \times 10^4 \times 33606.804} = 6.59 \text{ mm} = 0,659 \text{ cm}$$

$$f = 0,659 \text{ cm} < 0,76 \text{ cm}$$

Condition vérifiée

- **Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes. Donc on adopte le même ferrailage d'escaliers pour les différents niveaux

Le ferrailage retenu est le suivant :

- **En travée :**

Armatures principales : 5HA12=5.65 St=20 cm

Armatures de répartition : 4HA8=2.01 St=25cm

- **Aux appuis :**

Armatures principales : 4HA10=3.14 St=25cm

Armatures de répartition : 4HA8=2.01 St=25cm

III.3.10. Schéma de ferrailage :

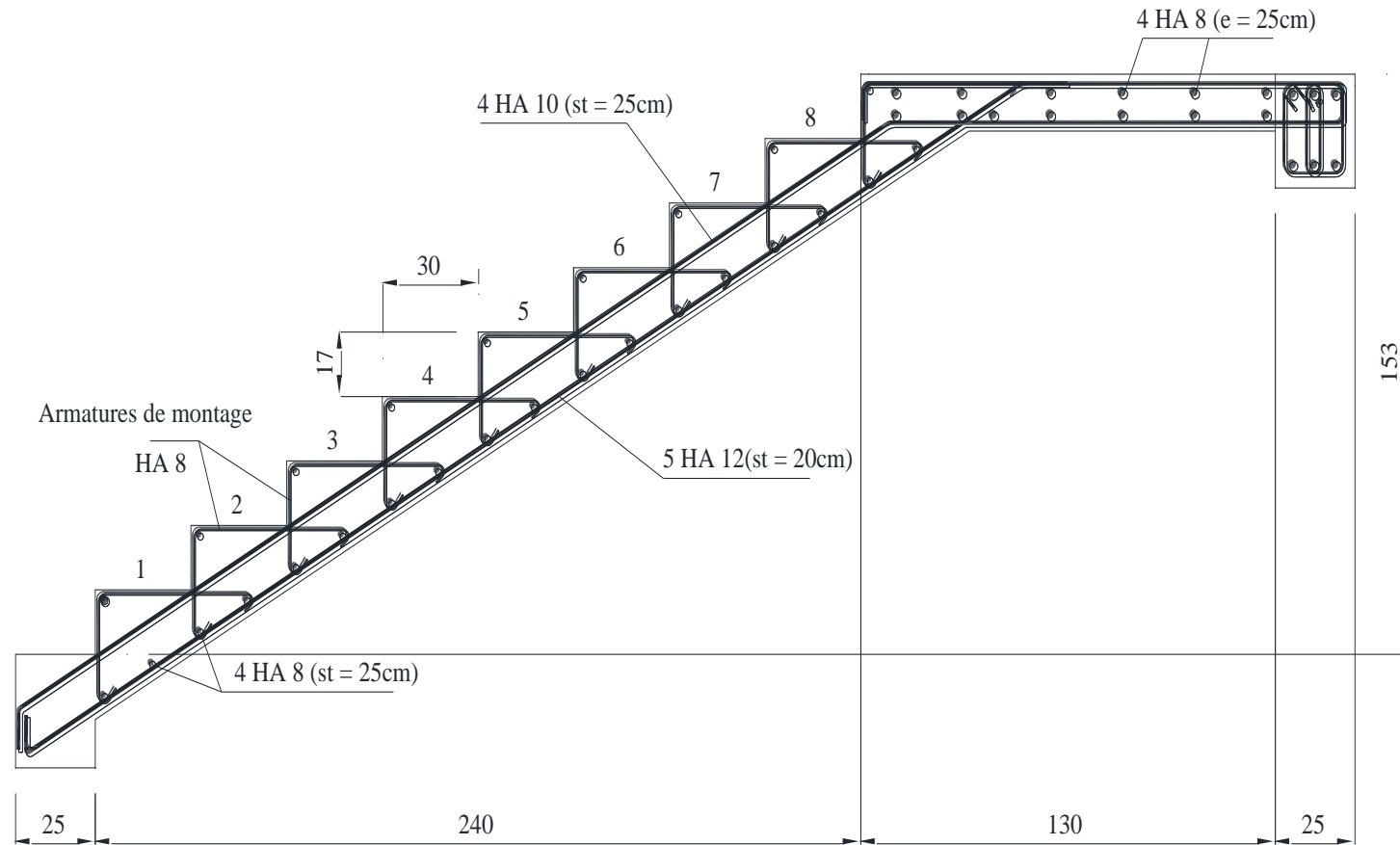


Figure III.3.6. Schéma du ferrailage de l'escalier

III-4. La poutre palière :

La poutre palier est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et les réactions du palier, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 2.90m.

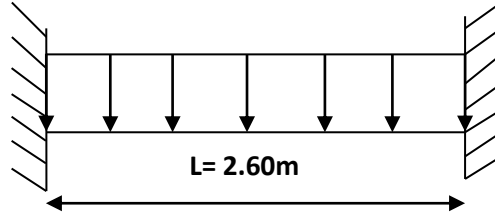


Figure III.4.1 : Schéma statique de la poutre palière.

III.4.1. Pré dimensionnement :

1. Hauteur de la poutre :

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

$$\frac{260}{15} \leq h \leq \frac{260}{10} \rightarrow 17.33 \leq h \leq 26$$

Selon le RPA99(modifiée en 2003) : **h ≥ 30cm**

On opte pour **h = 30cm**

2. La largeur :

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

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 12 \leq b \leq 21$$

Selon le RPA99(modifiée en 2003) : **b ≥ 20cm**

$$\frac{h}{b} < 4$$

On opte pour **b=25cm**

Donc la poutre aura pour dimension (25x30)

❖ Vérification des conditions du RPA :

h = 30cm ≥ 30cm.....condition vérifiée

b = 25cm ≥ 20cm.....condition vérifiée

$\frac{h}{b} = 1.2 < 4$condition vérifiée

III.4.2. Charges revenant à la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0.25 \times 0.30 \times 25 = 1.87 \text{KN/ml}$

Poids du mur : $G_{\text{mur}} = 2.36 \times 1.23 = 2.90 \text{KN/ml}$

La réaction du palier a l'ELU : $R_u = 25.80 \text{KN}$

La réaction du palier a l'ELS : $R_s = 17.63 \text{KN}$

III.4.3. Combinaison de charge :

A l'ELU: $q_u = 1,35G + R_u = 1,35 \times (1,87 + 2,90) + 25,80 = 32,24 \text{KN/ml}$.

$$q_u = 32.24 \text{KN/ml}$$

A l'ELS : $q_s = G + R_s = (1,87 + 2,90) + 17,63 = 22,40 \text{KN/ml}$.

$$q_s = 22.40 \text{KN/ml}$$

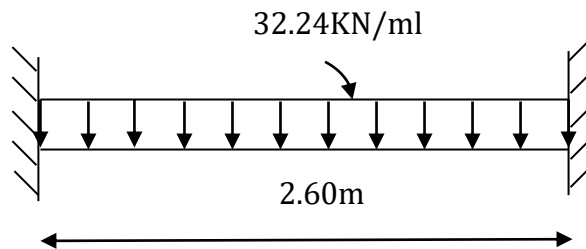
III.4.4. Calcul à l'ELU :**1. Calcul les efforts interne**

Figure III.4.2 : Schéma statique de la poutre palière.

❖ **Moment isostatique :**

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

$$M_0 = \frac{32.24 \times 2.60^2}{8} = 27.24 \text{KN.m}$$

$$M_0 = 27.24 \text{KN.m}$$

❖ **L'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u L}{2}$$

$$T_u = R_A = R_B = \frac{32.24 \times 2.6}{2} = 41.91 \text{KN}$$

$$T_u = 41.91\text{KN}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$M_a = (-0.3)M_0 = (-0.3) \times 27.24 = -8.172\text{KN.m}$$

$$M_t = (0.85)M_0 = 0.85 \times 27.24 = 23.154\text{KN.m}$$

Diagramme des efforts interne :

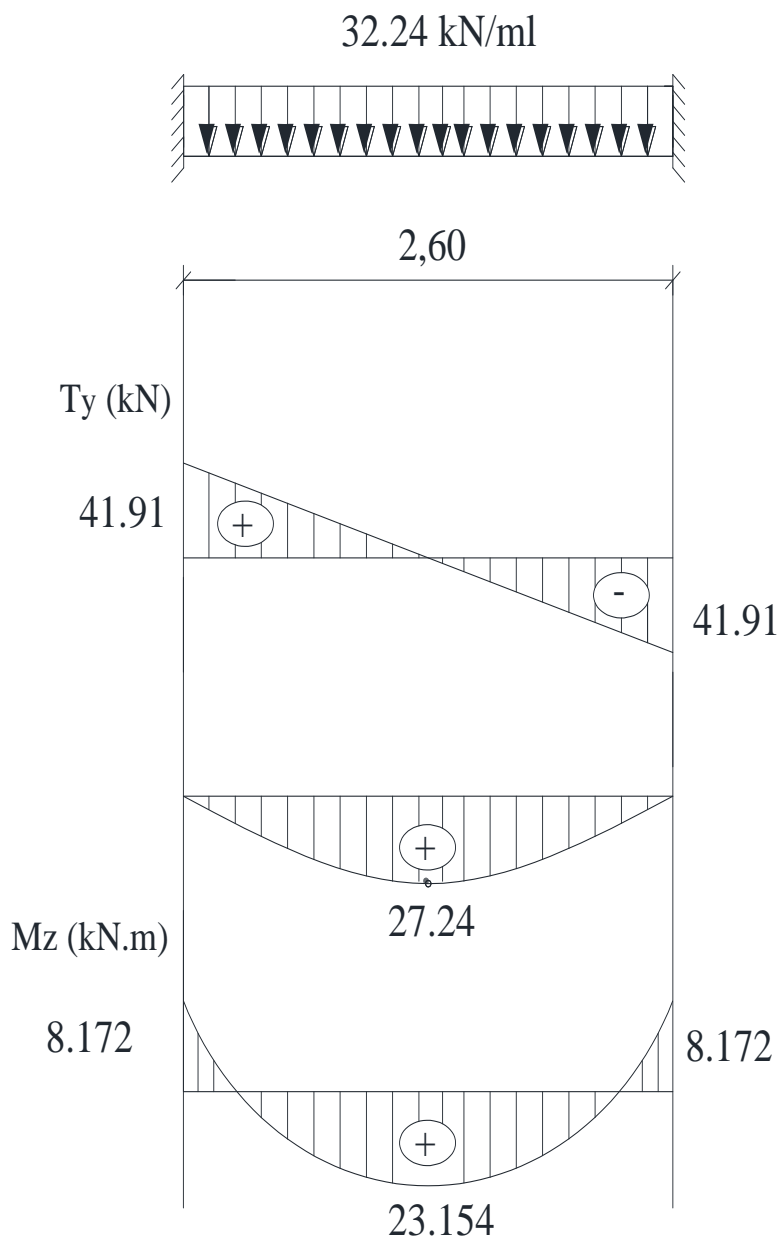


Figure III.4.3. Schéma statique de la poutre palière.

III.4.5. Calcul des armatures :

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{23.154 \times 10^2}{25 \times 28^2 \times 1.42} = 0.084$$

$$0.084 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \longrightarrow \text{tableau : } \beta = 0.956$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{23.154 \times 10^2}{0.956 \times 28 \times 34.8} = 2.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.48 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour 3HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$M_a^{\max} = 8.172 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{8.172 \times 10^2}{25 \times 28^2 \times 1.42} = 0.030$$

$$0.030 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \longrightarrow \text{tableau : } \beta = 0.985$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{8.172 \times 10^2}{0.985 \times 28 \times 34.8} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.85 \text{ cm}^2 \text{ On opte pour 3HA12} = 3.39 \text{ cm}^2$$

III.4.6. Vérifications à effectuer à l'ELU :

1. Condition de non fragilité : [Art A.4.2 /B.A.E.L91] :

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times 25 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.84 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_{sa} = 3.39 \text{ cm}^2 > 0.84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de la contrainte de cisaillement : (art A.5.1/ BAEL91) :

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec } \left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u^{\text{max}}}{bd} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right\} \end{array} \right. \text{ (fissuration peu nuisible)}$$

$$V_u^{\text{max}} = 41.91 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{41.91 \times 10^3}{280 \times 250} = 0.60 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{1.5} \times 25; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = 0.60 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

3-Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

A-Dans le béton (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 3) :

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{ab} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$a = 0.9d$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times 41.91 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 250} = 1.33 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.33\text{MPa} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33\text{MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

B-Dans les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321) :

On doit vérifier

$$A_{st \text{ min a ancre}} \geq \frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$\frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{41.91 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1.20\text{cm}^2$$

$$A_{st \text{ min a ancre}} = 3.39\text{cm}^2 \geq \frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}} = 1.20\text{cm}^2 \dots \text{condition vérifiée.}$$

4.Vérification de la condition d'adhérences et d'entrainement des barres : (Art.A.6.1.3 / BAEL 91) :

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa} \quad \text{Avec : } \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A.)}$$

$$\tau_{se} = \frac{41.91 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 113.04} = 1.47\text{MPa}$$

$$\text{Avec } \sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 12 = 113.04\text{mm}$$

$$\tau_{se} = 1.47\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

1.Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91) :

Elle correspond a la longueur d'acier ancre dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demande a la barre puisse mobilise.

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28}$$

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

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33\text{cm}$$

Soit : **Ls = 45cm**

Les règles de BAEL (BAEL 91 modifié 99 / Art A.6.1, 253) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée hors crochet L est au moins égale **0,4L_s** pour les aciers HA.

$$L = 0,4L_s.$$

$$L = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

2. Calcul des armatures transversales :

a. Diamètre armature transversales :(Art A.7.2/BAEL 91)

$$\varnothing \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \varnothing_1; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\varnothing \leq \min \left\{ \frac{300}{35}; 12; \frac{250}{10} \right\} = \min\{8.57; 12; 25\} = 8 \text{ mm soit } \varnothing = 8 \text{ mm}$$

Nous adopterons un cadre et un étrier en HA8, soit la section d'armature transversales :

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

b. Espacement max des armatures transversales :(Art A.5.1.22/BAEL91) :

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

$$S_t \leq \min\{25.2; 40 \text{ cm}\} = 25.2 \text{ cm}$$

c. Exigences du RPA pour les aciers transversaux:(Art 7.5.2.2/RPA2003)

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\varnothing; 30 \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{30}{4}; 12 \times 1.2; 30 \right\} = \min\{7.5; 14.4; 30\} = 7.5 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 7 \text{ cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

Selon le **RPA 99** la section d'armatures transversale doit vérifier :

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1.12 \text{ Cm}^2$$

$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

III.4.7. Vérification à L'ELS :

1. Calcul les efforts interne

$$q_s = 17.63 \text{ KN/ml}$$

- Moment isostatique : $M_0 = \frac{q_u L^2}{8}$

$$M_0 = \frac{17.63 \times 2.60^2}{8} = 14.90 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 14.90 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u L}{2}$$

$$T_u = R_A = R_B = \frac{17.63 \times 2.6}{2} = 22.92 \text{ KN}$$

$$T_u = 22.92 \text{ KN}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85 et 0.3 respectivement :

$$M_a = (-0.3)M_0 = (-0.3) \times 14.90 = -4.47 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85)M_0 = 0.85 \times 14.90 = 12.67 \text{ KN.m}$$

- Diagramme des efforts interne à l'ELS :

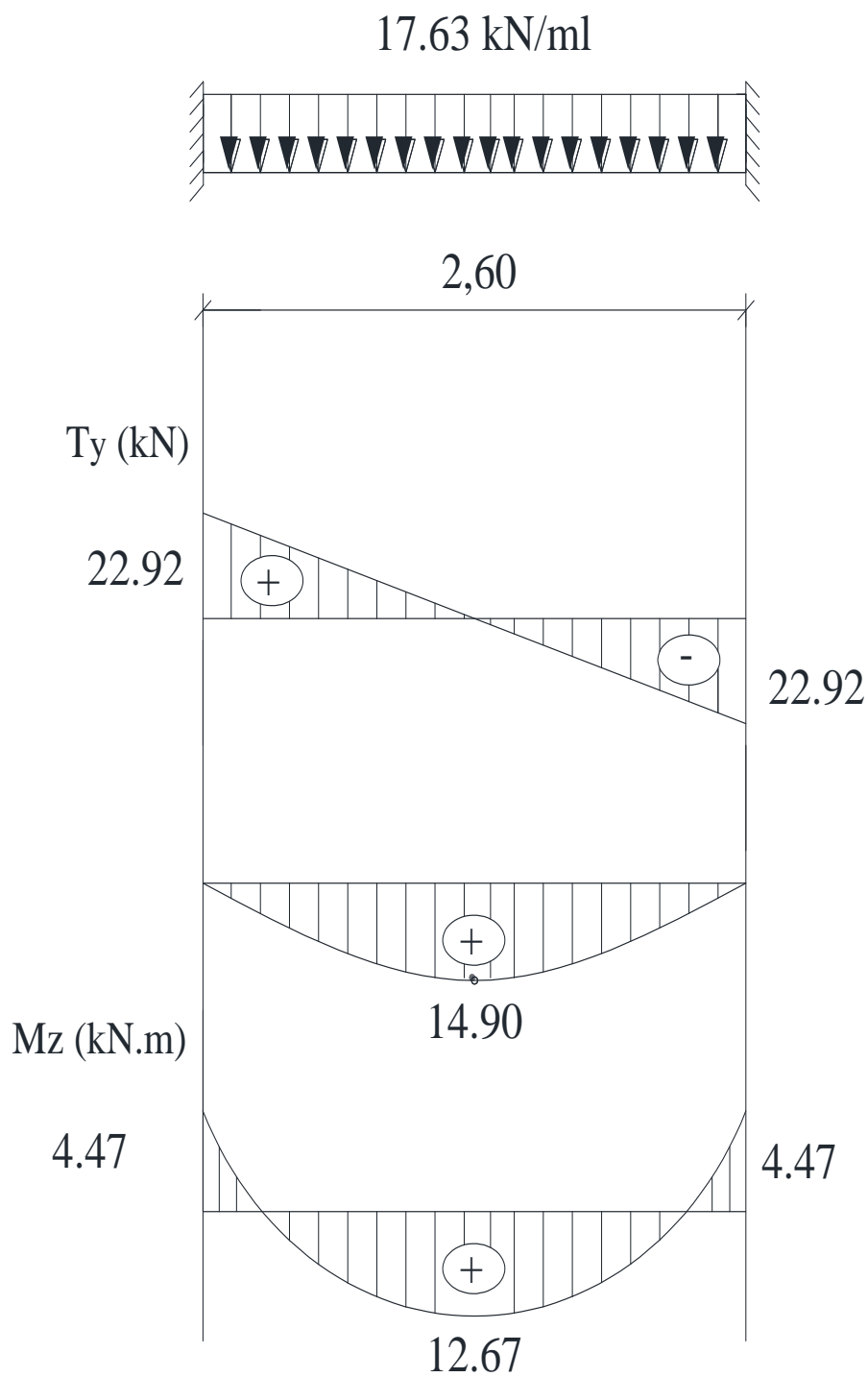


Figure III.4.4. Schéma statique de la poutre palière

1. Etats limite de compression de béton (Art A.4.5.2/BAEL91)**a. Vérification des contraintes dans l'acier :****En travée :**

$$M_t = 12.67 \text{KN.m} \quad A_s = 3.39 \text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

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

Calcul β :

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

$$\rho = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484 \rightarrow \beta = 0.895 \rightarrow K = 32.62$$

$$\sigma_{st} = \frac{12.67 \times 10^6}{0.895 \times 280 \times 3.39 \times 10^2} = 149.14 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 149.14 \text{MPa}$$

$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} > \sigma_{st} = 149.14 \text{MPa}$ Condition vérifiée.

-Aux appuis :

$$M_a = 4.47 \text{KN.m} \quad A_s = 3.39 \text{cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa}$$

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

Calcul β :

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

$$\rho = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 28} = 0.484 \rightarrow \beta = 0.895 \rightarrow K = 32.62$$

$$\sigma_{st} = \frac{4.47 \times 10^6}{0.895 \times 280 \times 3.39 \times 10^2} = 52.62 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 52.62 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{MPa} > \sigma_{st} = 52.62 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

-En travée :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{149.14}{32.62} = 9.82 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.57 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

-Aux appuis :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa} \\ \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{52.62}{32.62} = 3.20 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.61 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

1. Etat limite de déformation (Art B.6.5.2) :

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

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

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

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

$$H=30\text{cm}$$

$$L=2.6\text{m}$$

M_t : moment max en travée

M_0 : moment isostatique max en travée.

• **Vérification :**

$$\frac{H}{L} = \frac{30}{260} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} = \frac{30}{260} = 0.115 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{12.67}{10 \times 14.90} = 0.085 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3.39}{25 \times 28} = 0.0048 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

III.4.8. Conclusion :

Le ferrailage de la poutre palière sera comme suit :

❖ **Armature longitudinales**

- 3HA12** En travée
- 3HA12** Aux appuis

❖ **Armature transversales**

1cadre et un étrier en **HA8**

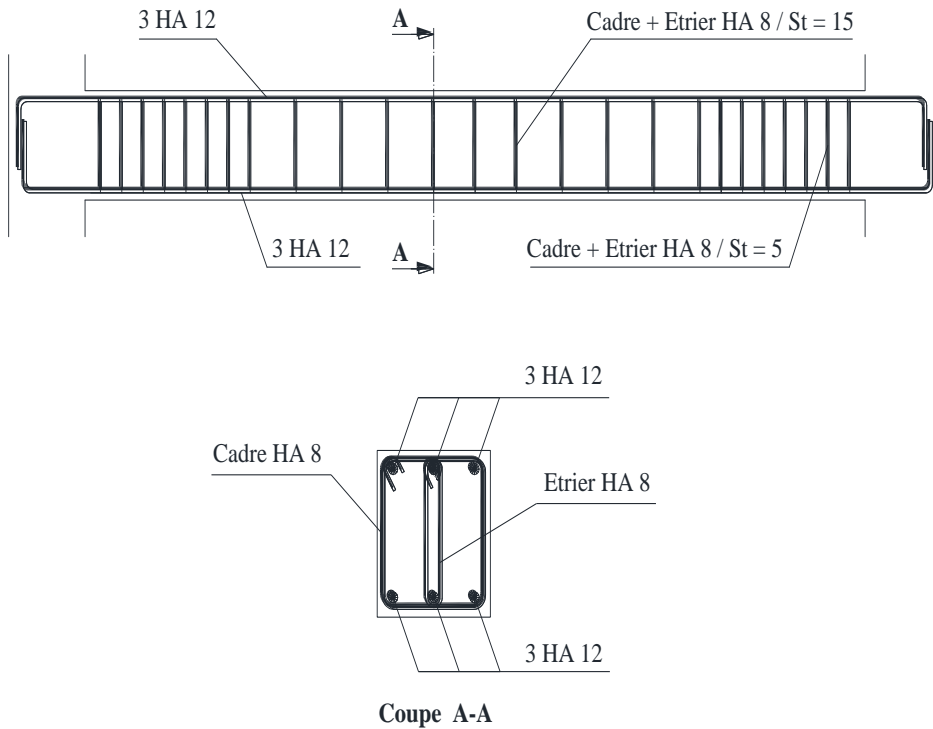


Figure III.4.5. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

5-Les planchers :

III.5.1. Les planchers en corps creux :

Le calcul se fera pour le plancher de l'étage courant, constitué en corps creux d'épaisseur (16+4) et d'une dalle de compression 4cm reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée.

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

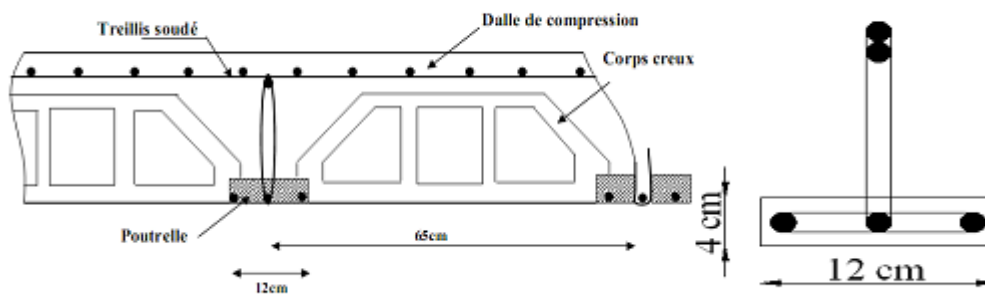


Figure III.5.1 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux. **Figure III.5.2 :** poutrelle.

III.5.2. Dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520, $\Phi \leq 6$ mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (art B.6.8.423)**.

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.
- ✓ 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

- ✓ Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A_{\perp}) :

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

1. Calcul des armatures :

a. Armatures perpendiculaires aux poutrelles (Nervures) :

$$(A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e}) \text{ si } L \leq 50 \text{ cm}$$

$$(A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}) \text{ si } 50 \text{ cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$$

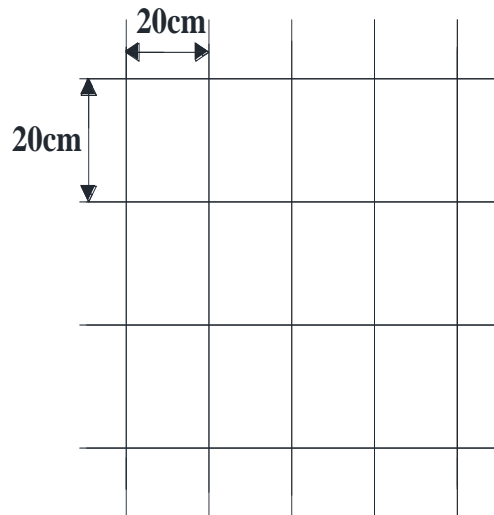


Figure III.5.3 : treillis soudé (200x200)

Dans notre cas $L=65$ [cm]

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

Avec :

L : Entre axe des poutrelles en (cm)

A_{\perp} : cm^2 par mètre linéaire

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

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

On adoptera 5 T5 ml = $0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm

b. Armatures parallèles aux poutrelles (Nervures) :

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

On adoptera 5 T5 ml = $0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm

On adoptera pour un treillis soudé TLE 520 (5X200X5X200)

2. Calcul de la poutrelle :

Elles sont de section en T \acute{e} , distance entre axe est de 65cm ; le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu.

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément réparties, et le calcul ce fait en deux étapes avant le coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

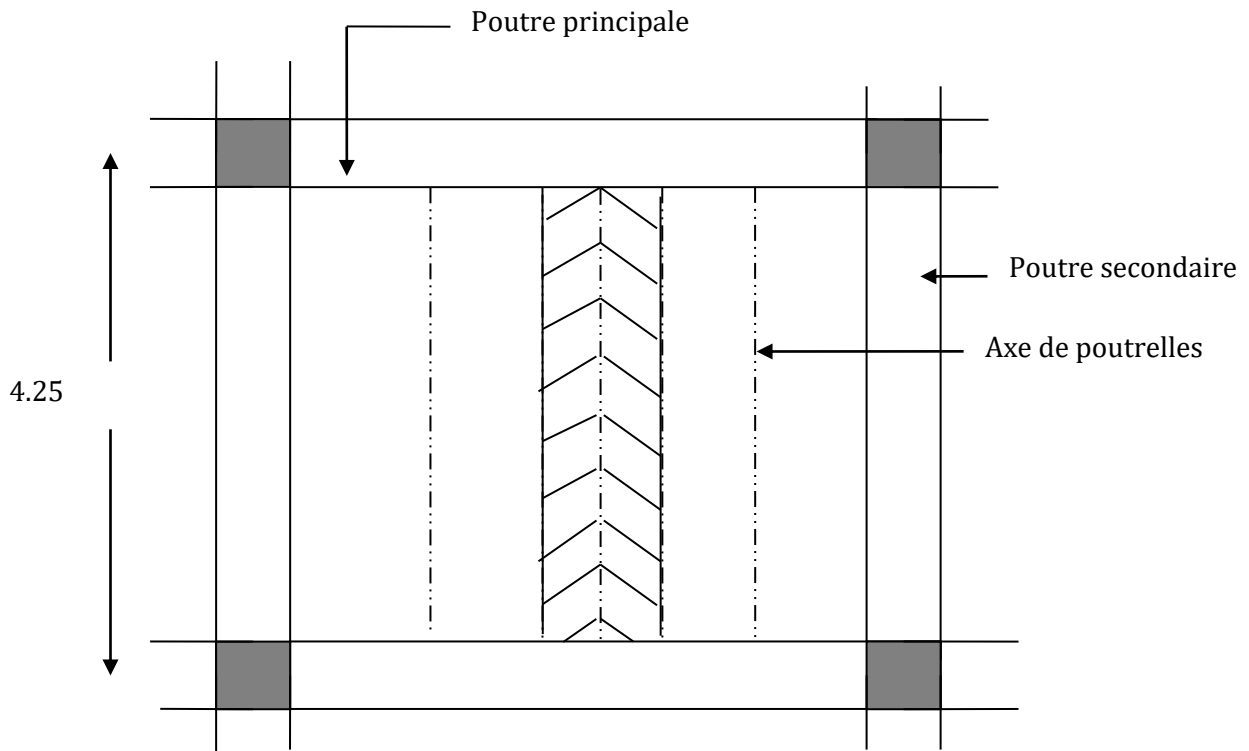


Figure III.5.4 : la disposition des poutrelles

a. Avant coulage de la dalle de compression :

Les poutrelles sont considérées comme une poutre de section rectangulaire (12X4) cm² reposant sur deux appuis, elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier :

✓ **Charges permanentes :**

-Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,12 \times 0,04 = 0,0048 \text{ KN/ml}$

-Poids propre du corps creux : $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,6175 \text{ KN/ml}$

$$G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 0,0048 + 0,6175 = 0,6223 \text{ KN/ml}$$

✓ **Charges d'exploitation (surcharge) :**

-poids due à l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

• **Les combinaisons des charges a l'ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35(0,6223) + 1,5(1) = 2,5 \text{ KN/ml} \quad q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable avec $L = 4,6\text{m}$

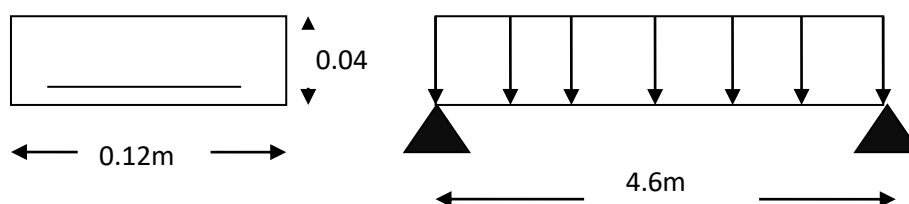


Figure III.5.5 : statique de la poutrelle

- **Calcul des moments en travée :**

$$M_{\mu} = \frac{qu \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,6^2}{8} = 6,61 \text{KNm}$$

- **Calcul des efforts tranchants :**

$$T_u = \frac{qu \times l}{2} = \frac{2,5 \times 4,6}{2} = 5,75 \text{KN}$$

- **Calcul des armatures :**

soit : $c=3 \text{ cm}$, $b=12 \text{ cm}$, $h=4 \text{ cm}$, $d = h - c = 4 - 3 = 1 \text{ cm}$

$$\mu_{\mu} = \frac{M_{\mu}}{bd^2 f_{bu}} \text{ , avec } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{Mpa avec } \theta = 1 \text{ , } \gamma_b = 1,5$$

$$\text{Alors } \mu_{\mu} = \frac{6,61 \times 10^3}{12 \times 1^2 \times 14,2} = 38,79 \gg \gg \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{Section Doublement Armée}$$

Sachant que l'épaisseur des poutrelles sont de 4cm il est impossible de disposer des armatures de compression, et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaires à fin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles elles sont soumises avant le coulage

b. Calcul après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrées à ses deux extrémités, Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher

*** Dimensions de la poutrelle (BAEL/Art 4,1,3) :**

✓ **La largeur de la dalle de compression :**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé. La poutrelle est calculée comme une poutre en T, dont la largeur efficace de la table de compression est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

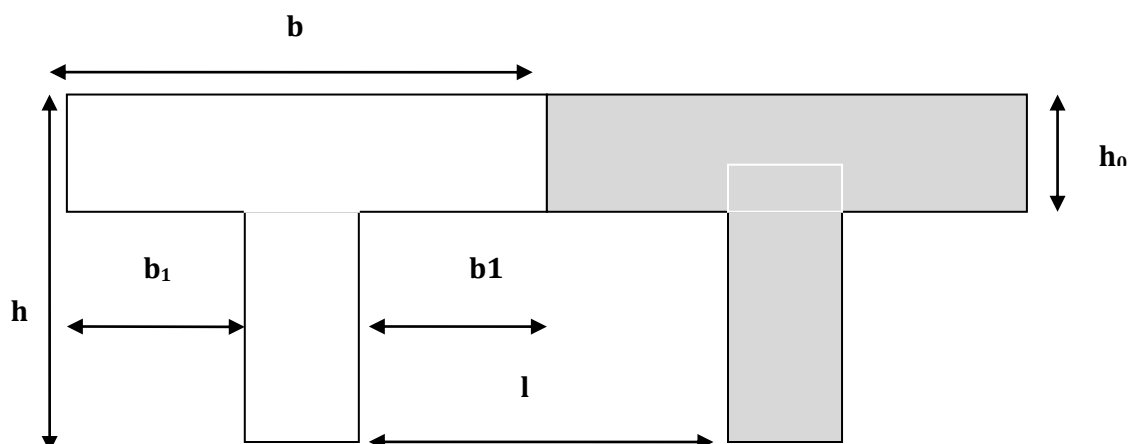


Figure III.5.6: la section en T

Sachant que :

h : hauteur totale du plancher. ($h = 16+4$).

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

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

$$b_1 \leq \min \left\{ \frac{L}{10}; \frac{L_0}{2}; 8h_0 \right\}$$

L_0 : Distance entre axe des poutrelles (65cm)

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

L : Longueur libre entre nus d'appuis $l_0 = 4.60$ m (la travée la plus sollicitée).

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

D'où :

$$b_1 \leq \min\{26,5; 46; 32\}$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

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

* Charges permanentes et les charges d'exploitation :

✓ Charges permanentes :

La terrasse : $G = 5,88 \times 0,65 = 3,822$ KN/ml

L'étage courant : $G = 5,55 \times 0,65 = 3,607$ KN/ml

✓ Surcharges d'exploitation :

La terrasse : $Q = 1,00 \times 0,65 = 0,65$ KN/ml

L'étage courant : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975$ KN/ml

* Combinaison des charges :

✓ Plancher Etage courant :

A L'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(3,607) + 1,5(0,975) = 6,332$ KN/ml

A L'ELS : $q_s = G + Q = 3,607 + 0,975 = 4,582$ KN/ml

✓ Plancher terrasse :

A L'ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(3,822) + 1,5(0,65) = 6,134$ KN/ml

A L'ELS : $q_s = G + Q = 3,822 + 0,65 = 4,472$ KN/ml

III.5.3. Etude du plancher :

La détermination des moments et des efforts tranchants se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

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

1. Choix de la méthode :**➤ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1°/ La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m²

$$G=5,55 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q \leq \{2G, 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$2G=2 \times 5,55=11,1 \text{ KN/ml}$$

$$Q \leq \{11,1, 5 \text{ KN/m}^2\} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées $I = \frac{bh^3}{12} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

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

$$\frac{3,70}{3,70} = 1 \quad ; \quad \frac{3,70}{3,00} = 1,23 \quad ; \quad \frac{3,00}{3,70} = 0.81 \quad ; \quad \frac{3,70}{3,70} = 1$$

-Donc la condition est vérifiée.

4°/ la fissuration est considérée comme non préjudiciable. $\rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$

➤ Conclusion :

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

2. Principe de la méthode : (BAEL91 modifie 99)

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation pondéré

$$\alpha = \frac{q}{q+G} \quad \text{Avec} \quad 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée L que la travée considérée est soumise aux mêmes charges ($M_0 = \frac{qL^2}{8}$)
- M_e : valeur absolue du moment sur l'appui de droite la travée considérée.
- M_w : valeur absolue du moment sur l'appui de gauche la travée considérée.
- M_t : Moment maximal en travée prise en compte dans le calcul de la travée considérée.

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

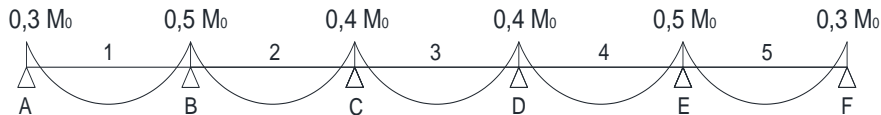
$$\checkmark M_t \geq \max[1,05 M_0, (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$\checkmark M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \rightarrow \text{Dans une travée intermédiaire}$$

$$\checkmark M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0 \quad \rightarrow \text{Dans une travée de rive}$$

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

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées ;
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.



