

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi ousou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

*En vue d'obtention du diplôme de master en génie civil
Option : Construction Civile et Industrielle.*

Thème

*Etude d'un bâtiment en (R+5) à usage d'habitation
à contreventement mixte à l'aide du logiciel
ETABS.*

Dirigé par:

M^r : BOUKAIS.S

Etudié par

M^{elle} : BENAODIA Ghania.

M^r : RAZIZ Achour

Année 2017/2018

REMERCEMENTS

Merci Dieu avant toute chose, le tout puissant qui nous a donné la force nécessaire pour mener ce projet à terme.

Nos chers parents, qui se sont sacrifiés tant pour nous et nos familles entières, à nos amis qui ont sus nous soutenir au bon moment et toutes personnes qui ont contribuées de près ou de loin à notre travail.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *A Mes très chers parents qui m'ont soutenu durant toute ma vie.*
- ❖ *A Mon cher frère et mes chères sœurs*
- ❖ *A Mon binôme et sa famille.*
- ❖ *A Toute la promotion M2 2017/2018.*
- ❖ *A Tous mes amis(es).*

GHANLA

DEDICACES

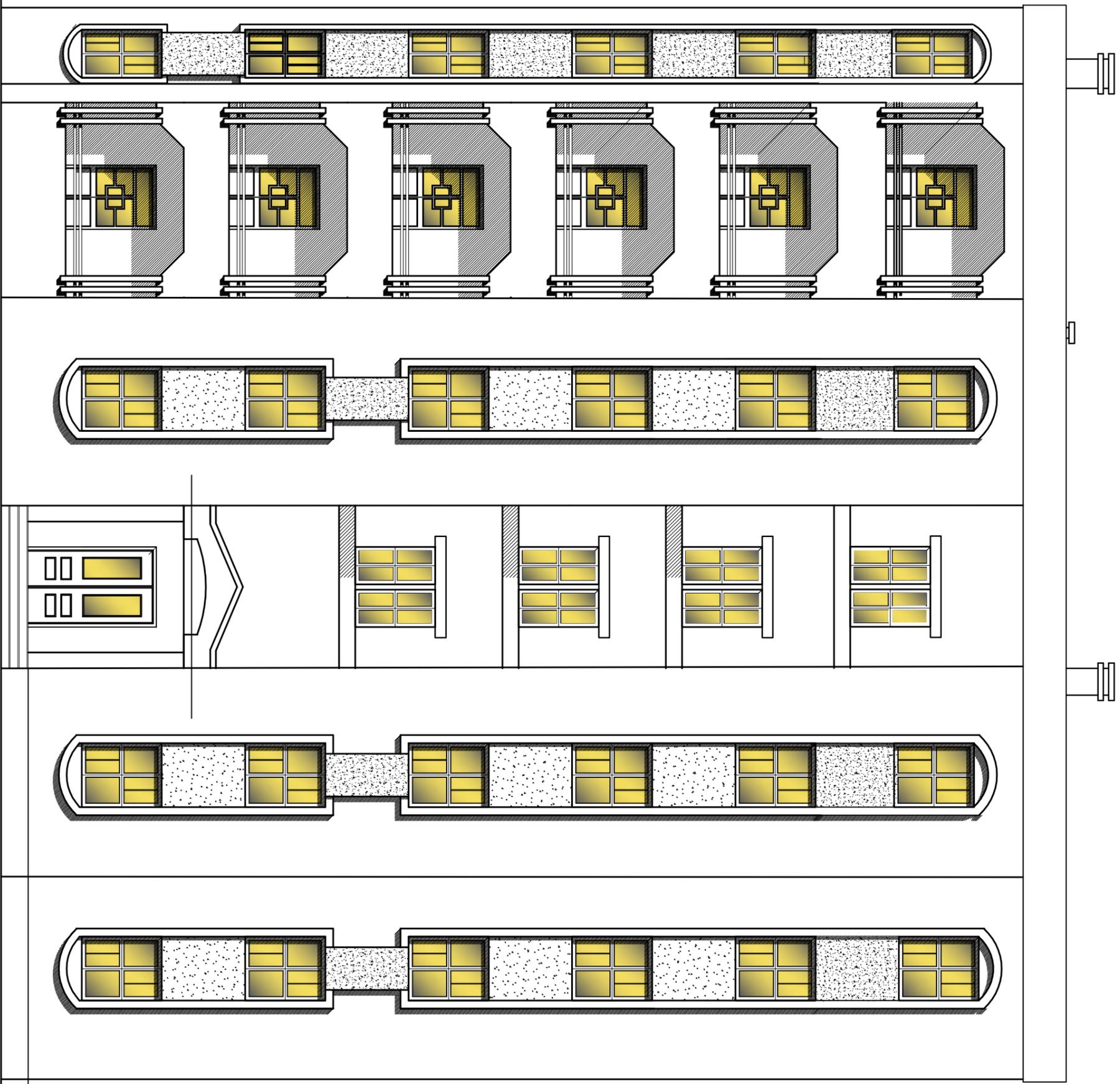
Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *A Mes très chers parents qui m'ont soutenu durant tout ma vie.*
- ❖ *A toute ma famille sans exception et mes proches.*
- ❖ *A Ma binôme et sa famille.*
- ❖ *A Toute la promotion M2 2017/2018.*
- ❖ *A Tous mes amis(es).*

ACHOUR

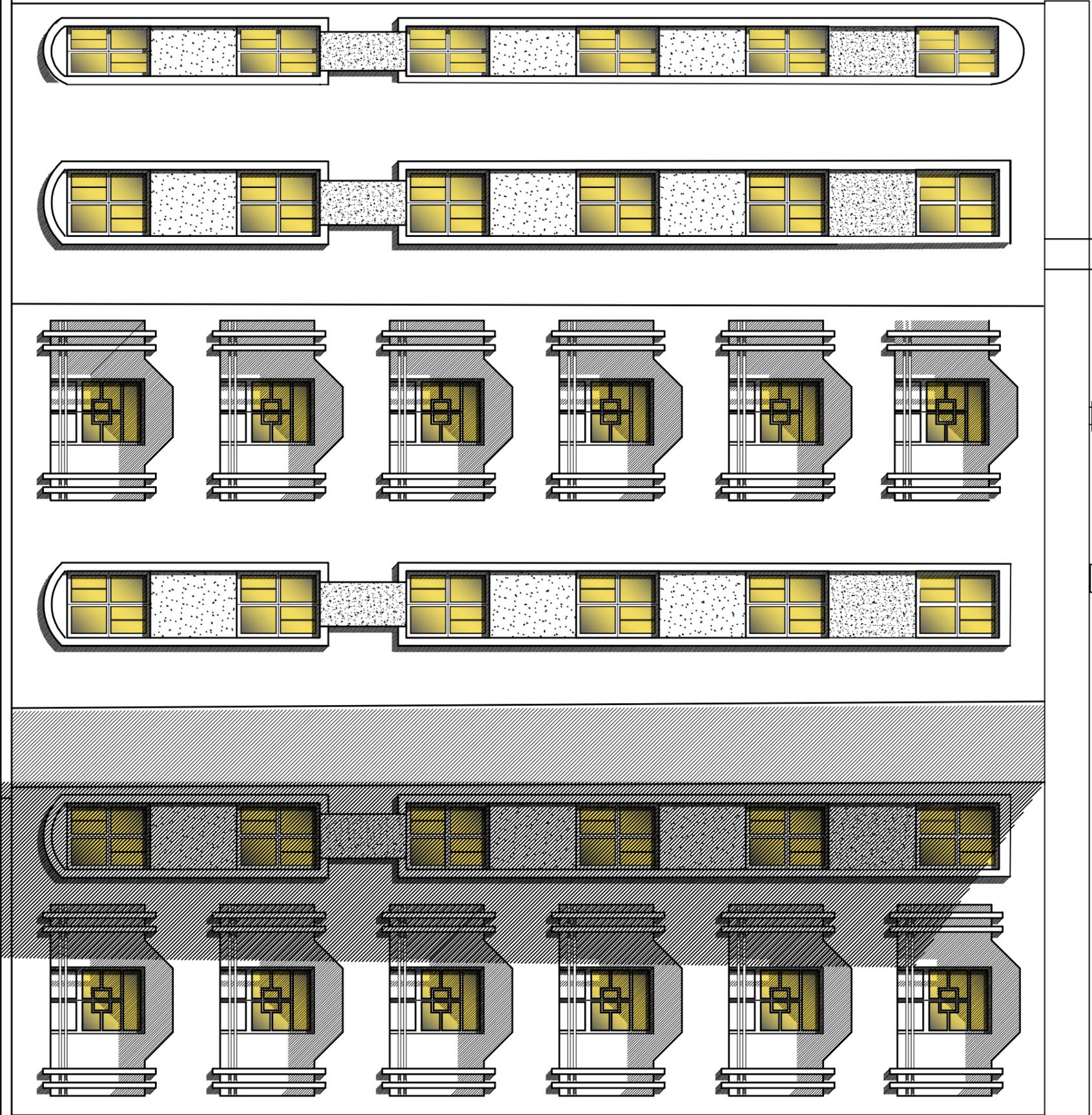
Sommaire

<u>INTRODUCTION General</u>	01
<u>Chapitre I</u> : Présentation et description de l'ouvrage	02-10
<u>Chapitre II</u> : Pré- dimensionnement des éléments non structuraux	11-23
<u>Chapitre III</u> : Calculs des éléments :	
III.1. Acrotère	24-33
III.2. Balcon	34-38
III.3. Plancher	39-61
III.4. Escalier	62-80
III.5. Poutre palier	81-88
<u>Chapitre IV</u> : Modélisation et présentation du logiciel ETABS	89-103
<u>Chapitre V</u> : vérification aux exigences de RPA	104-112
<u>Chapitre VI</u> : Ferrailage des éléments structuraux :	
VI.1. Poteaux carrés	113-128
VI.2. Poteaux circulaires	129-142
VI.3. Poutres	143-157
VI.4. Voiles	158-172
<u>Chapitre VII</u> : Etude de l'infrastructure	173-184
<u>CONCLUSION General</u>	185
<u>BIBLIOGRAPHIE</u>	
<u>ANNEXE</u>	