3. Calcul des coefficients :

$$G=3,607 \text{ KN/ml}$$

$$Q=0.975 \text{ KN/ml}$$

✓ Calcul le rapport de charge :

$$\alpha = \frac{0.975}{0.975 + 3,607} = 0 \leq 0,213 \leq 0,666$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,093$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,546$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,646$$

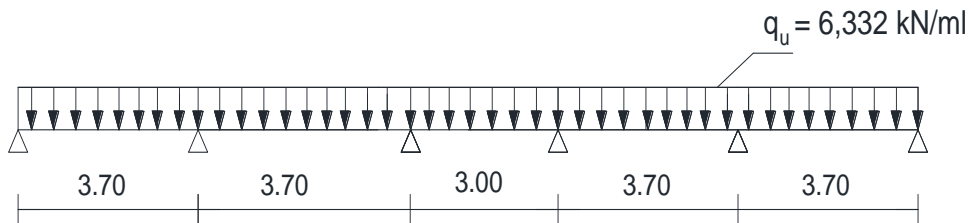
Les valeurs de M_e, M_w et M_t doivent vérifier les conditions suivantes :

- Travée intermédiaire : $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$
- Travée rive : $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$

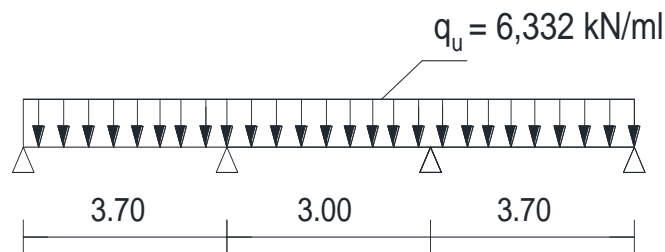
4. Calcul des moments isostatiques :

- **Calcul à l'ELU :**

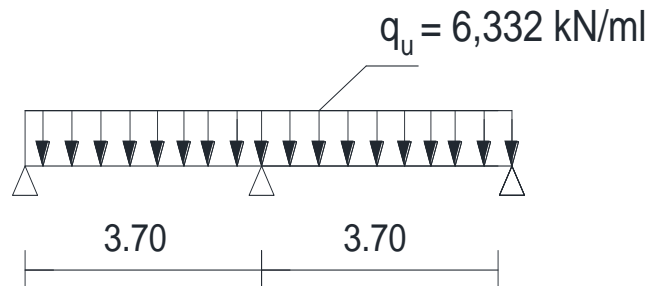
- **Type I :**



- **Type II :**

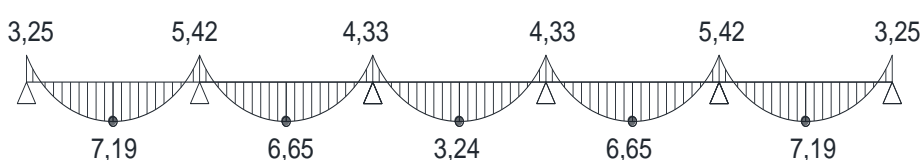
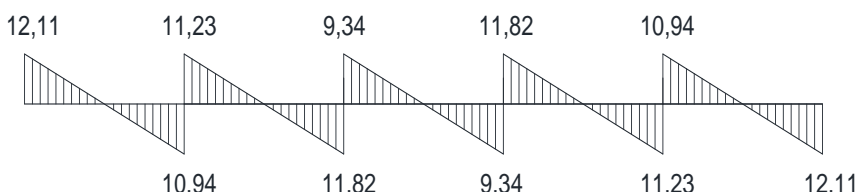
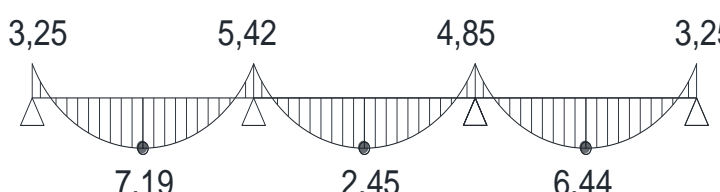
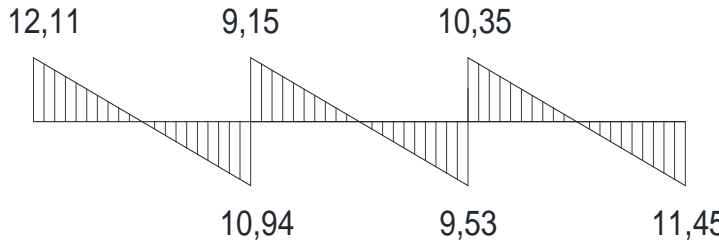


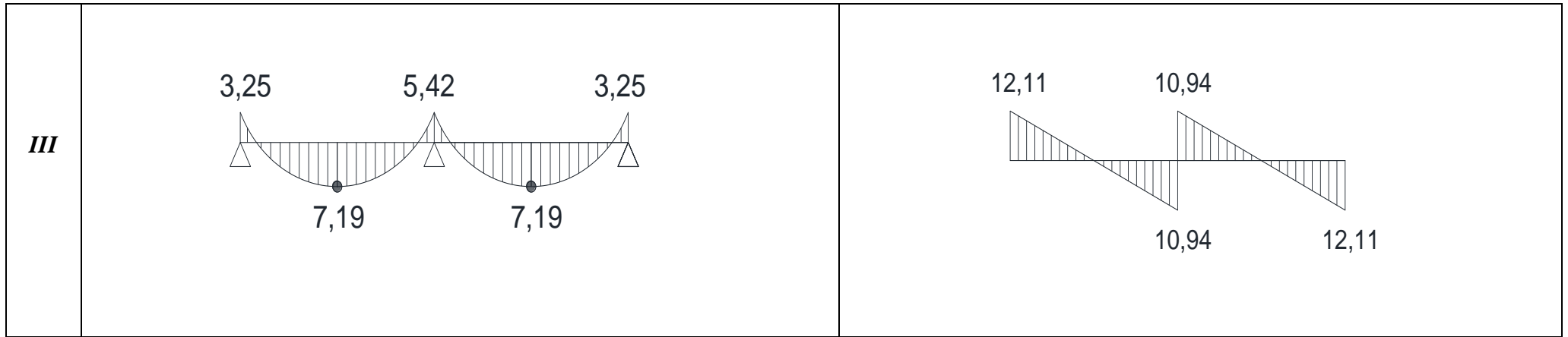
- **Type III :**



• Calcul des efforts internes à l'ELU :

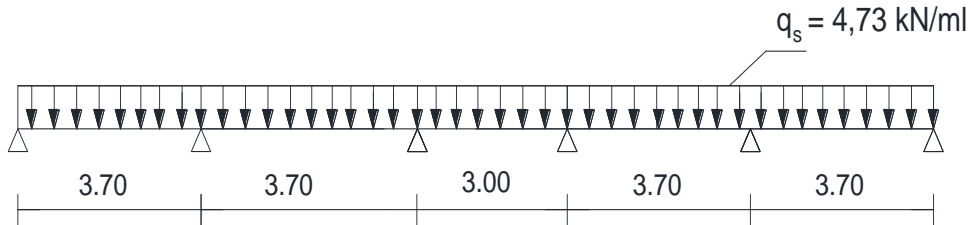
Plancher	Type	Appuis	L_i	Moment					Effort tranchant			
				M_{oi}	Coefficient	M_{appui}	α	$M_{travée}$	Ox_{gauche}	Ox_{droite}	Vx_{gauche}	Vx_{droite}
	I				0,3	3,25	0,21		0	11,52	0	12,11
		1			0,3	3,25	0,21		0	11,52	0	12,11
		2	3,7	10,83	0,5	5,42	0,21	7,19	-11,52	11,52	-10,94	11,23
		3	3,7	10,83	0,4	4,33	0,21	6,65	-11,52	9,34	-11,82	9,34
		4	3	7,12	0,4	4,33	0,21	3,24	-9,34	11,52	-9,34	11,82
		5	3,7	10,83	0,5	5,42	0,21	6,65	-11,52	11,52	-11,23	10,94
	6	3,7	10,83	0,3	3,25	0,21	7,19	-11,52	0	-12,11	0	
	II	1			0,3	3,25	0,21		0	11,52	0	12,11
		2	3,7	10,83	0,5	5,42	0,21	7,19	-11,52	9,34	-10,94	9,15
		3	3	7,12	0,5	4,85	0,21	2,45	-9,34	10,90	-9,53	10,35
		4	3,7	10,83	0,3	3,25	0,21	6,44	-10,90	0	-11,45	0
	III	1			0,3	3,25	0,21		0	11,52	0	12,11
2		3,7	10,83	0,5	5,42	0,21	7,19	-11,52	11,52	-10,94	10,94	
3		3,7	10,83	0,3	3,25	0,21	7,19	-11,52	0	-12,11	0	

Type	Les diagrammes des moments	Les diagrammes des efforts tranchants
I		
II		

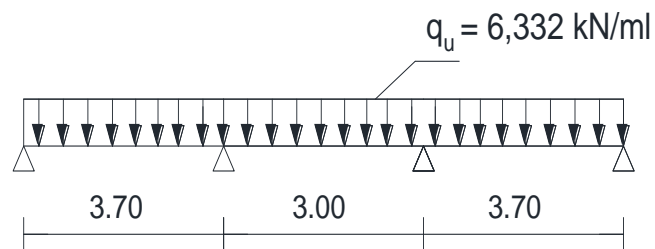


- Calcul à l'ELS :

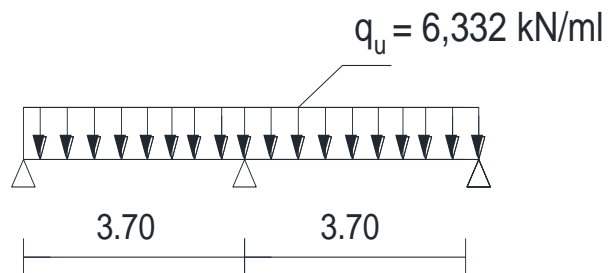
- Type I :



- Type II :

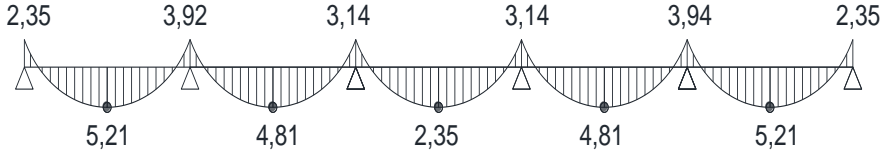
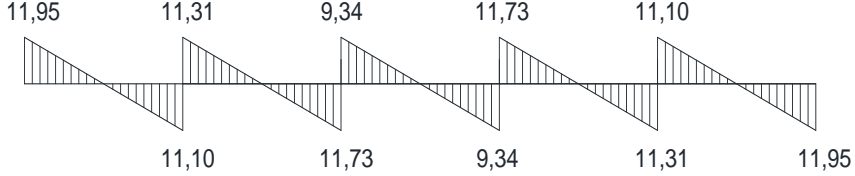
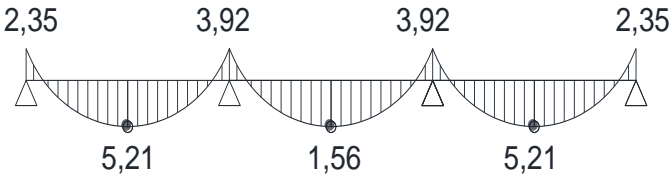
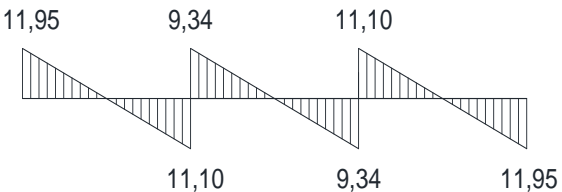


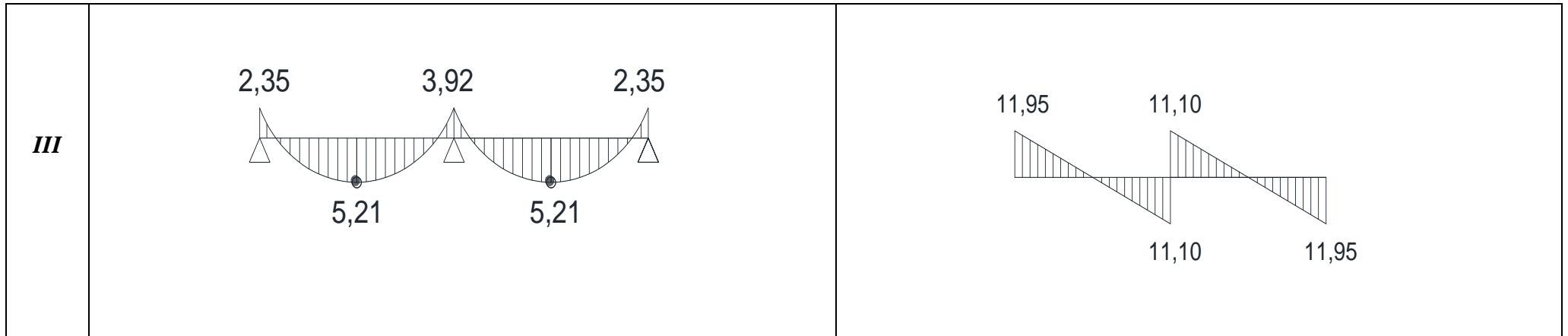
- Type III :



• Calcul des efforts internes à l'ELS :

Plancher	Type	Appuis	L_i	Moment					Effort tranchant			
				M_{oi}	Coefficient	M_{appui}	α	$M_{travée}$	Ox_{gauche}	Ox_{droite}	Vx_{gauche}	Vx_{droite}
	I				0,3	2,35	0,21		0	11,52	0	11,95
		1			0,3	2,35	0,21		0	11,52	0	11,95
		2	3,7	7,84	0,5	3,92	0,21	5,21	-11,52	11,52	-11,10	11,31
		3	3,7	7,84	0,4	3,14	0,21	4,81	-11,52	9,34	-11,73	9,34
		4	3	5,15	0,4	3,14	0,21	2,35	-9,34	11,52	-9,34	11,73
		5	3,7	7,84	0,5	3,92	0,21	4,81	-11,52	11,52	-11,31	11,10
		6	3,7	7,84	0,3	2,35	0,21	5,21	-11,52	0	-11,95	0
	II	1			0,3	2,35	0,21		0	11,52	0	11,95
		2	3,7	7,84	0,5	3,92	0,21	5,21	-11,52	11,52	-11,10	11,10
		3	3,7	7,84	0,3	2,35	0,21	5,21	-11,52	0	-11,95	0
	III	1			0,3	2,35	0,21		0	11,52	0	11,95
		2	3,7	7,84	0,5	3,92	0,21	5,21	-11,52	9,34	-11,10	9,34
		3	3	5,15	0,5	3,92	0,21	1,56	-9,34	11,52	-9,34	11,10
		4	3,7	7,84	0,3	2,35	0,21	5,21	-11,52	0	-11,95	0

Type	Les diagrammes des moments	Les diagrammes des efforts tranchants
I		
II		



III.5.4. Calcul des armatures à l'E L U :

$$T^{max} = 12,11 \text{KN}$$

$$M_a^{max} = 5,42 \text{KN.m}$$

$$M_t^{max} = 7,19 \text{KN.m}$$

❖ **Armatures longitudinal :**✓ **En travée :**

Le calcul en travée s'effectue pour une poutre en T

Position de l'axe neutre :

Si : $M_t^{max} > M_{tab}$ → l'axe neutre est dans la nervure

Si : $M_t^{max} < M_{tab}$ → l'axe neutre est dans la table de compression

M_{tab} : Le moment équilibré par la table de compression

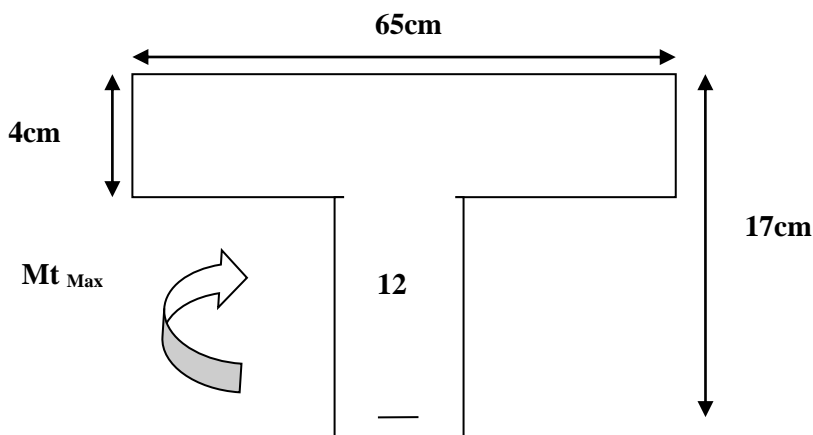


Figure III.5.5 : disposition des armatures en section T.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tab} = f_{bc} b h_0(d - 0,5h_0)$$

Avec : $f_{bc} = 14,2 \text{MPa}$

$$d = h - c = 20 - 3 = 17 \text{cm}$$

$$M_{tab} = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04(0,17 - 0,5(0,04)) = 55,38 \text{Kn.m}$$

$$M_{tab} = 55,38 \text{Kn.m} \gg \gg M_t^{max} = 7,19 \text{Kn.m}$$

$M_t^{max} < M_{tab} \rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de (bxh)

Avec :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,2 \text{ [Mpa]}$$

$$d = h - c = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

b : l'entre axe des poutrelles 65 cm

$$\mu = \frac{7,19 \times 10^3}{65 \times 17^2 \times 14,2} = 0,026$$

$\mu = 0,026 < \mu_r = 0,392 \rightarrow$ Section simplement armée (S S A)

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

$$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{7,19 \times 10^3}{0,987 \times 17 \times 348} = 1,23 \text{ cm}^2$$

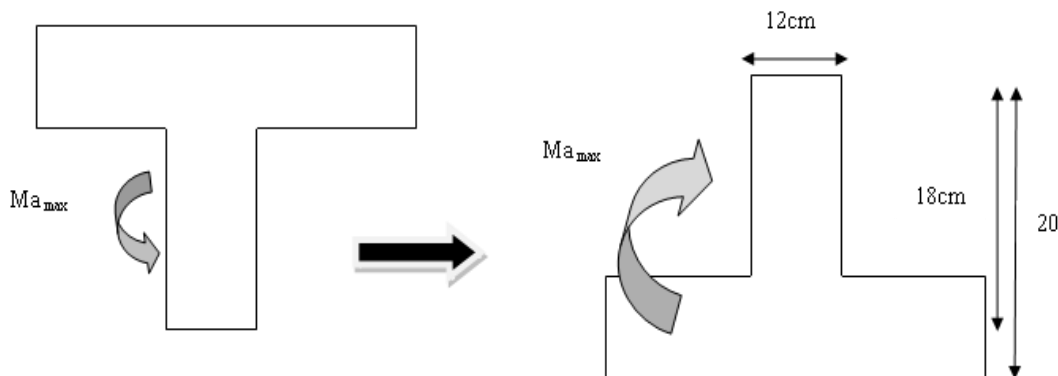
Soit :

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

✓ **Aux appuis :**

Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures

Pour nos calculs on renverse la section pour avoir des moments positifs



$$M_a^{max} = 5,42 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bc}} = \frac{5,42 \times 10^3}{12 \times 17^2 \times 14,2} = 0,110$$

$$\mu = 0,110 < \mu_r = 0,392 \rightarrow \text{Section simplement armée (S S A)}$$

$$\rightarrow \beta = 0,942$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{5,42 \times 10^3}{0,942 \times 17 \times 348} = 0,972 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_a = 2 \text{ HA } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

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

$$A_a = 2 \text{ HA } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

III.5.5 : Vérification à l'ELU :

1. Condition de non fragilité :(Art A-4-2 / BAEL 91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06(25) = 2,1 \text{ Mpa}$$

➤ **En travée :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times 65 \times 17 \times 2,1}{400} = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

➤ **Aux appuis :**

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,23 \times 12 \times 17 \times 2,1}{400} = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,24 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Condition tangentielle :(Art A- 5- 1-1 / BAEL 91) :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

-Calcul τ_u :

$$T_{max} = 12,41 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12,41 \times 10^3}{120 \times 170} = 0,608 \text{ Mpa} ; \text{ Donc } \tau_u = 0,608 \text{ Mpa}$$

-Calcul $\bar{\tau}_u$: Pour la fissuration non préjudiciable :

$$\text{Donc } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ Mpa} \right\} = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ Mpa} \}$$

$$\rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3. Condition d'adhérence et entrainement des barres :(Art A- 6- 1-3 / BAEL 91) :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{max}}{0,9 x d x \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

Calcul $\bar{\tau}_{se}$:

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \text{ Avec } \Psi_s = 1,5 \text{ (pour les aciers HA)}$$

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

Calcul τ_{se} :

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles

$$\sum U_i = n \phi \pi$$

n : Nombre de barres

ϕ : Diamètres des barres

$$\sum U_i = 3 \times 1,2 \times 3,14 = 11,304 \text{ cm} = 113,04 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,41 \times 10^3}{0,9 \times 170 \times 113,04} = 0,717 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,717 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ Mpa}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ Pas de risque d'entrainement des barres **Condition Vérifiée**

4. Longueur du scellement droit (ancrage) (Art A- 6- 1-22 / BAEL 91) :

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

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 (1,5)^2 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad , \quad \text{On prend} \quad L_s = 45 \text{ cm}$$

Les règlements de **BAEL 91** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à **0,4L_s** pour l'aciers H A, Donc $L_c = 18 \text{ cm}$

5. Influence de l'effort tranchant sur les armatures :

➤ **Appuis de rive :(Art 5.1.1.312/BAEL91)**

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant T_u .

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{T_u^{max}}{f_{su}}$$

$$A_{st \text{ min à ancrer}} \geq \frac{12,41 \times 10^3}{348 \times 100} = 0,356 \text{ cm}^2 ; \quad A_{st \text{ adopté}} = 3,39 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ min à ancrer}}$ **Condition vérifiée**

→ Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

➤ **Appuis intermédiaire :(Art 5.1.1.321/BAEL91)**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 V_u \cdot d$, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égal à

$$T_u^{max} = \frac{M_{max}}{0,9d}$$

$$T_u^{max} = 12,41 \text{ KN} = 12,41 \times 10^3 \text{ N}$$

$$M_a^{max} = 5,42 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$0,9d T_u^{max} = 0,9 \times 170 \times 12,41 \times 10^3 = 1,899 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$M_a^{max} > 0,9d T_u^{max}$ → les armatures inférieures ne sont pas nécessaires.

6. **Influence de l'effort tranchant sur le Béton : (Art A. 5 .1.313 /BAEL 91) :**

Il faut vérifier que :

$$T_u^{max} = 12,41 \text{ KN}$$

$$T_{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b_0$$

Avec :

$$a = 0,9 d = 0,9 \times 17 = 15,3 \text{ cm}$$

$$T_{max} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,5} \times 0,9 \times 0,17 \times 0,12 \times 10^3 = 122,4 \text{ KN.}$$

$$T_{max} = 12,41 \text{ KN} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a b_0 = 122,4 \text{ KN} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

7. **Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure : (Art A. 5. 3.2 /BAEL 91)**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u (b - b_0)}{1,8 b d h_0} < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{12,41 \times 10^3 (650 - 120)}{1,8 \times 650 \times 170 \times 40} = 0,826 \text{ Mpa}$$

Donc : $\tau_u = 0,826 \text{ Mpa}$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,2 \frac{f_{28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa}\} ; \quad \bar{\tau}_u = \min\{3,33 ; 5 \text{ Mpa}\} \quad \rightarrow \quad \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,826 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL 91)

Avec :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_L^{max}\right).$$

h : hauteur de la poutrelle (h= 20 cm)

b₀ : Longueur de l'âme

ϕ_L^{\max} : Diamètre maximal des armatures

$$\phi_t = \min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1,2 \right) = \min (0,57 ; 1,2 ; 1,2)$$

$$\phi_t = 0,57 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Soit } 2 \phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

8. Espacement des armatures : (Art A. 5.1.22 /BAEL 91)

$$S_{t1} = \min (0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_{t1} = \min (0,9 \times 17, 40 \text{ cm}) = \min (15,3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

Soit :

$$S_{t1} = 15,3 \text{ cm}$$

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_{t2} \leq \frac{A_{ad} 0,9 f_e}{(\tau_u - 0,3 f_{t28}) b_0 \gamma_s}$$

Application numérique :

$$S_{t2} \leq \frac{1,2 \times 0,9 \times 400}{(0,826 - 0,3 \times 2,1) 12 \times 1,15} = 159,716 \text{ cm}$$

Soit

$$S_t \leq \min \{ S_{t1} S_{t2} \} = \min \{ 15,3 \text{ cm} ; 159,716 \text{ cm} \} = 15,3 \text{ cm}$$

On opte pour $S_{t\max} = 15 \text{ cm}$

Conclusion :

Nous adopterons **2 étriers en HA 8**

III.5.6. Vérification à l'ELS :

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

Les vérifications qui leurs sont relative :

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

1. Combinaison de charge à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le (Art 6-5/BAEL 91) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU, Les coefficients $\left(\frac{q_s}{q_u}\right)$ nous donne les valeurs efforts internes sont résumé dans les tableaux suivant :

$$\frac{4,582}{6,332} = 0,723$$

✓ **Moment en travée à l'ELS :**

$$M_{ts} = M_{tr} \times 0,723$$

Tableau III-1.4 : résumé les moments en travée a l'ELS :

Travée	L (m)	M_{tr} (KN.m)	M_{ts} (KN.m)
1-2	3,70	5,21	3,766
2-3	3,70	4,81	3,477
3-4	3,00	2,35	1,699
4-5	3,70	4,81	3,477
5-6	3,70	5,21	3,766

✓ Moment aux appuis à l'ELS :

$$M_{as} = M_{ar} \times 0,723$$

Tableau III-1.5 : résumé les moments en aux appui à l'ELS :

Nœuds	M_{appui} (KN.m)	$M_{appui s}$ (KN.m)
A	2,35	1,699
B	3,92	2,834
C	3,14	2,270
D	3,14	2,270
E	3,92	2,834
F	2,35	1,699

✓ Calcul de l'effort tranchants :

$$T_{Ws} = T_W \times 0,723$$

$$T_{es} = T_e \times 0,723$$

Tableau III-1.6 : résumé les efforts tranchants :

Travée	T_W (KN)	T_{Ws} (KN)	T_e (KN)	T_{es} (KN)
A-B	11,95	8,639	-11,10	-8,025
B-C	11,31	8,177	-11,73	-8,480
C-D	9,34	6,752	-9,34	-6,752
D-E	11,73	8,480	-11,31	-8,177
E-F	11,10	8,025	-11,95	-8,639

2. Etat limite d'ouverture des fissures (Art . A.5.3.2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, On se dispense de vérifier l'Etat limite d'ouverture des fissures.

✓ Etat limite de compression de béton :

✓ En travée :

- La contrainte dans l'acier : on doit donc s'assurer que $\bar{\sigma}_s > \sigma_s$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 3,39}{12 \times 17} = 1,67 \Rightarrow \beta_1 = 0,833$$

$$K_1 = 14,94$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d A} \quad \text{Avec } M_{ts} = 3,766 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{3,766 \times 10^6}{0,833 \times 170 \times 339} = 78,448 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

Donc : $\bar{\sigma}_s > \sigma_s$Condition vérifiée

✓ **La contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{78,448}{14,94} = 5,250 \text{ MPa}$$

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

$\Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$Condition vérifiée

✓ **Aux appuis :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,26}{12 \times 17} = 1,11 \Rightarrow \beta_1 = 0,855$$

$$K_1 = 19,48$$

3. La contrainte dans l'acier :

on doit donc s'assurer que $\bar{\sigma}_s > \sigma_s$

$$\sigma_s = \frac{M_{as}^{max}}{\beta_1 d A} \quad M_{as}^{max} = 2,834 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{2,834 \times 10^6}{0,855 \times 170 \times 226} = 86,273 \text{ MPa}$$

$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} > \sigma_s = 86,273 \text{ MPa}$Condition vérifiée

4. La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{86,273}{19,48} = 4,428 \text{ MPa}$$

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

$\Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$Condition vérifiée

5. Etat limite de déformation (Art B. 6.8 .424 /BAEL 91) :

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

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t^{max}}{15 M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur total de la section de nervure 20 cm

L : portée entre nus d'appuis (L=3,70 m)

M_t^{max} : Moment max en travée $M_t^{max} = 7,19 \text{ Knm}$

M_0 : Moment max de la travée isostatique

A : section des armatures

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite

Vérification :

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} \quad \text{Avec : } q_s = G + Q = 3,607 + 0,975 = 4,582 \text{ Kn/ml}$$

$$M_0 = \frac{4,582 \times 3,70^2}{8} = 7,840 \text{ KN.m}$$

$$\frac{20}{370} = 0,054 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{3,766}{15 \times 7,840} = 0,032 \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b_0 d} = \frac{3,39}{12 \times 17} = 0,016 \geq \frac{4,2}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \Rightarrow \quad \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

Vu que la troisième condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la

$$\text{flèche : } f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{370}{500} = 0,74$$

Avec :

f : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

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

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

$$I_{fv} = \frac{1,1xI_0}{1 + \mu x\lambda_v}$$

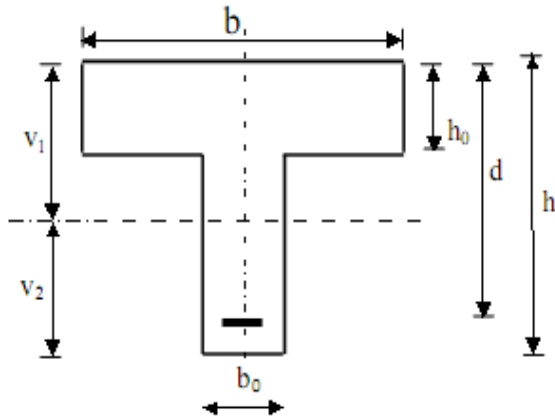
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée ($n=15$) par rapport au centre de gravité de la section

a. Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0xh + (b - b_0)h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 12x20 + (65 - 12)4 + 15x3,39 = 502,85cm^2$$

$$B_0 = 502,85 cm^2$$



b. Calcul de V1 et V2 :

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S/_{xx} = \frac{b_0h^2}{2} + (b - b_0)x\frac{h_0^2}{2} + 15xA_txd$$

$$S/_{xx} = \frac{12x20^2}{2} + (65 - 12) x \frac{4^2}{2} + 15x3,39 x 17 = 3688,45 cm^3$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3688,45}{502,85} = 7,33cm$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,33 = 12,67cm$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} x (7,33^3 + 12,67^3) + (65 - 12) x 4 x \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,33 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15x3,39x(12,67 - 3)^2 = 22496,111cm^4$$

$$I_0 = 22496,111 cm^4$$

c. Calcul des coefficients: ($\lambda_v ; \mu ; I_{fv}$)

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 17} = 0,0166 \quad \mapsto \quad \beta = 0,978$$

$$\sigma_s = \frac{2,834 x 10^6}{0,978 x 170 x 339} = 50,28 MPa$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 x f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 x b_0}{b}\right) x \rho} = \frac{0,02 x 2,1}{\left(2 + \frac{3 x 12}{65}\right) x 0,0166} = 0,990$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 x f_{t28}}{4 x \rho x \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 x 2,1}{4 x 0,0166 x 50,28 + 2,1} ; 0 \right\} = \max \{ 0,324 ; 0 \} = 0,324$$

D'où la flèche :

$$I_{fv} = \frac{1,1 x I_0}{1 + \lambda_v x \mu} = \frac{1,1 x 22496,111}{1 + 0,990 x 0,324} = 18735,971 \text{ cm}^4$$

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

$$f = \frac{M_t^s x l^2}{10 x E_v I_{fv}} = \frac{7,19 x 10^6 x 3700^2}{10 x 10819 x 10^4 x 18735,971} = 4,85 \text{ mm} = 0,485 \text{ cm}$$

$f = 0,485 \text{ cm} < 0,74 \text{ cm} \implies$ Condition vérifié

III.5.7.Conclusion :

Le ferrailage retenu pour les poutrelles est le suivant :

Armature longitudinales :

En travée : **3HA12 = 3.39 cm²**

Aux appuis : **2HA12 = 2.26 cm²**

Armature transversales :

Etrier : **2HA8 = 1.01cm²** avec **st= 15 cm**

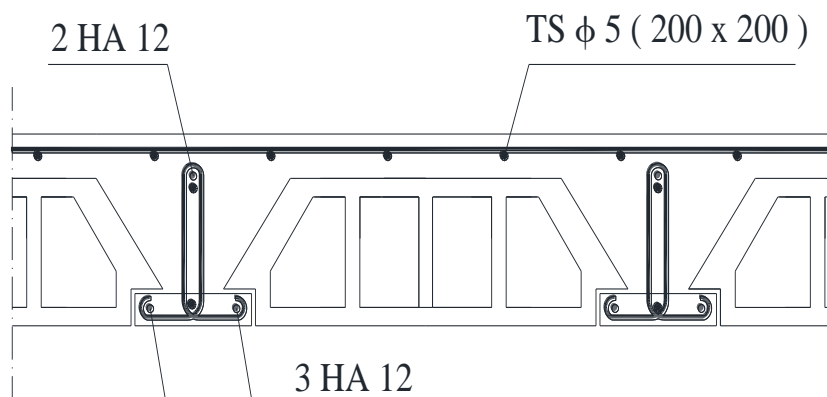
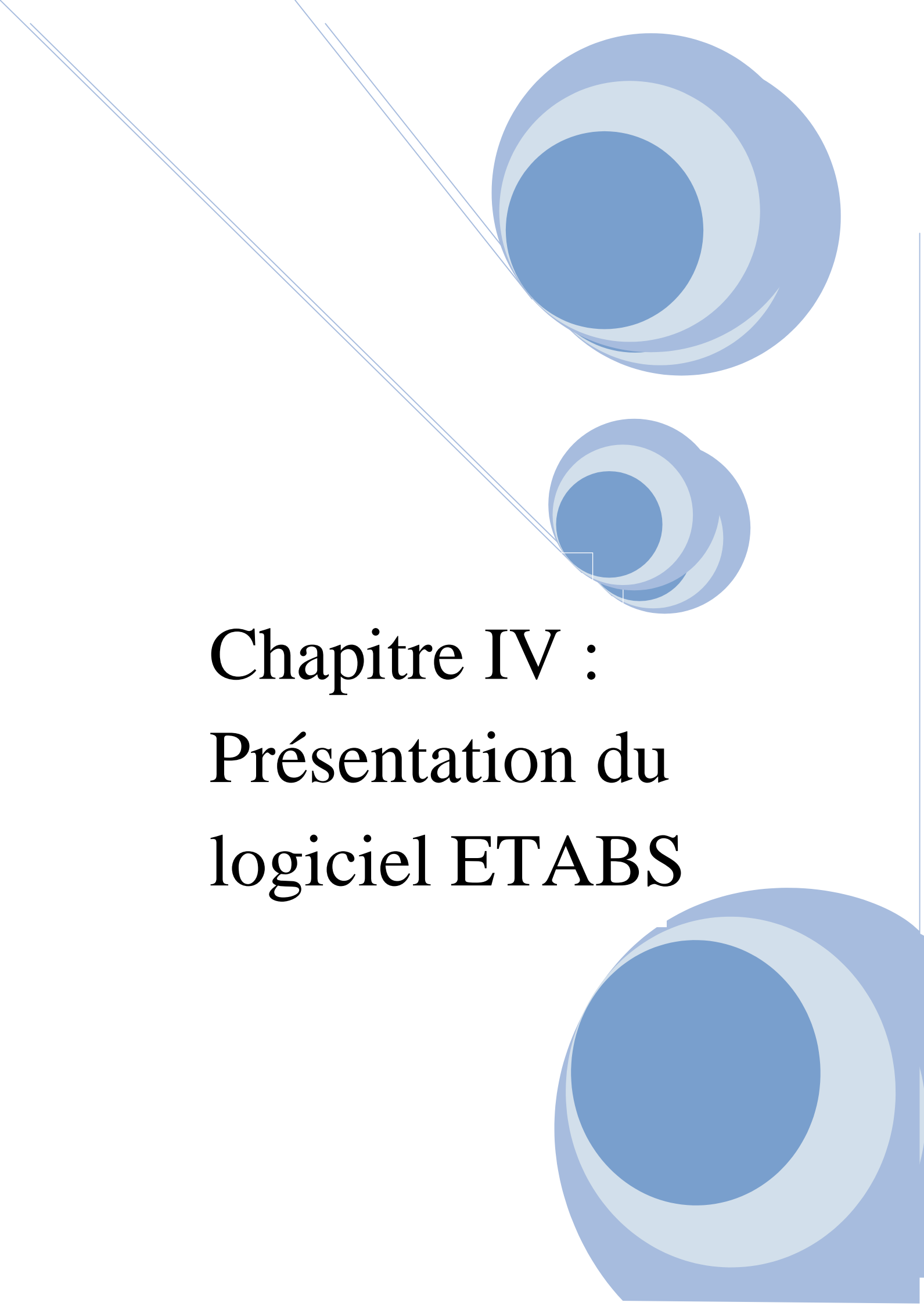


Figure III.5.6. Schéma de Ferrailage des planchers

The page features three decorative blue circles of varying sizes, each composed of concentric rings in different shades of blue. Two thin, light blue lines originate from the top left and extend diagonally towards the top-right and middle-right circles. A large, partially visible blue circle is located in the bottom right corner.

Chapitre IV : Présentation du logiciel ETABS

Choix de la méthode de calcul

IV.1. Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

IV.2. Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

a) la méthode statique équivalente (Art 4.1.2 RPA99/mod2003) :

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car :

Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière en élévation donc il faut vérifier la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :

Zone II : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 32.64 m).

b) La méthode d'analyse modale spectrale (Art 4.1.3 RPA99/mod2003) :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Conclusion :

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3. Principe de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode dynamique modale spectre permet d'avoir le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul pour chaque mode de vibration. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour notre étude nous avons décidé de faire cette partie de calculs en utilisant le logiciel ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) version 9.6.0

IV.4. Description du logiciel ETABS :

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil.

L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc. Le logiciel ETABS est basé sur la méthode des éléments finis pour la modélisation de la structure et le calcul des éléments.

Tableaux IV.1 : Rappel (terminologie) :

Mots clefs	Traduction	Mots clefs	Traduction
Grid line	Ligne de grille	Load	Charge
Element	Elément	Height	Hauteur
Material	Matériau	Column	Poteau
Frame	Portique	Beam	Poutre
Frame section	Coffrage	Wall	Voile
Restraints	Degrés de liberté (DDL)	Slab	Dalle
Thickness	Epaisseur	Steel	Acier
Story	Etage	Concrete	Béton

IV.5. Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

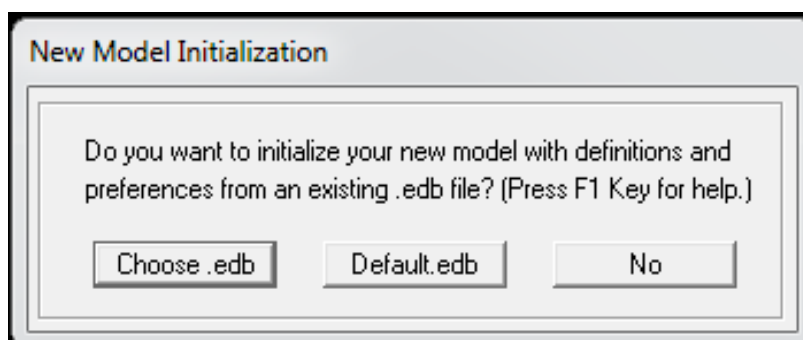
- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...).
- 4- Définition des charges (G, Q).
- 5- Affectation des charges revenant aux limites.
- 6- Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003.
- 7- Définition du séisme.
- 8- Introduction des combinaisons d'actions.
- 9- Affectation des masses sismiques et des inerties massiques.
- 10- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).
- 11- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats

1. Introduction de la géométrie du modèle :**a) Choix des unités :**

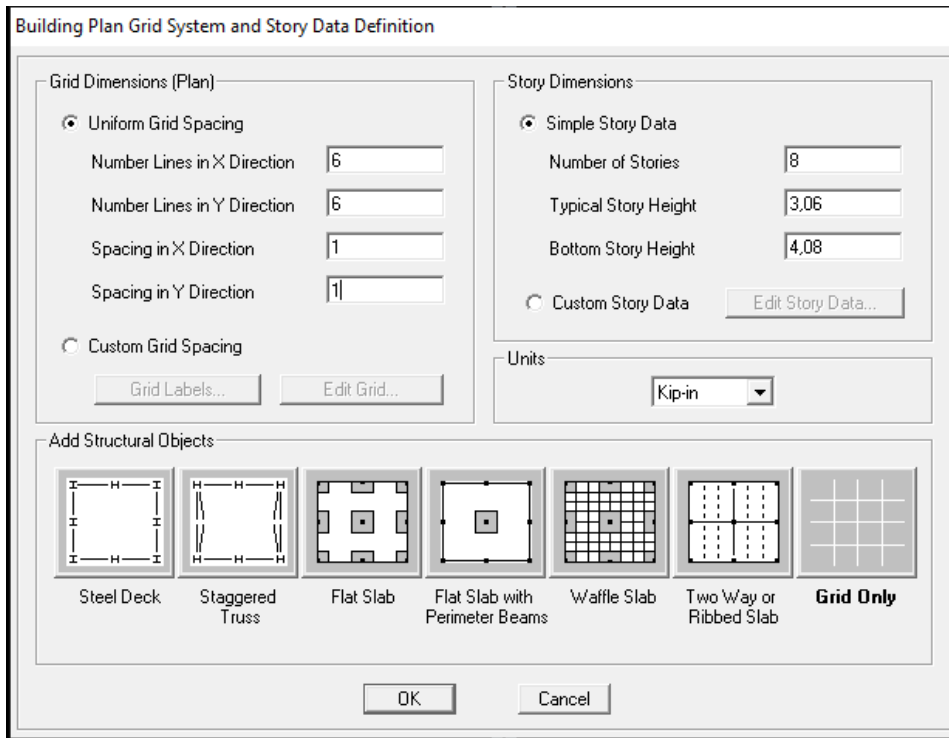
C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **kN.m**

**b) Géométrie de base :**

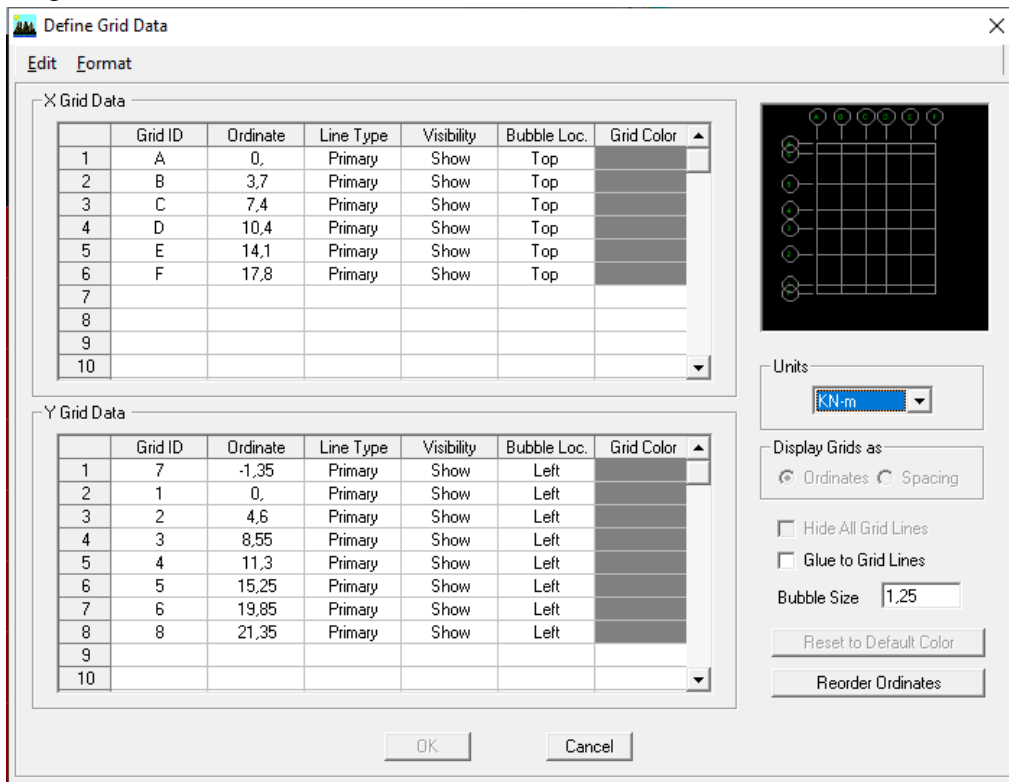
Ouvrir un nouveau modèle avec **File > New model** et choisir **Default.edb**



La boîte de dialogue suivante apparaît :



Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custum Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.



De même manière si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custom Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment comme l'interface suivante le montre :

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
9	ET7	3,06	25,5	Yes		No	0,
8	ET6	3,06	22,44	No	RDC	No	0,
7	ET5	3,06	19,38	No	RDC	No	0,
6	ET4	3,06	16,32	No	RDC	No	0,
5	ET3	3,06	13,26	No	RDC	No	0,
4	ET2	3,06	10,2	No	RDC	No	0,
3	ET1	3,06	7,14	No	RDC	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:

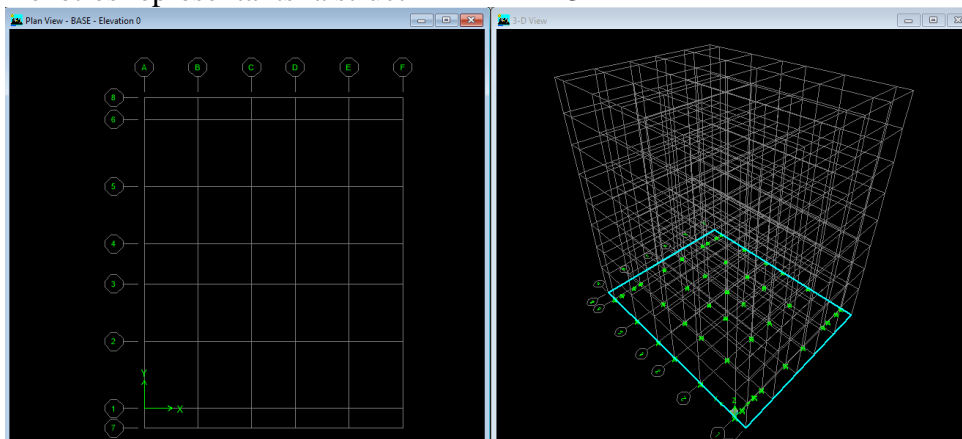
Cette opération permet d'introduire :

- le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y
- le nombre de travée dans les deux sens X et Y
- les hauteurs des différents étages
- le nombre d'étages
- les longueurs des travées


NB :

Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

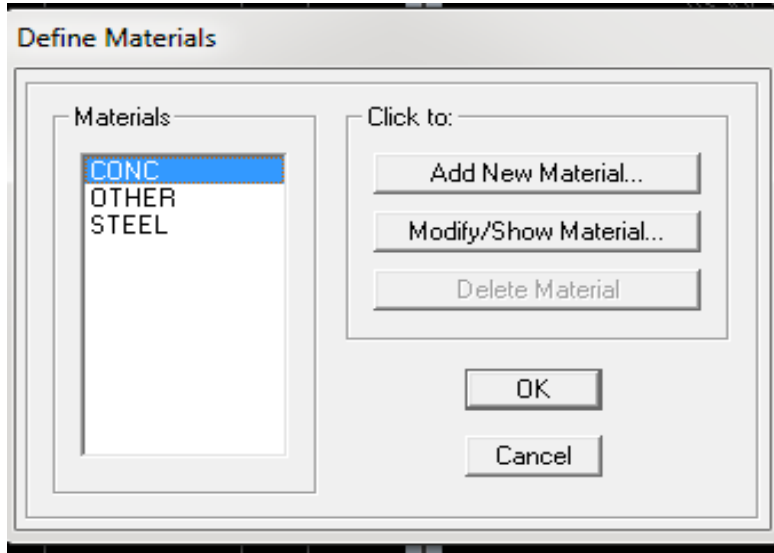
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et on aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



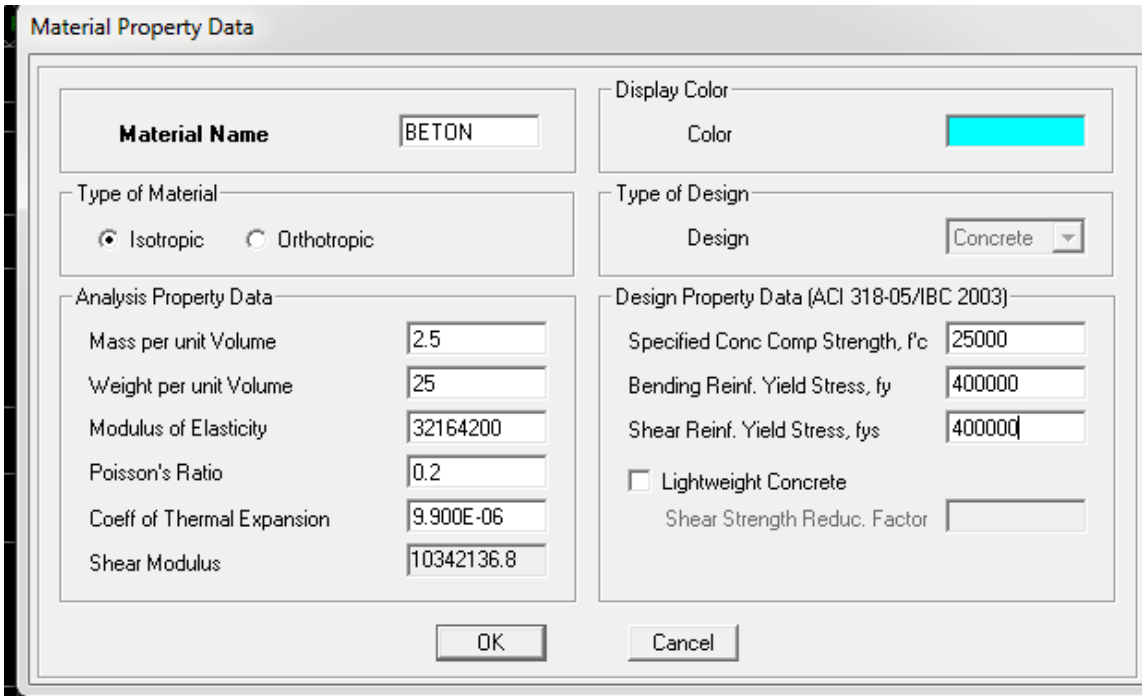
2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres), on clique sur :  ou bien

Define >Material properties > CONC>Modify/Show Material



Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

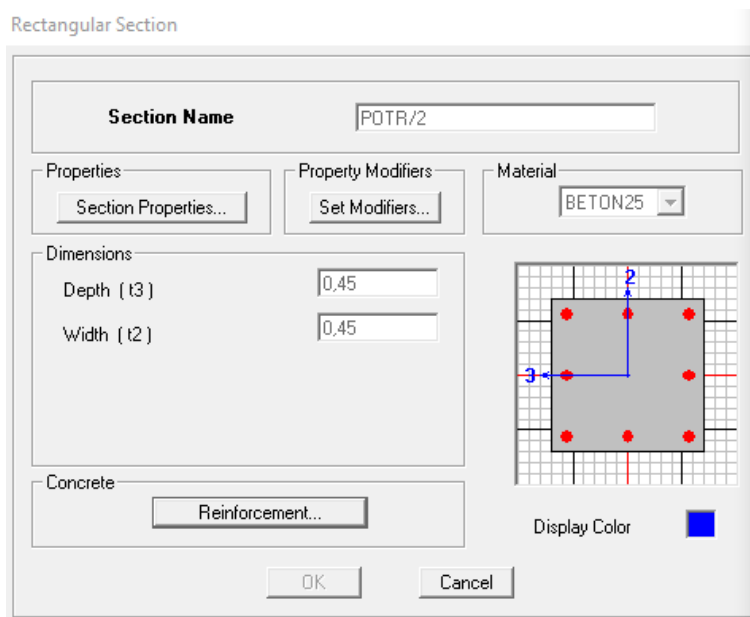


3. Spécification des propriétés géométriques des éléments :

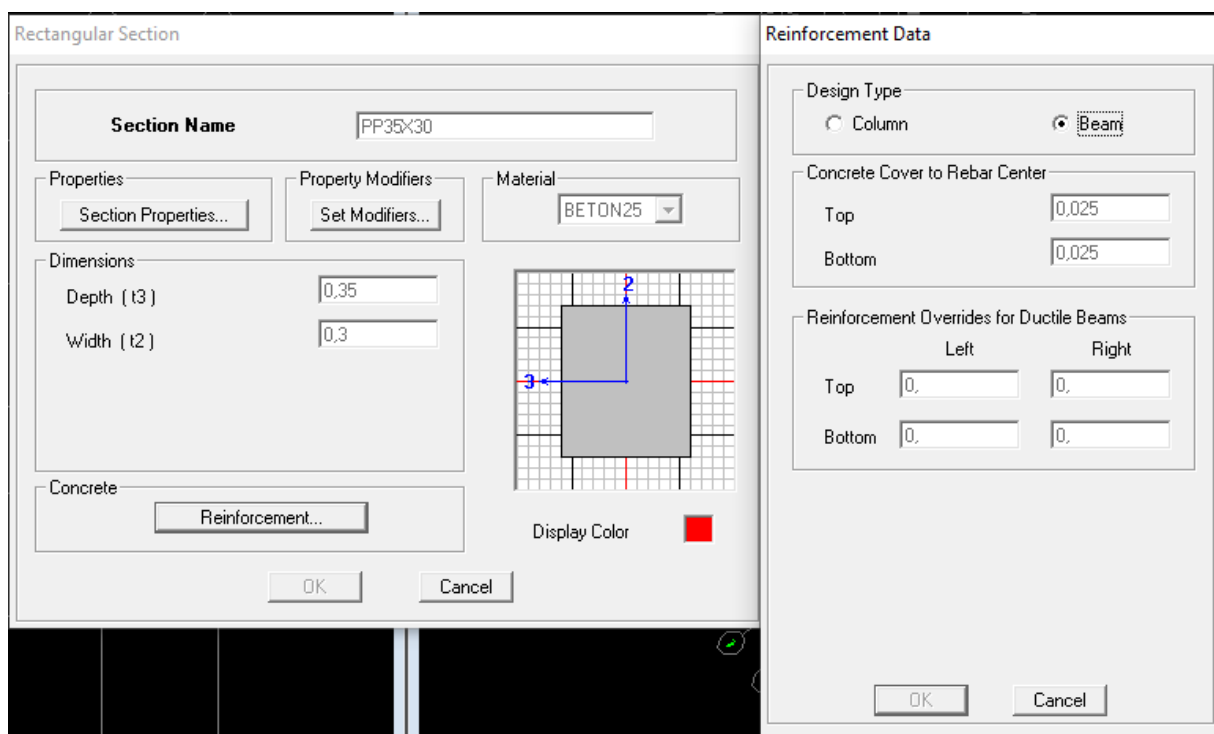
La troisième étape consiste affecter les propriétés géométriques des éléments.


On clique sur :  ou bien

Define >Frame sections > Add rectangular



Nous procéderons de la même manière pour les autres éléments, en affectant Beam pour les poutres.



Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux éléments plaques : planchers, dalles pleines(DP) et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :  ou bien

Define >Area sections> Add New Section

Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on définit leurs propriétés

Plancher**voile**

Wall/Slab Section

Wall/Slab Section

Section Name: CORSCREUX

Material: OTHER

Thickness

Membrane: 1,000E-06

Bending: 1,000E-06


Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: 

OK Cancel

Wall/Slab Section

Wall/Slab Section

Section Name: VOILE20

Material: BETON25

Thickness

Membrane: 0,2

Bending: 0,2


Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color: 

OK Cancel

Dalle pleine

Wall/Slab Section

Section Name: DALLEPLEINE

Material: BETON

Thickness

Membrane: 0.15

Bending: 0.15


Type

Shell Membrane Plate

Thick Plate

Load Distribution

Use Special One-Way Load Distribution


Set Modifiers... Display Color: 

OK Cancel

➤ **Dessin des éléments de la structure :**

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

Pour les poteaux :


On clique sur  on aura une boîte dialogue qui s'affiche (**properties of object**) on choisit le nom de la section.

(Pot50x50par exemple) on valide.

Properties of Object

Property	POTR/2
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0.

Pour les poutres :


De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur . On aura une boîte dialogue qui s'affiche (**properties of object**) on choisit le nom de la section.

(PP par exemple) on valide.

Properties of Object

Type of Line	Frame
Property	PP
Moment Releases	Continuous
Plan Offset Normal	0.


Pour les voiles :

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique  pour les voiles ; on aura une boîte dialogue qui s'affiche (**properties of object**), pour définir sa longueur l et on active puis on dessine.

Properties of Object

Type of Area	Pier
Property	VOILE
Plan Offset Normal	0.
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Drawing Control	Fixed Length <L>
Fixed Length	1.5

Pour les dalles :

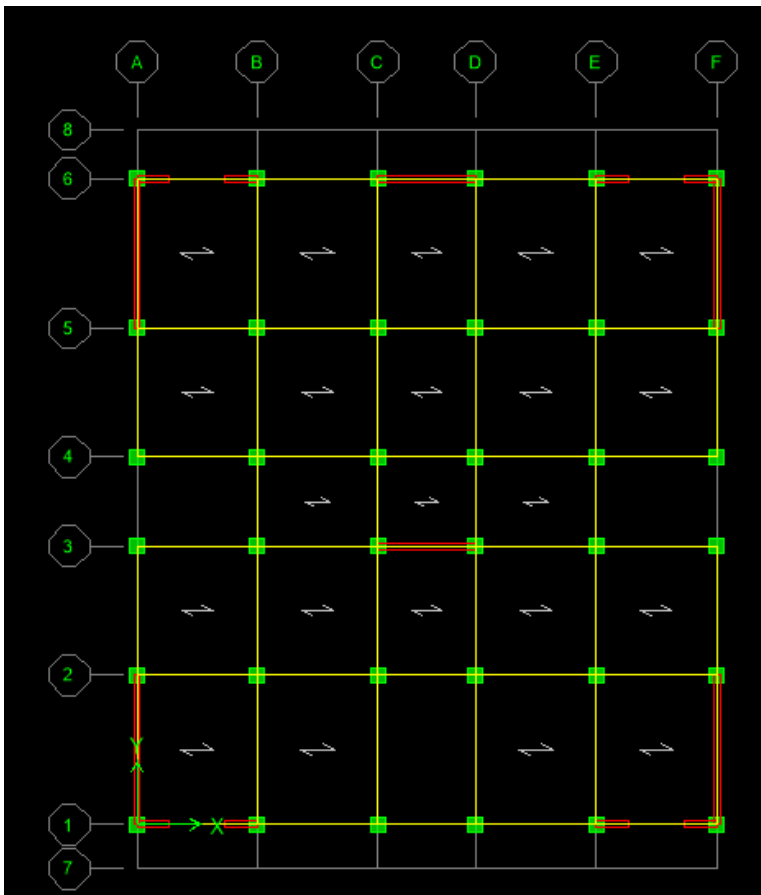
De même que pour les poteaux sauf qu'on clique  pour les dalles ; on aura une boîte dialogue qui s'affiche (**properties of object**), on choisit le nom de la section.

(Corps creux par exemple) on valide.

Properties of Object


Property	CORPSCREUX
Local Axis	0.

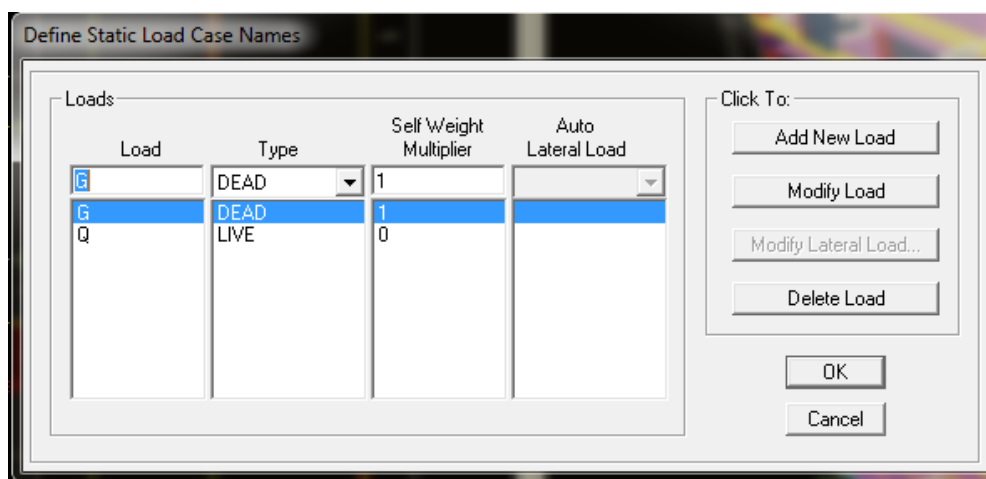
La structure obtenue est :



4. Définition des charges statiques (G, Q) :


La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d'exploitations (Q),

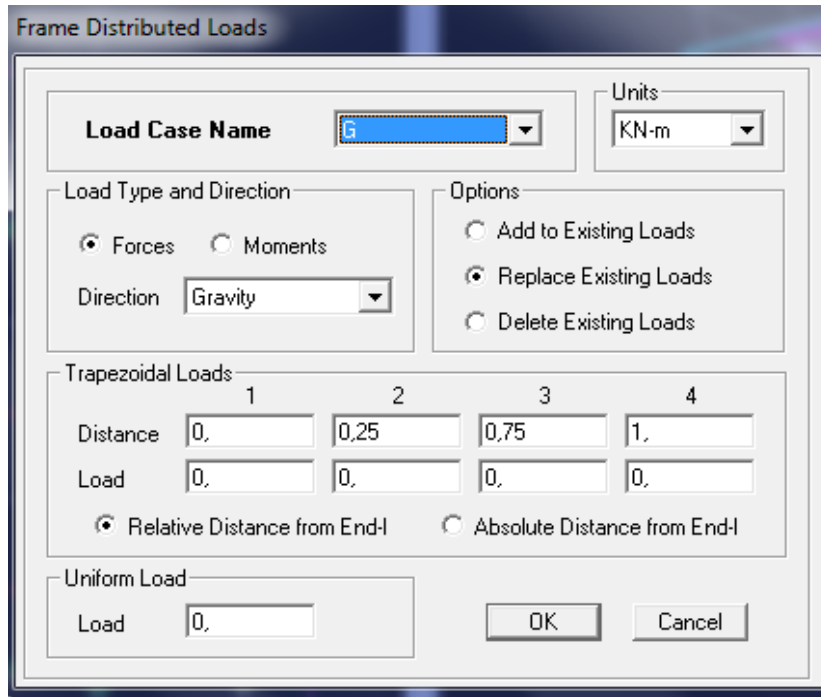
pour les définir on clique sur:  ou bien *Define > Static Load Cases.*



5. Affectation des charges revenant aux limites :


➤ Chargement linéaire :

Les charges statique tant définies on sélectionne chaque élément linéaire et on introduit le chargement linéaire qui lui revient en cliquant sur 



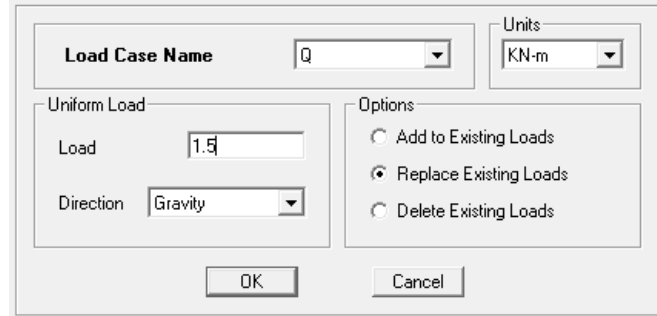
Assign > Frame>Loads Distributed

➤ Chargement surfacique :

Les chargements surfaciques étant définies, on sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement **surfacique** qui lui revient en cliquant sur : 

Assign > Areas Loads >uniform

Uniform Surface Loads



6- Introduction du spectre de réponse (E):

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s'agit D'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 période propre T.

Données à introduire dans le logiciel :

- Zone sismique : **IIa**
- Groupe d'usage : **2**
- Coefficient de comportement global du bâtiment en fonction du système de

Contreventement donné par le tableau (4.3 RPA99/V2003) on prend **R=3.5**; Mais on doit le justifier par la suite dans l'étude de contreventement avec ETABS.

- Remplissage : **Dense** (cloisons en maçonnerie)
- Site : meuble **S3**
- Facteur de qualité : **Q** donné par le RPA99/V2003 par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q$$

Avec : P_q c'est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q .

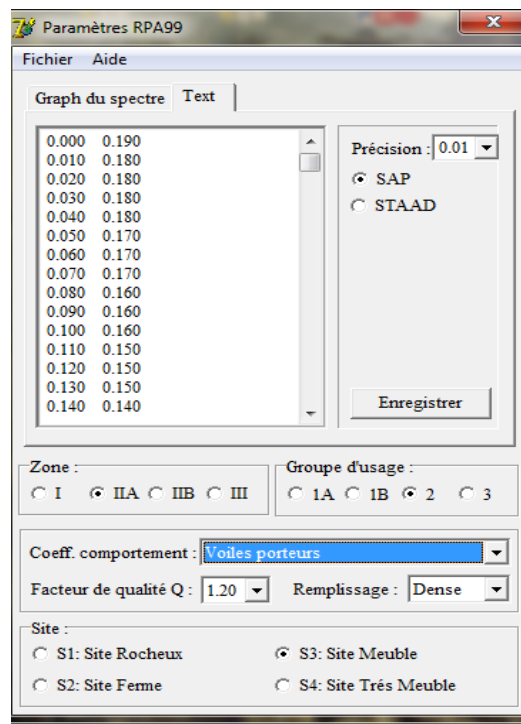
Tableaux IV.2. Valeur des pénalités :

	Observe	Non observe	P_q
1. conditions minimales sur les files de contreventements	Oui	/	0
2. redondance en plan	Oui	/	0
3. régularité en plan	Oui	/	0
4. régularité en élévation	/	Oui	0.05
5. contrôle de qualité des matériaux	/	Oui	0.05
6. contrôle de la qualité de l'exécution	/	Oui	0.1

$$Q = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.1)$$

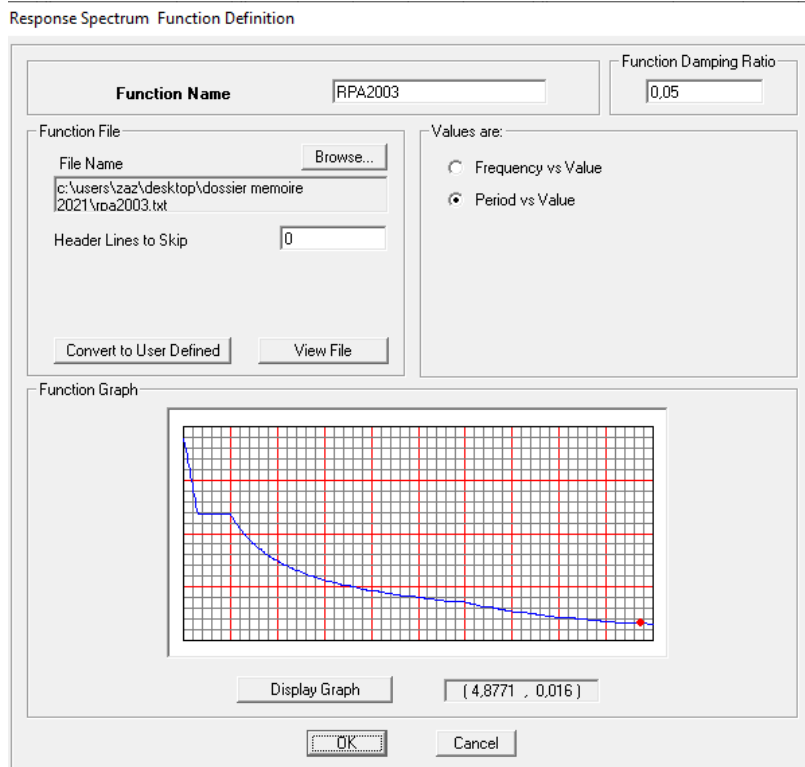
$$Q = 1.20$$

On ouvre le RPA après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur **Text**



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

Define> Response Spectrum Function> Spectrum from file>add new function

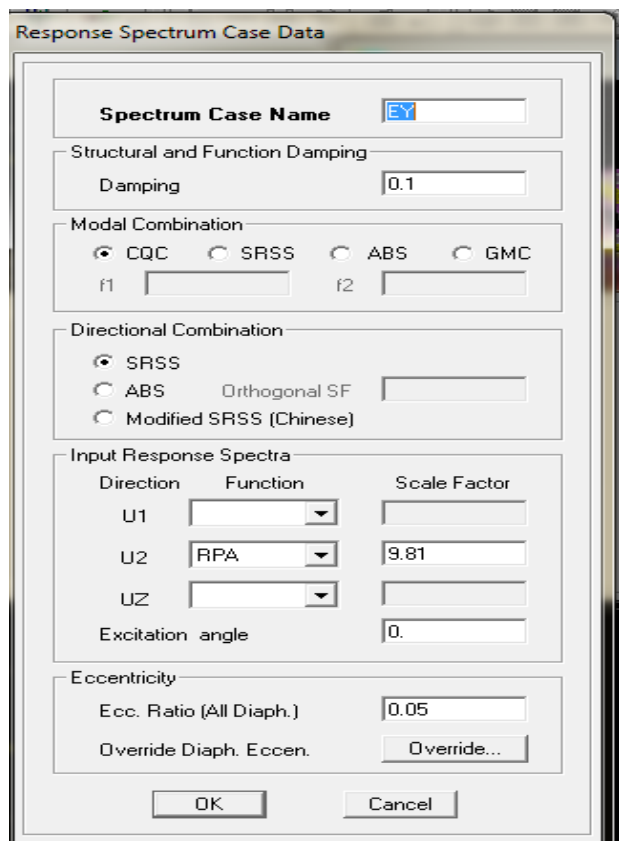
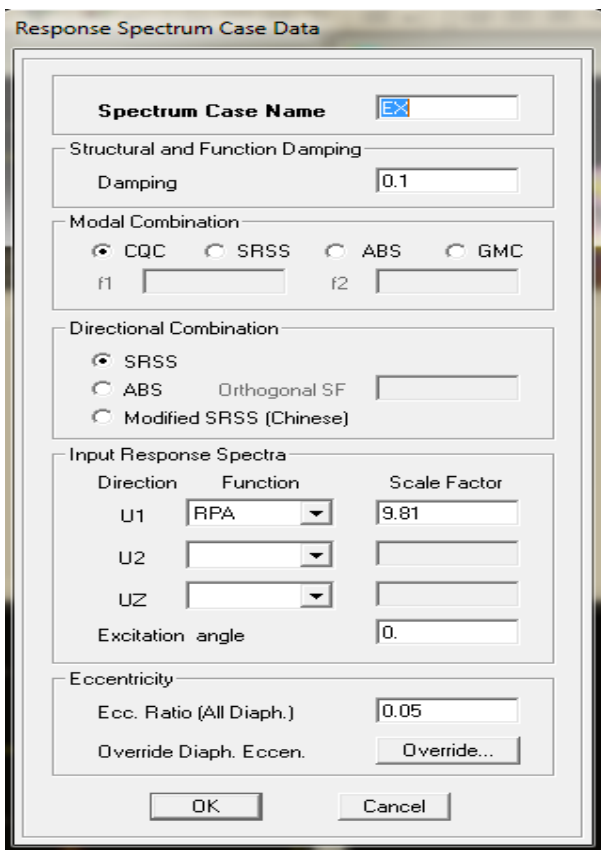


Function Name: RPA2003 on clique ok

7- Définition du séisme :

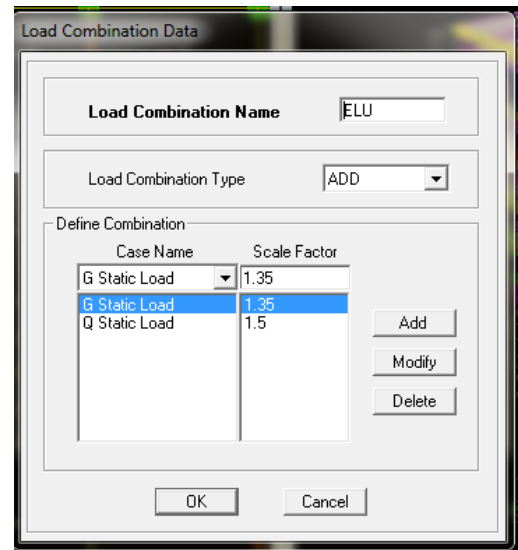
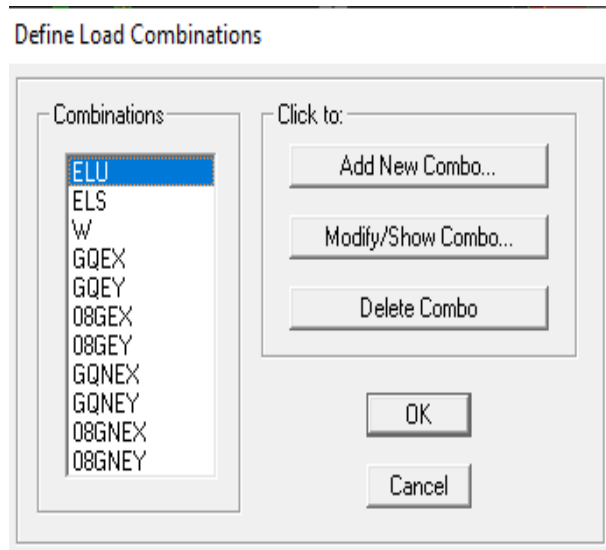
Une fois que le spectre est définie, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur :

Define >Response Spectrum cases> Add New Spectrum

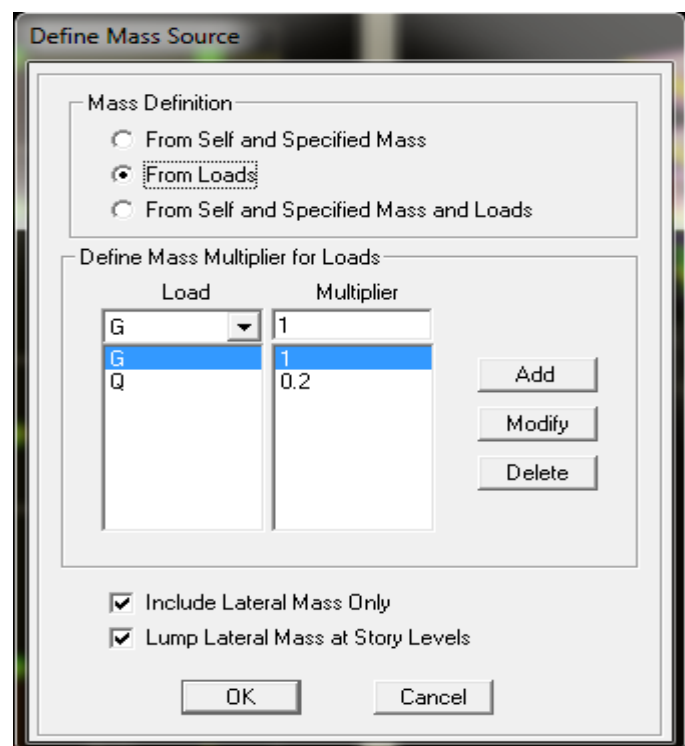


8. Introduction des combinaisons d'actions :**Combinaisons aux états limites :**ELU : $1.35G + 1.5Q$ ELS : $G + Q$ **Combinaisons accidentelle du RPA :**Acc1 jusqu'a 4 : $G + Q \pm E$ Acc5 jusqu'a 8 : $0.8G \pm E$


Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define> Load Combinations >Add New Combo****9- Affectation des masses sismiques et des inerties massiques :**

L'inertie massique d'étage est déterminée automatiquement par logiciel ETABS

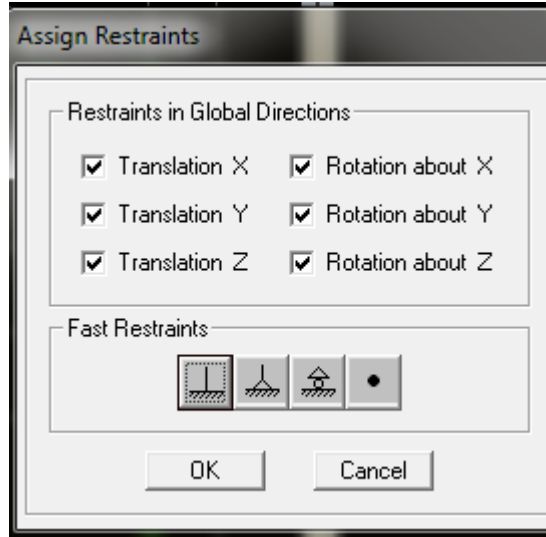
Define> masse source >from loads

10- Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) :**a. Appuis :**

Après avoir dessiné la structure on doit définir les appuis et encasturer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment, on sélectionne tout et on clique sur 

Assign > Joint > Restraints


La fenêtre ci-après s'affichera



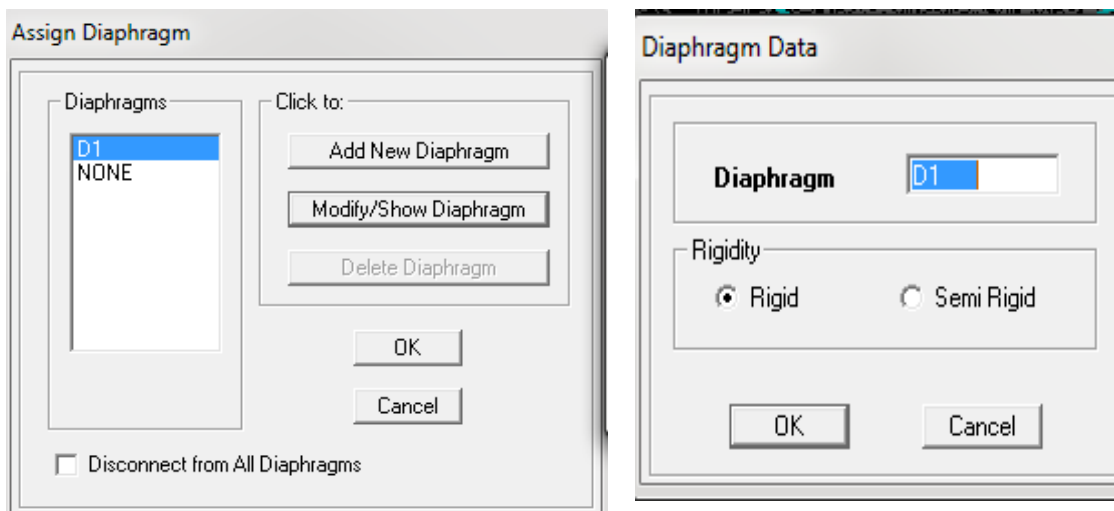
On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

b. Diaphragme :

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du 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 ETABS

On sélectionne le premier étage on clique : 

Assign > Joint/Point > Diaphragms > D1 > OK



Le deuxième étage : **Assign > Joint/Point > Diaphragms > Add New Diaphragm > D2 > OK**

On suit la même procédure pour les autres étages.