FACADE PRINCIPALE

ECH: 1/100



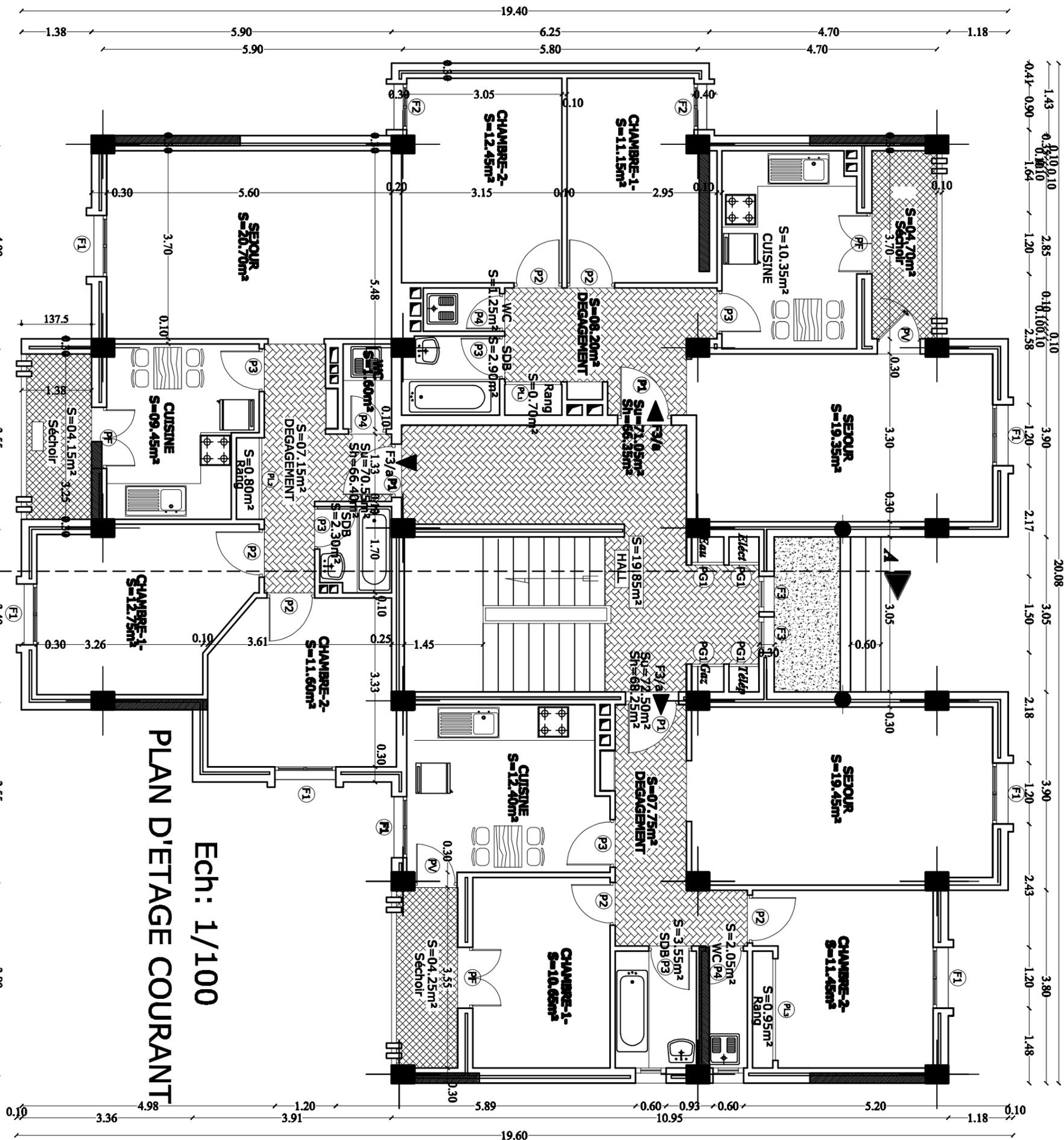
FACADE ARRIERE

Ech: 1/100



Ech: 1/100

PLAN DE R.D.C

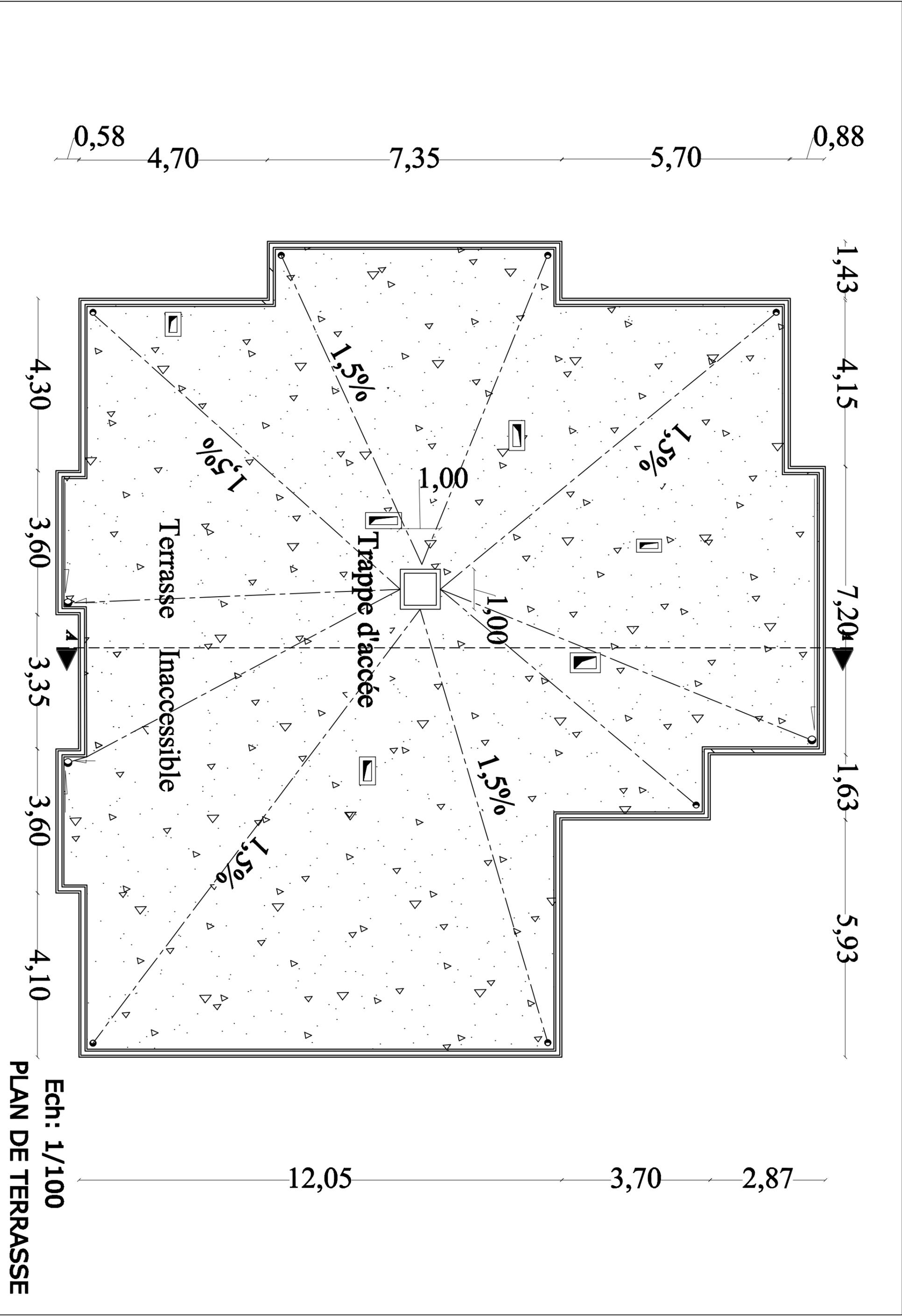


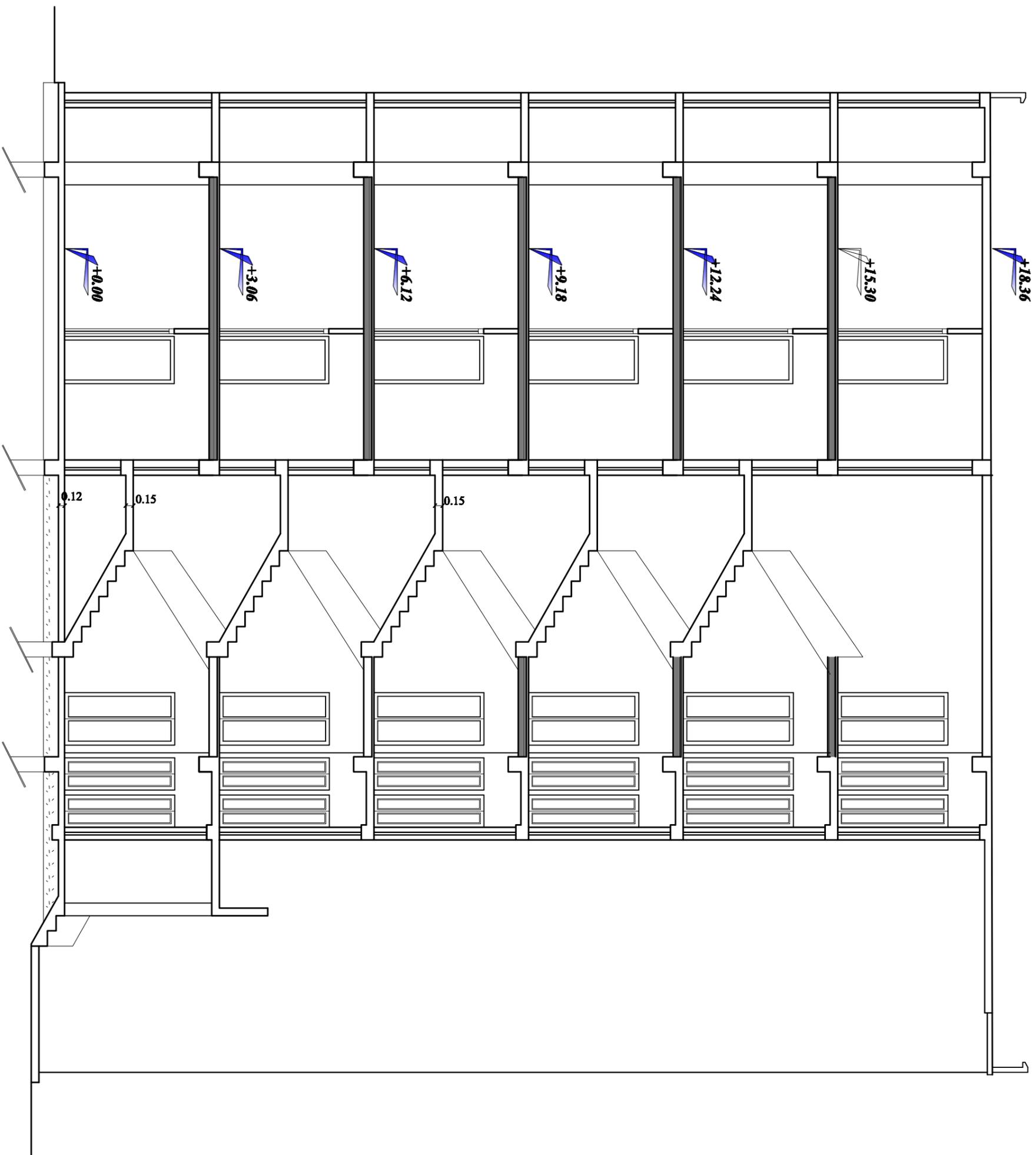
PLAN D'ETAGE COURANT

Ech: 1/100

PLAN D'ETAGE COURANT

Ech: 1/100



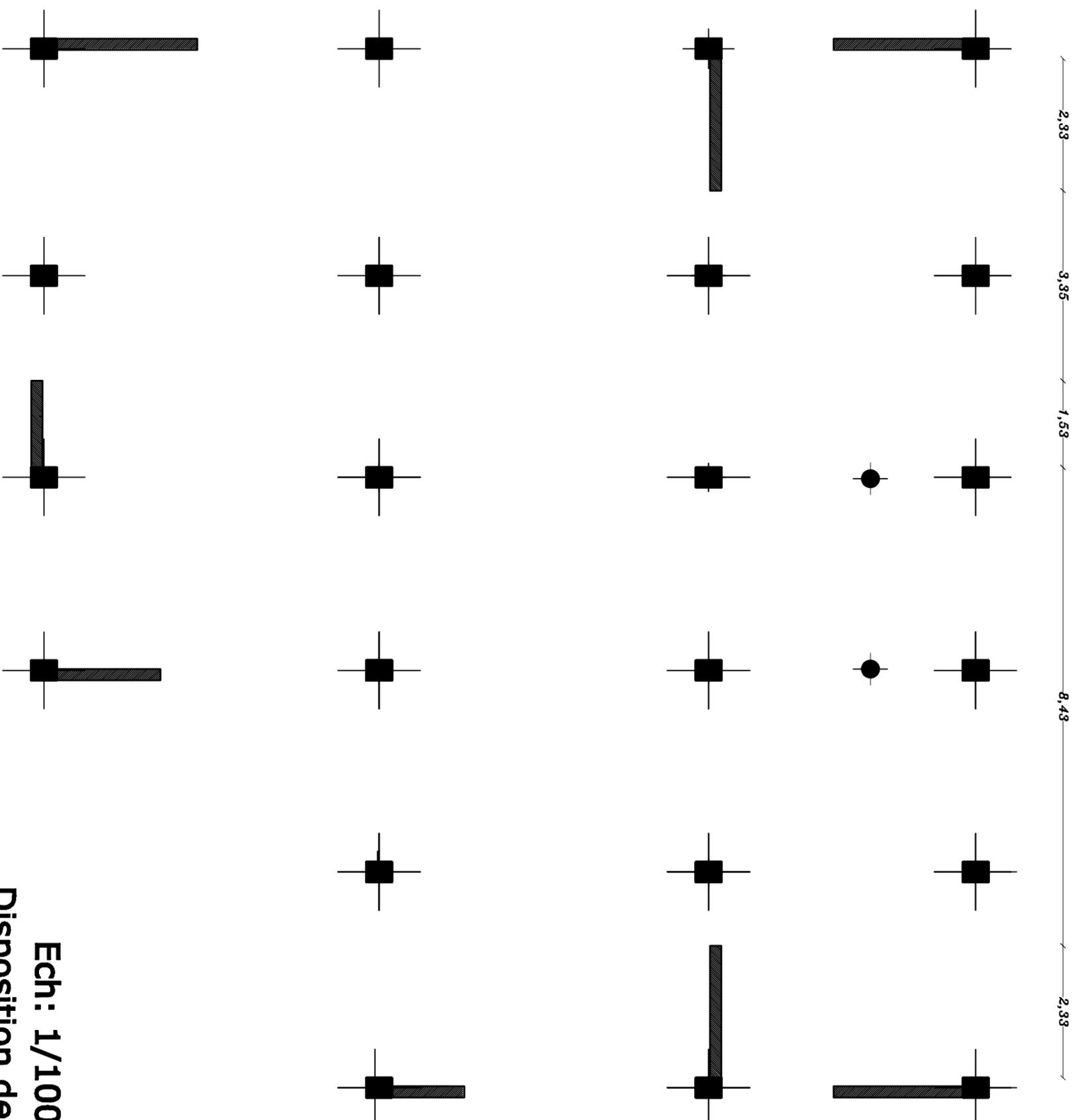


COURB A-A

Ech: 1/100

1,83 0,65 3,43 1,28 6,50 2,28

2,48



Ech: 1/100
Disposition des refends

INTRODUCTION

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

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

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

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

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

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

Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+5) à contreventement mixte, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS .

INTRODUCTION



Chapitre I
Présentation de l'ouvrage

I.1 INTRODUCTION :

Notre projet consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un immeuble en (R+5) à usage d'habitation. Ce bâtiment sera implanté à TIZI OUZOU, qui est classée comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le RPA99 version 2003 (règles parasismiques algériennes) et cela suivant l'annexe 1 : classification sismique des wilayas et communes d'Algérie).....page 114.

I.1.1 Description de l'ouvrage :

Notre ouvrage représente un bâtiment de 6 niveaux qui est composé d'un Rez-de-chaussée et De cinq étages courants à usage d'habitation. Le système de contreventement est mixte. Il est assuré par des voiles et des portiques en béton armé
Le projet, qui fait l'objet de cette étude, est constitué de :

- Un rez-de-chaussée à usage d'habitation.
- 05 étages courant à usages d'habitation.
- Une terrasse inaccessible.
- Une cage d'escalier.

I.1.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les caractéristiques de notre bâtiment sont représenté dans le tableau suivant :

La hauteur totale du bâtiment	18,36m
La longueur totale du bâtiment	20,08m
La largeur totale du bâtiment	19,40m
La hauteur du RDC	3,06m
La hauteur d'étage courant	3,06m

Tableau I.1.- Les éléments constituant l'ouvrage

La structure est composée des éléments suivant :

a) L'ossature :

Le bâtiment a une ossature mixte composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux (poteaux et poutres) .
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).

b) Plancher :

Les planchers sont des éléments longitudinaux limitants les différents niveaux d'une construction.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers (corps creux et dalle pleine).

Les planchers des étages courants sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.

Le plancher terrasse est inaccessible, comportera un système complexe d'étanchéité multicouche en forme de pente de 1,5% pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales.

Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les balcons et les autres planchers sont en corps creux.

Dans notre cas, les plachers du batiment seront réalisés en corps creux avec une dalle de compression, portée sur des poutrelles semi préfabriquées.

c) La maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses (15cm ; 10cm) séparées par un vide de 5cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

Eléments constituant	Poids volumique (KN/m ³)	Ft	Charge Surfaccique (KN/m ²)
1) Brique creuse	9	0.10	1.8
2) Enduit plâtre	10	0.02	0.4
3) L'ame d'air	/	0.05	/
Total	/	/	2.20

Tableau I-2. Des éléments constituants

d) Les revêtements :

Ils seront réalisés on :

- Carrelage scelle pour les planchers et les escaliers.
- Céramiques pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier ciment pour les murs de façade et les salles d'eau.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

e) Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins qui permettent l'accès vertical entre les différents étages de la structure, ils sont soumis à leurs poids propre et aux surcharges.

f) Les fondations :

Par leurs positions et leurs fonctions stabilisatrices dans la structure, elles constituent une partie importante de l'ouvrage. C'est une liaison directe entre la structure et le sol.

Elles s'assurent aussi la transmission des charges et surcharges au sol.

Leurs choix dépendent du type de sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

g) Coffrage :

On opte pour un coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles.

h) Les acrotères :

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 0.6m de hauteur et d'épaisseur de 15 cm.

I.2 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :**A- Le béton :**

Est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge de béton. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 kg/m³ de ciment portland artificiel 325 (CPA325)

A.1 caractéristiques physiques et mécaniques :**a) Résistance caractéristique à la compression : (Art. A.2-1,11 BAEL91)**

Le béton est défini par la valeur de sa résistance mécanique à la compression à l'âge de 28 jours notée f_{c28} . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvettes normalisées (16X32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

La valeur de f_{cj} est prise égale à f_{c28} pour $j = 28$ jours avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b) Résistance caractéristique à la traction : (art A-2.12 BAEL 91)

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{d'où : } f_{t28} = 2,1 \text{ MP}$$

A.2 Contraintes limites :**A.2.1 Les états-limites**

On définit les états-limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculer

a) Etat limite ultime (ELU)

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement),

- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture),
- Etat limite de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante (**Art. A.4.3.41, BAEL 91**):

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1,15$ si la situation est accidentelle.