11- Exécution de l'analyse et visualisation des résultats :*** Lancement de l'analyse :**

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur : **Analyze> Run Analysis f5**

*** Visualisation des résultats :****-Déformée de la structure :**

On clique sur l'icône : **Show Deformed Shape** et on sélectionne l'une des combinaisons de charge introduites.

-Diagramme des efforts internes : on se positionne sur un plancher, on clique sur **Display**, et on sélectionne : **Show Member forces/Stresses Diagram**

-Déplacements : pour extraire les déplacements on sélectionne tout le plancher du niveau considéré, on appuis sur **Show tables** puis on coche **Displacement**.

-Effort tranchant et moment dues aux charges sismiques à la base :

Pour extraire les efforts à la base on clique sur **Show tables** on couche **Base Réactions** en suite dans **Select Cases/comb** on choisit **E**

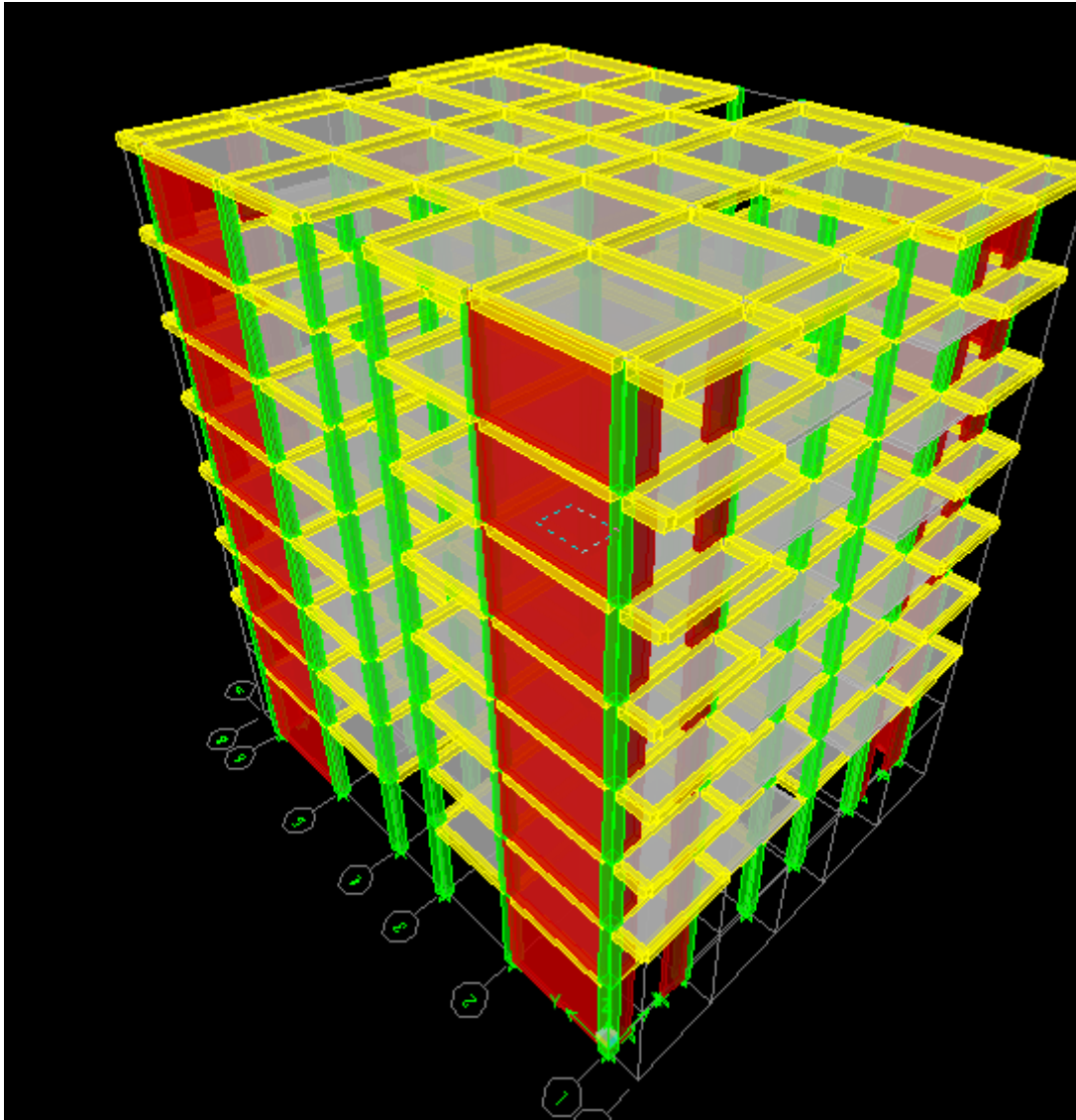
*** Efforts interne dans les éléments :****- les poutres :**

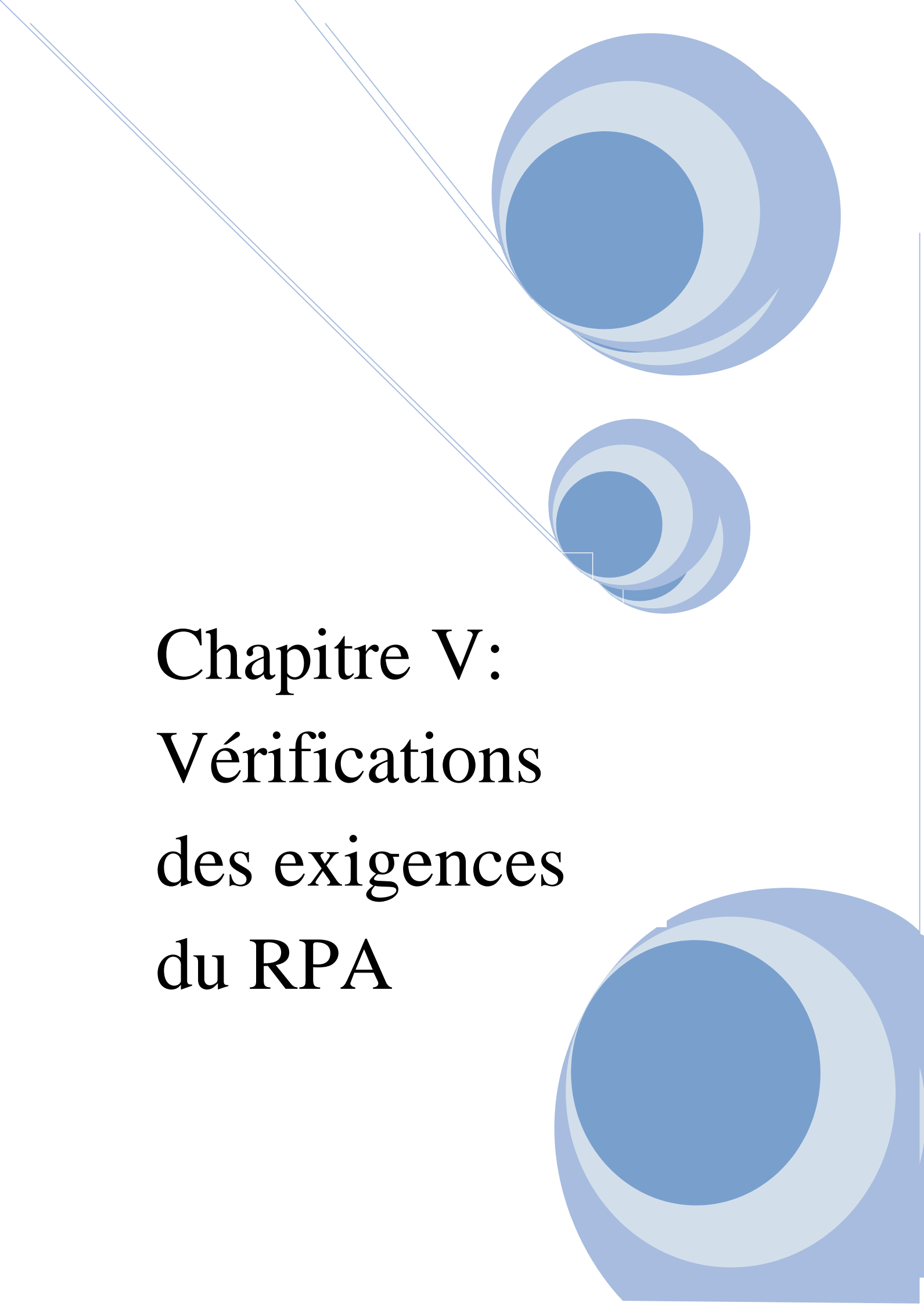
Pour extraire les efforts max, on commence par sélectionner les poutres ensuite on clique sur : **Display >show tables** dans **Element output** on sélectionne **Frame Force>table beam forces** on clique sur **select case /comb** pour choisir la combinaison d'action puis on clique sur **OK**.

-les poteaux :

Pour extraire la valeur des efforts dans les poteaux on clique sur :

Display >show tables dans **Element output** on sélectionne **Frame Force>table colum forces** on clique sur **select case /comb** pour choisir la combinaison d'action puis on clique sur **OK**.

La structure obtenue en 3D

A decorative graphic consisting of three overlapping blue circles of varying sizes, arranged in a diagonal line from the top right towards the bottom right. Two thin blue lines extend from the top left towards the circles, and a thin blue line extends from the bottom right towards the circles.

Chapitre V: Vérfications des exigences du RPA

Vérification des exigences du RPA

V.1. Introduction :

Le RPA exige de vérifier que 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 et ce, pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

V.2 vérification de la période :

V.2.1. Estimation de la période fondamentale de la structure (Art 4.2.4. RPA99/mod 2003) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left\{ C_T h_n^{3/4}, 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau (4.6) du RPA 99.

Dans cette étude :

$$C_T = 0.05$$

$$h_n = 25.50 \text{ m}$$

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

$$T = 0.05 \times 25.50^{3/4} = 0.567 \text{ s}$$

$$T = 0.567$$

Tableau V.1 des périodes (calculées avec logiciel)

Mode	Période	Mode	Période
1	0,714696	7	0,093688
2	0,487083	8	0,055817
3	0,487083	9	0,045707
4	0,203042	10	0,04168
5	0,105556	11	0,036986
6	0,095149	12	0,028062

$$T_{etabs} = 0.714 < 1.3T = 0.737 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

V.2.2. Pourcentage de participation de la masse modale :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les

modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (article 4.3.4 RPA99 version 2003).

Tableau V.2 : la période fondamentale et le taux de participation massique :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,714696	75,7901	0,0000	0,0000	75,7901	0,0000	0,0000
2	0,487083	0,0000	69,7890	0,0000	75,7901	69,7890	0,0000
3	0,392971	0,0220	0,0000	0,0000	75,8121	69,7890	0,0000
4	0,203042	14,1921	0,0000	0,0000	90,0042	69,7890	0,0000
5	0,105556	0,0000	20,4781	0,0000	90,0042	90,2671	0,0000
6	0,095149	4,8557	0,0000	0,0000	94,8599	90,2671	0,0000
7	0,093688	0,3355	0,0000	0,0000	95,1954	90,2671	0,0000
8	0,055817	2,4294	0,0000	0,0000	97,6248	90,2671	0,0000
9	0,045707	0,0000	6,1789	0,0000	97,6248	96,4460	0,0000
10	0,041680	0,0060	0,0000	0,0000	97,6308	96,4460	0,0000
11	0,036986	1,1994	0,0000	0,0000	98,8302	96,4460	0,0000
12	0,028062	0,0000	2,2469	0,0000	98,8302	98,6929	0,0000

La somme des masses dans le 9^{eme} modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

V.2.3. Vérification de la torsion :

- Mode -1 : $U_X=75.7901\%$ → translation, condition vérifier
- Mode-2 : $U_Y=69.7890\%$ → translation, condition vérifier

Tableau V.3 : le pourcentage de rotation selon z -z :

RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
0,0000	99,4426	0,0276	0,0000	99,4426	0,0276
98,0050	0,0000	0,0000	98,0050	99,4426	0,0276
0,0000	0,0363	72,1047	98,0050	99,4789	72,1323
0,0000	0,1846	0,0036	98,0050	99,6635	72,1359
1,7315	0,0000	0,0000	99,7365	99,6635	72,1359
0,0000	0,2492	1,0082	99,7365	99,9127	73,1441
0,0000	0,0174	17,6912	99,7365	99,9301	90,8353
0,0000	0,0334	0,0036	99,7365	99,9634	90,8390
0,2189	0,0000	0,0000	99,9554	99,9634	90,8390
0,0000	0,0002	5,5388	99,9554	99,9636	96,3777
0,0000	0,0225	0,0023	99,9554	99,9861	96,3801

- Mode-3 : $R_Z=72.1047\%$ → rotation, condition vérifier

V.3. Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7RPA99/mod2003) :

Quand on procède à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales. Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte (Art 4.2.7.RPA99/2003).

$$e_x = XCM - XCR \leq 5\%L_x$$

$$e_y = YCM - YCR \leq 5\%L_y$$

Avec : **CM** : Le centre de masse.

CR : Le centre de torsion.

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que :

Tableau V.4 : l'excentricité selon x-x :

Story	XCM	XCR	EX	0.05LX	Condition
RDC	8.9	8.9	0	0.89	Vérifier
1 ^{er} étage	8.9	8.9	0	0.89	Vérifier
2 ^{eme} étage	8.9	8.9	0	0.89	Vérifier
3 ^{eme} étage	8.9	8.9	0	0.89	Vérifier
4 ^{eme} étage	8.9	8.9	0	0.89	Vérifier
5 ^{eme} étage	8.9	8.9	0	0.89	Vérifier
6 ^{eme} étage	8.9	8.9	0	0.89	Vérifier
7 ^{eme} étage	8.9	8.9	0	0.89	Vérifier

Suivant le sens y-y : On doit vérifier que :

Tableau V.5: l'excentricité selon y-y :

Story	YCM	YCR	EY	0.05LY	Condition
RDC	10,071	9,397	0.674	1.135	Vérifier
1 ^{er} étage	10,123	9,396	0.727	1.135	Vérifier
2 ^{eme} étage	10,126	9,485	0.641	1.135	Vérifier
3 ^{eme} étage	10,129	9,558	0.571	1.135	Vérifier
4 ^{eme} étage	10,129	9,616	0.513	1.135	Vérifier
5 ^{eme} étage	10,132	9,662	0.470	1.135	Vérifier
6 ^{eme} étage	10,135	9,696	0.439	1.135	Vérifier
7 ^{eme} étage	9,973	9,722	0.251	1.135	Vérifier

V.4. Justification de l'interaction « portiques-voiles » :

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. (R coefficient de comportement)

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

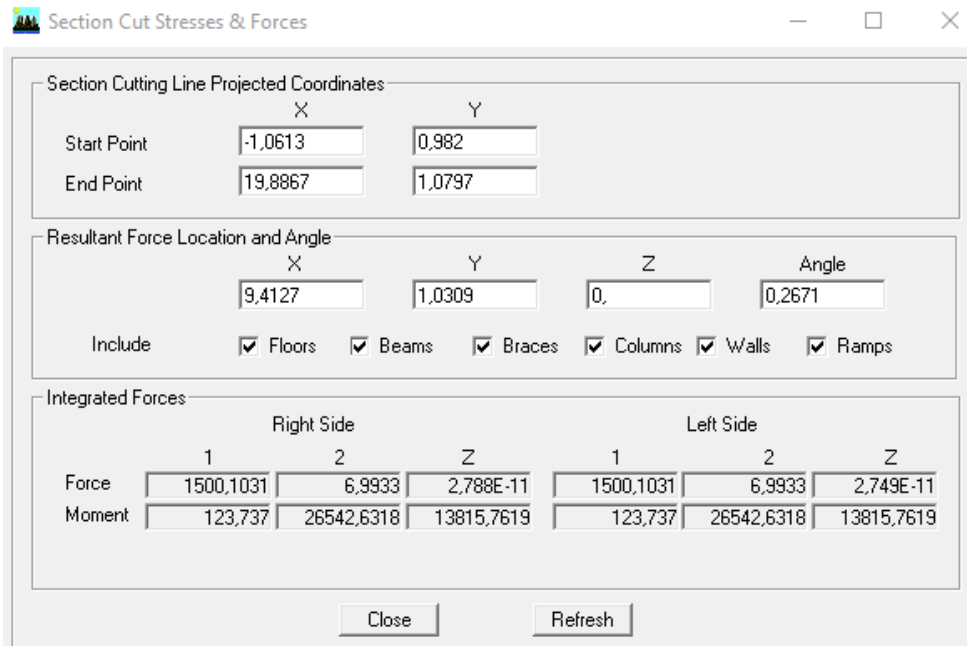
Display → **show Deformed shape** → **Load: Ex spectra**

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

Draw → **Draw Section Cut**

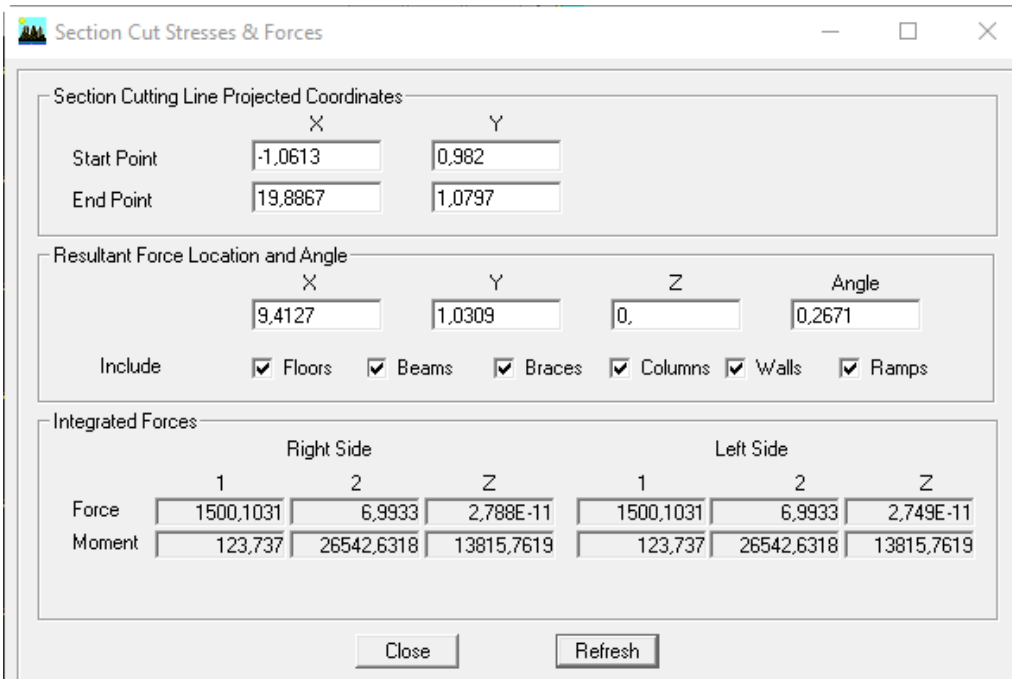
- **Selon x-x :**

- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **columns, floors, beams, braces, ramps** et on clique sur **Refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



• **Selon y-y :**

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,5496	1,3727
End Point	18,6171	1,4703

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,5338	1,4215	0,	0,2775

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	12,3805	2556,2805	8,118E-11	12,3805	2556,2805	7,912E-11
Moment	46027,643	222,926	936,119	46027,643	222,926	936,119

Close Refresh

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-2**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **columns, floors, beams, braces, ramps** et on clique sur **Refresh** comme indiqué sur l'image suivante :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-1,5496	1,3727
End Point	18,6171	1,4703

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8,5338	1,4215	0,	0,2775

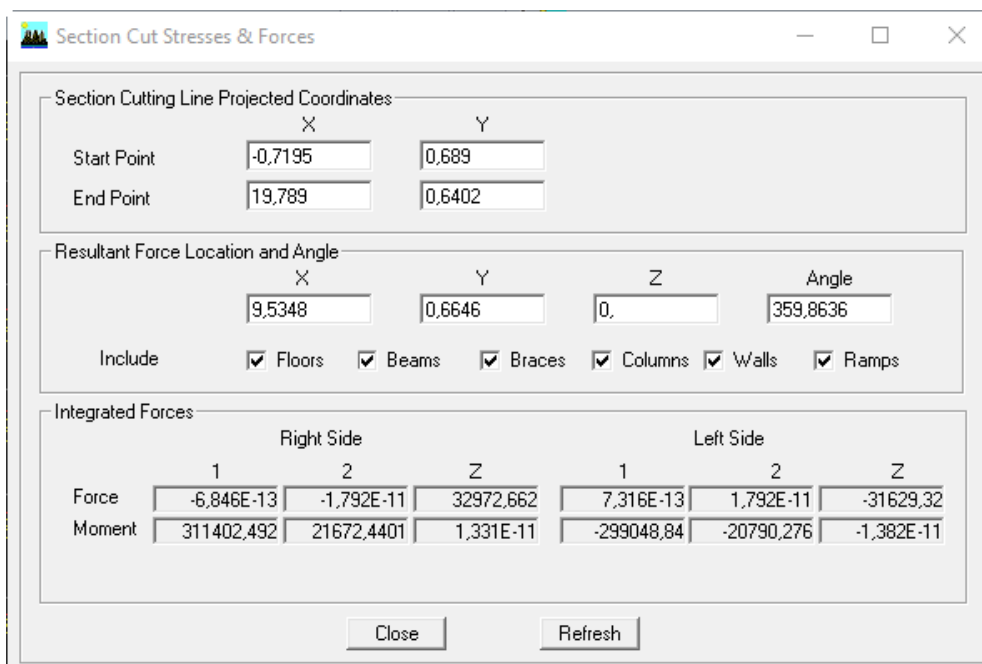
Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	11,8127	2439,0482	56,0789	11,8127	2439,0482	56,0789
Moment	30028,236	125,1119	893,1879	30028,236	125,1119	893,1879

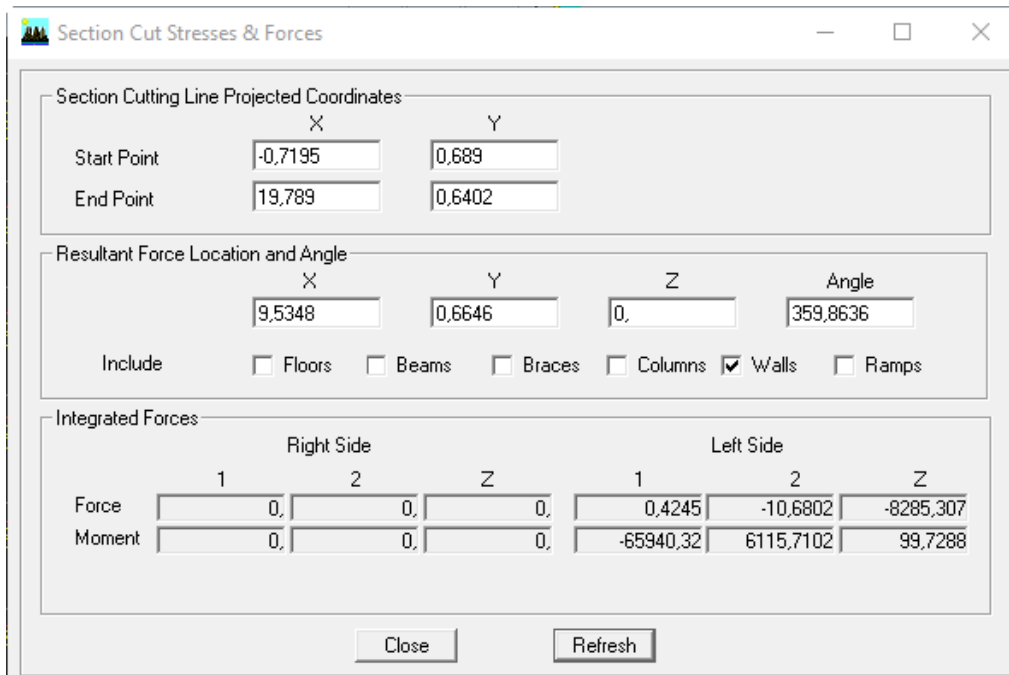
Close Refresh

• **Selon l'ELS :**



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-z**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **columns, floors, beams, braces, ramps** et on clique sur **Refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



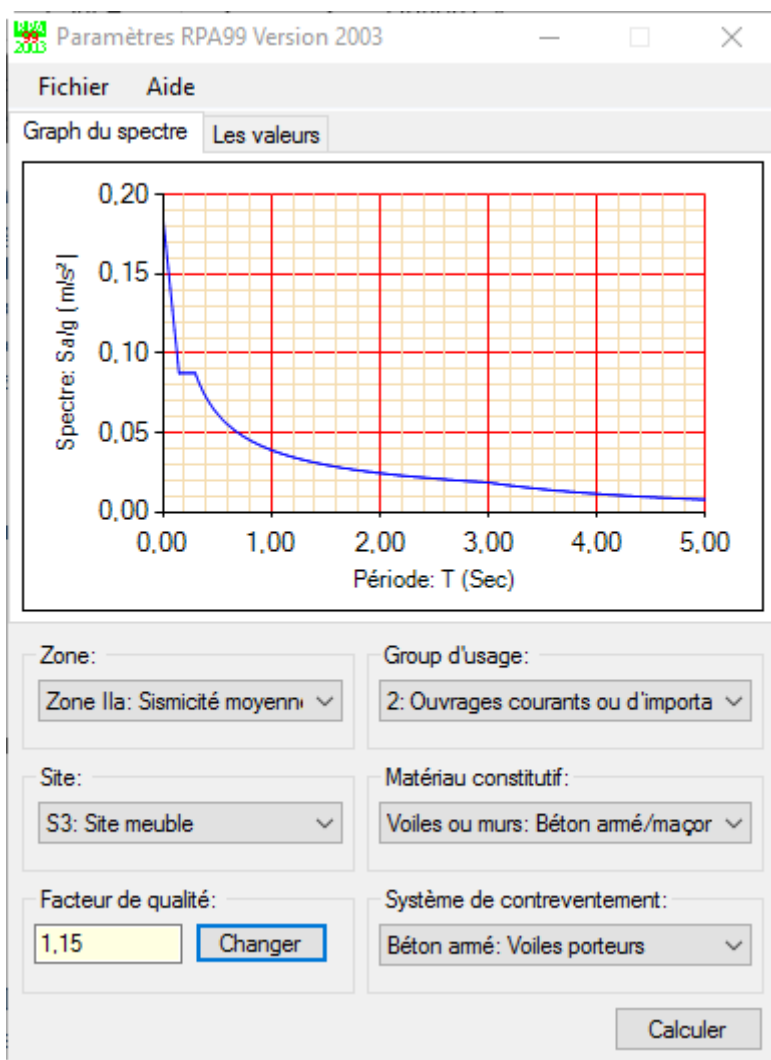
- Récapitulatif des forces :

Tableau V.6 : Justification du système de contreventement :

Unités	Force reprise par les voiles et poteaux		Force reprise par les voiles uniquement	
	[KN]	[%]	[KN]	[%]
ELS	32972.66	100	8791.23	26.66
Sens EX	1500.10	100	1322.01	88.12
Sens EY	2556.20	100	1830.61	71.61

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles $\geq 20\%$

D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement **R=3,5** ce qui nous a amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS, puis refaire l'analyse.



V.5. Vérification de l’effort normal réduit dans les poteaux (Art 7.4.3.1 RPA99/mod 2003) :

Dans le but d’éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d’ensembles 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 tiré du logiciel, sous la combinaison accidentelle.

B_c : section du poteau considéré.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau suivant :

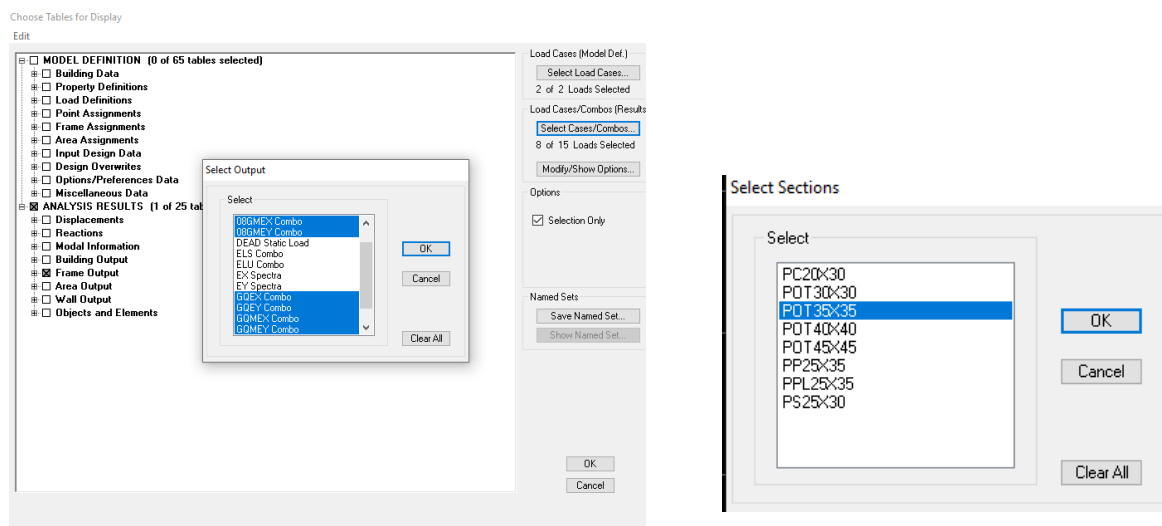


Tableau IV-7 : Résumé de calcul de du paramètre v :

Etage considère	N _d (KN)	B _c (m ²)	f _{c28} (KN/m ²)	v	condition
Du RDC au 2 ^{eme} étage	1201.2	0.2025	25000	0.23	Vérifier
Du 3 ^{eme} au 5 ^{eme} étage	650.57	0.16	25000	0.16	Vérifier
Du 6 ^{eme} au 7 ^{eme} étage	258.76	0.1225	25000	0.084	Vérifier

V.6. Déplacement maximal :

$$\delta_{\max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

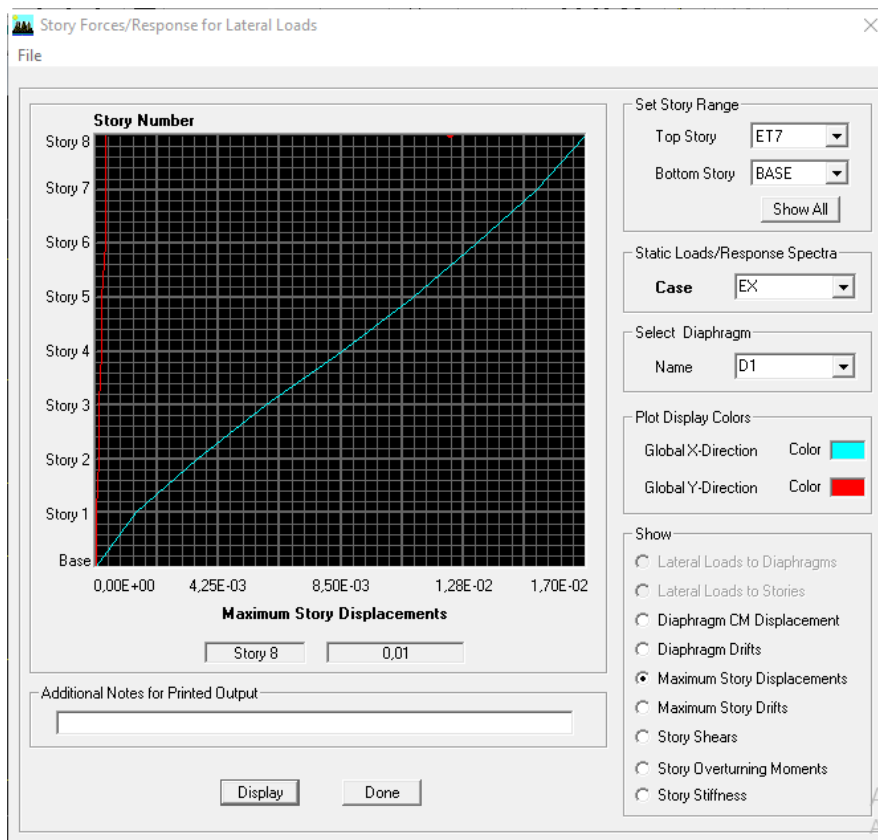
Avec :

H_t : la hauteur de bâtiment.

f : la flèche admissible.

Suivant Ex :

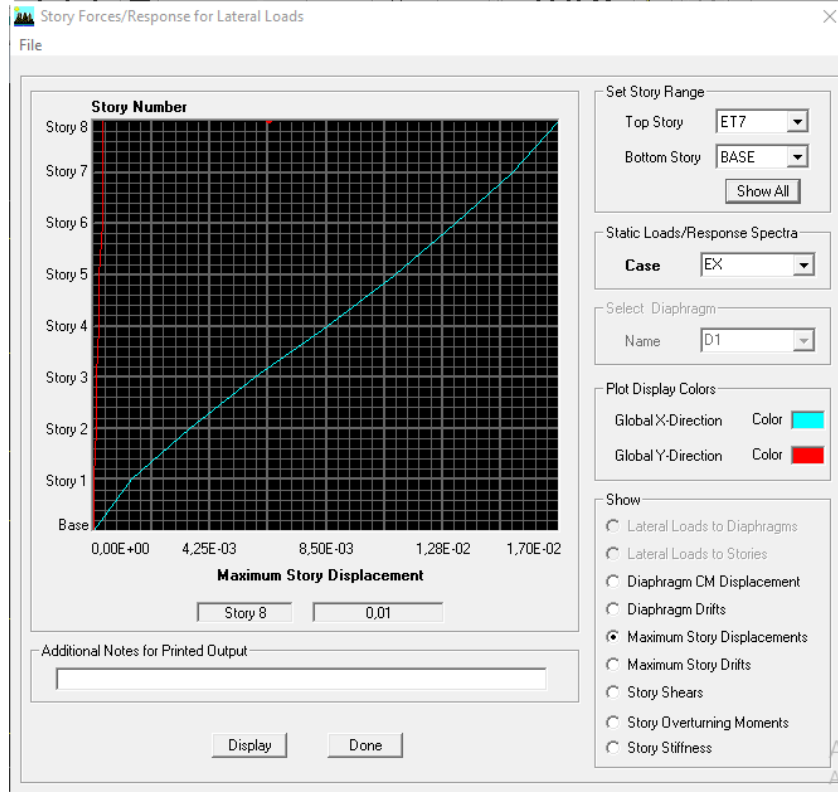
- **Déplacement maximal dans le sens x-x :**



$$\delta_{\max} = 0.01 \leq f = \frac{25.5}{500} = 0,051m \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Suivant E_y :

• **Déplacement maximal dans le sens y-y :**



$$\delta_{max} = 0.01 \leq f = \frac{25.5}{500} = 0.051m \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

V.7. Vérification des déplacements inter-étages (Art 5.10 RPA99/mod2003):

L'une des vérifications préconisées par le RPA 99, concerne les déplacements latéraux inter-étages.

En effet, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e$$

h_e : représente la hauteur d'étage.

$$\Delta_x^k = \delta_{kx} - \delta_{kx-1}$$

$$\Delta_y^k = \delta_{ky} - \delta_{ky-1}$$

$$\delta_{kx} = \delta_{ek}^x \times R$$

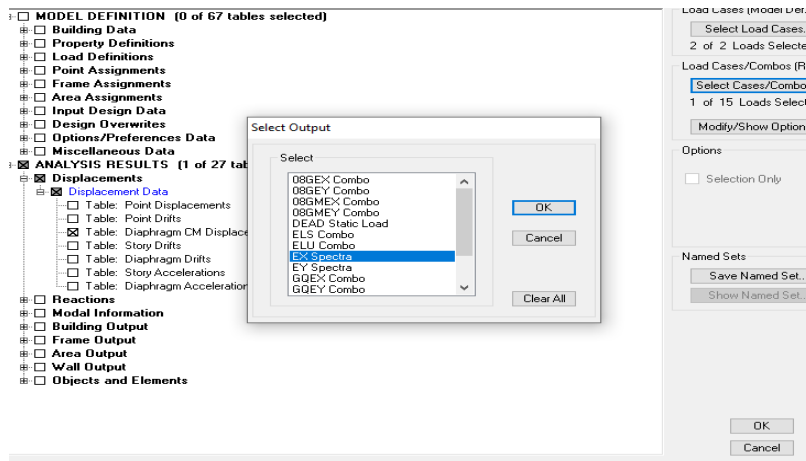
$$\delta_{ky} = \delta_{ek}^y \times R$$

Δ_x^k , Δ_y^k : déplacements relatifs au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens X et dans le sens Y.

δ_{kx} , δ_{ky} : déplacements horizontaux dus aux forces sismiques au niveau k dans le sens X et dans le sens Y.

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel ETABS.

Display → Show Tables → Select Cases / combos → Ex spectra + ok



	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ
▶	ET7	D8	EX	0,0166	0,0000	0,0000
	ET6	D7	EX	0,0149	0,0000	0,0000
	ET5	D6	EX	0,0129	0,0000	0,0000
	ET4	D5	EX	0,0107	0,0000	0,0000
	ET3	D4	EX	0,0083	0,0000	0,0000
	ET2	D3	EX	0,0058	0,0000	0,0000
	ET1	D2	EX	0,0034	0,0000	0,0000
	RDC	D1	EX	0,0013	0,0000	0,0000

- On suite les mêmes étapes pour le déplacement suivants y, on change que les combinaison EX par EY spectra :

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ
▶	ET7	D8	EY	0,0000	0,0103	0,0000
	ET6	D7	EY	0,0000	0,0087	0,0000
	ET5	D6	EY	0,0000	0,0071	0,0000
	ET4	D5	EY	0,0000	0,0056	0,0000
	ET3	D4	EY	0,0000	0,0040	0,0000
	ET2	D3	EY	0,0000	0,0026	0,0000
	ET1	D2	EY	0,0000	0,0015	0,0000
	RDC	D1	EY	0,0000	0,0006	0,0000

Le calcul est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V-8 : Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon x-x :

Les étages	δ_{ek}^x	R	δkx	Δ_x^k	0.01he	condition
7 ^{ème} étage	0,0166	3.5	0.0581	0.0060	3.06	Vérifier
6 ^{ème} étage	0,0149	3.5	0.0521	0.0070	3.06	Vérifier
5 ^{ème} étage	0,0129	3.5	0.0451	0.0077	3.06	Vérifier
4 ^{ème} étage	0,0107	3.5	0.0374	0.0084	3.06	Vérifier
3 ^{ème} étage	0,0083	3.5	0.0290	0.0087	3.06	Vérifier
2 ^{ème} étage	0,0058	3.5	0.0203	0.0084	3.06	Vérifier
1 ^{ère} étage	0,0034	3.5	0.0119	0.0074	3.06	Vérifier
RDC	0,0013	3.5	0.0045	0.0045	4.08	Vérifier

Tableau V-9 : Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon y-y :

Les étages	δ_{ek}^y	R	δky	Δ_y^k	0.01he	condition
7 ^{ème} étage	0,0103	3.5	0.0360	0.0056	3.06	Vérifier
6 ^{ème} étage	0,0087	3.5	0.0304	0.0056	3.06	Vérifier
5 ^{ème} étage	0,0071	3.5	0.0248	0.0052	3.06	Vérifier
4 ^{ème} étage	0,0056	3.5	0.0196	0.0056	3.06	Vérifier
3 ^{ème} étage	0,004	3.5	0.0140	0.0049	3.06	Vérifier
2 ^{ème} étage	0,0026	3.5	0.0091	0.0039	3.06	Vérifier
1 ^{ère} étage	0,0015	3.5	0.0052	0.0031	3.06	Vérifier
RDC	0,0006	3.5	0.0021	0.0021	4.08	Vérifier

V.8. Vérification de l'effet P-Delta (Art 5.9 RPA99/mod2003) :

Les effets du 2^o ordre (ou l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la Condition suivantes est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Avec :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

P_k : poids de chaque étage $w_I = w_{GI} + \beta w_{QI}$

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau suivant :

Tableau V-10 : Résumé de calcul de l'effet P-Δ. :

Les étages	P _K	Δ_x^k	Δ_y^k	V _x	V _y	he	θ_{kx}	θ_{ky}	<0,1
ET7	3733,28	0,0017	0,0016	513,04	674,4	3,06	0,00404266	0,00289449	C.V
ET6	7287,37	0,002	0,0016	912,47	1179,42	3,06	0,00521988	0,00323073	C.V
ET5	10944,74	0,0022	0,0015	1244,6	1565,41	3,06	0,00632233	0,00342726	C.V
ET4	14602,12	0,0024	0,0016	1522,79	1877,4	3,06	0,00752083	0,00406685	C.V
ET3	18259,49	0,0025	0,0014	1747,88	2126,68	3,06	0,00853484	0,0039282	C.V
ET2	22033,9	0,0024	0,0011	1924,15	2324,23	3,06	0,00898136	0,00340787	C.V
ET1	25808,32	0,0021	0,0009	2048,84	2470,36	3,06	0,00864469	0,0030727	C.V
RDC	29713,92	0,0013	0,0006	2115,58	2556,31	4,08	0,00447521	0,00170938	C.V

V.9. Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.2.3RPA99/mod2003) :

La résultante des forces sismiques à la base V_i obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VMSE.

La force sismique totale VMSE, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

$$0.8V_{RPA} < V_{ETABS}$$

W : poids de la structure.

A : coefficient d'accélération de zone,

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure.

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site est donnée par le tableau 4.7. Art 4.3.3RPA99/version 2003.

La nature du sol : meuble (site S3) T₂=0,50s

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{7/2 + \xi} \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\eta = \sqrt{7/2 + 10} = 0.76 \geq 0.7$$

T₂ = 0.5 ≤ T = 0.714 ≤ 3.0s → Application de la 2^{ème} équation pour calculer D.

$$D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.76(0.5/0.714)^{2/3} = 1.49$$

Les valeurs d'A, D, Q, R, T et W_T sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Récapitulatif des valeurs d'A, D, R, T et W_T :

Paramètre	Valeur	Article RPA
Coefficient de zone A	0.15	Tableau 4.1
Facteur de qualité Q	1.20	Tableau 4.4
Période caractéristique T	0.50	Tableau 4.7
Poids total de la structure W_T	29713.92	/
Facteur d'amplification D	1.49	Formule 4.2
Coefficient de comportement R	3.5	Tableau 4.3

Méthode statique équivalente :

$$V_x = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.49 \times 1.2}{3.5} \times 29713.92$$

$$V_y = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.15 \times 1.49 \times 1.2}{3.5} \times 29713.92$$

$$V_{XRPA} = 2276.93\text{KN} \times 0.8 = 1821.54\text{KN}$$

$$V_{YRPA} = 2276.93\text{KN} \times 0.8 = 1821.54\text{KN}$$

Méthode spectrale modale :

$$V_{XETABS} = 2115.58\text{KN}$$

$$V_{YETABS} = 2256.31\text{KN}$$

• **Comparaison des résultats :**

$$V_{XETABS} = 2115.58\text{KN} > 0.8V_{XRPA} = 1821.54\text{KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$V_{YETABS} = 2256.31\text{KN} > 0.8V_{YRPA} = 1821.54\text{KN} \text{ Condition vérifiée}$$

V.10. Conclusion :

Toutes les exigences recommandées par le RPA99/2003 sont vérifiées. Dans le prochain chapitre, nous allons extraire les efforts internes afin de ferrailer les éléments structuraux.

The page features three decorative elements consisting of concentric circles in various shades of blue. One large circle is in the top right, a smaller one is in the middle right, and another large one is in the bottom right. Two thin blue lines originate from the top left and extend towards the middle-right circles.

Chapitre VI : Ferrailages des éléments

VI.1. Introduction :

Une construction en béton armé doit demeurer résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tout genre de sollicitations.

Le ferrailage des éléments résistants doit être calculé conformément aux règles en vigueur, en l'occurrence : le BAEL91, le CBA93, RPA99 v2003.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles

VI.2. Les combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments de résistance.

1. Les actions :

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température)

- Action permanente notée G (poids propre de la structure).
- Action variable notée Q
- Action accidentelle notée E

2. Les sollicitations :

- Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et des moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaisons d'actions, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.
- Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

▪ Selon BAEL 91 : **Situation durable :**

$$\blacklozenge \text{ E.L.U : } \quad 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (1)$$

$$\blacklozenge \text{ E.L.S : } \quad G + Q \dots\dots\dots (2)$$

▪ Selon le R.P.A : **Situation accidentelle :**

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots (3)$$

$$0.8G \pm E \dots\dots\dots (4).$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et dans les situations citées dans le tableau suivant :

Tableau VI.1: caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	γ_s	γ_b	$f_{c28}(MPa)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$Fe(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Durable	1.5	1.15	25	14.2	400	348
Accidentelle	1.15	1		18.5		400

VI.3. Ferrailage des poteaux :

1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal qui sont dus à (G), (Q) et l'effort sismique (E), ainsi que des efforts tranchants. Donc, ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

2. Recommandation du RPA 2003 :

a. Armatures longitudinales :

-Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), et droit sans crochet.

-Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera de **0.8% (b×h)** en zone IIa.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de **4%(b×h)** en zone courante.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de **6% (b×h)** en zone de recouvrement.

Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA :

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min}=0.8\% \times b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\% \times b \times h$	Zone courante $A_{max}=4\% \times b \times h$
(45X45)	16.2	121.5	81
(40X40)	12.8	96	64
(35X35)	9.8	73.5	49

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

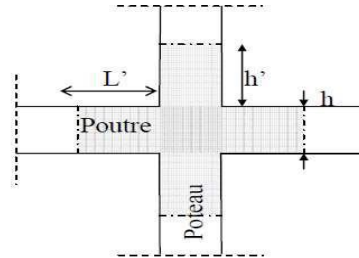
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right).$$

$$L' = 2h$$

b_1, h_1 : les dimensions de la section transversale du Poteau.

h_e : la hauteur du poteau.



« Délimitation de la zone nodale »

Figure.VI.1. La zone nodale des poteaux.

b. Les armatures transversales :

- Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

S_t : Espacement des armatures transversales.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversales $f_e = 400\text{MPa}$.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

ρ : Coefficient correcteur (rupture prise en compte).

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b} \quad L_f = 0.7h_e$$

L_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : espacement des armatures transversales.

$S_t \leq \min(10\phi_l^{\min}; 15\text{cm}) \rightarrow$ **En zone nodal.**

$S'_t \leq (15\phi_l^{\min}) \rightarrow$ **En zone courante.**

Avec :

ϕ_l^{\min} : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée par :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\% b \times S_t$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\% b \times S_t$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limite du poteau

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants $\varnothing > 12\text{mm}$ pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $(10\varnothing_{\min})$.

3. Calcul du ferrailage :

a. Armature longitudinale :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Calculs centre de pression : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$

• Section partiellement comprimée (SPC) :

La section est partiellement comprimée si le centre de pression se situe à l'extérieur du segment délimité par les armatures (l'effort normal est un effort de traction ou de compression).

Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u \times (d - c') - M_f \leq (0.337 \times h - 0.81 \times c)bh^2f_{bc}$

Avec :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \rightarrow \text{moment fictif}$$

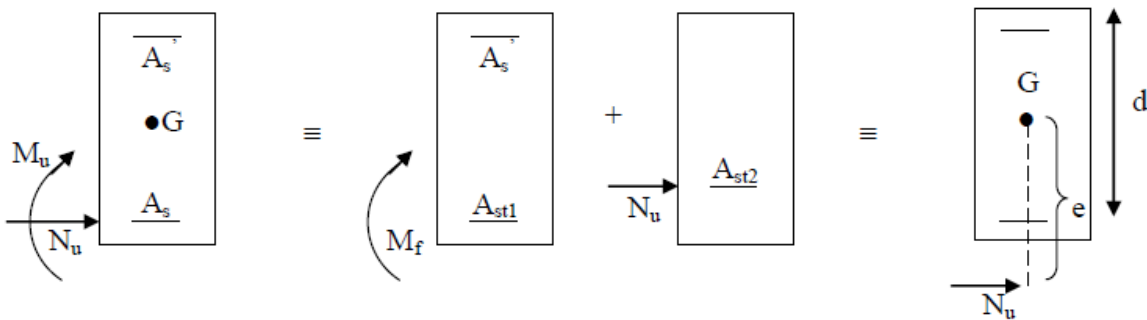


Figure VI.2 : Schéma de calcul en flexion composée.

- ✓ Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armée. (SSA)

$\mu \rightarrow$ tableau $\rightarrow \beta$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si $\mu \geq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armée. (SDA)

On calcul :

$$- \Delta M = M_f - M_r$$

$$- M_r = \mu b d^2 f_{bu}$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \quad A' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature ; $A'_s = A'$; $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

• **Section entièrement comprimée (SEC) :**

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u \times (d - c') - M_f > (0.337 \times h - 0.81 \times c) b h^2 f_{bc}$

Deux cas peuvent se présenter :

- ✓ Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armature inférieure comprimées
càd :

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c) b h^2 f_{bc} < N_u \times (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bc}}{100 \sigma_s} ; A_s = 0$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 M_u}{100 b h^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$

- ✓ Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N_u(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$A'_s = \frac{M_u - (d - 0.5h) bh f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

Remarque : Si A_s est négative

$$A_s \geq \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

• **Section entièrement tendue (SET) :**

La section est entièrement tendue c'est-à-dire l'effort normale est un effort de traction.

Efforts normaux :

$N > 0$: traction ; $N < 0$: compression

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A'_s = \frac{N_u a}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u}{\sigma_s} - A'_s$$

4. ferrailage :

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **SOCOTEC** » les résultats de calcul à l'état limite ultime sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Comb	Sollicitation	N(KN)	M(KN.m)	e (cm)	Nature	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailage	A _{adop}
45x45	ELU	N _{max} -M _{corr}	1457.16	2.723	0,0018687	SEC	0	0	16.2	4HA20 + 4HA16	20.64
		N _{min} -M _{corr}	284.93	6.715	0,02356719	SEC	0	0	16.2		
		M _{max} -N _{corr}	962.11	36.116	0,03753833	SEC	0	0	16.2		
	G+Q+E	N _{max} -M _{corr}	1061.23	1.975	0,00186105	SEC	0	0	16.2	4HA20 + 4HA16	20.64
		N _{min} -M _{corr}	208.74	4.894	0,02344543	SEC	0	0	16.2		
		M _{max} -N _{corr}	702.31	26.178	0,03727414	SEC	0	0	16.2		
	0.8G+E	N _{max} -M _{corr}	718.28	1.282	0,00178482	SEC	0	0	16.2	4HA20 + 4HA16	20.64
		N _{min} -M _{corr}	150.29	3.338	0,02221039	SEC	0	0	16.2		
		M _{max} -N _{corr}	487.24	16.808	0,03449635	SEC	0	0	16.2		
40x40	ELU	N _{max} -M _{corr}	893.16	6.28	0,00703122	SEC	0	0	12.8	4HA16 + 4HA14	14.2
		N _{min} -M _{corr}	113.36	0.63	0,00555752	SEC	0	0	12.8		
		M _{max} -N _{corr}	398.48	23.495	0,05896155	SEC	0	0	12.8		
	G+Q+E	N _{max} -M _{corr}	650.57	4.558	0,00700616	SEC	0	0	12.8	4HA16 + 4HA14	14.2
		N _{min} -M _{corr}	83.02	0.46	0,00554083	SEC	0	0	12.8		
		M _{max} -N _{corr}	291.02	16.979	0,05834307	SEC	0	0	12.8		
	0.8G+E	N _{max} -M _{corr}	441.08	2.966	0,0067244	SEC	0	0	12.8	4HA16 + 4HA14	14.2
		N _{min} -M _{corr}	59.58	0.322	0,0054045	SEC	0	0	12.8		
		M _{max} -N _{corr}	197.8	10.904	0,05512639	SEC	0	0	12.8		
35x35	ELU	N _{max} -M _{corr}	354.7	5.286	0,01490273	SEC	0	0	9.8	8HA14	12.3
		N _{min} -M _{corr}	17.88	0.748	0,04183445	SEC	0	0	9.8		
		M _{max} -N _{corr}	118.28	28.461	0,24062394	SEC	0	0	9.8		
	G+Q+E	N _{max} -M _{corr}	258.76	3.833	0,01481295	SEC	0	0	9.8	8HA14	12.3
		N _{min} -M _{corr}	13.08	0.546	0,04174312	SEC	0	0	9.8		
		M _{max} -N _{corr}	86.5	20.738	0,23974566	SEC	0	0	9.8		
	0.8G+E	N _{max} -M _{corr}	178.39	2.476	0,0138797	SEC	0	0	9.8	8HA14	12.3
		N _{min} -M _{corr}	9.32	0.378	0,04055794	SEC	0	0	9.8		
		M _{min} -N _{corr}	61.14	14.114	0,23084724	SEC	0	0	9.8		

Puisque les sections trouvées sont inférieures à celle exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec la section minimale réglementaire.

Tableau VI.4 : ferrailage des poteaux :

Section des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{s adop} (cm ²)	Ferrailage	Vérification
45x45	16.2	20.64	4Ø20 + 4Ø16	A _{min} < A _{s adop}
40x40	12.8	14.2	4Ø16 + 4Ø14	
35x35	9.8	12.3	8Ø14	

5. Vérifications à l'ELU :

❖ Armatures transversales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales.

a. Le Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiée 99) :

D'après le BAEL91 Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_1 = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm} \quad \text{soit } \phi_1 = 8\text{mm}$$

ϕ_1 : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour 4HA8=2.01cm²

b. Espacement des armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

L'espacement des armatures transversales des poteaux est calculé à l'aide de la formule suivante :

En zone nodal :

$$S_t \leq \min(10\phi_1^{\min}; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(10 \times 1.4; 15\text{cm}) = 14\text{cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 10\text{ cm}$

En zone courante :

$$S'_t \leq (15\phi_1^{\min})$$

$$S'_t \leq (15 \times 1.4) = 21\text{cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 15\text{ cm}$

Avec :

ϕ_1^{\min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

c. Longueurs de recouvrement : (Art 7.5.2.1 RPA99 modifié 2003) :**Pour les HA20 :**

$$L_r = 40\phi = 40 \times 2.0 = 80\text{cm}$$

Pour les HA16 :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$$

Pour les HA14 :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$$

d. La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91) :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6\Psi_s^2 f_{t28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$$\Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers a haute adherence.}$$

Pour les HA20 :

$$l_s = \frac{2.0 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 70.54\text{cm}$$

$$\text{On prend : } L_s = \mathbf{75 \text{ cm}}$$

Pour les HA16 :

$$l_s = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.43\text{cm}$$

$$\text{On prend : } L_s = \mathbf{60\text{cm}}$$

Pour les HA14 :

$$l_s = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38\text{cm}$$

$$\text{On prend : } L_s = \mathbf{50 \text{ cm}}$$

e. Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003) :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec:

$$L_f = \mathbf{0.7h_e}$$

❖ Poteaux 45x45 :

Pour le RDC :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 408}{45} = 6.34 > 5$$

$$\frac{A_t}{S_t b_1} = \mathbf{0.3\%}$$

En zone nodale ($S_t = 10 \text{ cm}$) :

$$A_{t\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

En zone courante ($S_t = 15 \text{ cm}$) :

$$A_{t\min} = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Pour les étages courants:

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{45} = 4.76 \rightarrow 3 < 4.5 < 5$$

Par interpolation : $\frac{A_t}{S_t b_1} = 0.36\%$

En zone nodale (St = 10 cm) :

$$A_{tmin} = 0.36\% \times S_t \times b = 0.0036 \times 10 \times 45 = 1.62 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots \text{cv}$$

En zone courante (St = 15cm)

$$A_{tmin} = 0.36\% \times S_t \times b = 0.0036 \times 15 \times 45 = 2.43 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots \text{cv}$$

❖ **Poteaux 40x40 :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{40} = 5.35 > 5$$

En zone nodale (St = 10 cm) :

$$A_{tmin} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots \text{cv}$$

En zone courante (St = 15cm)

$$A_{tmin} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.80 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots \text{cv}$$

❖ **Poteaux 35x35 :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{35} = 6.12 > 5$$

En zone nodale (St = 10 cm) :

$$A_{tmin} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots \text{cv}$$

En zone courante (St = 15cm) :

$$A_{tmin} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.57 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots \text{cv}$$

On adopter **4HA10 = 3.14 cm² ≥ A_t min**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur droite minimum de $10\phi_t = 100\text{mm} = 10\text{cm}$.

f. Délimitation de la zone nodale :

$$h = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right\}$$

b_1, h_1 : les dimensions de la section transversale du Poteau.

h_e : la hauteur du poteau

h : hauteur de la poutre

On aura : $h = 35\text{cm}$

$$h = \max \{ 63, 45, 45, 60\text{cm} \}$$

Donc : $h = 68\text{cm}$.

g. Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art 7.4.3.2 RPA99 modifié 2003)

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_b \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau VI.5 : Vérification de l'effort tranchant :

Niveau	V_u (KN)	b(cm)	h(cm)	λ_g	ρ_b	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Vérification
RDC au 2 ^{eme} étage	32.05	45	45	6.34	0.075	0.158	1.875	$\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu}$
3 au 5 ^{eme} étage	28.13	40	40	5.35	0.075	0.175	1.875	
6 au 7 ^{eme} étage	20.71	35	35	6.12	0.075	0.169	1.875	

6. Vérification à L'ELS :**a. Condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99) :**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est de :

$$A \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right]$$

Tableau.VI.6. Vérification de la condition de non fragilité :

Section	Solicitation	N(KN)	M(KN.m)	e (cm)	Amin(cm ²)	A(cm ²)	Vérification
45x45	Nmax-Mcorr	1061,23	1,975	0,00186105	5,68053529	20.64	$A \geq A_{min}$
	Nmin-Mcorr	208,74	4,894	0,02344543	5,68981767		
	Mmax-Ncorr	702,31	26,178	0,03727414	5,69579163		
40x40	Nmax-Mcorr	650,57	4,558	0,00700616	4,45736825	14.2	$A \geq A_{min}$
	Nmin-Mcorr	83,02	0,46	0,00554083	4,4568089		
	Mmax-Ncorr	291,02	16,979	0,05834307	4,47711537		
35x35	Nmax-Mcorr	258,76	3,833	0,01481295	3,38309537	12.3	$A \geq A_{min}$
	Nmin-Mcorr	13,08	0,546	0,04174312	3,3921592		
	Mmax-Ncorr	86,5	20,738	0,23974566	3,46139711		

b. Vérification des contraintes à L'ELS :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348MPa$

Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

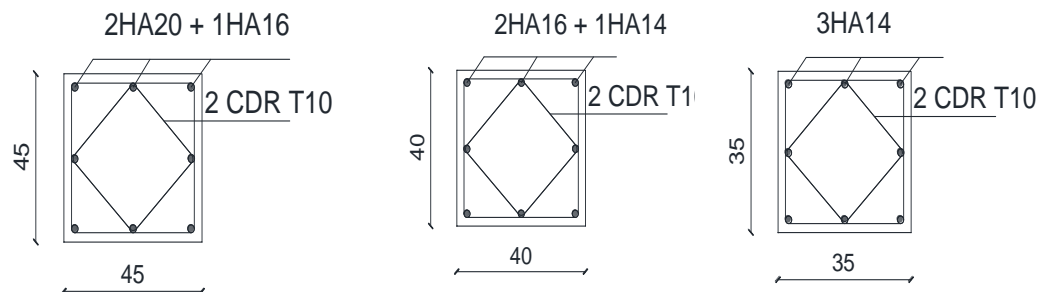
Tableau VI.7: vérification ELS :

Section	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e (m)	h/6	Obs	béton				Acier			
						σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	σ_{sup}	σ_{inf}	$\bar{\sigma}_s$	Obs
45x45	1061,23	1,975	0,00186105	0.0 75	SEC	4,77	4,57	15	Ok	71,4	68,7	348	Ok
	208,74	4,894	0,02344543	0.0 75	SEC	1,17	0,67	15	Ok	17,1	10,4	348	Ok
	702,31	26,178	0,03727414	0.0 75	SEC	4,42	1,75	15	Ok	64,1	28,5	348	Ok
40x40	650,57	4,558	0,00700616	0.0 66	SEC	4,03	3,34	15	Ok	59,8	50,7	348	Ok
	83,02	0,46	0,00554083	0.0 66	SEC	0,5	0,44	15	Ok	7,51	6,59	348	Ok
	291,02	16,979	0,05834307	0.0 66	SEC	2,93	0,36	15	Ok	41,6	7,85	348	Ok
35x35	258,76	3,833	0,01481295	0.0 58	SEC	2,33	1,47	15	Ok	34	22,9	348	Ok
	13,08	0,546	0,04174312	0.0 58	SEC	0,16	0,03	15	Ok	2,23	0,65	348	Ok
	86,5	20,738	0,23974566	0.0 58	SEC	3,87	0	15	Ok	48	-72,4	348	Ok

Le ferrailage final des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau VI.8: Ferrailage des poteaux :

Niveaux	Section	Armature longitudinale
RDC au 2^{eme} étage	45x45	4HA20 + 4HA16
3 au 5^{eme} étage	40x40	4HA16 + 4HA14
6 au 7^{eme} étage	35x35	8HA14



VI.4. Ferrailage des poutres :**1. Introduction :**

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchant, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

2. Recommandation du RPA :

- **Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section ;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
-4 % en zone courante ;
-6 % en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : Section des armatures longitudinales :

	0,5 %	4 %	6 %
Poutre principale (30x35)	5.25	42	63
Poutre secondaire (25x30)	3.75	30	45

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa .

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

- **Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

Les quantités minimales des armatures transversales est de :

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right) \text{ En zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ En zone de recouvrement.}$$

Avec : ϕ_{\min} le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3. Etape de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

Un moment de flexion M_u supporté par la section.

On calcule le moment réduit :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \quad \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2\text{Mpa} \quad \text{pour la situation courante}$$

$$, \quad \gamma_b = 1,0 \rightarrow f_{bc} = 18,5\text{Mpa} \quad \text{pour la situation accidentelle}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348\text{Mpa}$$

- Si $\mu \leq \mu_1 = 0,392$ la section est simplement armée (SSA) c à d la section ne contiendra que les aciers tendus alors :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

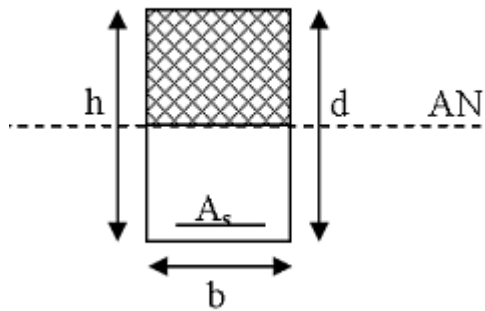


Figure VI.3 : disposition des armatures tendues SSA

- Si $\mu \geq \mu_1 = 0,392$ la section est doublement armée (SDA) c à d la section contiendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés :

On calcul $M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : Moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues :

$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - \hat{c}) \sigma_s}$$

Armatures comprimées :

$$A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - \hat{c}) \sigma_s}$$

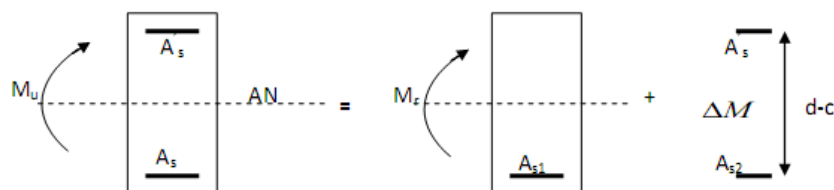


Figure VI.4. Disposition des armatures SDA

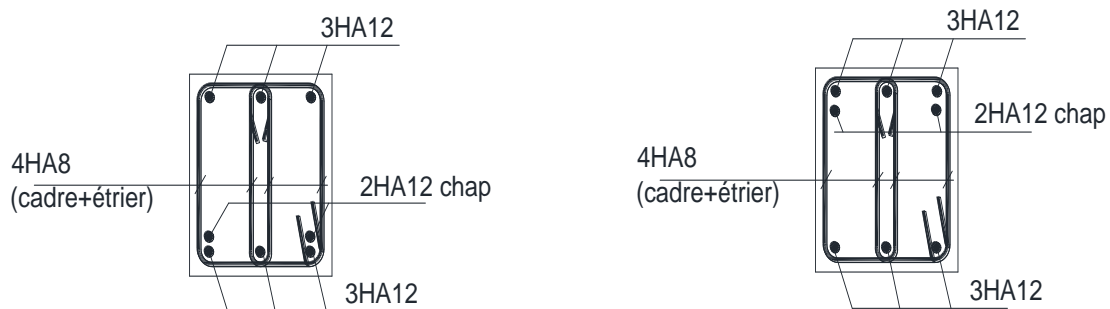
Remarque :

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c à d $\Delta M \leq 0,4 M_u$ (art BAEL 6.6.1)

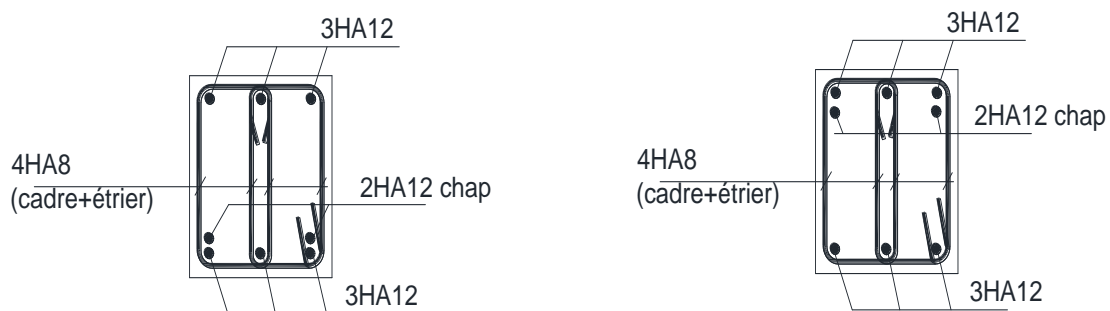
4. Calcul Des Armatures :

		SECTION	Combo	M	μ	obs2	β	At (cm ²)	Ac (cm ²)	A _{min} (0.005*b*h)	Choix armatures	Aadop
Poutres principales	en travées	30X35		37,808	0,0456	SSA	0,977	2,93	0	5,25	3HA12+2HA12	5,65
	aux appuis	30x35		67,883	0,0819	SSA	0,957	5,37	0	5,25	3HA12+2HA12	5,65
Poutres secondaires	en travées	30x25		40,913	0,0494	SSA	0,975	3.20	0	3.75	3HA12+2HA12	5,65
	aux appuis	30x25		43,406	0,0524	SSA	0,973	3.24	0	3.75	3HA12+2HA12	5,65

a. Ferraillage des poutres principales (30x35) :



b. Ferraillage des poutres secondaire (25x30) :



5. Vérification à l'ELU :**a. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

Tableau VI.11 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU :

		A_{st}	A_{min}	Vérification
Poutre principale	En travée	5.65	5.25	CV
	Aux appuis	5.65		CV
Poutre secondaire	En travée	5.65	3.75	CV
	Aux appuis	5.65		CV

b. Calcul des armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Calcul de l'espacement S_t :

Tableau VI.12: Vérifications armatures transversale à l'ELU :

	Calcul de S_t (cm)			$A_t=0.003 \times S_t \times b$	Ferrailage (cm ²)
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right)$	$\min(8.75 ; 14.4)$	$S_t = 10$	0.9	4HA8=2.01cm²
	Zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2}$	$S'_t \leq 17.5$	$S_t = 15$	1.35	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right)$	$\min(7.5 ; 14.4)$	$S_t = 10$	0.75	4HA8=2.01cm²
	Zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2}$	$S'_t \leq 15$	$S_t = 15$	1.125	

c. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

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

Avec :

V_u^{max} : Effort tranchant maximal à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,33; 5 \text{ MPa})$$

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

Tableau VI.13: Vérification au cisaillement :

Poutre	Effort tranchant (KN)	b	d	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Observe
Principale	V_u^{max} 90.63	30	32	0.944	3.33	Condition vérifiée
Secondaire	V_u^{max} 52.61	30	32	0.548	3.33	Condition vérifiée

d. Influence de l'effort tranchant :

✓ Influence sur le Béton (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.1.3) :

Il faut vérifier que :

$$V_u \leq \bar{V}_u = \frac{0,4 \times 0,9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau VI.14: Influence de l'effort tranchant sur le béton :

Poutre	Effort tranchant (KN)	b	d	f_{c28}	\bar{V}_u	Observe
Principale	V_u^{max} 90.63	30	32	25	576	Condition vérifiée
Secondaire	V_u^{max} 52.6	30	32	25	576	Condition vérifiée

✓ Influence sur les armatures (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.2) :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Avec : M_u en valeur algébrique

Si $(V_u + \frac{M_u}{0,9d}) < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

-Pour les poutres principales : $V_u - \frac{M_u}{0,9d} = 90.63 - \frac{67.883}{0,9 \times 0,32} = -147.07 < 0$

-Pour les poutres secondaires : $V_u - \frac{M_u}{0,9d} = 52.61 - \frac{43.406}{0,9 \times 0,32} = -98.10 < 0$

\Rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

e. Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

Avec :

τ_{se} étant que la contrainte d'adhérence d'entraînement : $\tau_{se} = \frac{v_u^{max}}{0,9 d \Sigma U_i}$

ΣU_i : somme des périmètres utiles des barres.

✓ **Poutres principales :**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{90.63 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 188,4} = 1,67 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{52.61 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 188,4} = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

f. Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec

τ_{su} : la contrainte d'adhérence à l'ancrage :

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

Les barres que nous avons utilisé sont de diamètres ($\phi 12$) donc leurs longueurs de scellements sont respectivement :

$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} = 45 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet « l_c » est au moins égale à « $0,4 l_s$ » pour barre à haute adhérence.

- Pour les HA 12 : $l_c = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm}$

6. Vérification à l'ELS :**a. Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A.4.2) :**

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{min}$

Avec :

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Et

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Tableau VI.15: Condition de non fragilité du béton de la section minimale :

		A_{st}	A_{min}	Condition
Poutre Principale	En travée	5.65	1.16	Vérifiée
	Aux appuis	5.65		Vérifiée
Poutre secondaire	En travée	5.65	1.16	Vérifiée
	Aux appuis	5.65		Vérifiée

b. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

c. Vérification des contraintes :**❖ Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K_1 \\ \beta_1 \end{array} \right. \rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS}$$

❖ Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau VI.16: Moments à l'ELS :

Poutre		Moments (KN.m)		Combinaison
Poutre principale	Travée	M_{st}	27.59	ELS
	Appui	M_{st}	-49.275	ELS
Poutre secondaire	Travée	M_{st}	29.8	ELS
	Appui	M_{st}	-31.635	ELS

Résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.17: Vérifications des contraintes à L'ELS :

Poutre		Moments (KN.m)	ρ_1	β_1	K_1	A_{st1}	d	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Obs	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
P.P	Travée	27.59	0.489	0.894	32.34	5.65	32	170.61	348	C.V	5.275	15	C.V
	Appuis	-49.275	0.489	0.894	32.34	5.65	32	304.71	348	C.V	9.420	15	C.V
P.S	Travée	29.8	0.489	0.894	32.34	5.65	32	184.28	348	C.V	5.697	15	C.V
	Appuis	-31.635	0.489	0.894	32.34	5.65	32	195.63	348	C.V	6.048	15	C.V

d. Vérification de la flèche : (Art.B.6.5.2/BAEL modifiées 99) :

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite f .

$$f < \bar{f} = \frac{l}{500}$$

f : flèche maximale des poutres principales et secondaires (déduite du logiciel ETABS)

D'où :

- **Poutres principales :**

$$f=0.0095 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{460}{500} = 0.92 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres Secondaires :**

$$f=0.0097 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux sens.

VI.5. Ferrailage des voiles :

1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et Des forces horizontales. 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 au séisme

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailer par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux ;

- **Zone I :** RDC
- **Zone II :** Niveaux 1,2 et 3eme étage.
- **Zone III :** Niveaux 4, 5eme étage.
- **Zone IV :** Niveaux 6 et 7eme étage.

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :

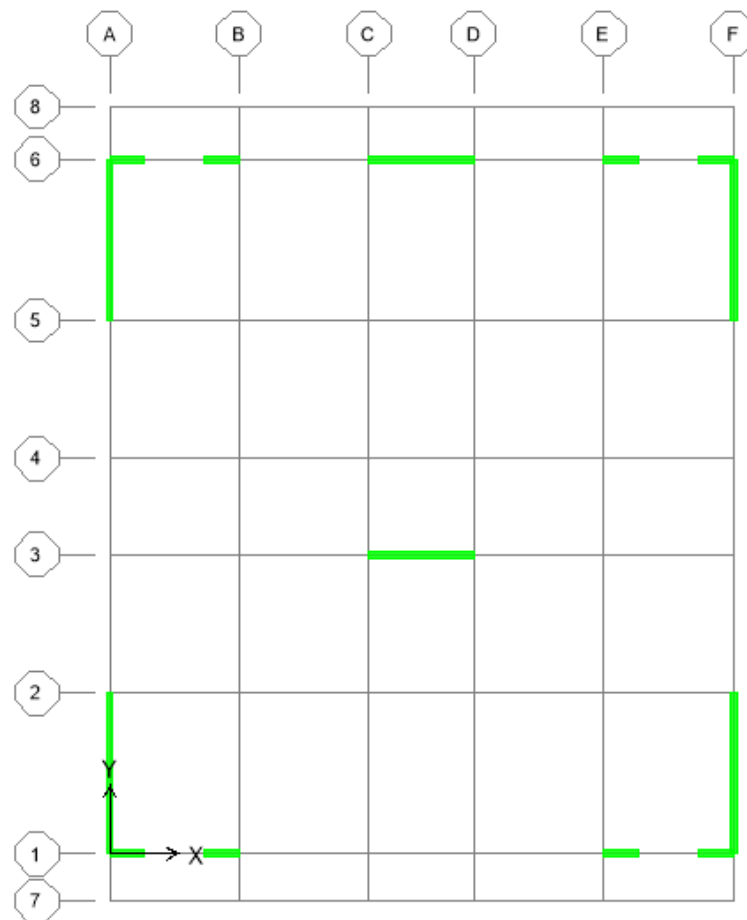


Figure VI.5.1: Disposition des voiles.

2. Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{RPA. 99/modifiée 2003} \begin{cases} 0,8 G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

$$\text{BAEL.91/modifiée 99} \begin{cases} \text{ELU: } 1,35 G + 1,5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

3. Exposé de la méthode :

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right) \text{ [Art 7.7.4 RPA99/mod2003]}$$

Avec :

he : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

Lc : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

L : longueur du voile.