$\gamma_b = 1,5$ si la situation est courante.

θ : Coefficient d'application

$\theta = 1$, lorsque $j > 24$ heures ;

$\theta = 0,9$, lorsque $1 < j < 24$ heures ;

$\theta = 0,85$, lorsque $j < 1$ heure

Pour le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme (parabole-rectangle) suivant :

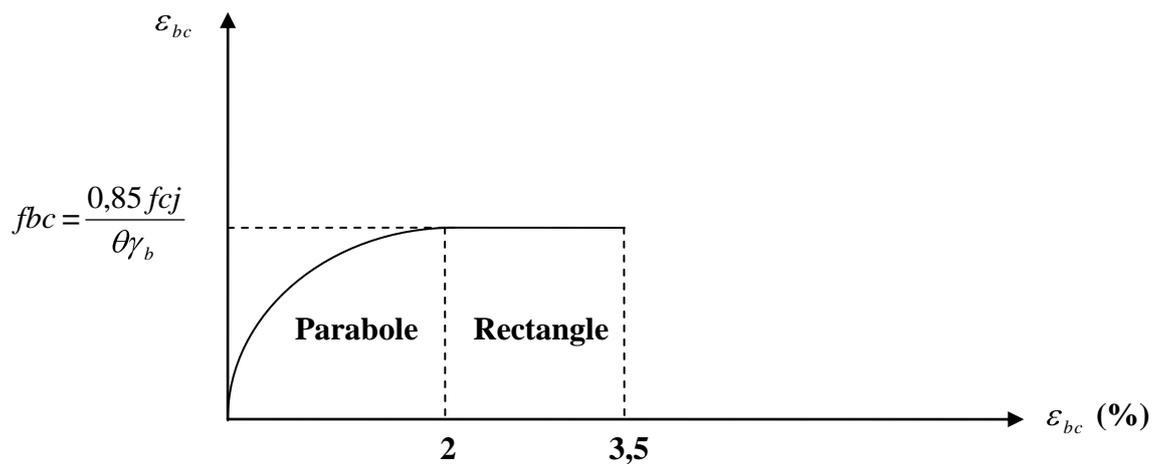


Figure I .1: diagramme contrainte-déformation du béton (ELU)

ε_{bc} : Déformation du béton en compression

Remarque :

A l'état limite ultime, c'est un diagramme non linéaire dit « parabole –rectangle »

- γ_b : Coefficient de sécurité.
- $\gamma_b = 1,5$ en situation durable ou transitoire.
- $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle.
- θ : coefficient de sécurité qui est en fonction de la durée d'application des actions tel que :
 $\theta = 1$, si la durée d'application est supérieure à 24 heures.

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

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

1^{er} cas : $\theta=0,85$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 0,85} = 14,2 \text{ MPa} \longrightarrow \text{situation courante.}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15 \times 0,85} = 21,7 \text{ MPa} \longrightarrow \text{situation accidentelle.}$$

2^{ème} cas : $\theta=0,9$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 0,9} = 15,74 \text{ MPa} \longrightarrow \text{situation courante.}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15 \times 0,9} = 20,53 \text{ MPa} \longrightarrow \text{situation accidentelle}$$

3^{ème} cas : $\theta=1$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,16 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Situation courante.}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15 \times 1} = 18,48 \text{ MPa} \longrightarrow \text{situation accidentelle.}$$

b) État limite de service (ELS)

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

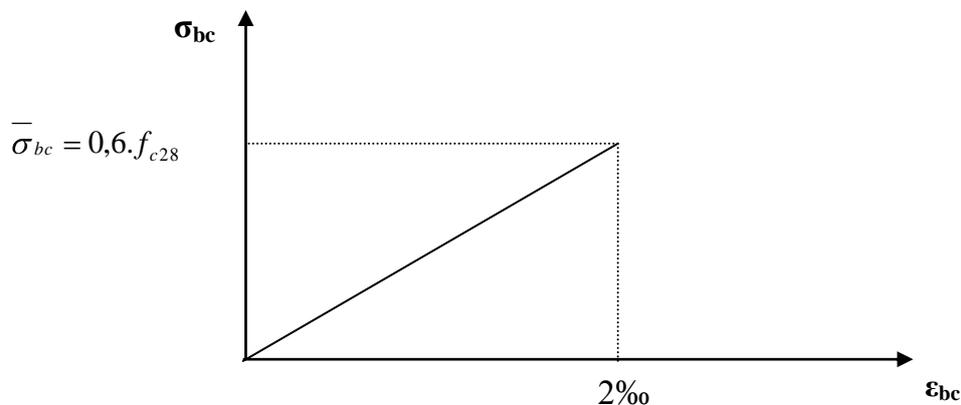
On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par (Art. A.4.5.2, BAEL 91) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{cj}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$



ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS)

A.3. Contrainte limite de cisaillement : (art A-5.121 BAEL 91)

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

$\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}]$ pour la fissuration peu nuisible

$\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}]$ pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

A.4. Contrainte de service à la compression : (art A-4.5.2.BAEL 91)

$$\sigma_{bc} = 0,60f_{c28} [\text{MPa}] \quad \sigma_{bc} = 15 [\text{MPa}]$$

A.5. Module d'élasticité :

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée.

Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de module.

❖ Module d'élasticité instantané : (art A-2.1.21 BAEL 91)

Pour un chargement d'une durée d'application inférieur à 24 heures il résulte un module égale à :

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

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \Rightarrow E_{ij} = 32164 \text{ MPA}$$

❖ Module d'élasticité différée : (art A-2.1.22 BAEL 91).

Pour un chargement d'une longue durée d'application, il est égal à 1 /3 du module de déformation instantanée:

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

$$\text{Pour } f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10819\text{MPa}$$

❖ Module d'élasticité transversale :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ MPa} \quad \text{avec : } E : \text{Module de Young (module d'élasticité).}$$

ν : Coefficient de poisson.

A.6. Coefficient de poisson : (art A-2.1, 3 BAEL 91).

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

$$\left(\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \right), \quad \text{Il sera pris égal à :}$$

$\nu = 0.2$ pour un béton non fissuré.

$\nu = 0$ pour un béton fissuré.

B - les aciers :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

B.1 Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Aciers en Barre	Rond lisse FeE235	R L	235	1	1
Acier en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\Phi < 6$)	T S	520	1,3	1

Tableau B.1: Caractéristiques des aciers

B.2 Module d'élasticité :

Le module élasticité longitudinal (E_s) de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000$ MPa
(Art A.2.21.BAEL91)

B.3 Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à 0,3.

B.4 limite élasticité de l'acier :

B.4.1 à ELU :

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par (art A 4.3.2 BAEL91)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,5 \quad \text{pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{pour le cas accidentel (Art A.4.3.2/BAEL 91)} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{pour les aciers à haute adhérence FeE40}$$

$$\sigma_s = 204 \text{ MPa} \quad \text{pour les aciers doux FeE24}$$

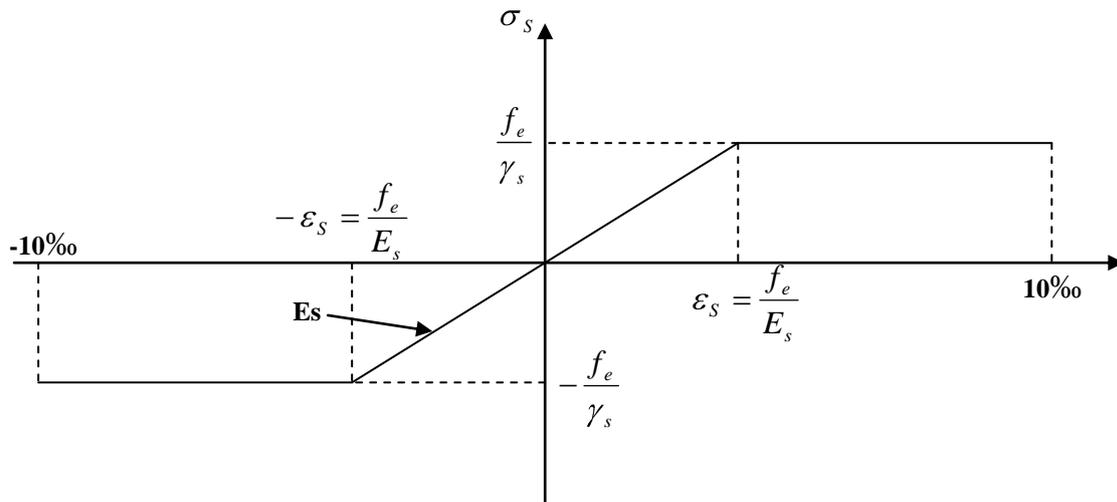


Fig. I.3 : Diagramme simplifié de contrainte- déformation des aciers (Art A2.2,2 BAEL91)

B.3.2 à l'ELS :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations :

a) Fissuration peu nuisible : (BAEL91 /Art 4-5-32)

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

b) Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{\gamma_s} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec : η : coefficient de fissuration égal à :

$\eta = 1,00$ pour les RL

$\eta = 1,6$ pour les HA si $\Phi \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1,3$ pour les HA si $\Phi < 6\text{mm}$

Les valeurs exactes obtenues sont :

$$\sigma_s = 156 \text{ MPa} \quad \text{pour les RL}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{pour les H.A}$$

c) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.3.4) :

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec: η coefficient de fissuration.

$\eta = 1.0$pour les RL.

$\eta = 1.6$pour les HA.

Les valeurs exactes obtenues sont:

$$\bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPa} \quad \text{pour les HA.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 130 \text{ MPa} \quad \text{pour les RL}$$

Protection des armatures : (art A.7-2 4 BAEL91) :

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

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

I-3 CONCLUSION :

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



Chapitre II
Pré dimensionnement
des éléments

II-1-INTRODUCTION :

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs pré dimensionnements et cela en se basant sur des lois issues des règlements **BAEL91** et **RPA99 version 2003**, ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux. Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de l'ouvrage.

II-2-PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :**II-2-1-LES PLANCHERS :****II-2-2-1. Plancher en corps creux:**

Ils sont composés de corps creux, poutrelles, treillis soudé et de dalles de compression.(fig II-1)

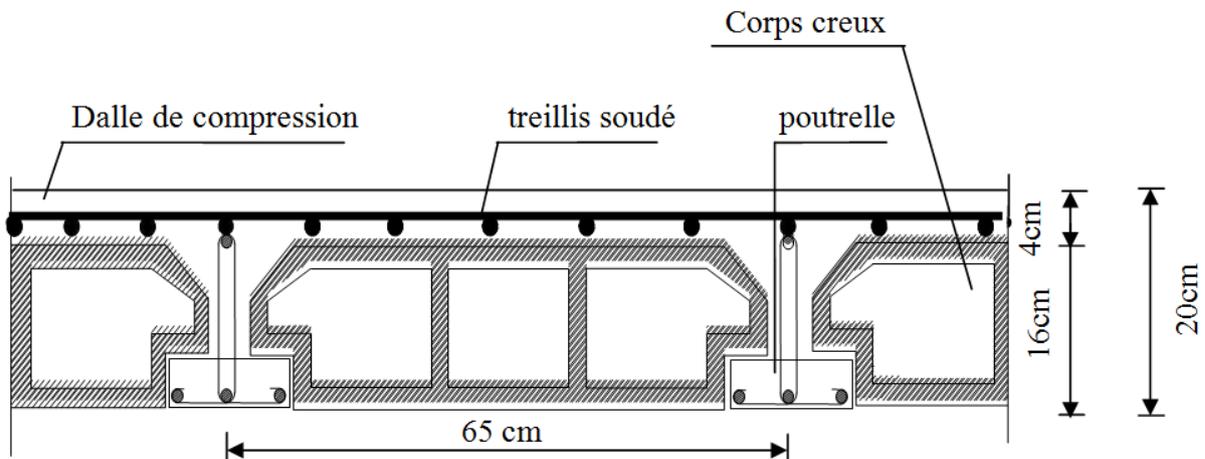


Figure II-1 : coupe transversale sur un plancher en corps creux

- Pré dimensionnement du plancher :

L'épaisseur du plancher sera déterminée par la formule suivante (art B.6.5, 1 /BAEL 91 modifié 99) :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

h_t : Épaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

Dans notre cas : $L_{max} = 4,00 - 0,25 = 3,75 \text{ m}$.

$$\text{On aura donc : } h_t = \frac{L_{max}}{22,5} = \frac{L - 25}{22,5} = \frac{375}{22,5} = 16,67 \text{ cm}$$

On prend :

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

On optera pour un plancher de 20 cm d'épaisseur, composé d'un corps creux de 16cm, et d'une dalle de compression de 04 cm et il sera valable pour tous les planchers.

II.2.2 Dalles pleines :

Ce sont des plaques minces dont l'épaisseur est moins importante comparé aux autres dimensions. Leurs épaisseurs sont déterminées selon leurs portés ainsi que les conditions suivantes :

- ✓ La résistance à la flexion.
- ✓ L'isolation acoustique.
- ✓ La résistance au feu.

✓ **Condition de l'isolation acoustique :** On a :

❖ Les bruits aériens :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$R = 13,3 \log 10M \quad \text{si} \quad M \leq 250 \text{kg/m}^2 \dots (*) \quad M : \text{Masse surfacique.}$$

$$R = 15 \log M + 9 \quad \text{si} \quad M > 250 \text{kg/m}^2 \dots (**).$$

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé d'avoir une masse surfacique minimale de 350kg/m^2 .

La formule (**) nous donne : $M = 350 \text{kg/m}^2$.

Donc :

$$M = \rho \cdot ep \geq 350 \text{kg/m}^2.$$

$$A.N: 2500 \cdot ep \geq 350 \quad \Rightarrow \quad ep = 350/2500 = 0,14 \text{m.}$$

$$ep \geq 14 \text{cm.}$$

❖ Les bruits d'impact :

La loi de la masse nous donne : $M \geq 400 \text{kg/m}^2$.

$$M = \rho \times ep \geq 400$$

$$ep \geq \frac{400}{2500} \geq 0,16 \text{ m .}$$

$$ep \geq 16 \text{ cm .}$$

II-2-2-2. Condition de la résistance au feu :(BAEL 91 révisé 99-3.1.33)

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

$$e_p = 11 \text{cm} \dots \text{Pour 1 heure de coup de feu.}$$

$$e_p \geq 7 \text{cm} \dots \text{pour 2 heure de coup de feu.}$$

Dans notre cas on a : $ht=20$ cm alors la sécurité contre l'incendie est vérifiée.

II-2-2-2-3. Condition de la résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la résistance à la flexion. Dans notre cas la dalle est considérée comme un porte à faux ou balcon, sa hauteur doit satisfaire la condition suivante : $e_1 \geq \frac{L}{10}$

Avec :

e_1 : La hauteur totale de la dalle.

L : La largeur de porte à faux.

Dans notre cas : $L = 138 \text{ cm} = 1,38 \text{ m.}$

$$e_1 \geq \frac{138}{10} = 13,8 \text{ cm}$$

II-2-2-4. Condition de limitation de la flèche :

Pour cette partie on s'intéresse à l'état limite de service vis-à-vis des éléments fléchis. On cherche à vérifier que la flèche de service reste inférieure à la flèche admissible déterminée pour que l'usage de la structure se fasse dans de bonnes conditions (non fissuration des revêtements de sol et des cloisons, bonne fermeture des portes et fenêtres)

II-2-2-4-1. Valeur limite de la flèche (BAEL 91, modifié 99 ; Art. B.6.5.3):

$L \leq 500 \text{ cm}$ si la portée $L \leq 5 \text{ m}$

$0,5 \text{ cm} + L \leq 1000$ si la portée $L > 5 \text{ (m)}$.

Et pour les éléments supports en console, la valeur :

$L \leq 250 \text{ cm}$ si la portée l de la console est $L \leq 2 \text{ (m)}$.

Où la flèche et la portée L sont exprimées en mètre.

II.2.2.5. Isolation acoustique :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$L = 13,3 \log (10M) \quad \text{si } M < 200 \text{ kg/m}^2$$

$$L = 15 \log (M) + 9 \quad \text{si } M > 200 \text{ kg/m}^2$$

Donc : pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse

Surfacique minimale de 350 kg/m^2

D'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$h_0 = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

Nous prenons : $h_0 = 15 \text{ cm}$

Tel que $\rho = 2500 \text{ daN/m}^3$.

Donc : $e = \max (11, 15, 15) = 15 \text{ cm}$.

Nous adopterons une épaisseur de 15 cm

II.3. LES POUTRES :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes,

Selon : **Art(A.4.1.4.BAEL91)**

❖ h : Hauteur de la poutre ;

❖ b : Largeur de la poutre ;

❖ L : Portée maximum entre nus d'appuis.

$$\frac{L}{20} \leq h \leq \frac{L}{15}$$

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

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante :

$\text{Min} (b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa.

$\text{Min} (b, h) \geq \frac{he}{20}$ he : est la hauteur libre entre étages

Le rapport $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$ (RPA 99/ Art 7.5.1)

On distingue les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui lui sont parallèle en assurant ainsi le chaînage.

a-Poutres principales :

⊕ **La hauteur :**

$$\frac{L_{max}}{20} \leq H_{pp} \leq \frac{L_{max}}{15}$$

L_{max} : Longueur maximale entre nus des poteaux.

$$\frac{590 - 25}{20} \leq h_{pp} \leq \frac{590 - 25}{15}$$

$$28.25 \leq h_{pp} \leq 37.66$$

On opte pour une hauteur : $h_{pp} = 35\text{cm}$

⊕ **La largeur :**

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

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

$$14 \leq b \leq 24,5$$

On opte pour une largeur : $b = 20\text{cm}$.

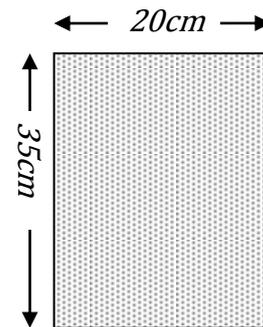


Fig II-2 : Coupe transversale d'une section des poutres principales

b-Poutres secondaires :

⊕ **La hauteur :**

$$\frac{L_{max}}{20} \leq H_{ps} \leq \frac{L_{max}}{15}$$

L_{max} : Longueur maximale entre nus des poteaux .

$$\frac{400 - 25}{20} \leq h_{ps} \leq \frac{400 - 25}{15}$$

$$18.75 \leq h_{ps} \leq 25\text{cm}$$

On opte pour une hauteur : $h_{ps} = 30\text{ cm}$ (on prend la valeur mi RPA.)

La largeur :

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

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$12 \leq b \leq 21$$

On opte pour une largeur : $b = 20\text{cm}$

Ⓢ L_{max} : Portée libre maximale entre nus des appuis.

Ⓢ h_{pp} : Hauteur de la poutre principale.

Ⓢ h_{ps} : Hauteur de la poutre secondaire.

Ⓢ b : Largeur des poutre

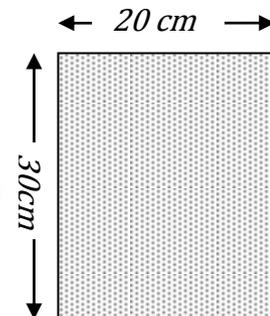


Fig II-3 : Coupe transversale d'une section des poutres secondaires

c -Vérification :

Selon l'article 7.5.1 de RPA 99/ modifié en 2003, les poutres doivent respecter les dimensions ci – après :

- $-b \geq 20cm$ condition vérifiée.
- $-h \geq 30cm$ condition vérifiée.
- $-h/b = 35/20 = 1,75 < 4,00$ condition vérifiée.
- $-\frac{h}{b} = 30/20 = 1,5 < 4,00$ condition vérifiée.
- $-b_{max} \leq 1,5 h + b_1$ condition vérifiée.

*Les dimensions des poutres retenues sont :

- ☞ Poutres principales : $35 \times 20cm^2$.
- ☞ Poutres secondaires : $30 \times 20 cm^2$.

II-4. Les voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des efforts dus aux charges verticales.

Epaisseur minimale d'un voile : $a_{min} = 15 cm$

De plus l'épaisseur est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

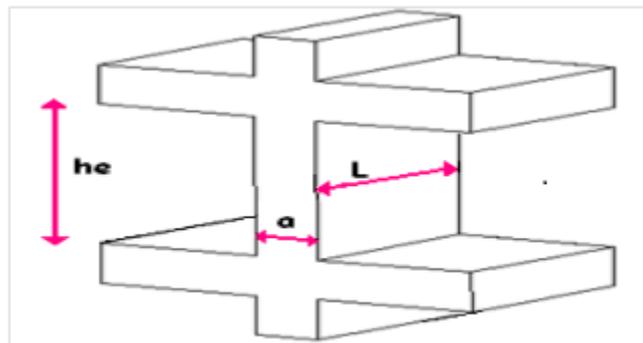


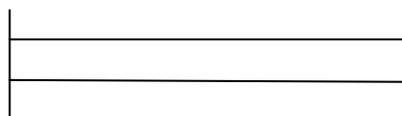
Fig II-4 : Un exemple du refend

D'après RPA 99 ADDENA 2003 le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

a) L'épaisseur du voile :

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

Pour notre structure on a un voile linéaire :



$$a \geq \frac{he}{20}$$

Dans notre cas : $a = \frac{he}{20}$ (Voile linéaire) :

On a:
$$h_e = h - e_p \Rightarrow h_e = 306 - 20 = 286$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} \Rightarrow a \geq 14.3 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow a = 15 \text{ cm.}$$

b) Vérification des exigences du RPA 99 (art 7,7.1) :

Ne sont considérées comme voiles de contreventement que les éléments satisfaisant la condition suivante :

$$L_{min} \geq 4 a \Rightarrow L_{min} = 128 \text{ cm} \geq 4 \times 15 \Rightarrow L \geq 60 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Avec :

L : longueur du voile ; a : Épaisseur du voile

II-5. Les poteaux :

Les poteaux seront dimensionnés à l'ELS sous un effort axial de compression N_s qui sera repris uniquement par les sections du béton et la section transversale d'un poteau sera déterminée par la formule suivante :

$$S \leq N_s / \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec : $N_s = G + Q \dots (ELS)$.

- N_s : Effort de compression repris par le poteau le plus sollicité.
- S : Section transversale de poteau le plus sollicité.
- G : Charge permanente.
- Q : charge d'exploitation.
- σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression à l'ELS.

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} = 1,5 \text{ KN cm}^2$$

L'effort normal ' N_s ' sera déterminé par le procédé de la descente de charge donné par le règlement du (BAEL 91) .qui se fait comme suit :

II-5-1. Détermination des charges et surcharges :

II-5-1-1.Charges permanentes « G » :

II-5-1-1-1. Les planchers :

A / Plancher terrasse :

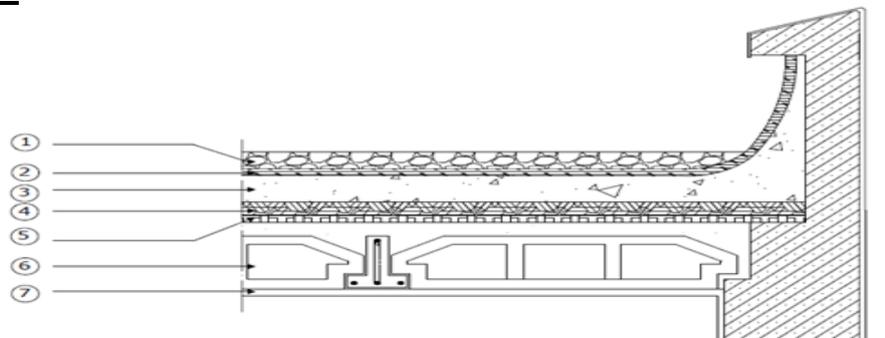


Fig. II-6 : Schéma descriptif du plancher terrasse inaccessible.

Tableau. II-1 : Désignation de charges.

Les valeurs fixées dans le tableau sont obtenues d'après le (DTR. B.C 2.2).

N ⁰	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	G (kg/m ²)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravier	0.05	1700	85	0,85
2	Etanchéité multicouche	0.02	600	12	0,12
3	Forme de pente en béton	0.07	2500	175	1,75
4	Feuille de poly âne	0.01	100	1	0,01
5	Isolation thermique	0.004	400	16	0,16
6	Hourdis et table de compression. Ou Dalle pleine	0.16+0.04	1400	280	2,80
		0.20	2500	500	5,00
7	Enduit plâtre	0.02	1000	20	0,20
$G_{tot}(\text{corps creux}) = 589 \text{ kg/m}^2 = 5,89 \text{ KN/m}^2$					
$G_{tot}(\text{dalle pleine}) = 809 \text{ kg/m}^2 = 8,09 \text{ KN/m}^2$					

b / Le plancher d'étage courant :

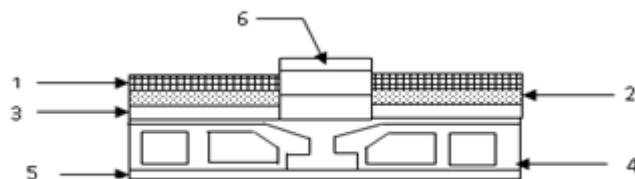


Figure II -7 : Elément constituant les planches d'étage courant

Tableau. II-2 : Désignation de charges.

N ₀	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	G (kg/ m ²)	G (KN/m ²)
1	Carrelage scellé	0,02	2200	44	0,44
2	Mortier de pose	0,02	2000	40	0,40
3	Couche de sable	0,02	1800	36	0,36
4	Hourdis et table de compression. Ou Dalle pleine	0,20	1400	280	2,80
		0,20	2500	500	5,00
5	Enduit plâtre	0,02	1200	24	0,24
6	Cloison en briques creuses (y compris enduit plâtre)	0,10	900	90	0,90
		0,04	1000	40	0,40
$G_{tot}(\text{corps creux}) = 550 \text{ Kg m}^2 = 5,50 \text{ KN m}^2$					
$G_{tot} \text{ dalle pleine} = 770 \text{ Kg m}^2 = 7,70 \text{ KN m}^2$					

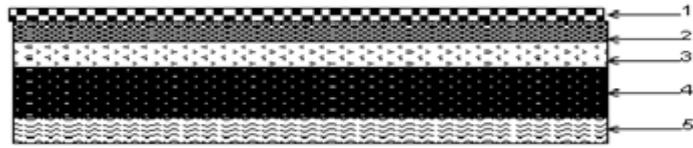
c) Planches en dalle pleine :

Figure II -8 : Coupe transversale de la dalle pleine

Tableau II-3 : Désignations de charges

La légende se rapportant à la figure ci-dessus est donnée par le tableau suivant :

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	pois surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
5	Enduit ciment	0,02	18	0,36
G_{t=5} = 5,31 KN/m²				

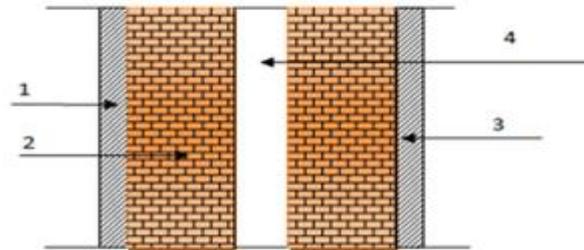
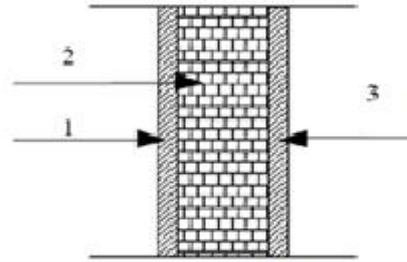
II-5-1-1-2. Les murs :**a/ Murs extérieurs :**

Figure II -9 : Coupe transversale du mur extérieur

Tableau II-4 : désignations de charges (mur extérieurs)

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	G (kg/m ²)	G (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	1800	36	0,36
2	Brique creuse	2x0,1	2x900	2x90	2x0,9
3	Enduit de plâtre	0,02	1000	20	0,2
4	Lame d'air	0,05	/	0	0
Charge permanente total (G)				236kg/m²	2.36KN/m²

b/- Murs intérieur :**Tableau. II-5: valeur de la charge permanente de la Maçonnerie (mur intérieur) :**

N ⁰	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	G (kg/m ²)	G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,04	1200	48	0,48
2	Brique creuse	0,10	900	90	0,9
<i>G_{tot}</i>				138kg/m ²	1,38KN/m ²

II-5-1-1-3. Porte à faux :**Tableau. II-6: Désignation de charges.**

N ₀	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m ³)	G (kg/m ²)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	2200	44	0,44
2	Mortier de pose	0,02	2200	40	0,40
3	Couche de sable	0,02	1800	36	0,36
4	Hourdis et table de compression.	0,2	1400	280	2,8
5	Enduit de ciment	0,02	1800	36	0,36
<i>G_{tot}</i>				436kg/m ²	4,36KN/m ²

II-5-1-1-4. Poutres :**▣ Poutres principales :**

$$G_p = b \times h \times t \times \rho = 0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,19 \text{ KN/ml.}$$

▣ Poutres secondaires :

$$G_s = b \times h \times t \times \rho = 0,30 \times 0,20 \times 25 = 1,5 \text{ KN/ml.}$$

II-5-1-2) charges d'exploitation (Q) : Le DTR nous donne les valeurs suivantes :

Désignation	Surcharges d'exploitation (Q) (KN/ m ²)
Terrasse inaccessible	1,00
Plancher de RDC et d'étage courant à usage d'habitation	1,50
Acrotère	1,00
Escalier	2,50
Balcons	3,50

Tableau. II-7 : charges d'exploitation réglementaire

REMARQUE :

Après avoir calculé les différentes charges revenant aux poteaux les plus représentatifs, nous avons pu déterminer le poteau le plus sollicité, et sa section sera déterminée par la descente de charge.