Lt : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

4. Détermination des diagrammes de contraintes :

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**)
- Section entièrement tendue (**S.E.T**)
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Tableau V.22 : des efforts normaux

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
S.E.C		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.E.T		$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
S.P.C		$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

5. Calcul des armatures :

a. Armatures verticales :

Situation accidentelle=400MPa

Situation courante =348MPa

Tableau VI.23 : Tableau des armatures verticales

section	Armatures verticales :
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$ de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

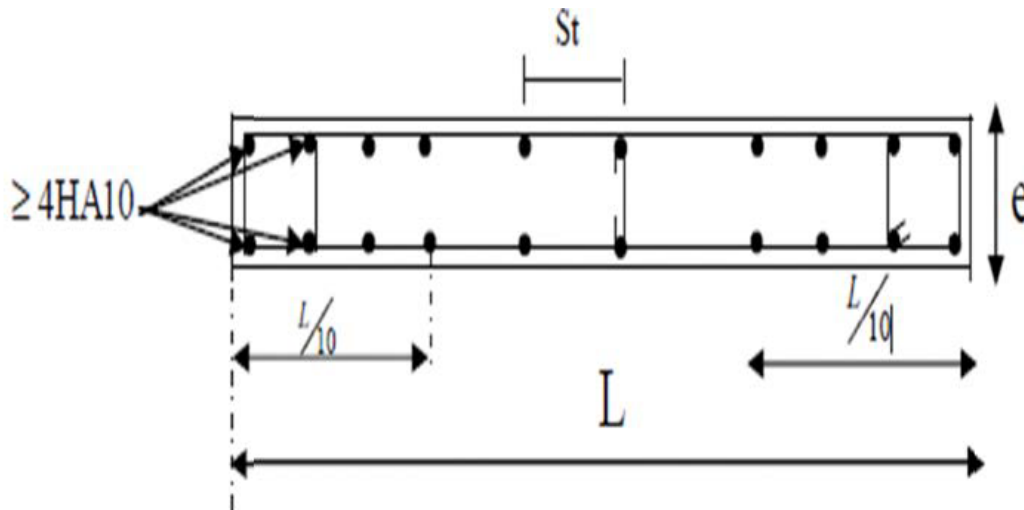


Figure V.6: Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

b. Armatures minimales :

Section entièrement comprimée (Art .8.1, 21 BAEL 91). :

$A_{min} \geq 4\text{cm}^2$ Par mètre de parement mesurée perpendiculaire a ces à la direction des armature

$$0,20\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91modifié99):

$$A_{min} \geq \frac{Bf_{t28}}{f_e}$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu (Art.7.7.4.1 RPA 99/2003).

$$A_{min} \geq 0,002B$$

c. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur de $10\emptyset$. (Art 7.7.4.2 RPA99/2003).

D'après le BAEL 91 :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

A_V : Section des armatures verticales.

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

d. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 RPA99/2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

A_v et $A_H > 0,15\%B$Globalement dans la section du voile.

A_v et $A_H > 0,10\%B$en zone courante.

Avec :

B: section du béton

e. Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$S_t \leq 1,5a$ Avec : $a=20\text{cm}$: épaisseur du voile.

$S_t \leq 30\text{cm}$

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min\{30\text{cm}, 30\text{cm}\} \rightarrow S_t = 30\text{cm}$$

f. Longueur de recouvrement

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

g. Diamètre maximale :

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des armatures des potelets doit être inférieur ou égale au $\frac{1}{10}$ ème de l'épaisseur du voile.

$$\emptyset \leq 0,1a = 0,1 \times 200 = 20\text{mm}.$$

h. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles

Retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m^2), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

i. 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1,4V_U$$

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.

6. Les vérifications :

a. Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible.

b. Vérification de la contrainte limite de cisaillement (Art A.5.1.21 BAEL91/modifié 99) :

- D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement $\bar{\tau}_u = \min(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA})$

- D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

Avec :

x

$$\bar{V}_u = 1,4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

Les efforts internes et les contraintes obtenues dans les voiles sont présentés dans les tableaux suivants :

• **Voiles longitudinaux :**

VL		V _{max}	B (m ²)	V (m)	I (m ²)	N _{corr}	M _{max}	σ _{max}	σ _{min}
Efforts internes et contraintes du voile de largeur L= 1m e=0.2m									
Zone I	0.8GE	100.17	0.2	0.5	0.016	148,02	280,044	9141,42	-7661,22
	GQE	100.74	0.2	0.5	0.016	72,08	281,156	8795,08	-8074,28
Zone II	0.8GE	92.68	0.2	0.5	0.016	87,38	150,63	4955,8	-4082
	GQE	100.69	0.2	0.5	0.016	204,7	159,116	5796,98	-3749,98
Zone III	0.8GE	95.87	0.2	0.5	0.016	8,98	127,712	3876,26	-3786,46
	GQE	109.56	0.2	0.5	0.016	8,69	147,661	4473,28	-4386,38
Efforts internes et contraintes du voile de largeur L= 3m e=0.2m									
Zone I	0.8GE	623.38	0.6	1.5	0.45	972	2955,609	11472,03	-8232,03
	GQE	623.38	0.6	1.5	0.45	1392,79	2955,609	12173,34	-7530,71
Zone II	0.8GE	375.74	0.6	1.5	0.45	663,77	881,791	4045,58	-1833,02
	GQE	375.74	0.6	1.5	0.45	952,18	881,791	4526,27	-1352,33
Zone III	0.8GE	178.46	0.6	1.5	0.45	146,33	454,224	1757,96	-1270,19
	GQE	178.46	0.6	1.5	0.45	203,22	454,224	1852,78	-1175,38

• **Voiles transversaux :**

Vt		V _{max}	B (m ²)	V (m)	I (m ²)	N _{min}	M _{max}	σ _{max}	σ _{min}
Efforts internes et contraintes du voile de largeur L= 4.6m e=0.2m									
Zone I	0.8GE	618,99	0.92	2.3	1.62	488,21	3869,065	6016,10	-4954,77
	GQE	623,11	0.92	2.3	1.62	854,06	3877,155	6425,23	-4568,58
Zone II	0.8GE	471,15	0.92	2.3	1.62	413,45	1825,428	3037,43	-2138,63
	GQE	475,39	0.92	2.3	1.62	658,76	1836,029	3319,10	-1887,02
Zone III	0.8GE	241,16	0.92	2.3	1.62	229,63	515,846	980,94	-481,75
	GQE	245,04	0.92	2.3	1.62	332,02	523,464	1103,04	-381,25

7. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversal $L = 4,25\text{m}$ sur la zone IV.

❖ **Caractéristiques géométriques :**

Tableau V.24 : Caractéristiques géométriques

L(m)	e(m)	B (m ²)	I (m ⁴)
4,60	0,20	0,92	1,62

❖ **Sollicitations de calcul :**

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la Zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\sigma_{\max} = 6016.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -4954.77 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L = \frac{6016.10}{6016.10 + 4954.77} \times 4,60 = 2.52\text{m}$$

$$L_t = L - L_c = 4,60 - 2.52 = 2.08 \text{ m}$$

❖ **Calcul « d » :**

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \min(1.86; 1.68) = 1.68\text{m.}$$

$$\text{Avec : } h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4.08 - 0.35 = 3.73\text{m}$$

Détermination de N :

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{\min}}{l_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{-4954.77(2.08 - 1.04)}{2.08} = -2477.385\text{KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-4954.77 - 2477.385}{2} \times 1.04 \times 0,20 = -772.94\text{KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{-2477.385}{2} \times 1.04 \times 0,20 = -257.64\text{KN.}$$

❖ Calcul des armatures verticales :

$$1^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{772.94}{400 \times 10^{-1}} = 19.30 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{ere}} \text{ bande : } A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{257.64}{400 \times 10^{-1}} = 6.44 \text{ cm}^2$$

❖ Les armatures de coutures :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \times \frac{618.99 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 23.83 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B\right) \quad \text{Avec } B = d \times e$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{1.68 \times 0,20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 1.68 \times 0,20\right) = \max(17.64; 6.72) = 17.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 17.64 \text{ cm}^2$$

Calcul des sections totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 19.3 + \frac{23.83}{4} = 25.26 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 6.44 + \frac{23.83}{4} = 12.39 \text{ cm}^2$$

❖ Ferrailage adopté :

Tableau V.25 : Ferrailage adopté.

	Section total	Ferrailage adoptée	Espacement
1er bande	$A_1 = 25.26 \text{ cm}^2$	$2 \times 12\text{HA}14 = 27.12 \text{ cm}^2$	St=10cm
2 eme bande	$A_2 = 12.39 \text{ cm}^2$	$2 \times 7\text{HA}12 = 21.54 \text{ cm}^2$	St=20cm

❖ Armatures horizontales :

$$\text{-D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{27.12}{4} = 6.78 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après le RPA 2003 : } A_H \geq 0.15 \% B = 0,0015 \times 20 \times 460 = 13.8 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_H = 13.8 \text{ cm}^2$

Soit : $16\text{HA}12 = 18.08 \text{ cm}^2$; avec $S_H = 25 \text{ cm}$.

❖ **Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit avec HA8. (4HA8)

❖ **Les vérifications :****-Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t = \min(1,5e ; 30cm) = S_t = \min(30 ; 30cm)$$

$S_t = 10$ cm et 20 cm.....condition vérifiée

$S_H = 25$ cm.....condition vérifiée

Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1328.55 \times 10^3}{200 \times 4600 + 15 \times 17.64 \times 10^2} = 1.38\text{MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.38\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$condition vérifiée

-Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}_u}{b \times d} = \frac{1,4 \times 618.99 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4600} = 1.04\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5\text{MPa}$$

$\tau_b = 1.04\text{MPa} < \bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$condition vérifiée

D'après le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{618.99 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4600} = 0.747\text{MPa}$$

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

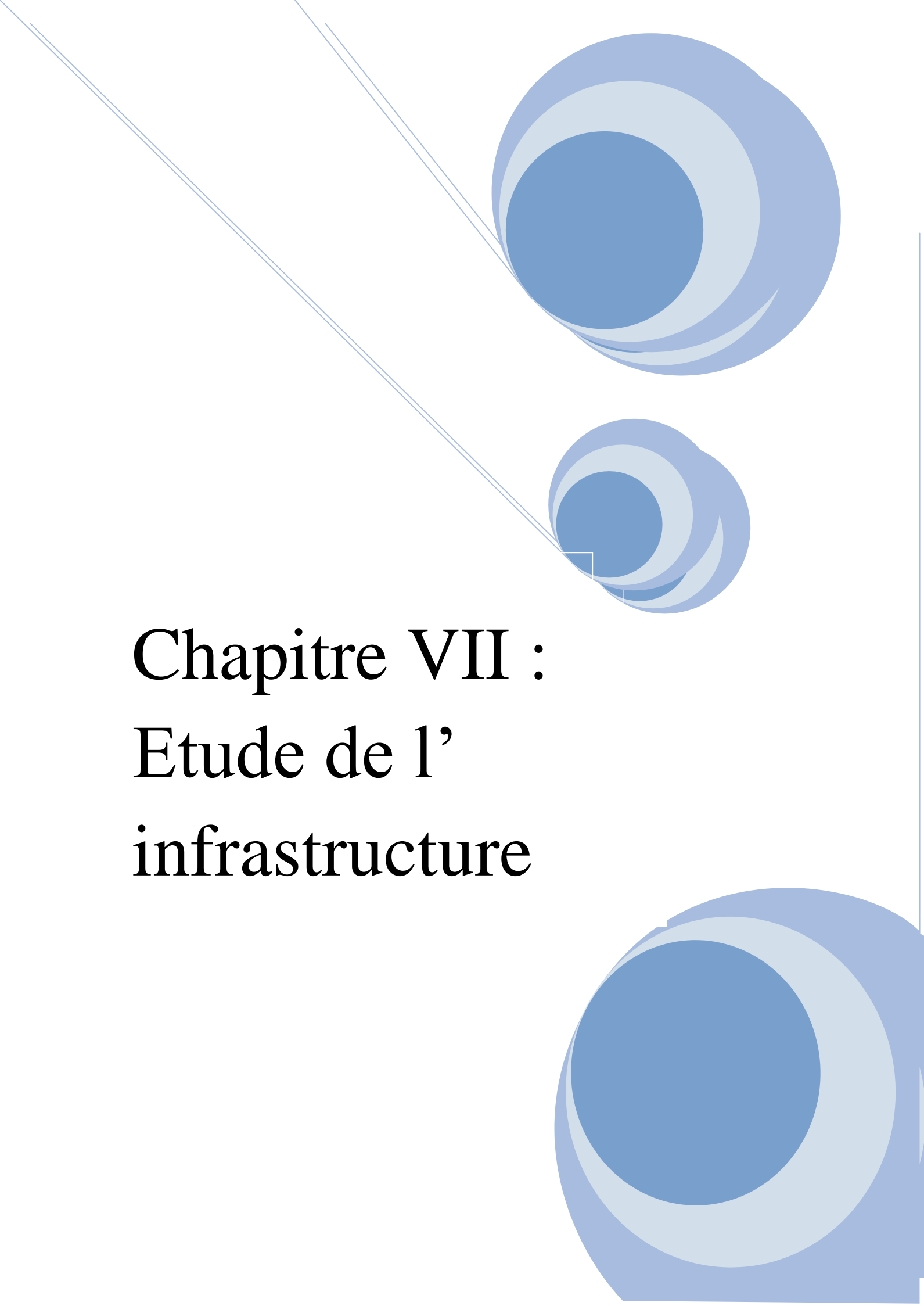
$\tau_u = 0.747\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$condition vérifiée.

La même procédure de calcul à suivre pour le ferrailage du reste des voiles que ce soit dans le sens longitudinal ou bien sens transversal. Les résultats des calculs sont donnés dans les tableaux suivants :

		VL 1m			
		Zone	I	II	III
Caractéristiques géométriques	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		1,00	1,00	1,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,2	0,2	0,2
	He		4,080	3,060	3,060
	h		3,73	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T (kN)		100,700	92,680	95,870
	N _{ser} (kN)		549,42	380,21	163,20
	Vu (kN)		140,980	129,752	134,218
	σ _{max} (kN/m²)		9141,420	4955,800	3876,260
	σ _{min} (kN/m²)		7661,220	4082,000	3786,460
	σs (kN/m²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		0,54	0,55	0,51
	L _t		0,46	0,45	0,49
	d		0,36	0,37	0,34
	d _{adopté}		0,23	0,23	0,25
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,23	0,23	0,25
	σ ₁		3830,610	2041,000	1893,230
	N ₁		261,99	138,28	140,33
	N ₂		87,33	46,09	46,78
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		6,55	3,46	3,51
	A _{v2} /bande (cm²)		2,18	1,15	1,17
	A _{vj} (cm²)		3,88	3,57	3,69
	A'v1/bande/nappe		7,52	4,35	4,43
	A'v2/bande/nappe		3,15	2,04	2,09
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		3,81	3,84	3,54
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		9,23	6,78	6,78
	A'v2 adopté (cm²)		4,52	4,52	4,52
	Choix de A (cm²)	Bande 1	3X2HA14	3X2HA12	3X2HA12
	Choix de A (cm²)	Bande 2	2X2HA12	2X2HA12	2X2HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		3,00	3,00	3,00
	AH adopté (cm2)		12,56	12,56	12,56
	choix de la section		16HA10	16HA10	16HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Vérfication des conctrucon	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ _b	0,783	0,721	0,746
	2,26 Mpa	T _u	0,559	0,515	0,533
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ _{bc}	2,569	1,809	0,777

		VL 4,6m			
Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		4,60	4,60	4,60
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,92	0,92	0,92
	He		4,080	3,060	3,060
	h		3,73	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		618,990	471,150	241,160
	N _{ser} (kN)		1328,55	882,25	374,01
	Vu (kN)		866,586	659,610	337,624
	σ_{max} (kN/m ²)		6016,100	3037,430	980,940
	σ_{min} (kN/m ²)		4954,770	2138,630	481,750
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		2,52	2,70	3,08
	L _t		2,08	1,90	1,52
	d		1,68	1,36	1,36
	d _{adopté}		1,04	0,95	0,76
	d2 = L _t - d _{adopté}		1,04	0,95	0,76
	σ_1		2477,385	1069,315	240,875
	N ₁		772,01	304,85	54,74
N ₂		257,34	101,62	18,25	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		19,30	7,62	1,37
	A _{v2} /bande (cm ²)		6,43	2,54	0,46
	A _{vj} (cm ²)		23,83	18,14	9,28
	A'v1/bande/nappe		25,26	12,16	3,69
	A'v2/bande/nappe		12,39	7,08	2,78
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		17,66	14,23	14,23
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		33,84	24,86	24,86
	A'v2 adopté (cm ²)		20,34	24,34	24,34
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2X11HA14	2X11HA12	3X11HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2X9HA12	2X9HA12	2X9HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
	Bande 2	20	20	20	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		13,80	13,80	13,80
	AH adopté (cm ²)		12,56	12,56	12,56
	choix de la section		16HA10	16HA10	16HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,047	0,797	0,408
	2,26 Mpa	T_u	0,748	0,569	0,291
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	1,369	0,922	0,391

		VL 3m			
Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		3,00	3,00	3,00
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,6	0,6	0,6
	He		4,080	3,060	3,060
	h		3,73	2,71	2,71
Solicitation de calcul	T(kN)		623,380	375,740	178,460
	N _{ser} (kN)		1392,79	952,18	412,13
	Vu (kN)		872,732	526,036	249,844
	σ_{max} (kN/m ²)		11472,030	4045,580	1757,960
	σ_{min} (kN/m ²)		8232,030	1833,020	1270,190
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	L _c		1,75	2,06	1,74
	L _t		1,25	0,94	1,26
	d		1,16	1,36	1,16
	d _{adopté}		0,63	0,47	0,63
	d2 = L _t - d _{adopté}		0,63	0,47	0,63
	σ_1		4116,015	916,510	635,095
	N ₁		773,82	128,60	119,88
N ₂		257,94	42,87	39,96	
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		19,35	3,22	3,00
	A _{v2} /bande (cm ²)		6,45	1,07	1,00
	A _{vj} (cm ²)		24,00	14,47	6,87
	A'v1/bande/nappe		25,35	6,83	4,71
	A'v2/bande/nappe		12,45	4,69	2,72
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		12,23	14,23	12,19
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		28,13	15,82	15,82
	A'v2 adopté (cm ²)		15,38	15,38	24,34
	Choix de A (cm ²)	Bande 1	2X7HA16	2X7HA12	2X7HA12
	Choix de A (cm ²)	Bande 2	2X5HA14	2X5HA14	2X5HA14
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	20	20	20
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		9,00	9,00	9,00
	AH adopté (cm ²)		12,56	12,56	12,56
	choix de la section		16HA10	16HA10	16HA10
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	20	20
	A _t adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Véification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	τ_b	1,616	0,974	0,463
	2,26 Mpa	T_u	1,154	0,696	0,330
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	σ_{bc}	2,169	1,527	0,647

A decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each with a darker blue center and a lighter blue outer ring. Two thin blue lines originate from the top left and extend towards the top-right and middle-right circles. A third blue circle is partially visible at the bottom right corner.

Chapitre VII :
Etude de l'
infrastructure

VII.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments qui constituent la base d'une construction. Elles ont pour objectif la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (semelles reposant sur le sol ; radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (semelles sur pieux et puits).

Dans un cas général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : dû aux charges et surcharges verticales.
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique.
- **Un moment** ; qui peut être exercé sur différents plans.

VII.2. Type de fondation :

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures :

➤ Fondation superficielle :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface (profondeur d'ancrage relativement petite). Les principaux types de fondations superficielles rencontrées dans la pratique sont :

- les semelles isolées
- les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- les radiers

➤ Fondation profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante. Les principaux types de fondation profonde sont :

- Les semelles sur pieux
- Les semelles sur puits

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VII.3. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Le résultat de cette étude est :

- ✓ Contrainte admissible du sol ; $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$.
- ✓ Absence de nappe phréatique ; pas de risque de remonté des eaux.

VII.4. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ Caractéristiques du sol.
- ✓ Nature et homogénéité du bon sol.
- ✓ Charge totale transmise au sol.
- ✓ Raison économique.

Dans notre cas on choisit entre les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général selon les résultats du dimensionnement.

VII.5. Dimensionnement des semelles :

1. Etude de semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} obtenu à la base de tous les poteaux du RDC

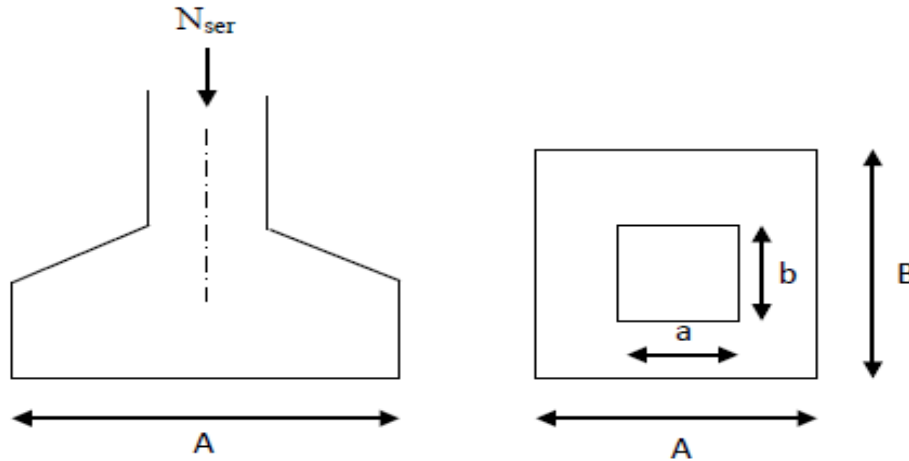


Figure VII.1 : Dimensionnement d'une fondation

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Poteau carré :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \rightarrow \frac{45}{45} = 1 \rightarrow A = B$$

D ou $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$

Remarque : Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

$$N_{ser} = 1061.02 \text{ KN} \quad \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad B \geq \sqrt{\frac{1061.02}{200}} = 2.3m$$

Donc : $A=B=3m$

• **Conclusion :**

Vue que les Dimensions des semelles très importantes donc le risque de chevauchement est inévitable, il faut opter pour des semelles filantes.

2. Etude de semelle filante :

a. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{SOL} \cdot L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles 'sens longitudinal :

Voile	N _s [KN]	L[m]	B [m]	L*B [m ²]
VT1	1328.55	4.60	1.44	6.624
VT2	1322.33	4.60	1.43	6.578
VT3	1322.33	4.60	1.43	6.578
VT4	1328.55	4.60	1.44	6.624
Somme				26.404

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voiles sens transversal

Voile	N _s [KN]	L[m]	B [m]	L*B [m ²]
VL1	278,65	1	1,39	1,393
VL2	538,72	1	2,69	2,693
VL3	538,72	1	2,69	2,693
VL4	278,65	1	1,39	1,393
VL5	289,6	1	1,44	1,448
VL6	549,42	1	2,74	2,747
VL7	549,42	1	2,74	2,747
VL8	289,6	1	1,44	1,448
VL9	1392,79	3	2,32	6,963
VL10	1318,19	3	2,19	6,590
Somme				30,118

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 26.404 + 30.118 \rightarrow S_v = 56.52m^2$$

- **Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**
- **Hypothèse de calcul :**

Une semelle infiniment rigide 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 agissant sur la semelle.

- **Etape de calcul :**

✓ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

✓ Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

✓ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{array}{l}
 \swarrow e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdal} \\
 \searrow e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire}
 \end{array}$$

$$\begin{cases}
 q_{\min} = \frac{R}{L} \times \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L}\right) & \text{Et} & q_{\max} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L}\right) \\
 q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \times \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)
 \end{cases}$$

On fait le calcul suivant le sens longitudinal pour le portique le plus défavorable.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux

Poteaux	N _s	e _i	N _s e _i	M _s
C ₇	811,43	-9,92	-8049,39	-9,386
C ₈	1052,63	-5,32	-5599,99	2,103
C ₉	761,27	-1,37	-1042,94	4,278
C ₁₀	773,91	1,37	1060,26	-4,232
C ₁₁	1061,02	5,32	5644,63	-2,053
C ₁₂	827,95	9,92	8213,26	9,784
Σ	5288,21		225,83	0,494

$$\text{Coordonnée de la résultante des forces : } e = \frac{225,83 + 0,494}{5288,21} = 0,042\text{m}$$

$$e = 0,042\text{m} < \frac{L}{6} = 3,30\text{m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\mathbf{q_{\max}} = \frac{R}{L} \left(1 + 6 \frac{e}{L}\right) = \frac{5288,21}{19,85} \left(1 + 6 \times \frac{(0,042)}{19,85}\right) = \mathbf{269.79\text{KN/ml}}$$

$$\mathbf{q_{\min}} = \frac{R}{L} \left(1 - 6 \frac{e}{L}\right) = \frac{5288,21}{19,85} \left(1 - 6 \times \frac{(0,042)}{19,85}\right) = \mathbf{263.02\text{KN/ml}}$$

$$\mathbf{q_{(L/4)}} = \frac{R}{L} \left(1 + 3 \frac{e}{L}\right) = \frac{5288,21}{19,85} \left(1 + 3 \times \frac{(0,042)}{19,85}\right) = \mathbf{268.1\text{KN/ml}}$$

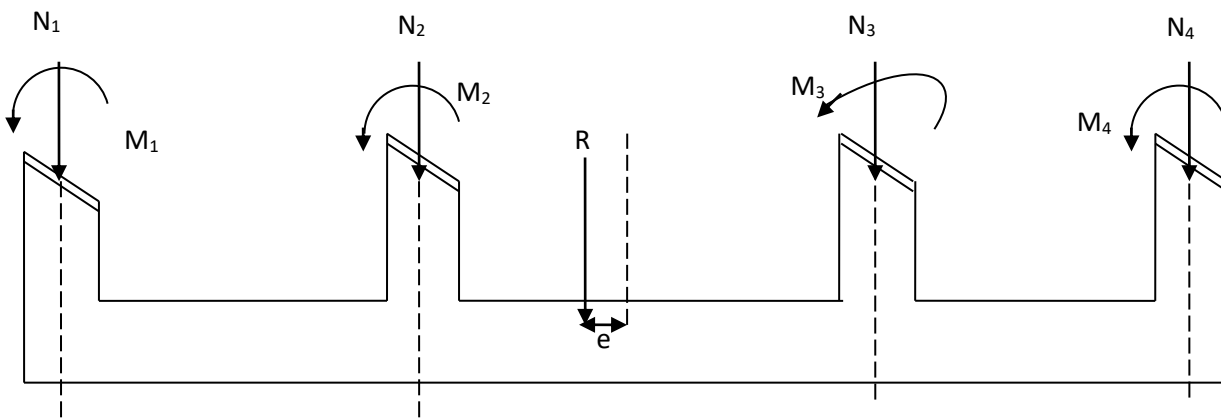


Figure VII.2: Distribution des sollicitations

- **Calcul de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{268.1}{200} = 1.34m$$

On prend : B=1.50m.

$$\text{On a donc : } S = 1.5 \times 19.85 = 29.775m^2$$

Nous avons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 29.775 \times 6 = \mathbf{178.65m^2}.$$

$$S_t = S_p + S_v = 178.65 + 56.52 = \mathbf{235.17m^2}$$

$$\text{La surface totale de la structure : } S_{st} = \mathbf{353.33m^2}$$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{235.17}{353.33} = 0.66$$

La surface totale des semelles représente 66% de la surface de bâtiment.

- **Conclusion :**

Puisque les semelles occupent plus de 50% de la surface totale du bâtiment, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

VI.6. Etude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- ✓ Grande rigidité en son plan horizontal.
- ✓ Bonne répartition des charges.
- ✓ Evite les tassements différentiels importants.

- ✓ Facilité de coffrage et la mise en œuvre du béton.
- ✓ Rapidité d'exécution.

1. Pré-dimensionnement du radier :

a. Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm).

Selon la condition forfaitaire :

- **Sous voile :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

$$57.5 \leq h \leq 92$$

h : épaisseur du radier.

D'après ces condition, l'épaisseur du radier doit être supérieure à $h_{radier}=90$ cm.

- **Sous poteaux :**

La dalle : La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$ Avec une hauteur minimale de 25cm

$h_d \geq \frac{460}{20} = 23$ cm ; On prend $h_d = 30$ cm

La nervure : elle doit vérifier :

$$h_{nervure} \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_{nervure} \geq \frac{460}{10} = 46$$
cm $\rightarrow h_{nervure} = 80$ cm

$$0.4h \leq b_{nervure} \leq 0.7h \rightarrow 32 \leq b_{nervure} \leq 56$$
 On prend $b_{nervure}=50$ cm

Condition de longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_{max} : distance maximale entre nus de nervure

L_e : longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K=40$ [MPa] pour un sol moyen

I : Inertie de la section du radier ($b = 1$ m).

E : module de déformation longitudinale différée $E=10818.86$ [MPa]

$E = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86$ MPa Avec : $f_{c28}=25$ MPa.

B : Largeur de la bande ($B=1$ m).

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{1081886} \left(\frac{2 \times 4.6}{3.14}\right)^4} = 0.93$$
m

D'après ces conditions, l'épaisseur du radier doit être supérieure à $h_{\text{nervure}}=93\text{cm}$
On prend : **$h_{\text{nervure}}=100\text{cm}$** .

❖ **La largeur de la nervure :**

$$0.4h \leq b_{\text{nervure}} \leq 0.7h \rightarrow 40 \leq b_{\text{nervure}} \leq 70 \text{ On prend } b_{\text{nervure}}=50\text{cm}$$

• **Conclusion :**

D'après les calculs précédents, on adopte le dimensionnement suivant :

$h_{\text{nervure}}=100\text{cm}$hauteur de la nervure.

$h_d = 30\text{cm}$hauteur de la dalle.

$b_{\text{nervure}}=50\text{cm}$largeur de la nervure.

$e_{\text{flottante}}=50\text{cm}$épaisseur de la dalle flottante.

2. détermination de la surface nécessaire du radier :

Pour déterminer cette surface, on a besoin de charges permanentes et de charges d'exploitations qui sont obtenu à partir du logiciel ETABS.

a. Poids de la superstructure :

Charge permanentes $G_{\text{bat}}=28804,45\text{KN}$.

Charge d'exploitation $Q_{\text{bat}}=4345,45\text{KN}$.

b. Combinaison d'action :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \rightarrow N_u = 1.35G_{\text{bat}} + 1.5Q_{\text{bat}} = 1.35 \times 28804,45 + 1.5 \times 4345,45 = 45404.18\text{KN} \\ \text{ELS} \rightarrow N_s = G_{\text{bat}} + Q_{\text{bat}} = 28804,45 + 4345,45 = 33149.9\text{KN} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\text{A l'ELU: } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{45404.18}{1,33 \times 200} = 170.69\text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS: } S_{\text{rad}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{33149.9}{200} = 165.74\text{m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{radier}}^{\text{ELS}}) = 170.69\text{m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 353.33\text{m}^2 > S_{\text{radier}} = 170.69\text{m}^2$$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas, on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur ($L_{\text{déb}}$), comme nous l'impose le BAEL91 modifiée99. La largeur du débord est calculée comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right) = \max(50\text{cm}; 30\text{cm}) = 50\text{cm}$$

Soit un débord de largeur $L_{\text{déb}} = 50\text{cm}$

$$S_{\text{déb}} = L_{\text{déb}}(L_x + L_y) \times 2 = 0.5(17.80 + 19.85) \times 2 = 37.65\text{m}^2$$

La surface totale du radier devient :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 353.33 + 37.65 = 390.98\text{m}^2$$

3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

a. Poids total du radier :

$$P_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

• **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{rad}} \times h_d \times \varphi_b = 390.98 \times 0.30 \times 25 = 2932.35\text{KN}$$

• **Poids de la nervure :**

$$P_{\text{ner}} = b_{\text{ner}}(h_{\text{ner}} - h_d) \times L \times n \times \varphi_b = 0.5(1 - 0.30) \times (19.85 \times 6 + 17.80 \times 6) \times 25$$

$$P_{\text{ner}} = 1976.62\text{KN}$$

• **Poids de TVO :**

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_{\text{ner}} - h_d) \times \rho_{\text{TVO}}$$

On a: $S_{\text{ner}} = b_n \times L \times n = (0.5 \times 17.8 \times 6) + (0.5 \times 19.85 \times 6) = 112.95\text{m}^2$

Donc : $P_{\text{TVO}} = (390.98 - 112.95) \times (1 - 0.30) \times 17 = 3308.55\text{KN}$

Avec : $\rho_{\text{TVO}} = 17\text{KN/m}^3$

• **Poids de la dalle flottante :**

$$P_{\text{dalle flottante}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times e_p \times \varphi_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = (390.98 - 112.95) \times 0,1 \times 25 = 695.075\text{KN}$$

Donc le poids total du radier est :

$$P_{\text{rad}} = G_{\text{rad tot}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

$$P_{\text{rad}} = G_{\text{rad tot}} = 8912.59\text{KN}$$

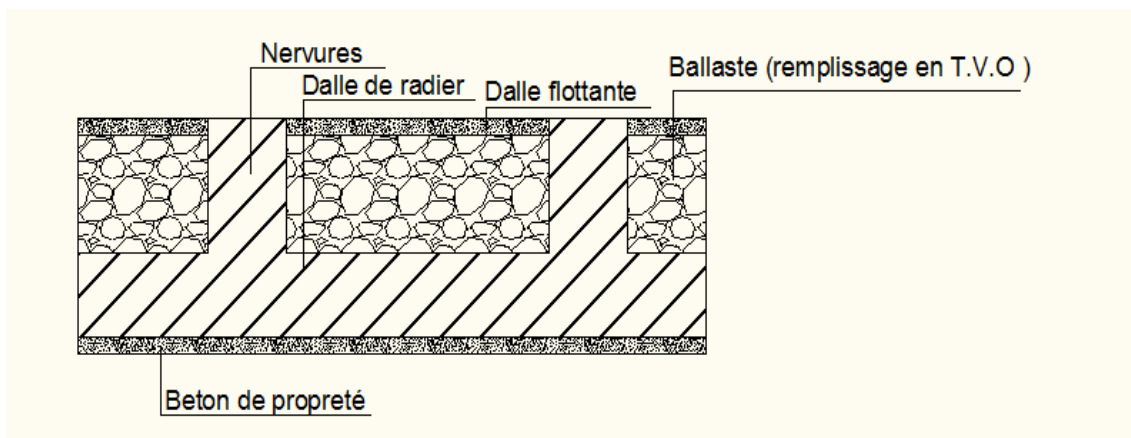


Figure VII.3 : Coupe verticale d'un radier

b. Surcharge de l'exploitation :Surcharge du bâtiment : $Q_{bat} = 4345,45KN$ Surcharge du radier : $Q_{rad} = 1,5 \times 390,98 = 586,47KN$ **c. Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{radier\ tot} + G_{bat} = 8912,59 + 28804,45 = 37717,04KN$$

$$Q_{tot} = Q_{radier\ tot} + Q_{bat} = 586,47 + 4345,45 = 4931,92KN$$

d. Combinaison d'action :

$$ELU \rightarrow N_u = 1,35G_{bat} + 1,5Q_{tot} = 1,35 \times 37717,04 + 1,5 \times 4931,92 = 58315,88KN$$

$$ELS \rightarrow N_s = G_{bat} + Q_{tot} = 37717,04 + 4931,92 = 42648,96KN$$

VII.7. Vérifications a L'ELU :**1. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91 /Art A.5.1.211) :**

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}, 4MPa \right\} = 2,5MPa$$

Avec :

$$b=100cm ; \quad d=0,9h_d=0,9 \times 30=27cm.$$

$$T_u^{max} = \frac{q \times L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{58315,88 \times 1}{390,98} \times \frac{4,6}{2} = 343,052KN$$

$$\tau_u = \frac{343,052 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,27MPa$$

$$\tau_u = 1,27MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,5MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de la stabilité du radier :

a. Calcul du centre de gravité du radier : Les coordonnées du centre de gravité du radier sont calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

 S_i : Aire du panneau considéré ; X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Notre radier présente une symétrie parfaite dans le sens XX.

$$X_G = \frac{(19,85 \times 17,8) \times 19,85/2}{19,85 \times 17,8} = 9,925m ; \quad Y_G = \frac{(19,85 \times 17,8) \times 17,8/2}{19,85 \times 17,8} = 8,9m$$

$$X_G = 9,925 \text{ m et } Y_G = 8,9 \text{ m}$$

b. Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{19.85 \times 17.8^3}{12} = 9329.09 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{17.8 \times 19.85^3}{12} = 11601.66 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à faire une 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 du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

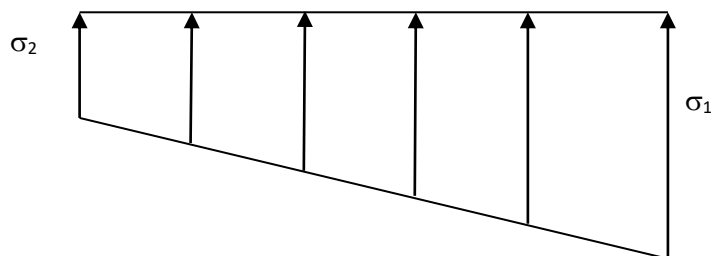


Figure VII.4 : Diagramme des contraintes

Avec :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

❖ **Calcul des moments :**

$$\begin{cases} M_{xx} = 35509,469 + (1993,13 \times 1) = 37502.59 \text{ KN.m} \\ M_{yy} = 46033,153 + (2561,53 \times 1) = 48594.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Sens longitudinal :**

ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{58315.88}{390.98} + \frac{37502.59}{11601.66} \times 9.925 = \mathbf{181.23KN/m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{58315.88}{390.98} - \frac{37502.59}{11601.66} \times 9.925 = \mathbf{117.07KN/m^2}$$

ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{42648.96}{390.98} + \frac{37502.59}{11601.66} \times 9.925 = \mathbf{141.16KN/m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{42648.96}{390.98} - \frac{37502.59}{11601.66} \times 9.925 = \mathbf{76.99KN/m^2}$$

- **Sens transversal :**

ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{58315.88}{390.98} + \frac{48594.68}{9329.09} \times 8.9 = \mathbf{195.51KN/m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{58315.888}{390.98} - \frac{48594.68}{9329.09} \times 8.9 = \mathbf{102.79KN/m^2}$$

ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{42648.96}{390.98} + \frac{48594.68}{9329.09} \times 8.9 = \mathbf{155.44KN/m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{42648.96}{390.98} - \frac{48594.68}{9329.09} \times 8.9 = \mathbf{62.72KN/m^2}$$

3. Vérification de la condition de résistance :

$$\text{ELU: } \sigma_m \leq 1.33 \overline{\sigma_{sol}} = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS: } \sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Avec } \begin{cases} \overline{\sigma_{sol}} = 2bars = 200 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \end{cases}$$

Tableau VII.4 : vérification condition de résistance

	ELU					ELS				
	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	σ_m KN/m ²	$1.33\overline{\sigma_{sol}}$ KN/m ²	OBS	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	σ_m KN/m ²	$\overline{\sigma_{sol}}$ KN/m ²	OBS
Sens longitudinal	181.28	117.07	165.22	266	CV	141.16	76.99	125.12	200	CV
Sens transversal	195.51	102.79	172.33	266	CV	155.44	61.72	132.01	200	CV

VII.8. Ferrailage du radier :

1. Ferrailage de la dalle :

Pour le ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91(modifié 99). Le radier est calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

❖ Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

1^{er}Cas :

Si $\alpha < 0,4$ La flexion longitudinale est négligeable

$$M_{0x} = q_u \frac{l_x^2}{8} \quad ; \quad M_{0y} = 0$$

2^{ème}Cas :

Si $0.4 < \alpha \leq 1$: Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

$$\begin{aligned} \text{Dans le sens de la petite portée } L_x : \quad M_{0x} &= q_u \times \mu_x \times l_x^2 \\ \text{Dans le sens de la grande portée } L_y : \quad M_{0y} &= \mu_x \times M_{0x} \end{aligned}$$

Les coefficients μ_x, μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \text{ Avec } (l_x < l_y)$$

❖ Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins. Afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

2. Identification du panneau le plus sollicité :

On y choisit le panneau le plus défavorable.