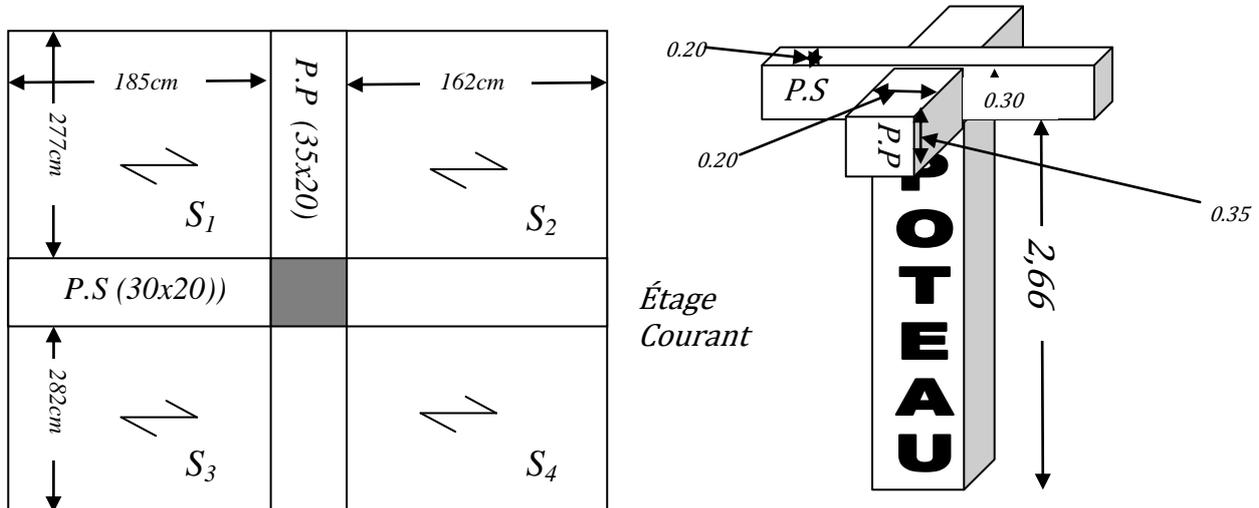
II-5-2. Descente des charges:**II5-2-1.Détermination de la surface revenant au poteau le plus sollicité:**

Figure. II-11: Représentation des éléments considérés dans la descente de charge.

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$A.N: S = 1,85 \times 2,77 + 1,62 \times 2,77 + 2,82 \times 1,85 + 1,62 \times 2,82$$

$$\dots \rightarrow S = 19,40 \text{ m}^2 .$$

II-5-2-2. Calcul du poids propre des poutres :◆ **Poutres principales :**

$$P_{pp} = G_p \times L = 3 \times (2,77 + 2,82) = 16,77 \text{ KN}.$$

◆ **Poutres secondaires :**

$$P_{ps} = G_s \times L = 2,187 \times (1,62 + 1,85) = 7,59 \text{ KN}.$$

◆ **Poids total des poutres :**

$$P_{total} = P_{pp} + P_{ps} = 16,77 + 7,59 = 24,36 \text{ KN}.$$

II-5-2-3. Calcul du Poids des poteaux :

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

$$H=25\text{cm}$$

$$B=25\text{cm}$$

◆ **Poids des poteaux de R DC et des étages courants :**

$$P = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = 4,78 \text{ KN}$$

II-5-2-4. Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau le plus sollicité:

◆ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$Gt = Gt(c.c) = 5,89 \times 19,40 = 114,26 \text{ KN.}$$

◆ **Plancher d'étage courant :**

$$G e . c = G e . c c . c = 5,54 \times 19,40 = 107,47 \text{ KN}$$

II-5-2-6. Loi de dégression de charges : (DTR.B.C.2.2/Art6.3)

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombres de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme étant indépendante. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux ne sont pas compté dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression. Les charges sur ces planchers sont prises sous abattement.

Le nombre minimum de niveau pour tenir compte de la loi de dégression est de 05.

Ce qui est le cas de notre tour étudiée.

$$Q = Q_0 + (3 + n)/2n \times \sum Q_i \quad (\text{D. T .R})$$

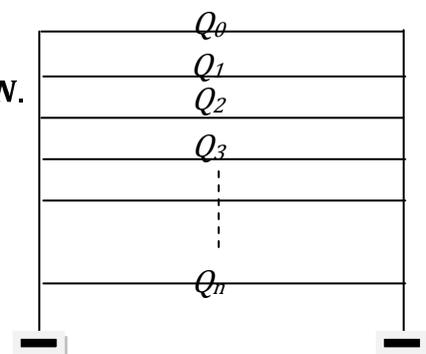
$(3+n)/2n$: Coefficient valable pour $n \geq 05$.

N°	Niveau	Equation	Charge (KN).
0	Terrasse	$Q_0 = 1,00 \times 19,4$	19.40
1	Etage 04	$Q_0 + Q_1 = 19.4 + 29.1$	48.50
2	Etage 03	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) =$	74.69
3	Etage 02	$Q_0 + 0,9(Q_1 + \dots + Q_3)$	97.97
4	Etage 01	$Q_0 + 0,85(Q_1 + \dots + Q_4) =$	118.34
5	RDC	$Q_0 + 0,8(Q_1 + \dots + Q_5) =$	135.8

Avec :

$$\dots \dots Q_0 = 1 \times 19,40 = 19,40 \text{ KN.}$$

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = 1,50 \times 19,40 = 29,10 \text{ KN.}$$



II-5-2-6. Plancher en corps creux :

Tableau. II-7 : Récapitulatif de la descente de charge

Niveau	Charges permanentes					Charges d'exploitations		Trouvées $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ (cm ²)	Section minimal	S Adoptées (cm ²)
	G Plancher (KN)	G Poutre (KN)	G Poteau (KN)	G _r (KN)	G _{Cum} (KN)	Q Plancher (KN)	N _s = G _c + Q _c (KN)			
TERRASS E	114.26	24.36	0	138.62	138.62	19.40	158.02	105.3467	210.693	40x40
ETAGE 04	107.47	24.36	6.89	138.72	277.34	48.50	325.84	136,05	434.453	40x40
ETAGE 03	107.47	24.36	6.89	138.72	416.06	74.69	490.75	205,64	654.333	40x40
ETAGE 02	107.47	24.36	6.89	138.72	554.78	97.97	652.75	274,09	870.333	45x45
ETAGE 01	107.47	24.36	6.89	138.72	693.5	118.34	811.84	341,39	1082.45	45x45
RDC	107.47	24.36	6.89	138.72	832.22	135.8	968.02	407,56	1290.69	45x45

$$\sigma_{bc} = 1,5 \text{ KN/cm}^2$$

La section minimale est obtenue à partir de la formule suivant :

$$\frac{N_s}{S \times f_{c28}} \leq 0,3 \Rightarrow S \geq \frac{N_s}{0,3 \times f_{c28}}$$

II-6. Vérification des règles de RPA 99 / version 2003 :

Pour la zone II_a :

Min (b, h) ≥ 30 cm → Condition vérifiée.

Pour tous les étages ainsi RDC :

Min (b, h) = 30cm ≥ h/20 = 266/20 = 14,40cm Condition vérifiée.

-1/4 < b/h < 4 :

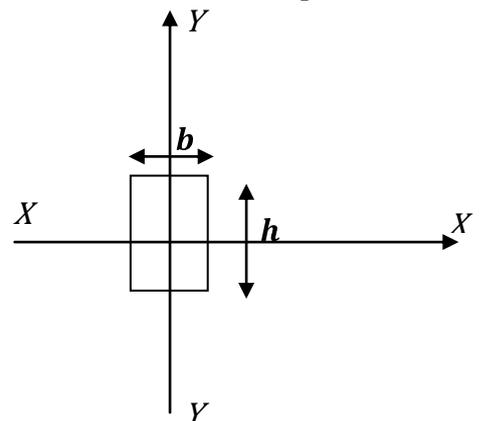
- ◆ Pour le RDC, 1 et 2^{ème} étage: 1/4 < b/h = 45/45 = 01 < 04 Condition vérifiée.
- ◆ Pour le 3, 4 et 5^{ème} étage : 1/4 < b/h = 40/40 = 01 < 04 Condition vérifiée.

• **Vérification des poteaux au flambement :**

Un élément en béton armé peut être flambé à tout moment sous un effort de compression centré ou excentré, si λ ≤ 50.

$$\lambda = \frac{L_f}{\frac{I_{yy}}{S}} = \frac{0.7L_0}{\frac{b^2}{12}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Avec :



- λ : Elancement du poteau
- L_f : Longueur de flambement ($0,7l_0$)
- L_0 : Longueur libre de poteau.
- i : Rayon de giration (I/B)
- I : Moment d'inertie ($b \times h^3/12$)
- S : Section transversale du poteau ($S = b \times h$)
 $\lambda = 2,42 L_0/b$

-Poteau d'étage courant et RDC ($L_0 = 306\text{cm}$) :

- ❖ $\lambda = (2,42 \times 306)/45 = 16,46 < 50 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.
- ❖ $\lambda = (2,42 \times 306)/40 = 18,51 < 50 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

*Tous les poteaux sont vérifiés vis-à-vis de RPA99/version 2003 et la condition de flambement.

II-7. Conclusion :

On a procédé au pré dimensionnement de la structure dont les principaux résultats sont les suivant :

- ✚ **Dalle en corps creux : 16+4=20cm**
- ✚ **Dalle pleine : 20 cm**
- ✚ **Poutres principales : 35*20**
- ✚ **Poutres secondaires : 30*20**
- ✚ **Voile de contreventement : $e_p = 15 \text{ cm}$**
- ✚ **Poteaux niveau (RDC) 1^{er} et 2^{ème} étages : 45*45**
- ✚ **Poteaux niveau 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étages : 40*40**

Chapitre III

Etudes des éléments non structuraux

INTRODUCTION :

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques de l'ensemble, contrairement aux poteaux, poutres et voiles ; donc nous pourrions les calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent. Le calcul sera fait conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et le RPA99 version 2003.

Ce chapitre sera consacré aux calculs des éléments suivants :

- ◆ L'acrotère.
- ◆ Les poutrelles et la table de compression des planchers à corps creux.
- ◆ Les escaliers.
- ◆ Les balcons.
- ◆ porte à faux.
- ◆ La poutre palière.
- ◆ Le séchoir.

III-1. CALCUL DE L'ACROTÈRE :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse, Il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et participe dans la mise hors eau de la structure.

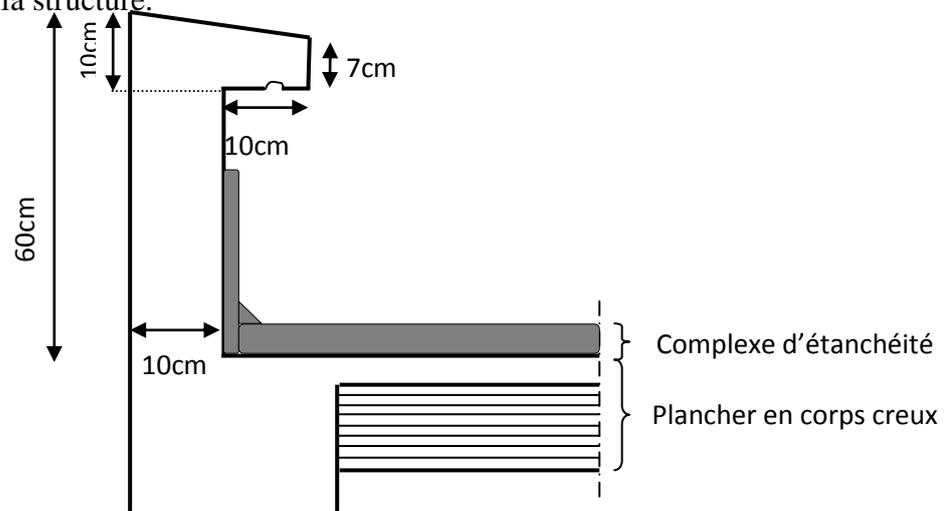


Figure. III-1-1 : Coupe transversale de l'acrotère.

III-1-1. Dimensions de l'Acrotère :

- Largeur = 100 cm.
- Hauteur = 60 cm.
- Epaisseur = 10 cm.

III-1-2. Les sollicitations :

Leurs déterminations se fait pour une bande de **1m de largeur**.

III-1-2-1. Inventaire des charges :◆ **Poids propre « G » :**

$$G = \rho \times S$$

Avec :

✚ ρ : masse volumique du béton armé.

✚ S : section de l'acrotère.

$$G = 25 \frac{0,03 \times 0,2}{2} + 0,07 \times 0,2 + 0,1 \times 0,5 = 1.675 \text{ Kn/ml.}$$

$$G = 1,675 \text{ kN/ml.}$$

◆ **charge d'exploitation « Q » :**

$$Q = 1,00 \text{ KN/ml}$$

III-1-2-2. Les efforts internes :➤ **Effort normal dû au poids propre « G » :**

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

➤ **Moment de flexion dû à la main courante « Q » :**

$$M_Q = Q \times H = 1,00 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant dû à la main courante « Q » :**

$$T_Q = Q \times 1\text{m} = 1,00 \text{ KN}$$

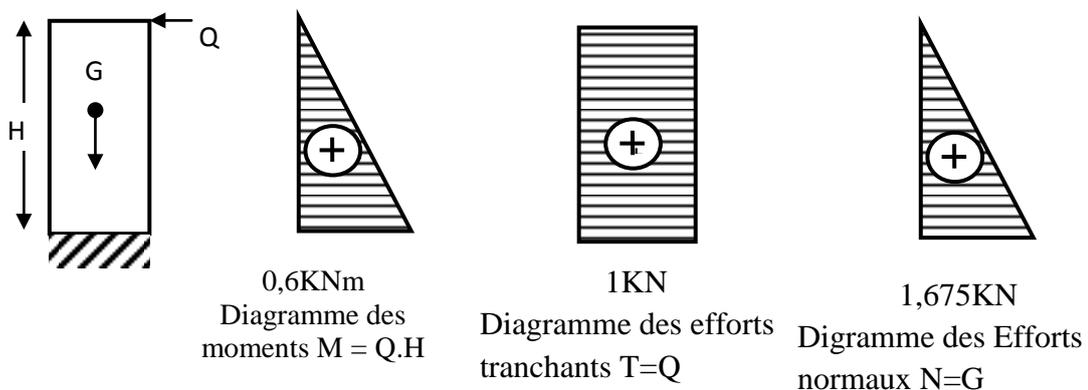


Figure. III-1 -2 : Diagrammes des efforts internes.

III-1-3. Combinaisons des efforts (BAEL 91 révisé 99-art A.3.2.2) :**III-1-3-1. A l'état limite ultime :**

$$N_u = 1,35N_G = 1,35 \times 1,675 = 2,261 \text{ KN}$$

$$T_u = 1,5T_Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,35 \times M_G + 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m.}$$

III-1-3-2. A l'état limite de service :

$$N_s = N_G = 1,675 \text{ KN}$$

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

$$M_s = M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

II-1-4. Ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur ($h=10\text{cm}$) et de largeur ($b=100\text{cm}$) soumise à un effort normal N et un moment de flexion M .

Rappelons qu'une pièce est soumise à la flexion composée lorsqu'elle reprend :

- ⊕ Soit un effort normal "N" et un moment fléchissant "M" appliqué au centre de gravité du béton seul.
- ⊕ Soit un effort normal "N" excentré ($e = M/N$) par rapport au centre de gravité du béton. Le point d'application de "N" est appelé le centre de pression. Le calcul se fait en deux étapes, calcul à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

III-1-4-1. Calcul à l'ELU :**III-1-4-1-1. Calcul de l'excentricité :**

On a :

- h : épaisseur de la section.
- M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,261} = 0,398 \text{ m} = 39,8 \text{ cm.}$$

Avec :

- M_u : Moment dû à la compression .

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m} = 3 \text{ cm} \leq e_u$$

Avec : $h=10\text{cm}$

$$\frac{h}{2} - c \leq e_u \Rightarrow$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, donc notre section est partiellement comprimée (S.P.C).

Dans ce cas la section sera calculée en flexion simple sous un moment fictif M_f . Puis recalculée la section sous un moment réel en diminuant la portion (N_u/f_{su}) de A_f due au moment fictif, N_u est l'effort de compression.

Avec :

Cp: Position du centre de pression.

g: La distance du centre de gravité des armatures tendues jusqu'au centre de pression.

III-1-4-1-2. Calcul en flexion simple :

◆ Moment fictif M_f :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,261 \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 0,968$$

$$M_f = 0,968 \text{ KN.m}$$

◆ Moment réduit μ_b :

On a :

$$M_f = 0,968 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}; f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa .}$$

$$\mu_b = \frac{0,968 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,0106 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow S.S.A .$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$)

$$\mu_b = 0,0106 \Rightarrow \beta = 0,994$$

D'où les armatures nécessaires en flexion simple :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{0,968 \times 10^3}{0,994 \times 8 \times 400 \times 1,15} = 0,350 \text{ cm}^2 .$$

$$A_f = 0,350 \text{ cm}^2 .$$

III-1-4-1-3. Armatures réelles en flexion composée (A_s) :

$$A_f = A_{st} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,350 - \frac{2,261 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,285 \text{ cm}^2$$

Et $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires mais dans la réalité l'acrotère travaille dans les deux sens opposés, supportant les charges extérieurs due a la main courante (échafaudage, échelle des pompiers...etc., et l'action sismique ce qui nous permet de considérer deux nappes d'armatures.

Donc :

$$A_{st} = 0,285 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_{st} = 0,285 \text{ cm}^2$$

III-1-4-2. Vérification à L'ELU :**III-1-4-2-1. Condition de non fragilité (BAEL 91 révisé 99-Art. A-4-2,1) :**

Les sollicitations provoquant la fissuration du béton de la section supposé non armée et non fissurée doivent entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte à la limite élastique des aciers f_e

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e_u - 0,455 \times d}{e_u - 0,185 \times d}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} \frac{39,8 - 0,455 \times 8}{39,8 - 0,185 \times 8}$$

$$A_{min} = 0,911 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_s < A_{min}$ condition non vérifiée

Avec :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

Conclusion:

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU donc nous adopterons une section.

Alors le ferrailage se fera avec la section minimale $A_s = A_{min} = 0,911 \text{ cm}^2$

Soit :

$A_s = 5\text{HA6/ml} = 1,413 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Comme les aciers HA6 ne sont pas disponible sur le marché on prend : $A_s = 5\text{HA8/ml} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec un espacement $St = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$.

◆ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,628 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA8/ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 60/30 = 20 \text{ cm}$.

III-1-4-2-2. Vérification des espacements :

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement maximal des armatures d'une nappe est donné par l'article (BAEL 91 révisé 99-Art. 4.5.3).

Soit :

$$St \leq \min 2h ; 25 \text{ cm}$$

On a :

$$20 \text{ cm} \leq \min 20 \text{ cm}, 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

III-1-4-2-3. Vérification au cisaillement (BAEL 91 révisé 99-Art. 5.1.1) :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

Avec :

- ✱ V_u : Effort tranchant à l'ELU avec : $V_u = 1,5 \times T_q = 1,5 \times 1 = 1,5$ KN
- ✱ b : Largeur de la bande considérée.
- ✱ d : Hauteur utile de la section.

$$\tau_u = \frac{1,5}{1 \times 0,08} = 18,75 \text{ KN/m}^2 = 0,0187 \text{ MPa.}$$

Comme la fissuration est préjudiciable le BAEL impose :

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

$$\tau_u \leq \min 2,5 ; 4$$

$$\tau_u = 0,0187 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III-1-4-2-4. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL99/art.6.1.1.3) :

Le béton armé est une structure composite acier et béton qui travaillent ensemble et au même temps, donc il est nécessaire de connaître aussi le comportement de l'interface entre les deux matériaux.

Pour cela le **BAEL (A-6-2-3)** exige que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

Avec :
$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times u_i}$$

u_i : Somme des périmètres ultimes des barres.

$$u_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3,14 \times 0,8 = 12,56 \text{ cm} .$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 0,08 \times 12,56 \times 10^4} = 0,166 \text{ MPa} .$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} .$$

$$\tau_{se} = 0,166 \leq \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée} .$$

III-1-4-2-5. Ancrage des barres (BAEL 91 révisé 99-Art.6.1.2) :

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

$$L_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \tau_{su}} ; \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa} .$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,219 \text{ cm} .$$

Soit :

$$L_s = 30 \text{ cm.}$$

III-1-4-2-6. Vérification des contraintes à l'ELS :

L'acrotère étant exposé aux intempéries. La fissuration est considérée comme préjudiciable, On doit vérifier donc les conditions suivantes :

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton (BAEL 91 révisé 99-Art4.5.2) :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} .$$

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

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 8} = 0,313 \Rightarrow \beta_1 = 0,9115.$$

$$\Rightarrow \alpha = 3(1 - \beta) = 3(1 - 0,9115) = 0,265$$

$$\Rightarrow K = \frac{\alpha}{15(1 - \alpha)} = \frac{0,265}{15(1 - 0,265)} = 0,024$$

$$\sigma_s = \frac{600}{0,9115 \times 8 \times 2,51} = 32,78 \text{ MPa} .$$

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

$$\sigma_b = K \times \sigma_s = 0,024 \times 32,78 = 0,787 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{bc} = 0,787 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte d'ouvertures des fissures dans l'acier [Art. A .4. 5. 23]:

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \overline{\eta} \times f_{t28} \right) .$$

Avec : $\eta = 1,6$: coefficient de fissuration (barres à haute adhérence)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \times 1,6 \times 2,1 \right) = \min (266,6 ; 201,63) .$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = 32,78 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

III-1-4-2-7. Vérification au séisme :

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule

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

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.

$$\text{Tizi - Ouzou Zone IIa} \Rightarrow A = 0,15$$

$$\text{Groupe d'usage 02}$$

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 $C_p=0,8$

W_p : Poids de l'élément considéré

$$W_p = G = 1,675 \text{ KN/ml}$$

D'où :

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

$$F_p = 0,804 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

Remarque :

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on refait les calculs avec la force F_p .

III-1-4-2-8. Vérification de la section au flambement :

⊕ **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \bar{A}}{\bar{I}}$$

Avec :

- λ : Élanement de l'élément.
- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration.
- I : Moment d'inertie de la section.
- A : Surface de la section de l'élément.

$$A = 0,1 \times 1 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1 \times 0,1^3}{12} = 8,33 \times 10^{-5} \text{ m}^4 .$$

$$L_f = 2 \times H = 2 \times 10 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

Remarque:

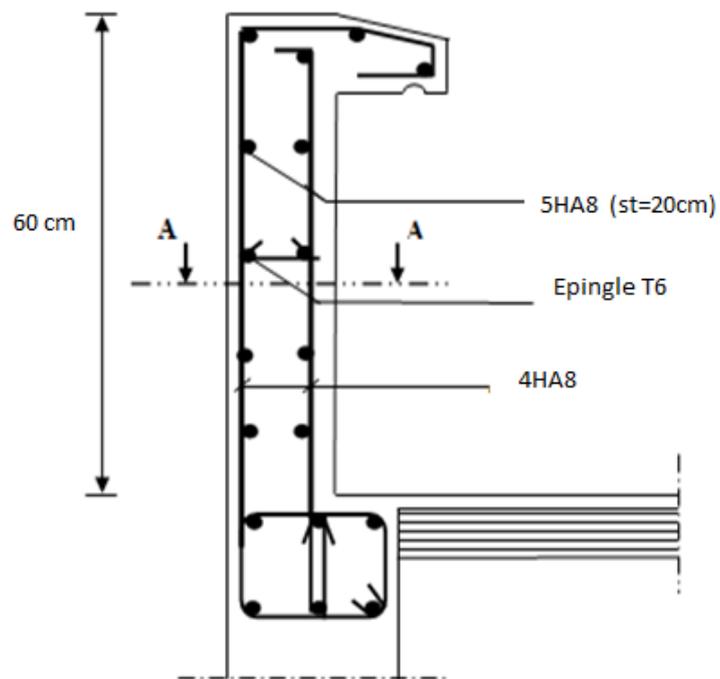
Dans notre cas la vérification par rapport au flambement n'est pas nécessaire puisque la hauteur de notre acrotère ne dépasse pas **60cm**.

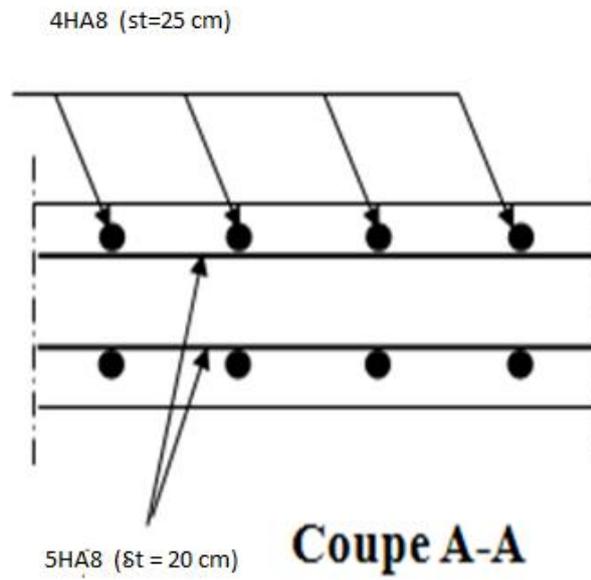
III-1-5. Conclusion :

Suite à toutes les vérifications précédentes, on adoptera le ferrailage suivant :

- ◆ **02 nappes d'armatures**
- ◆ **5HA8/ml = 2,51cm²/ml comme armatures principales pour chaque nappe.**
- ◆ **4HA8/ml = 2,01cm²/ml comme armatures de répartition pour chaque nappe.**
- ◆ **Espacement St = 20cm**

Schéma de ferrailage de l'acrotère





III-2) LES BALCONS :

III-2-1) ETUDE DU BALCON :

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encadrée à son extrémité. Par ailleurs il est également soumis à des conditions d'environnement qui conduisent à des dispositions constructives spéciales.

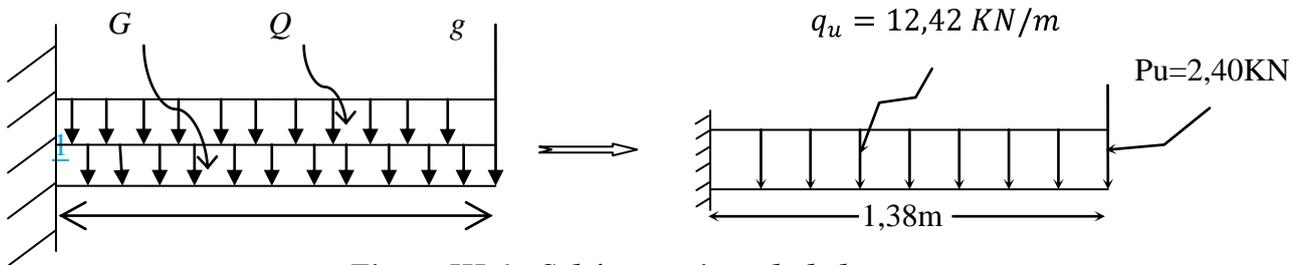


Figure III-1 : Schéma statique du balcon

III-2-1-1-A) Dimensionnement du balcon :

Epaisseur de la dalle $e \geq \frac{L}{10} = \frac{138}{10} = 13,8 \text{ cm}$... on prend : $e = 15 \text{ cm}$

Avec L : largeur de balcon.

➤ Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

- Charges permanentes : $G_{Balcon} = 5,31 \text{ KN/m}^2$.
- Charge de garde corps en brique creuse de 10cm d'épaisseur :
 $G_{gc} = 1,62 \times 1,1 \times 1 = 1,78 \text{ KN}$.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kg/m³)	G (kg/m²)	G (KN/m²)
1	Enduit de ciment	0,04	1800	72	0,72
2	Brique creuse	0,10	900	90	0,9
Gtotale				162kg/m²	1,62KN/m²

- Surcharges dus à la main courante : $F = 1 \text{ KN/m}^2$ applique sur le garde ceps de hauteur $H=1,1\text{m}$ et ne provoque aucune effort sur balcon.
- Surcharges sur le séchoir: $Q_1 = 3,5 \text{ KN/m}^2$

III-2-1-1-B) Détermination des efforts :

Le calcul se fera pour une bande de 1m linéaire.

III-2-1-1-C) calcul des sollicitations à L'ELU:

a) Combinaisons de charges :

Pour la dalle : $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 5,31 + 1,5 \times 3,5) \times 1 = 12,42 \text{ KN/m}$
 Garde du corps : $Pu = 1,35 \times g = 1,35 \times 1,78 = 2,403 \text{ KN}$

b) Combinaisons de charge à l'ELU :

Pour la dalle : $q_s = (G + Q) \times 1m = (5,31 + 3,5) = 8,81 \text{ KN/m}$

Garde du corps : $P_s = 1 \times 1,78 = 1,78 \text{ KN}$

III-2-1-2) LES MOMENTS ET LES EFFORTS TRANCHANTS :**a) ELU :**

✚ **Le moment provoqué par la charge qu est :**

$$* M_{u1} = - \frac{q_u \times l^2}{2} = - \frac{12,42 \times 1,38^2}{2} = -11,83 \text{ KN.m}$$

✚ **Le moment provoqué par la charge pu est :**

$$M_{u2} = - P_u \times L = -2,403 \times 1,38 = -3,316 \text{ KN.m}$$

✚ **Le moment total est :**

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = -15,146 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times l + P_u = -12,42 \times 1,38 - 2,403 = -19,54 \text{ KN}$$

b) ELS:

$$M_s = - \frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l = -10,168 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s \times l + P_s = -10,15 \text{ KN}$$

Nota : Le signe (-) veut dire que la fibre supérieure est tendue

III-2-1-3) FERRAILLAGE DE BALCON (BAEL91MODIFIE99) :

Le ferrailage se fait à l'ELU en considérant que la fissuration est très préjudiciable en considérant une section de 1,00 m de largeur et de 15cm d'épaisseur.