➤ Ferrailage du panneau :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.7}{4.27} = 0,87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0488 \\ \mu_y = 0,721 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaillée dans les 2 sens.

Pour le calcul du ferrailage, on a besoin de q_u et q_s :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{L'ELU : } q_u = \sigma_m^{\max}(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(172.33 - \frac{8912.59}{390.99} \right) = 149.53 \text{ KN/m}^2 \\ \text{L'ELS : } q_s = \sigma_m^{\max}(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(132.01 - \frac{8912.59}{390.99} \right) = 109.21 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

❖ Calcul à l'ELU :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.7}{4.27} = 0,87 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0488 \\ \mu_y = 0,721 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaillera dans les 2 sens.

On a donc :
$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0.0488 \times 149.53 \times 3.7^2 = \mathbf{99.89 \text{ KN.m}}$$

$$M_{0y} = 0.712 \times 99.89 = \mathbf{72.02 \text{ KN.m}}$$

Remarque :

✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

Alors :

- Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$
- Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$
- Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

✓ Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

-0.75 : pour les moments en travée.

-0.5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

-0.3 : pour les moments sur appuis de rive.

- **Moments sur appuis intermédiaire :**

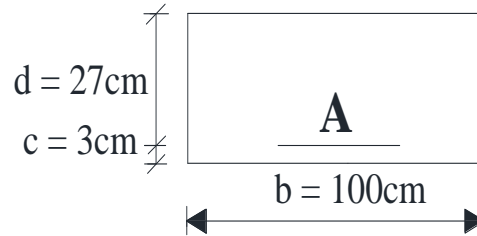
$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times 99.89 = 49.94 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times 72.02 = 36.01 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments sur appuis de rive :**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times 99.89 = 29.96 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.3 \times 72.02 = 21.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times 99.89 = 74.91 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times 72.02 = 54.01 \text{KN.m} \end{cases}$$



3. **Ferrailage longitudinal suivant x-x :**

Sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{49.94 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.048 < 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.048 \rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{49.94 \times 10^3}{0.975 \times 27 \times 348} = 5.45 \text{cm}^2$$

$$A_{ax} = 5.45 \text{cm}^2$$

Soit : **5HA14=7.70cm²** avec un espacement de **20cm**

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{74.91 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.072 < 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.072 \rightarrow \beta = 0.963$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{74.91 \times 10^3}{0.963 \times 27 \times 348} = 8.28 \text{cm}^2$$

$$A_{tx} = 8.28 \text{cm}^2$$

Soit : **5HA16=10.1cm²** avec un espacement de **20cm**

4. **Ferrailage longitudinal suivant y-y :**

Sur appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{36.01 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.034 < 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.034 \rightarrow \beta = 0.983$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{36.01 \times 10^3}{0.983 \times 27 \times 348} = 3.89 \text{cm}^2$$

$$A_{ay} = 3.89 \text{cm}^2$$

Soit : 5HA14=7.70cm² avec un espacement de 20cm

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{54.01 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.052 < 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.052 \rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{54.01 \times 10^3}{0.973 \times 27 \times 348} = 5.90 \text{cm}^2$$

$$A_{ty} = 5.90 \text{cm}^2$$

Soit : 5HA16=10.1cm² avec un espacement de 20cm

Tableau VII.5 : ferrailage de radier

Sens		M (KN.m)	OBS	A (cm ²)	Choix des barres	A _{adopté} (cm ²)	Espacement
Selon (xx)	En travée	74.91	SSA	8.28	5HA16	10.01	20
	En appui	49.94	SSA	5.45	5HA14	7.70	
Selon (yy)	En travée	54.01	SSA	5.90	5HA16	10.01	20
	En appui	36.01	SSA	3.89	5HA14	7.70	

VI.9. Vérification à l'E.L.U :

1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 27 = 3.26 \text{cm}^2$$

Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité :

		A _{adopté} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
Sens x-x	ELU	10.01	3.26	Condition vérifiée
		7.70		Condition vérifiée
Sens y-y	ELU	10.01	3.26	Condition vérifiée
		7.70		Condition vérifiée

2. Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

➤ Sens x-x :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 30 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Sens-y-y :

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 30 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.10. Calcul et vérification à l'ELS :

1. Calcul à l'ELS :

Evaluation des moments M_x et M_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.7}{4.6} = 0,80 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0632 \\ \mu_y = 0,710 \end{cases}$$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaillédans les 2 sens.

On aura donc :

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0.0632 \times 109.21 \times 3.7^2 = 94.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.710 \times 94.48 = 67.08 \text{ KN.m}$$

Sens x-x :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{ax} = 94.48 \times 0,5 = 47.24 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{tx} = 94.48 \times 0,75 = 70.86 \text{ kN.m.}$

Sens-y-y :

Moments en appuis à l'ELS : $M_{ay} = 67.08 \times 0,5 = 33.54 \text{ kN.m.}$

Moments en travée à l'ELS : $M_{ty} = 67.08 \times 0,75 = 50.31 \text{ kN.m}$

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

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Il faut vérifier que $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$b=100 \text{ cm}$ $d= 27 \text{ cm}$

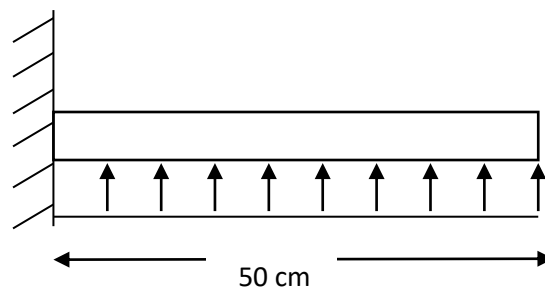
- $\rho_1 = \frac{100A}{b \times d}$
- $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$ en (MPa)

Tableau VII.6 : vérification des contraintes dans le béton

Sens	Zone	Ms KN.m	A (cm ²) (ELU)	ρ_1	K ₁	β_1	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
X-X	Appuis	47.24	7.70	0.283	44.52	0.916	248.06	348	5.57	15	Vérifié
	Travée	70.86	10.01	0.369	38.19	0.906	289.38	348	7.57	15	Vérifié
Y-Y	Appuis	33.54	7.70	0.283	44.52	0.916	176.12	348	3.96	15	Vérifié
	Travée	50.31	10.01	0.369	38.19	0.906	205.46	348	5.37	15	Vérifié

VII.11. Ferrailage du débord :

Le débord doit être calculé comme une console encastrée au niveau du radier, soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

**Figure VII.5 : Schéma statique du débord****1. Sollicitations de calcul :****• A l'ELU :**

$$q_u = 149.53 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-149.53 \times (0.50)^2}{2} = -18.69 \text{ KN.m}$$

• A l'ELS :

$$q_s = 109.21 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-109.21 \times 0.50^2}{2} = -13.65 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des armatures :**• Armatures principales :**

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 27 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18.69 \times 10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = \mathbf{0.018} < 0.392 \dots \dots \text{SSA}$$

Du tableau :

$$\mu_u = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{18.69 \times 10^3}{0.991 \times 27 \times 348} = 2.00 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.00 \text{ cm}^2$$

❖ Vérification à l'ELU:

- Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1) :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 27 = 3.26 \text{ cm}^2$$

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

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.983 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2.1 \text{ cm}^2$ avec un espacement de **25 cm**

❖ Vérification à l'ELS

- Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 3.93}{100 \times 27} = 0.147$$

$$\rho_1 = 0.147 \rightarrow \beta = 0.937 ; K = 64.37$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{13.65 \times 10^6}{0.937 \times 270 \times 3.93 \times 10^2} = 137.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \sigma_{bc} = \frac{137.29}{64.37} = 2.13 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = 137.29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord. Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle sont prolongées et constituent ainsi le ferrailage du débord.

VII.12. Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure est assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure sont déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

1. Chargement simplifié admis :

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties, on doit calculer le chargement simplifié. Cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l_m) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

- **Charge trapézoïdale :**

Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } L_m = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$$

$$\text{Effort tranchant : } L_t = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$$

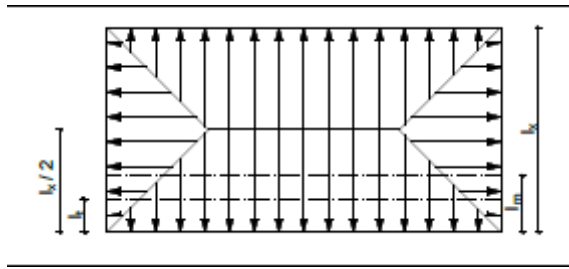


Figure VI.6 : Répartition trapézoïdale

- **Le Chargement simplifié :**

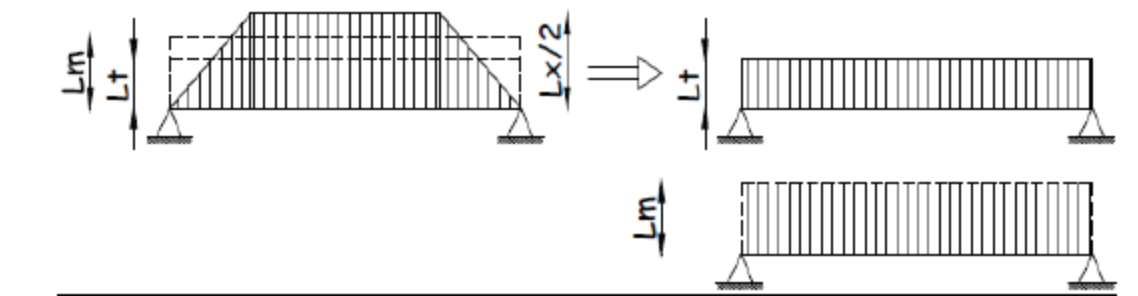


Figure VII.7: Présentation du chargement simplifié

- **Charge triangulaire :**

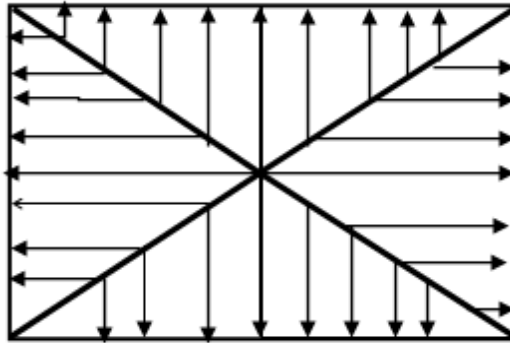


Figure VII.8: Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant : $L_t = 0.25 \times l_x$

3. Charges à considérer :

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u \times L_m$$

$$Q_S = q_s \times L_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u \times L_t$$

$$Q_S = q_s \times L_t$$

4. Détermination des charges :

A L'ELU :

$$q_u = \sigma_m^{\max}(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(172.33 - \frac{8912.59}{390.99} \right) = 149.53 \text{KN/m}^2$$

A L'ELS :

$$q_s = \sigma_m^{\max}(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(132.01 - \frac{8912.59}{390.99} \right) = 109.21 \text{KN/m}^2$$

Remarque : Pour calculer ces poutres, on choisit la file la plus sollicitée dans les deux sens.

- Sens transversal :

Tableau VII.7 Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal) :

Travée	Panneaux	L_x	L_y	ρ	Charge	l_m	l_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q_{um}	ΣQ_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
A-B	1	3,7	4,6	0,804	Triangulaire	1,23	0,93	149,53	109,2	184,24	368,47	134,56	269,12	138,32	276,63	101,02	202,04
	2	3,7	3,95	0,937	Triangulaire	1,23	0,93	149,53	109,2	184,24		134,56		138,32		101,02	
B-C	1	3	4,6	0,652	Triangulaire	1,00	0,75	149,53	109,2	149,38	298,76	109,10	218,20	112,15	224,30	81,91	163,82
	2	3	3,95	0,759	Triangulaire	1,00	0,75	149,53	109,2	149,38		109,10		112,15		81,91	

- Sens Longitudinal :

Tableau VII.8 : Charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal)

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneaux	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	3,7	4,6	0,804	Trapézoïdal	1,45	1,25	149,53	109,2	216,97	433,95	158,47	316,93	187,14	374,29	136,68	273,36
	2	3,7	4,6	0,804	Trapézoïdal	1,45	1,25	149,53	109,2	216,97		158,47		187,14		136,68	
2-3	1	3,7	3,95	0,937	Trapézoïdal	1,31	1,04	149,53	109,2	195,72	391,45	142,95	285,89	155,27	310,54	113,40	226,80
	2	3,7	3,95	0,937	Trapézoïdal	1,31	1,04	149,53	109,2	195,72		142,95		155,27		113,40	
3-7	1	2,75	3,7	0,743	Triangulaire	0,92	0,69	149,53	109,2	136,93	273,86	100,01	200,02	102,80	205,60	75,08	150,16
	2	2,75	3,7	0,743	Triangulaire	0,92	0,69	149,53	109,2	136,93		100,01		102,80		75,08	

- Sens longitudinal :
Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

✓ ELU :

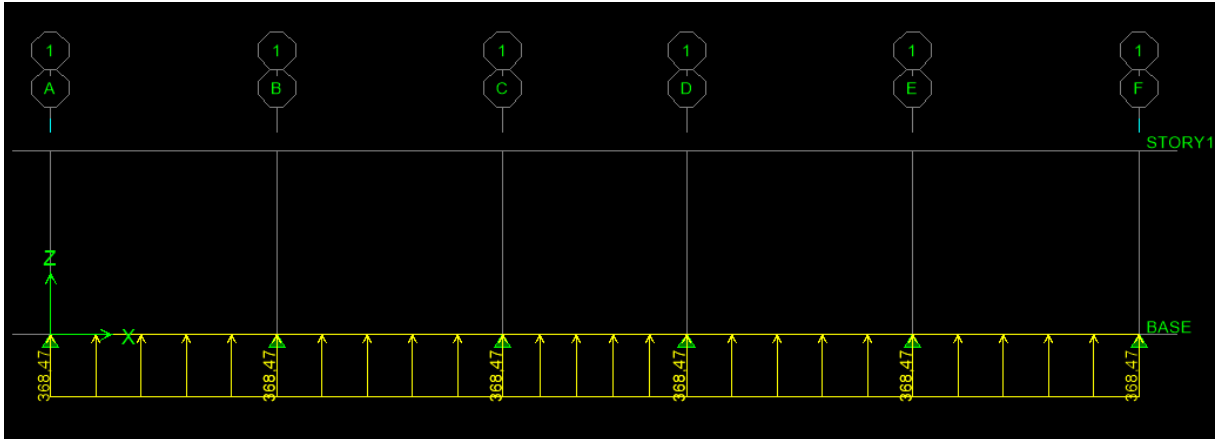


Figure VII.9 : Schéma statique de la nervure ELU pour les moments fléchissant.

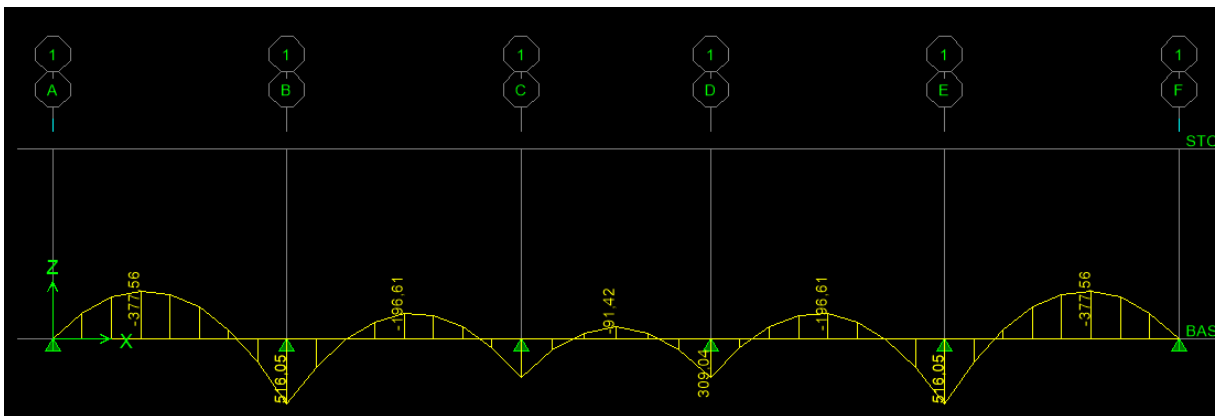


Figure VII.10: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

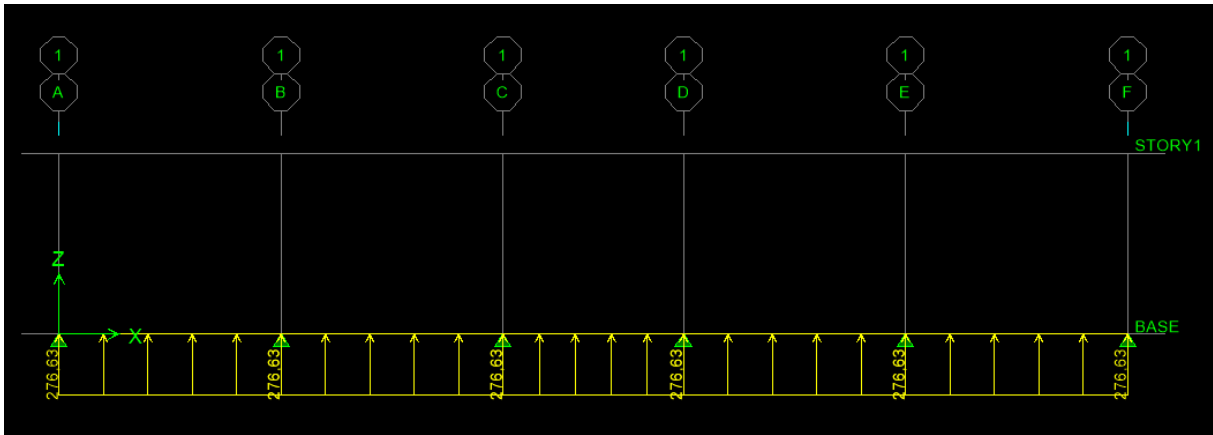


Figure VII.11: Schéma statique de la nervure ELU pour les efforts tranchants.

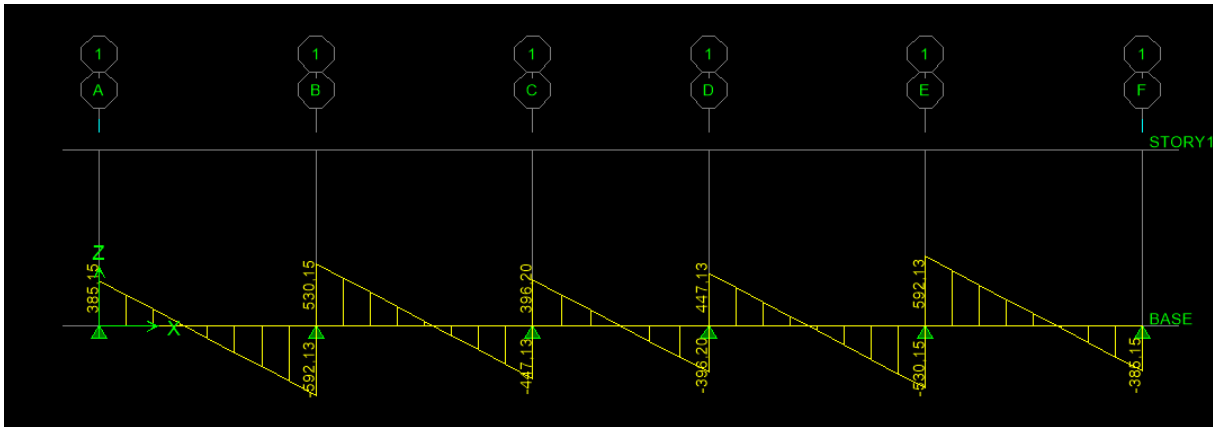


Figure VII.12: Diagramme des efforts tranchants a l'ELU.

✓ ELS :

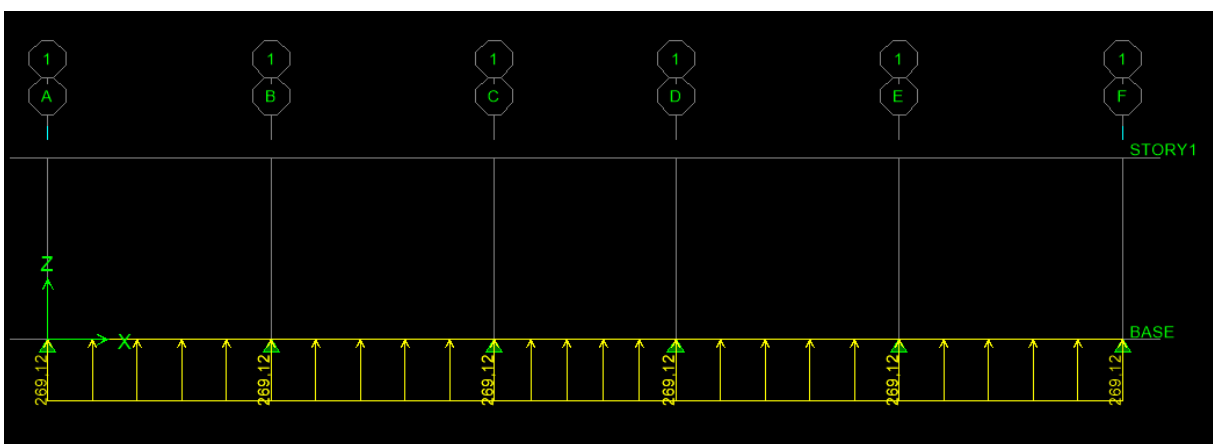


Figure VII.13: Schéma statique de la nervure ELS pour les moments fléchissant.

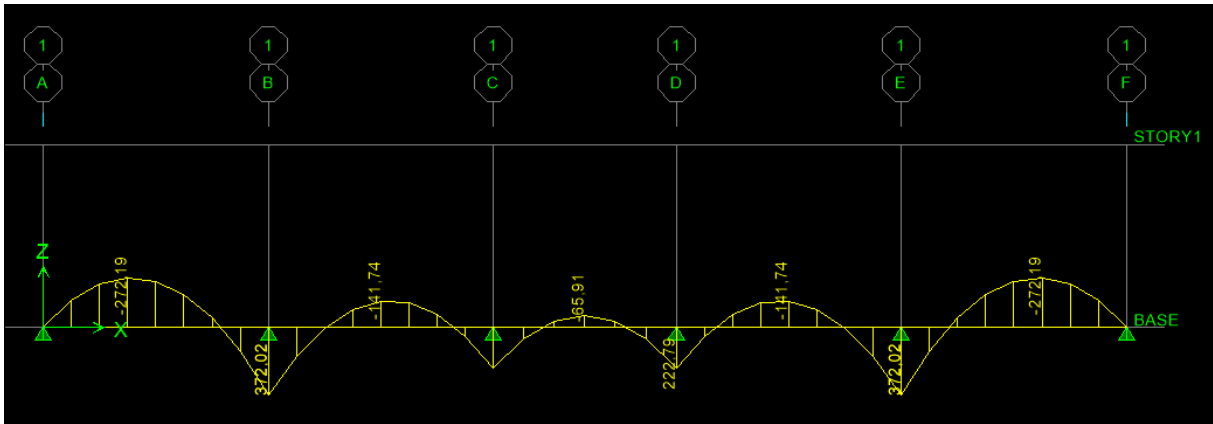


Figure VII.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

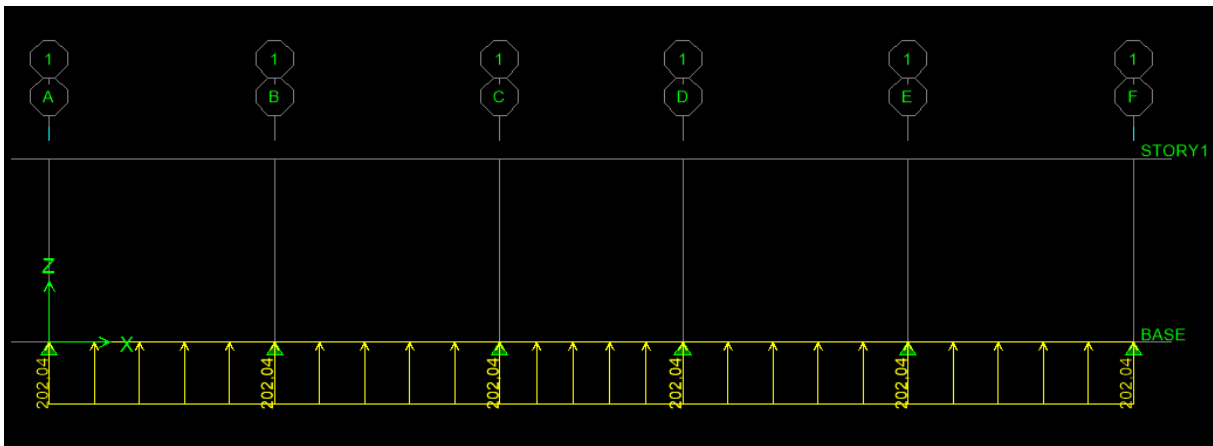


Figure VII.15: Schéma statique de la nervure ELS pour les efforts tranchants.

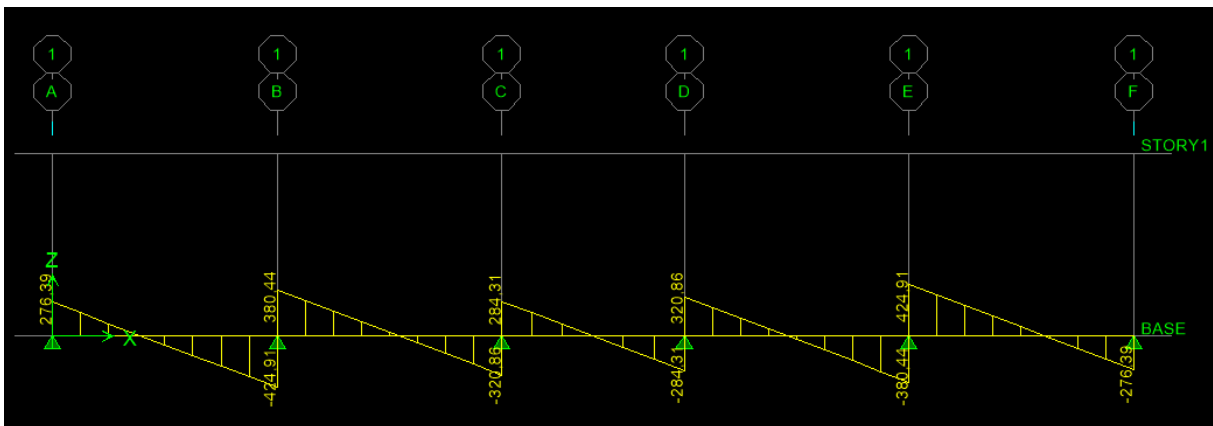


Figure VII.16: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

- Sens transversal :
- ✓ ELU :

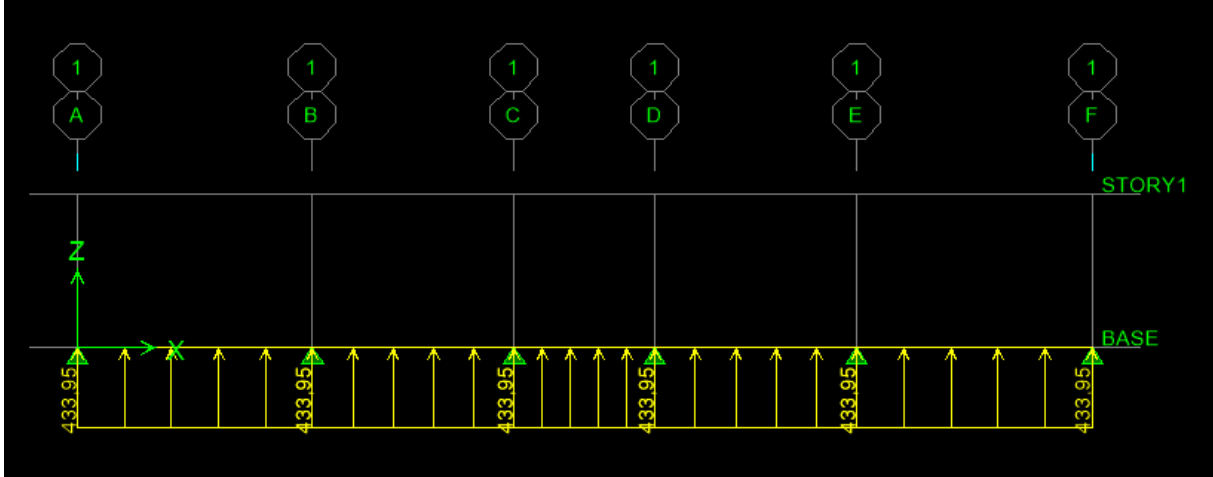


Figure VII.17 : Schéma statique de la nervure ELU pour les moments fléchissant.

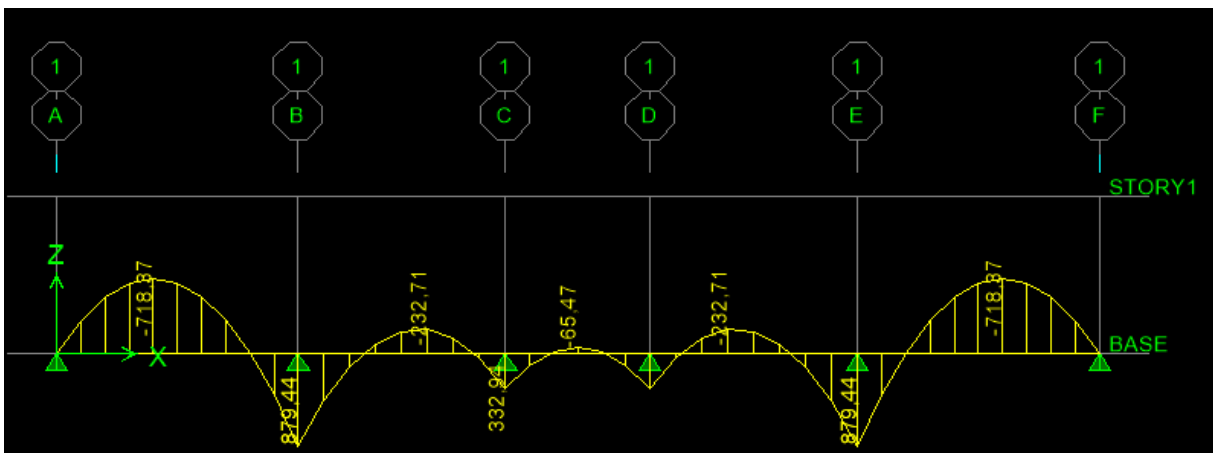


Figure VII.18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

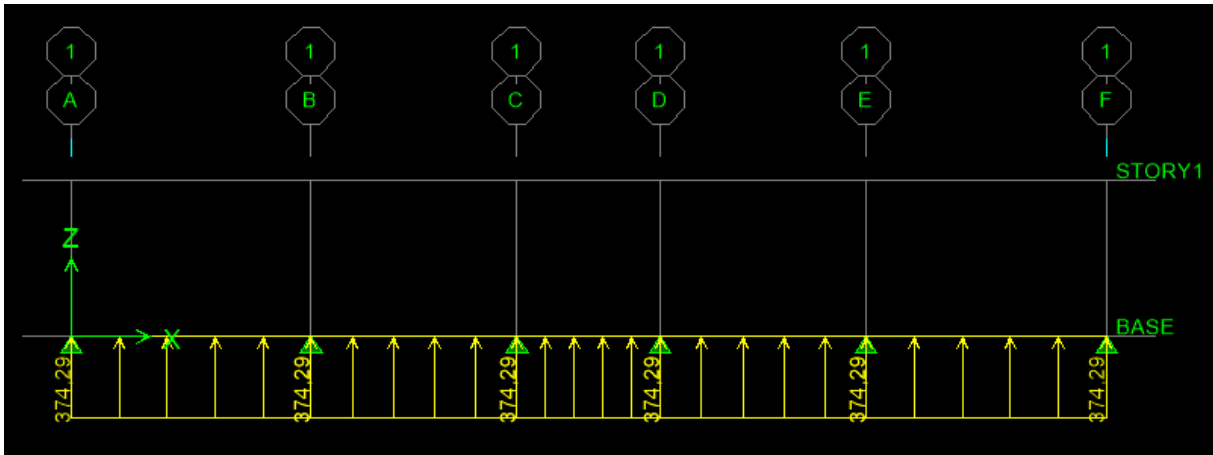


Figure VII.19: Schéma statique de la nervure ELU pour les efforts tranchants.

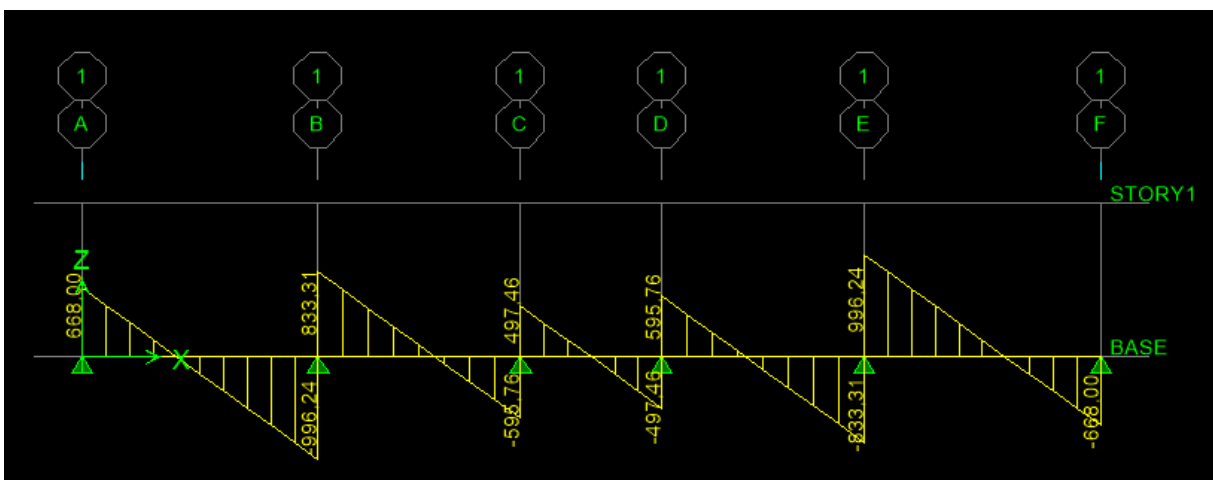


Figure VII.20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

✓ ELS :

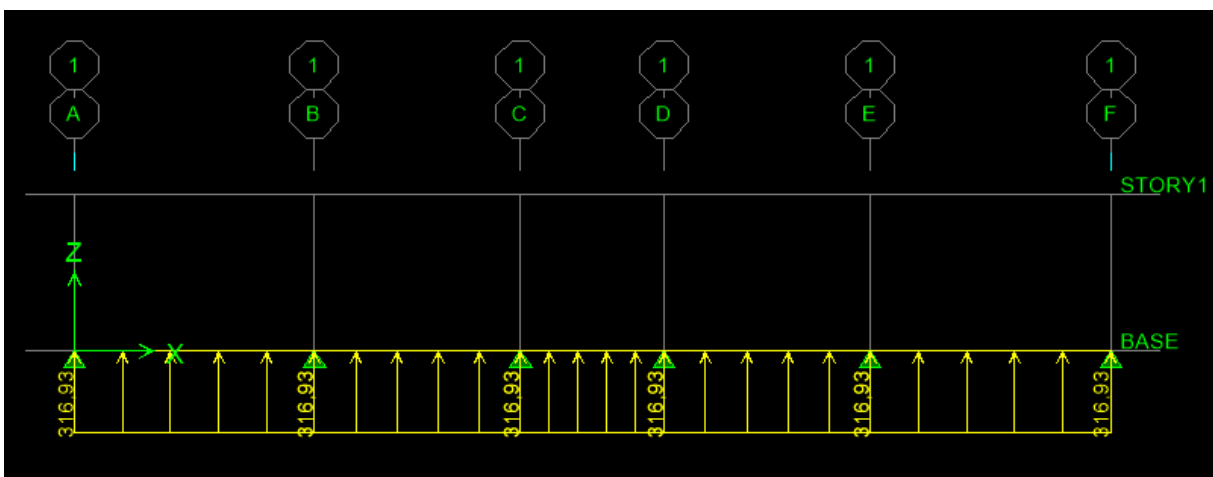


Figure VII.21 : Schéma statique de la nervure ELS pour les moments fléchissant.

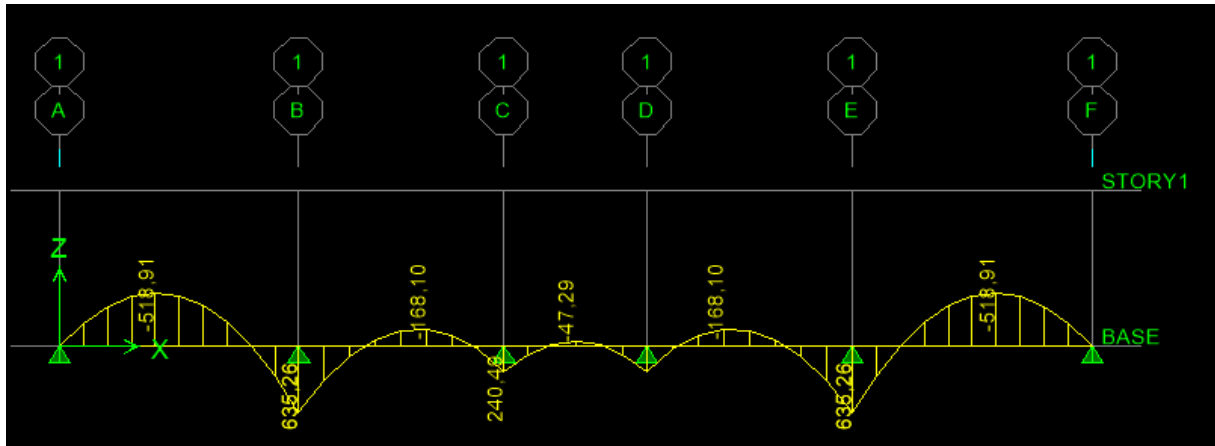


Figure VII.22 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

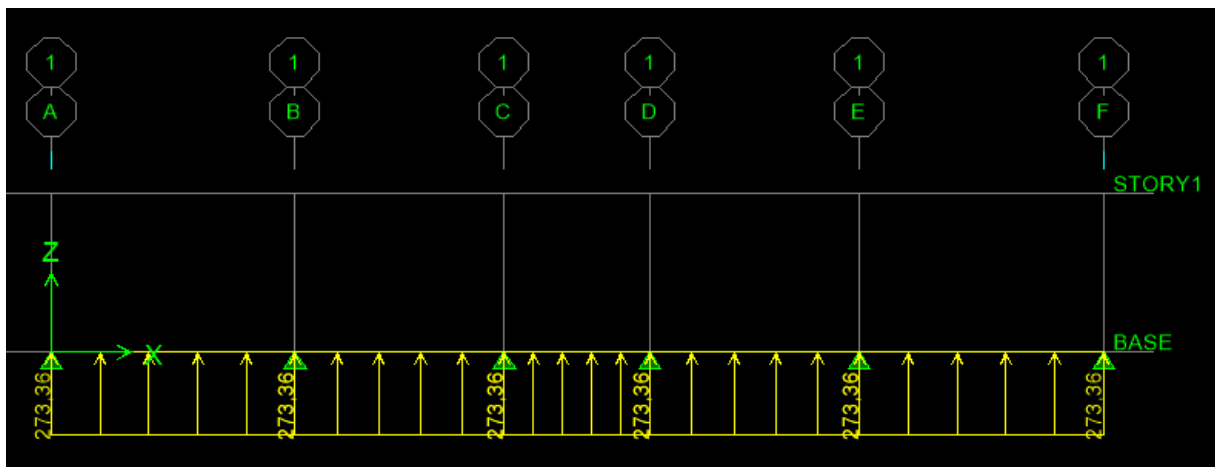


Figure VII.23 : Schéma statique de la nervure ELS pour les efforts tranchants.

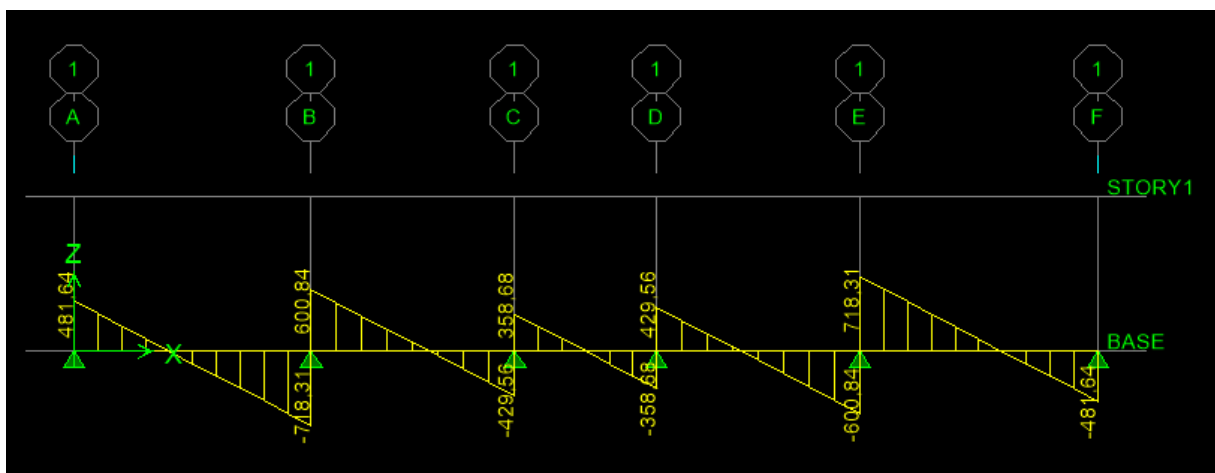


Figure VII.24 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

5. Ferrailage :**Tableau VII.9 : Efforts internes dans les nervures :**

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_a^{\max} (KN. m)	516.05	372.02	879.44	635.26
M_t^{\max} (KN. m)	377.56	272.19	718.37	518.91
T_{\max} (KN)	592.13	424.91	996.24	718.31

- **Armatures longitudinales :**

$$b = 50 \text{ cm}, h = 100 \text{ cm}, d = 95 \text{ cm}, f_{bc} = 14, 2 \text{ MPa}, \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure :

sens	Zone	M_u (KN. m)	μ_u	β	sectio n	A_{st} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
X-X	appuis	516.05	0,080	0,958	SSA	16.29	4HA20 Fil+ (4HA14 chap)=18.76cm ²
	Travée	377.56	0,058	0,970	SSA	11.77	4HA20 Fil =12.6cm ²
Y-Y	appuis	879.44	0,138	0,925	SSA	28.75	5HA20 Fil+(5HA20 chap)=31.4cm ²
	Travée	718.37	0,112	0,940	SSA	23.11	5HA20Fil+(5HA16 chap)=25.8cm ²

- **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.6 \text{ mm}$$

Soit le diamètre des armatures transversales $\phi = 8 \text{ mm}$.

-Espacement des armatures :**En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_t \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{100}{4} ; 12 \times 2 \right\} = \min \{25, 24\} = 24 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}.$$

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

- **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{min} = 0.003 S_t b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

- **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :**

Des armatures nommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 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 :

$$A_s = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$.

VII.13. Vérification à l'ELU :

1. **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 95 \times 2.1}{348} = 6.59 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$A_a = 18.76 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.59 \text{ cm}^2$Condition vérifiée

$A_a = 31.4 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.59 \text{ cm}^2$Condition vérifiée

En travées :

$A_t = 12.6 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.59 \text{ cm}^2$Condition vérifiée

$A_t = 25.8 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.59 \text{ cm}^2$Condition vérifiée

2. **Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

- **Sens longitudinal « X-X » :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{592.13 \times 10^3}{500 \times 950} = 1,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens transversal « Y-Y » :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{996.24 \times 10^3}{500 \times 950} = 2.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.14. Vérifications à l'ELS :

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

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

On détermine $\rho_1 = \frac{100A}{bd}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A} \\ \bullet \sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} \end{array} \right.$$

2. Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau suivant :

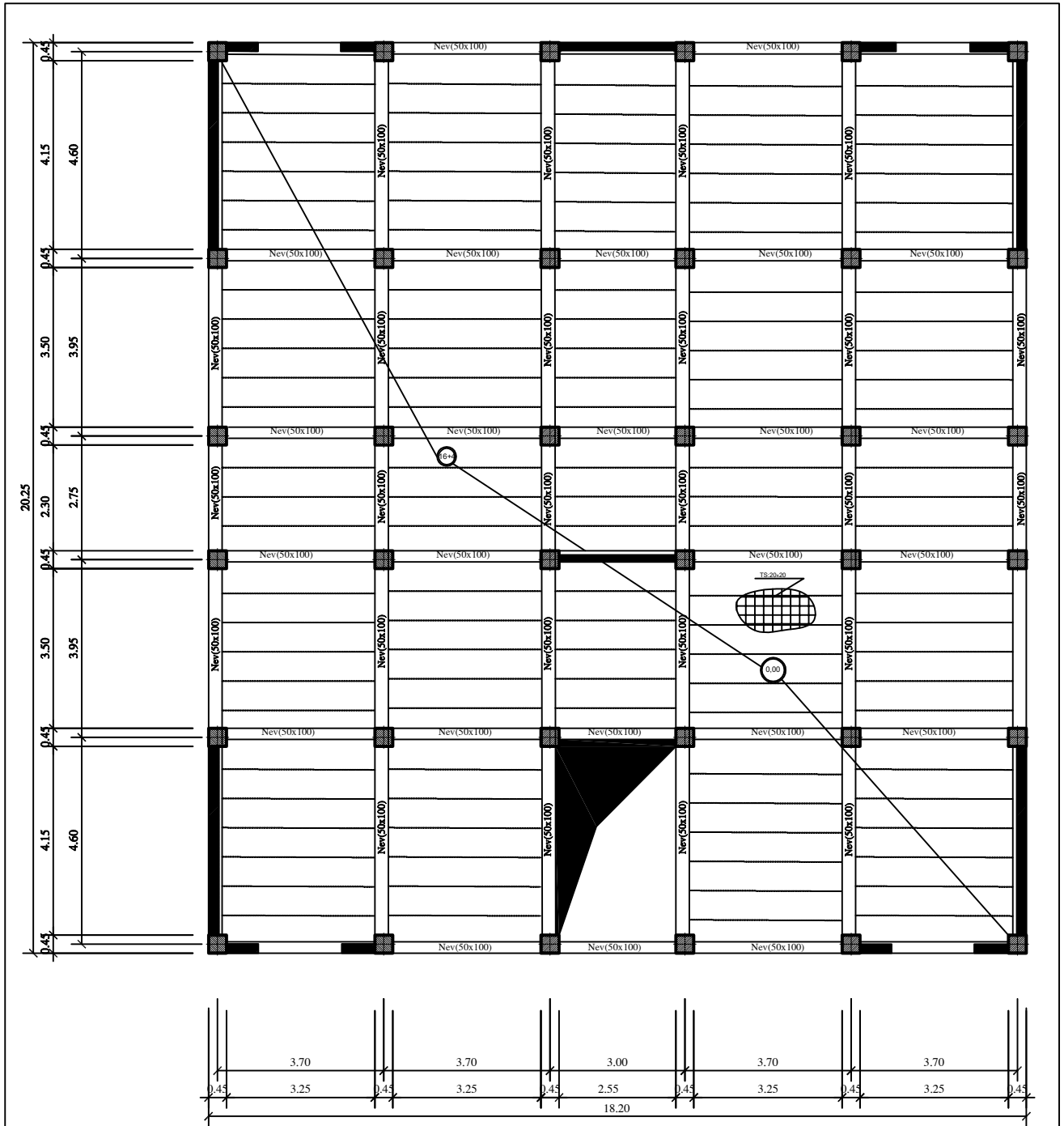
Tableau VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	Ms KN.m	A (cm ²) (ELU)	ρ_1	K ₁	β_1	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	OBS
X- X	Appuis	272,19	12,6	0,265	45,98	0,918	247,71	348	5,39	15	vérifié
	Travée	372,02	18,76	0,395	36,53	0,903	231,17	348	6,33	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	518,81	25,8	0,543	30,45	0,89	237,83	348	7,81	15	Vérifié
	Travée	635,26	31,4	0,661	27,02	0,881	241,73	348	8,95	15	vérifié

A decorative graphic consisting of three blue circles of varying sizes, each with a darker blue center and a lighter blue outer ring. Two thin blue lines originate from the top left and extend towards the top-right and middle-right circles. A third thin blue line is visible at the bottom right, extending from the bottom edge towards the middle-right circle.

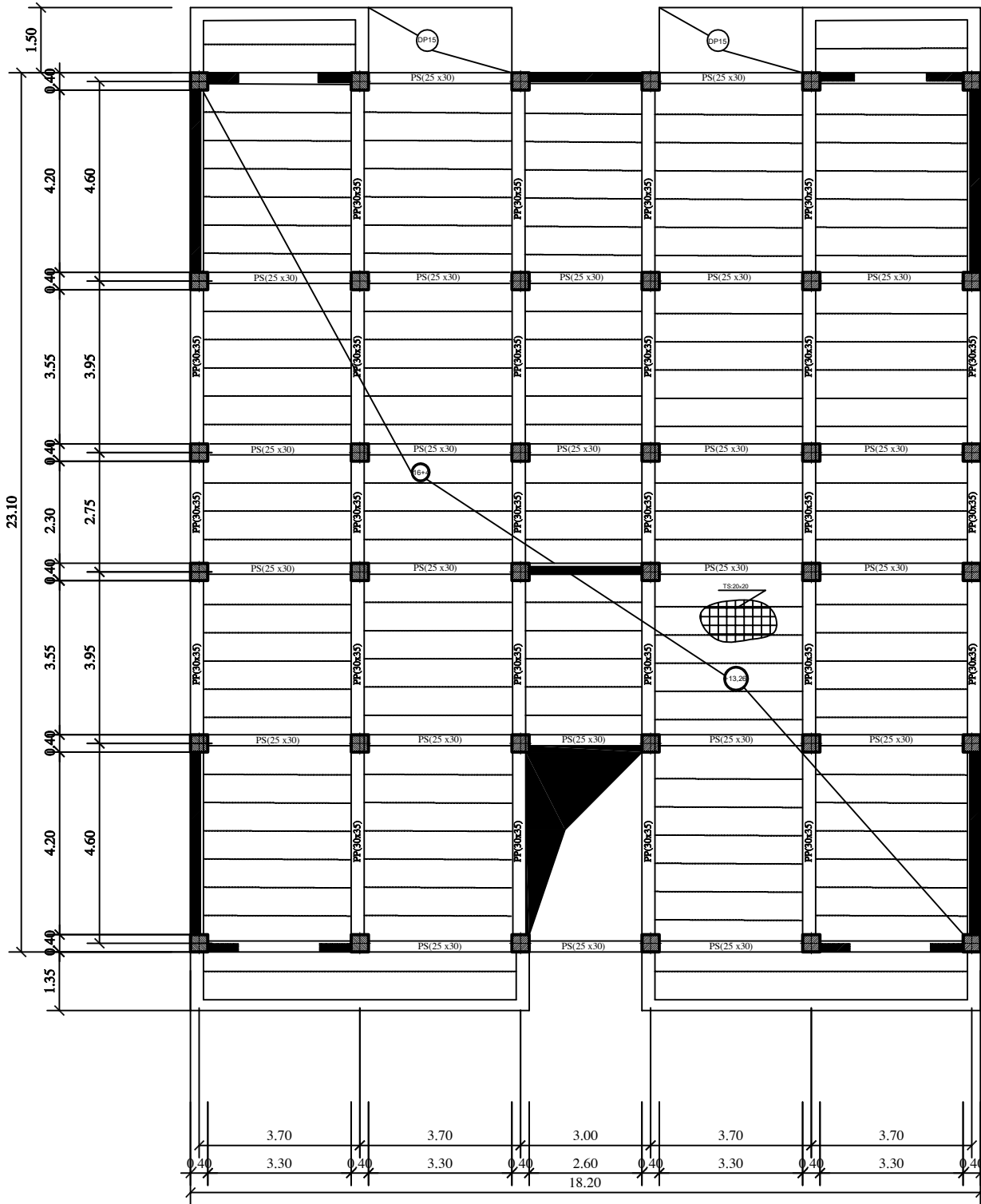
Chapitre VIII:

Plans d'exécution



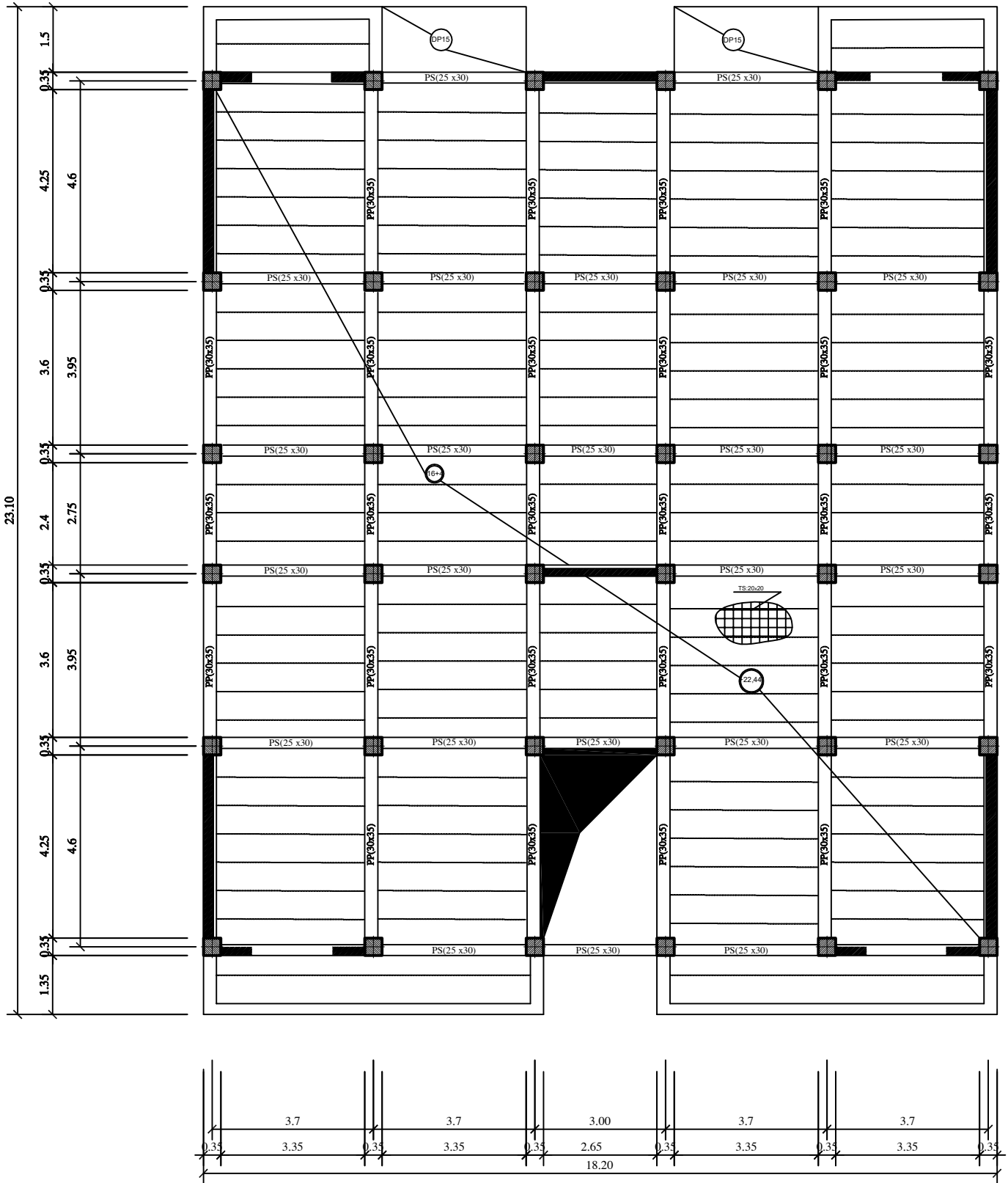
COFFRAGE DU PLANCHER (NIV 0.00)

UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Étudié par : Hannachi Med Arezki Toumert Med Ouramdane	Titre : Coff-ferr des planchers	Plan N°:
Dirigé par : Louzai.A		Promotion: 2020-2021



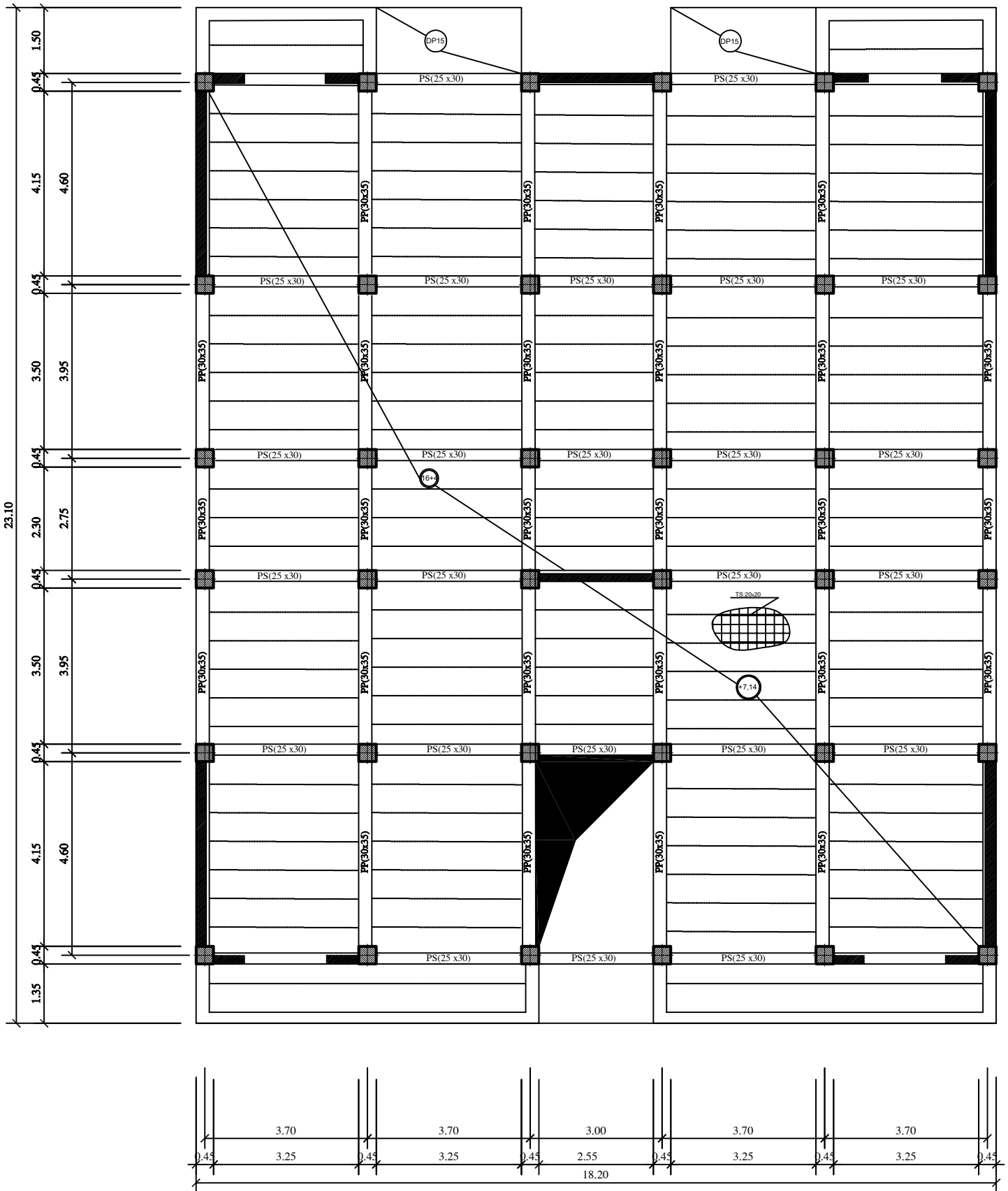
COFFRAGE DU PLANCHER (NIV +13.26 , +16.32 +19.38)

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : Hannachi Med Arezki Toumert Med Ouramdane	Titre : Coff-ferr des planchers	Plan N°: Promotion: 2020-2021
Dirigé par : Louzai.A		



COFFRAGE DU PLANCER (NIV +22.44 , +25.5)

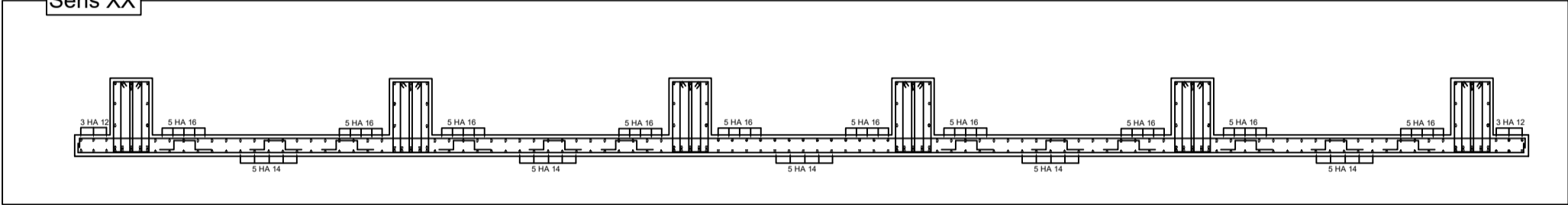
UNIVERSITE MOULOU MAMMARI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : Hannachi Med Arezki Toumert Med Ouramdane	Titre : Coff-ferr des planchers	Plan N°: Promotion: 2020-2021
Dirigé par : Louzai.A		



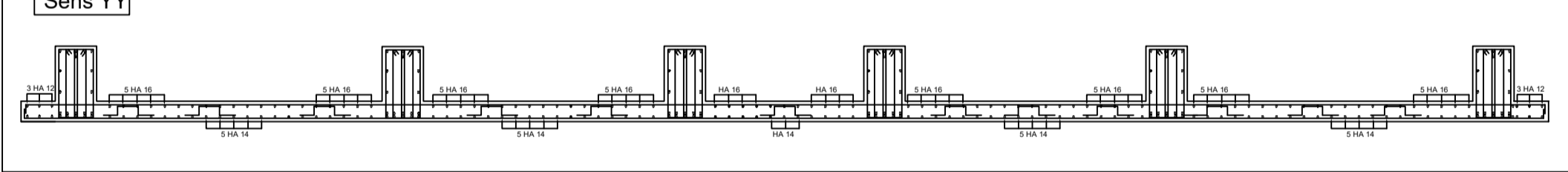
COFFRAGE DU PLANCHER (NIV +7.14 , +10.2)

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil		
Etudié par : Hannachi Med Arezki Toumert Med Ouramdane	Titre : Coff-ferr des planchers	Plan N°: Promotion: 2020-2021
Dirigé par : Louzai.A		

Sens XX



Sens YY



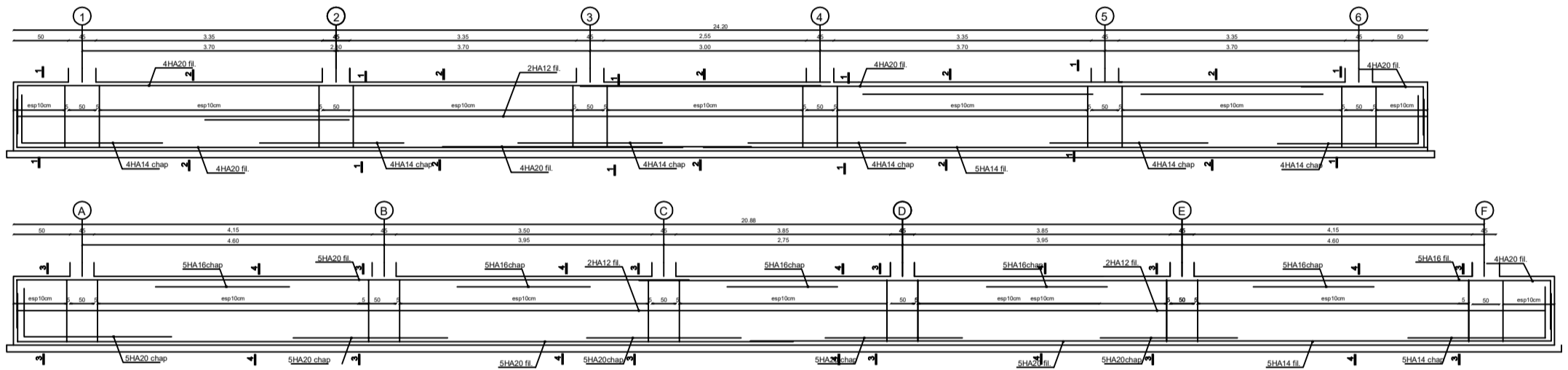
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Étudié par :
Hannachi Med arezki
Toumert Med Ouramdane

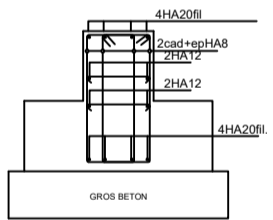
Titre :
Ferrailage des voiles

Plan N°:
Promotion:
2020-2021

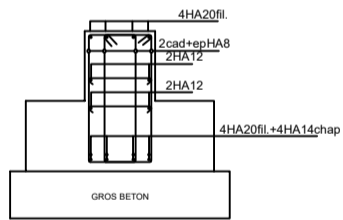
Dirigé par :
Louzai.A



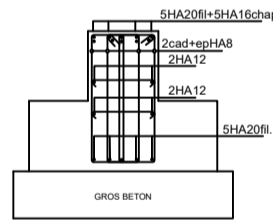
coupe 2-2



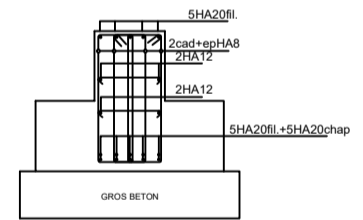
coupe 1-1



coupe 3-3



coupe 4-4



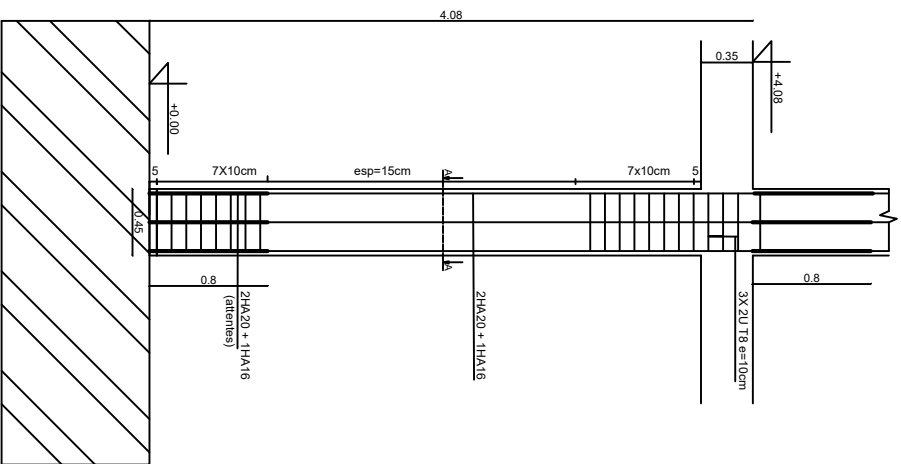
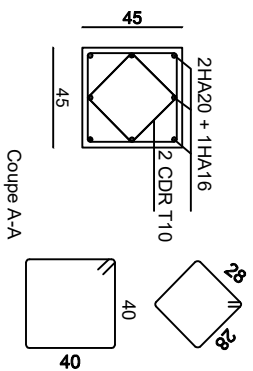
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :
 Hannachi Med arezki
 Toumert Med Ouramdane

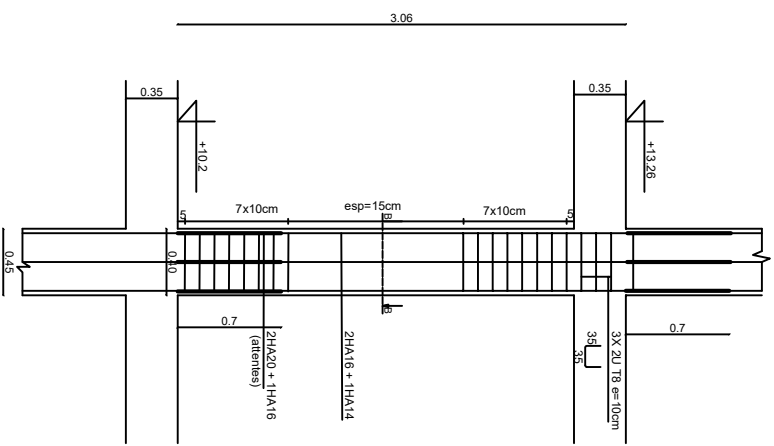
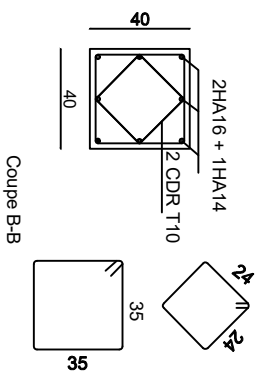
Titre :
 Ferrailage des voiles

Dirigé par :
 Louzai.A

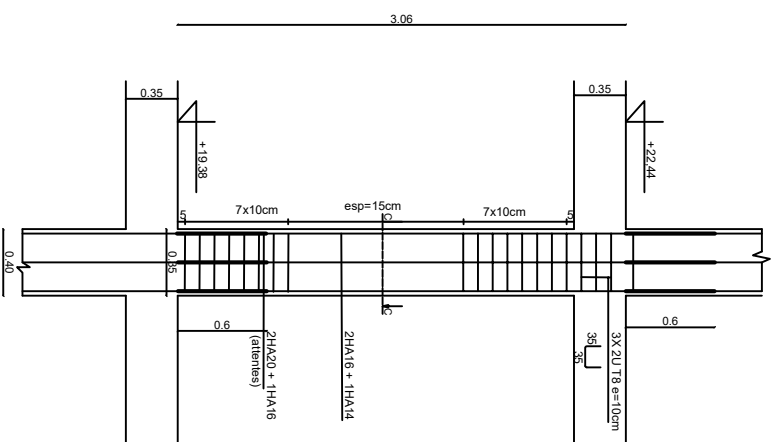
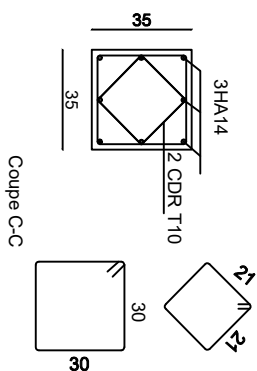
Plan N°:
 Promotion:
 2020-2021



Ferrailage des poteaux zone (1)
Niv 0.00 jusqu'au +10.2



Ferrailage des poteaux zone (2)
Niv +10.2 jusqu'au +19.38



Ferrailage des poteaux zone (1)
Niv +19.38 jusqu'au +25.5

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

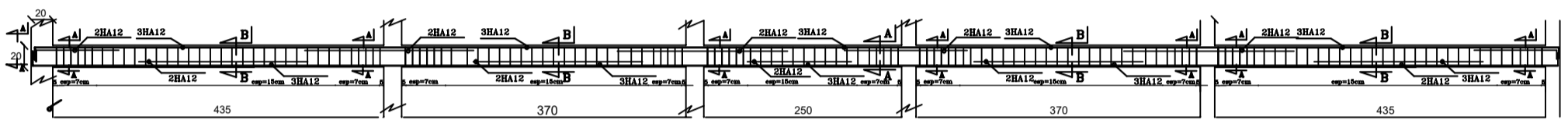
Etudié par :
Hannachi Med arezki
Toumert Med Ouramdane

Dirigé par :
Louzai A

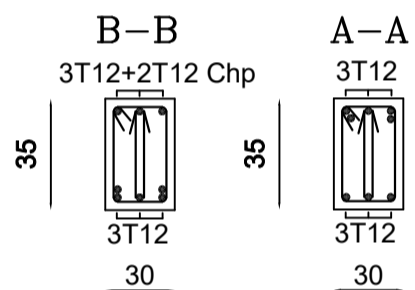
Titre :
Ferrailage des poteaux

Plan N°:
Promotion:
2020-2021

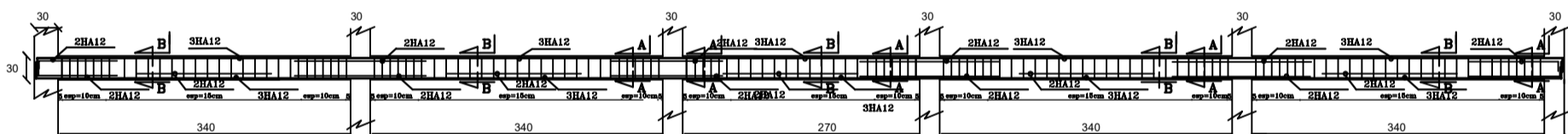
Coffrage et ferrailage des Poutres Principales 30x35



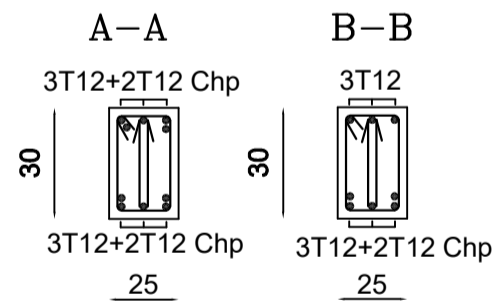
Poutre Principale



Coffrage et ferrailage des Poutres Secondaires 25x30



Poutre Secondaire



UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
 Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Étudié par : Hannachi Med arezki Toumert Med Ouramdane	Titre : Ferrailage des voiles	Plan N°: Promotion: 2020-2021
Dirigé par : Louzai.A		

conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, a été pour nous la première expérience qui nous a permis de mettre en évidence les connaissances acquises durant notre cursus universitaire, en l'occurrence dimensionner, calculer et vérifier les éléments de la structure ; tout en respectant les différents règlements à savoir **BAEL 99**, **RPA99/version2003** ainsi que les divers documents techniques.

Ce travail, qui est aussi le dernier relai entre la vie étudiante et la vie professionnel, nous a permis de travailler en équipe et de savoir ce que recevoir des instructions à répétition et de les appliquées.

Par ce travail, on a appris qu'est ce que la rigueur de travail, mais surtout de voir de plus près encore les responsabilités d'un ingénieur en Génie Civil dans le domaine du bâtiment, car la finalité c'est lui qui décide, et donc c'est lui le responsable.

Nous espérons avoir fait de notre mieux et que ce modeste travaille sera une référence pour les promotions à venir.

The page features three decorative elements consisting of concentric circles in various shades of blue. One large circle is in the top right, a smaller one is in the middle right, and another large one is in the bottom right. Two thin blue lines originate from the top left and extend towards the middle-right circles. The word 'Bibliographie' is centered on the page in a black serif font.

Bibliographie

Bibliographie

- Règles parasismiques algériennes RPA 99/VERSION 2003.
- Règles BAEL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation.
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes.
- Cours et T.D de Génie Civil.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C. B. A. 93