Le séchoir sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m de largeur. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement

$$\text{Soit : } M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = -15,146 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

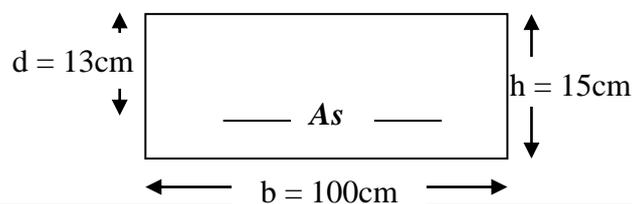
$$V_u = q_u \times l + P_u = -19,54 \text{ KN}$$

Application :

- Calcul de la section d'armatures à la flexion simple :

Soit : $h = 15 \text{ cm}$ $d = 13 \text{ cm}$ $c = 2 \text{ cm}$ $b = 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$.

$M_u = -15,146 \text{ KN.m}$ $V_u = -19,54 \text{ KN}$ $N_u = 0 \text{ KN}$.

a) Les Armatures principales As (armateurs partie supérieures) :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{15,146 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,063 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

Car : $\mu_{limite} = 0,392$ pour Fe400.

$$\beta = 0,9835 \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{15,146 \times 10^6}{0,9835 \times 130 \times 34800} = 3,40 \text{ cm}^2$$

On adopt 4HA12 $\rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2$, $S_{t1} = 25 \text{ cm}$

b) Les armatures de répartition : A_r

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Donc On adopt 5HA 8 $\rightarrow A_r = 2,51 \text{ cm}^2$, $S_{t2} = 20 \text{ cm}$

c) Vérifications :

➤ **III-2-1-4-VERIFICATIONS A L'ELU :**

a. condition de non fragilité : (BAEL91.Art A4.2)

- a) $A_l \geq A_{min}$
- b) $A_r \geq A_{min}$

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

donc $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,569 \text{ cm}^2$ «condition vérifiée»

donc $A_r = 2,51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,569 \text{ cm}^2$ «condition vérifiée»

b. Ecartement des barres :

Pour les armatures principales : $S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

$S_{t1} = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ «condition vérifiée»

Pour les armatures de répartition : $S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$S_{t2} = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$ «Condition vérifiée »

c. Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[15 f_{c28}, 5 \text{ MPa} \right] \quad \text{«Fissuration préjudiciable»}$$

$$\tau_u = \frac{14,20 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,11 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ MPa} \quad \text{«Condition vérifiée»}$$

❖ **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : (BAEL91.Art A 6.1.3)**

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times \pi \times 8 = 125,6 \text{ mm}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{14,20 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6} = 0,97 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \text{ «Condition vérifiée»}$$

III-2-1-5-VERIFICATION A L'E.L.S :

❖ **Vérification de la résistance du béton à la compression (BAEL91 modifiées 99 Art A.4.5 ,2) :**

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s.$$

$$M_S = -10,16 \text{ KN.m} \text{ et } A_S = 4,52 \text{ cm}^2 .$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_S}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,347$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,909 \text{ et } K_1 = 39,95 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{39,95} = 0,025$$

$$\sigma_s = \frac{M_S}{\beta_1 \times d \times A_S} = \frac{10,16 \times 10^6}{0,909 \times 130 \times 452} = 190,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \sigma_s = 0,025 \times 190,2 = 4,75 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

L'état limite de compression du béton est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

❖ **Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :**

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \cong 201,63 \text{ MPa}$$

Avec η c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_s = 190,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 206,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Etat limite de déformation (Art 6.8.424/BAEL91) :**

D'après les règles du BAEL91, on pourra se dispenser du calcul des déformations si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{A_S}{d \times b_0} \leq \frac{4,2}{f_e} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \text{ avec } : M_t = M_0$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{130} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow 0,115 > 0,0625 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_S}{d \times b_0} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{4,52}{13 \times 100} = 0,0034 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \rightarrow \frac{15}{130} = 0,115 \geq \frac{10,16}{10 \times 10,16} = 0,1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III-2-1-6- CONCLUSION:

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

Après les calculs et les vérifications effectuées, nous avons adopté le ferrailage

- Armatures principales : $A_s=4HA12=4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 25cm.
- Armatures de répartition : $A_r=5HA8 =2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement de 20cm.

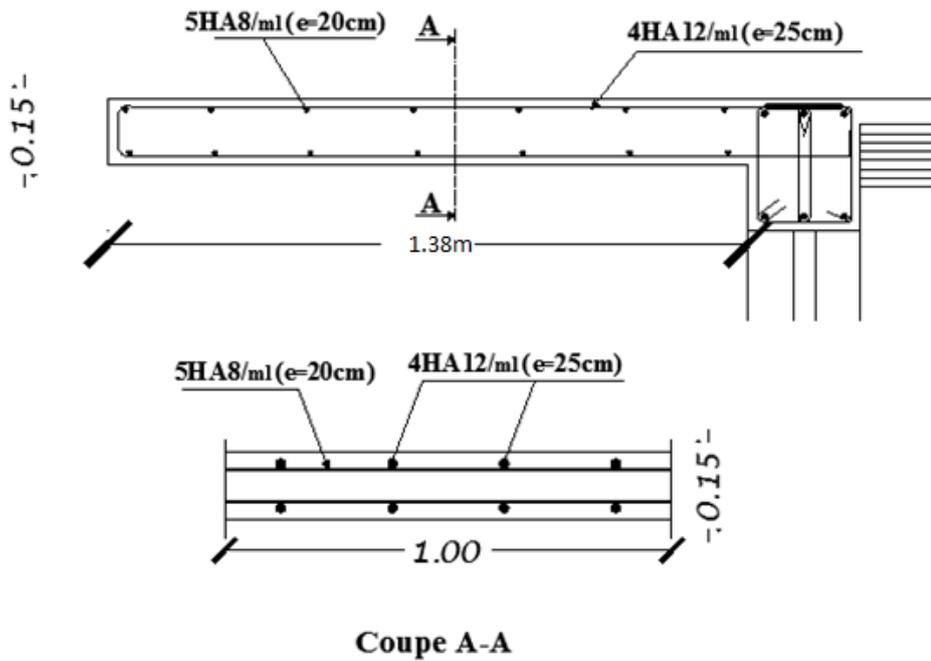


Figure III -2 : Ferrailage du balcon

III-3. PLANCHER EN CORPS CREUX :**III-3-1. INTRODUCTION :**

Le bâtiment dispose d'un seul type de plancher ; à savoir le plancher en corps creux avec une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant la petite portée. Des dalles pleins seront prévues pour les balcons et plancher porteur de l'appareil de levage.

Les poutrelles sont d'une section en T, distantes de 65 cm entre axes. Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu ayant un rôle d'isolation phonique et de rigidité pour le plancher, sa dimension est de 16 cm.

Le calcul sera fait pour les poutrelles **avant** et **après** coulage de la dalle de compression.

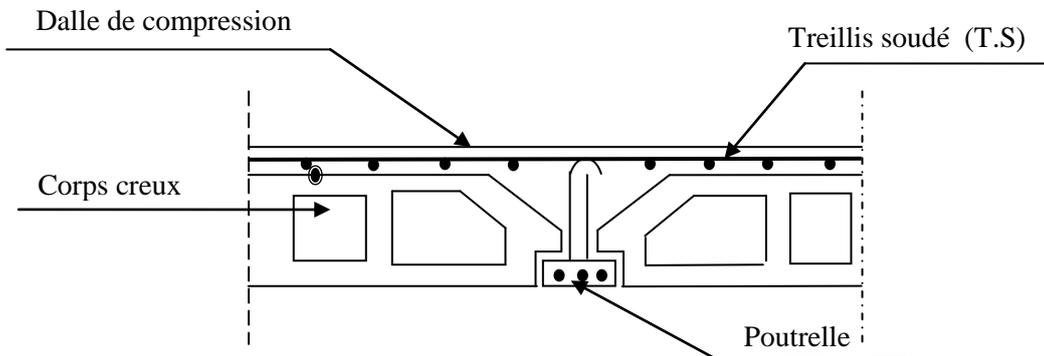


Figure III-3-1 : Coupe transversale dans un plancher en corps creux.

III-3-2. CALCUL DE LA DALLE DE COMPRESSION :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est armée d'un treillis soudé de type TLE200, avec une limite d'élasticité $f_e=520\text{MPa}$ afin de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait, qui sont eux même aggravés par l'utilisation de ciments à fort retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition, entre nervures voisines, des charges localisées notamment de celles correspondant aux cloisons.

Le treillis soudé à utiliser doit avoir des mailles de dimensions au plus égales aux valeurs indiquées par l'article (**B.6.8, 423**) du **B.A.E.L** qui sont de :

- 20cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 30cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

l : Distance entre axes des poutrelles.

$$50\text{cm} < l < 80\text{cm} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 \text{ ml}$$

Nous adoptons : $5T4 = 0,63 \text{ cm}^2/ml$; avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $4T4 = 0,50 \text{ cm}^2/ml$

Avec un espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Conclusion : Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous adopterons un treillis soudé (TLE200) de maille (200x200 mm²).

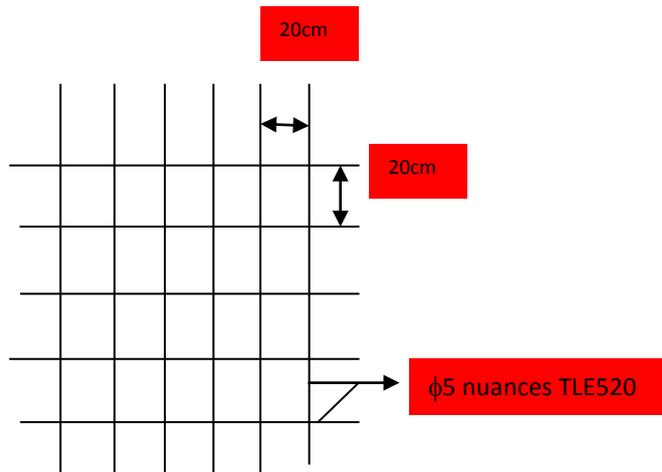


Fig III .3.2 : Treillis soudé de (20.20)cm

III-3-2-1. Calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression :

Les poutrelles sont considérées uniformément chargées et seront calculées en deux étapes :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0,95 KN/m² et la surcharge de l'ouvrier estimé à 100KG.

On a : les chargements suivants

-Poids propre : $G_1 = (0,04 \times 0,12) \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$.

-Poids du corps creux : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$.

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

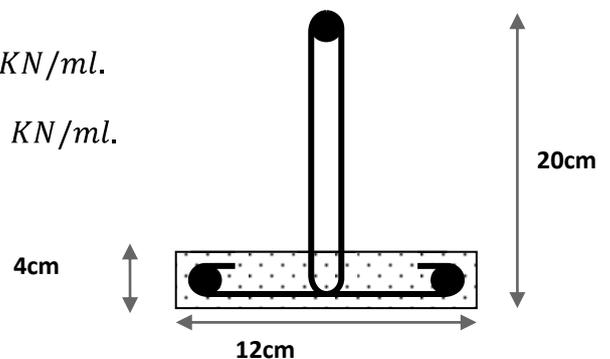


Fig III.3-3:Ferrailage de Nervure

❖ **Ferraillage à l'ELU :**

La combinaison de charges à considérer est :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q \quad \text{avec : } G = G1 + G2$$

$$q_u = 1,35(0,12+0,62)+1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

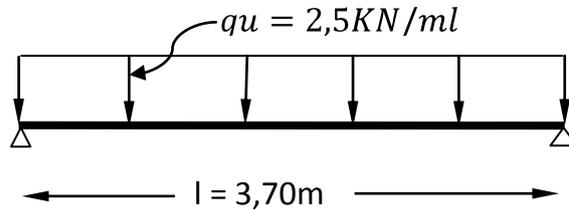


Fig III-3-4 : Schéma statique de la poutre et son chargement avant coulage de la dalle de

✓ **Moment max en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3,7^2}{8} = 4,27 \text{ KN.m}$$

✓ **Effort tranchant max :**

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2,5 \times 3,7}{2} = 4,62 \text{ KN}$$

✓ **calcul de la section d'armature :**

Soit : l'enrobage $c=2\text{cm}$, la hauteur $d = h - c$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad , \quad f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{4,27 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} \rightarrow \mu_u = 6,26 \gg \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{la section est doublement armée (SDA)}$$

REMARQUE :

Vu les faibles dimensions de la section de la poutre ($12 \times 4 \text{ cm}^2$), il est impossible de disposer deux nappes d'armatures, donc on doit prévoir un étayage (trois étais intermédiaires par travée) pour soulager à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées sont nécessaires.

III-3-2-2. Calcul des poutres après coulage de la dalle de compression :

Le calcul sera conduit en considérant que la poutre est calculée comme une poutre continue, de section en T, avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rives sont considérés comme des encastres partiels et les autres comme appuis simples. La poutre travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie. A ce stade la poutre doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant aux planchers.

● **Largeur de la table de compression « b » :**

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 = \min \frac{l}{10}; \frac{l_1 - b_0}{2} \text{ avec } 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$$

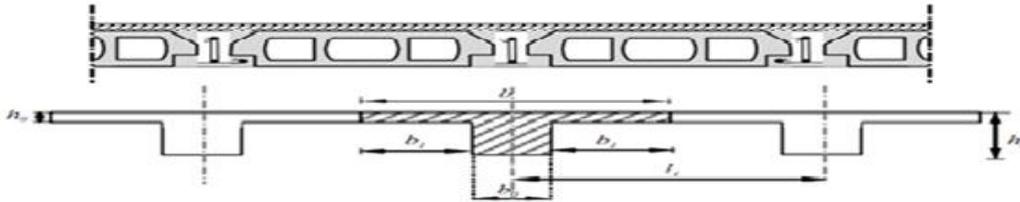


Fig III -3-4: Schéma de la table de compression

avec :

- ✚ la hauteur de la poutrelle est de $h_t = 20\text{cm}$
- ✚ la hauteur de la dalle de compression $h_0 = 4\text{cm}$
- ✚ la longueur libre entre axes des poutrelles $l_1 = 65\text{cm}$
- ✚ la longueur libre entre nœuds d'appuis $l = 370\text{cm}$.

Un plancher à corps creux $\Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$ 16 cm
 04 cm

$h_t = 20 \text{ cm}$

donc on a des poutrelles de $\Rightarrow b_0 = 12 \text{ cm}$

$h_0 = 04 \text{ cm}$

➤ **Détermination de la largeur "b" (BAEL91/Art A.4.1,4) :**

Choix de b_1 : le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 \leq \frac{l_1 - b_0}{2} \Rightarrow b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{l}{10} \Rightarrow b_1 \leq \frac{370}{10} = 37 \text{ cm}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \Rightarrow 24 \leq b_1 \leq 32$$

Soit : $b_1 = 26.5\text{cm}$

Pour avoir : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{cm}$.

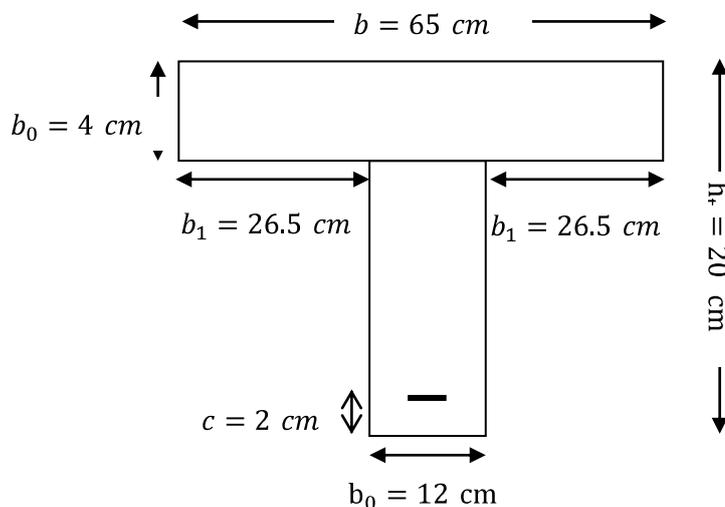


Figure. III-3-5: Coupe transversale de la poutrelle

A. Chargement :

- poids propre du plancher d'étage courant $G = 5,89 \times 0,65 = 3,829 \text{ KN/ml}$

$G = 3,829 \text{ KN/ml}$

- Surcharge d'exploitation usage d'habitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$.

Donc nous allons faire le calcul des poutrelles pour le plancher à usage d'habitation.

B. Plancher à usage d'habitation:**1. Combinaison d'action :**

☞ **A L'ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,829 + 1,5 \times 0,975 = 6,631 \text{ KN/ml} .$$

☞ **A L'ELS :**

$$P_s = G + Q = 3,829 + 0,975 = 4,804 \text{ KN/ml}$$

2. Choix de la Méthode de calcul :

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

*Méthode forfaitaire.

*Méthode de Caquot.

*Méthode de trois moments

L'application de la méthode forfaitaire de calcul implique que les conditions suivantes soient réunies (**BAEL 91 modifier 99-A 6, 2,210**)

✓ **Hypothèses :**

- 1) la valeur de la surcharge respecte la condition suivantes : $q \leq \max (2G ; 5 \text{KN} / \text{m}^2)$
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.
- 4) la fissuration est non préjudiciable.

● **Poids propre de plancher :**

$$g = G \times 0,65 = 5,89 \times 0,65 = 3,829 \text{ KN/ml}.$$

● **Surcharge d'exploitation du plancher :**

$$q = Q \times 0,65 = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ KN/ml}$$

* $q = 1,625 \leq \max (2 \times 3,829 ; 5 \times 0,65) \dots \dots \dots$ (hyp 01 vérifiée).

* les moments d'inertie sont identiques sur toutes les travées ... (hyp 02 vérifiée).

*les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

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

$$\text{➤ } \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{400}{355} = 1,12 \Rightarrow 0,8 < 1,12 < 1,25 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\text{➤ } \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{355}{340} = 1,04 \Rightarrow 0,8 < 1,04 < 1,25 \rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- $\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{340}{355} = 0,95 \Rightarrow 0,8 < 0,95 < 1,25 \longrightarrow$ La condition est vérifiée
- $\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{355}{380} = 0,93 \Rightarrow 0,8 < 0,93 < 1,25 \longrightarrow$ La condition est vérifiée

*la fissuration est considérée comme non préjudiciable \longrightarrow la condition est vérifiée

● **Conclusion :**

Les hypothèses sont **vérifiées** donc la **méthode forfaitaire est applicable** pour notre calcul.

III-3-3. CALCUL A L'ELU :

✚ **Principe de la méthode :(Art : B.6.2 ,211)**

La méthode 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 fléchissant M_0 .

✚ **Calcul de rapport des charges :**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,625}{3,829 + 1,625} = 0,30$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,09$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,54 ; \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,64$$

✚ **Calcul des moments fléchissant :**

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de compression ; dans une travée de portée l (entre nus des appuis) supportant une charge uniformément répartie (q)

M_w et M_e : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (w) et de droite(e) dans la travée considérée.

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

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

$$1. \quad M_t \geq \max \left\{ 0,5 M_0 ; \left(+0,3\alpha \right) M_0 \right\} ; \frac{M_w + M_e}{2}$$

2. $M_i \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ Dans une travée intermédiaire.
3. $M_i \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$ Dans une travée de rive.

➤ **La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaires est 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

➤ **Calcul des armatures à l'ELU :**

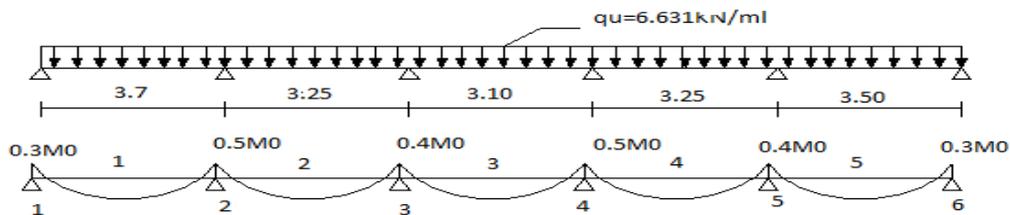


Fig. III-3-6 : Valeurs des moments aux appuis

III-3-3.1. Calcul des moments isostatiques

ona: $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$ Et $Q_u = 6,631 \text{ kn / ml}$

Pour les travées 1-2 : $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,631 \cdot (3,70)^2}{8} = 11,34 \text{ kN.m}$

Pour la travée 2-3 : $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,631 \cdot (3,25)^2}{8} = 8,75 \text{ kN.m}$

Pour la travée 3-4 : $M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,631 \cdot (3,10)^2}{8} = 7,96 \text{ kN.m}$

Pour la travée 4-5 :
$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,631 \cdot 6,25^2}{8} = 8,75 \text{ kN.m}$$

Pour la travée 5-6 :
$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6,631 \cdot 6,50^2}{8} = 10,15 \text{ kN.m}$$

A. Calcul des moments aux appuis :

$$M_1 = 0,3M_0^1 = 0,3 \cdot 1,34 = 3,40 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = \max (0,5 M_0^1 ; 0,5 M_0^2) = 5,67 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = \max (0,4 M_0^2 ; 0,4 M_0^3) = 3,50 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = \max (0,4 M_0^3 ; 0,4 M_0^4) = 3,50 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = \max (0,5 M_0^4 ; 0,5 M_0^5) = 5,075 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = 0,3 M_0^5 = 0,3 \cdot 0,15 = 3,045 \text{ kN.m}$$

B. Calcul des moments en travée :

Travée 1-2 : de rive

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max (0,05 M_0 ; +0,3\alpha M_0)$$

$$M_t + \frac{(0,3+0,5)M_{01}}{2} \geq \max (0,05 M_{01} ; 1,061M_{01})$$

$$M_t \geq 1,061M_{01} - 0,4 M_{01} = 0,661M_{01}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_{01} = 1,2+0,3(0,3)/2 = 0,64M_{01}$$

$$M_t \geq \max (0,661M_{01} ; 0,640 M_{01}) \Rightarrow M_t \geq 0,661M_{01}$$

B-1-Valeurs de M_t pour les travées 1-2

$$M_t = 0,661M_{01} = 0,661 \cdot (11,34) = 7,5 \text{ kN.m}$$

Travées 2-3 : intermédiaire

$$M_t + \frac{(0,5+0,4)M_{02}}{2} \geq \max (0,05 M_{02} ; 1,061M_{02})$$

$$M_t \geq 1,061M_{02} - 0,45 M_{02}$$

$$M_t \geq 0,61M_{02}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \cdot M_{02} \Rightarrow \frac{1+0,3 \cdot 0,3}{2} M_{02} = 0,54 M_{02}$$

$$M_t \geq 0,54 M_{02}$$

$$M_t \geq \max (0,61 M_{02} ; 0,54 M_{02})$$

$$M_t \geq 0,61 M_{02}$$

B-2-Valeurs de M_t pour les travées 2-3 :

$$M_t = 0,61 M_{02} = 0,61 \cdot (8,75) = 5,33 \text{ kN.m}$$

Les travées 3-4 :

$$M_t + \frac{0,4+0,4}{2} \cdot M_{03} \geq \max (0,05 M_{03}; 1,061 M_{03})$$

$$M_t + 0,4 M_{03} \geq 1,07 M_{03} \Rightarrow M_t \geq 1,061 M_{03} - 0,4 M_{03}$$

$$M_t \geq 0,66 M_{03}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \cdot M_{03} = 0,54 M_{03}$$

$$M_t \geq \max (0,66 M_{03} ; 0,54 M_{03}) \Rightarrow M_t = 0,66 M_{03}$$

B-3-Valeur de M_t pour les travées 3-4 :

$$M_t = 0,66 M_{03} = 0,66 \cdot (7,96) = 5,25 \text{ kN.m}$$

Travées 4-5 :

$$M_t + \frac{(0,5+0,4)M_{04}}{2} \geq \max (0,05 M_{04} ; 1,061 M_{04})$$

$$M_t \geq 1,061 M_{04} - 0,45 M_{04}$$

$$M_t \geq 0,61 M_{04}$$

$$M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} \cdot M_{04} \Rightarrow \frac{1+0,3 \cdot 0,3}{2} M_{04} = 0,54 M_{04}$$

$$M_t \geq 0,54 M_{04}$$

$$M_t \geq \max (0,61 M_{04} ; 0,54 M_{04})$$

$$M_t \geq 0,61 M_{04}$$

B-4-Valeurs de M_t pour les travées 4-5 :

$$M_t = 0,62 M_{04} = 0,62 \cdot (8,75) = 5,42 \text{ kN.m}$$

Travées 5-6 :

$$M_t + \frac{(0,5+0,3)M_{05}}{2} \geq \max (0,05 M_{05} ; 1,061 M_{05})$$

$$M_t \geq 1,061 M_{05} - 0,4 M_{05}$$

$$M_t \geq 0,66 M_{05}$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} \cdot M_{05} \Rightarrow \frac{1,2+0,3 \cdot 0,3}{2} M_{05} = 0,64 M_{05}$$

$$M_t \geq 0,63 M_{05}$$

$$M_t \geq \max (0,66 M_{05} ; 0,64 M_{05})$$

$$M_t \geq 0,66 M_{05}$$

B-5-Valeurs de M_t pour les travées 5-6 :

$$M_t = 0,66 M_{05} = 0,66 \cdot (10,15) = 6,70 \text{ kN.m}$$

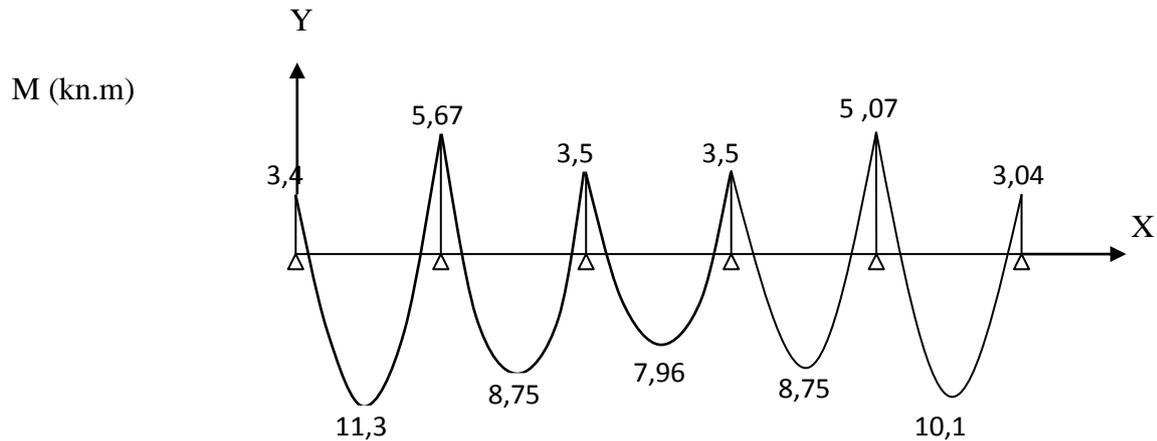


Fig. III-3-7: Diagramme des moments fléchissant

III-3-3-2-calcul des efforts tranchant :**Pour la travée 1 :**

$$T_1 = \frac{q_u l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_i}$$

$$T_1 = \frac{6,631 \cdot 3,70}{2} + \frac{3,4 - 5,67}{3,70} = 11,32 \text{ kN}$$

$$T_2 = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_i}$$

$$T_2 = -\frac{6,631 \cdot 3,70}{2} + \frac{3,4 - 5,67}{3,70} = -12,88 \text{ kN}$$

Pour la travée 2 :

$$T_2 = \frac{6,631 \cdot 3,25}{2} + \frac{5,67 - 3,50}{3,25} = 11,44 \text{ kN}$$

$$T_3 = -\frac{6,275 \cdot 3,25}{2} + \frac{5,67 - 3,50}{3,25} = -10,10 \text{ kN}$$

Pour la travée 3 :

$$T_3 = \frac{6,631 \cdot 3,10}{2} + \frac{3,5 - 3,5}{3,10} = 10,27 \text{ kN}$$

$$T_4 = -\frac{6,631 \cdot 3,10}{2} + \frac{3,5 - 3,5}{3,10} = -10,27 \text{ kN}$$

Pour la travée 4 :

$$T_4 = \frac{6,631 \cdot 3,25}{2} + \frac{3,50 - 5,075}{3,25} = 10,29 \text{ kN}$$

$$T_5 = -\frac{6,631 \cdot 3,25}{2} + \frac{3,50 - 5,075}{3,25} = -11,26 \text{ kN}$$

Pour la travée 5:

$$T_5 = \frac{6,631 \cdot 3,50}{2} + \frac{5,075 - 3,045}{3,50} = 12,18 \text{ kN}$$

$$T_6 = -\frac{6,631 \cdot 3,50}{2} + \frac{5,075 - 3,045}{3,50} = -11,024 \text{ kN}$$

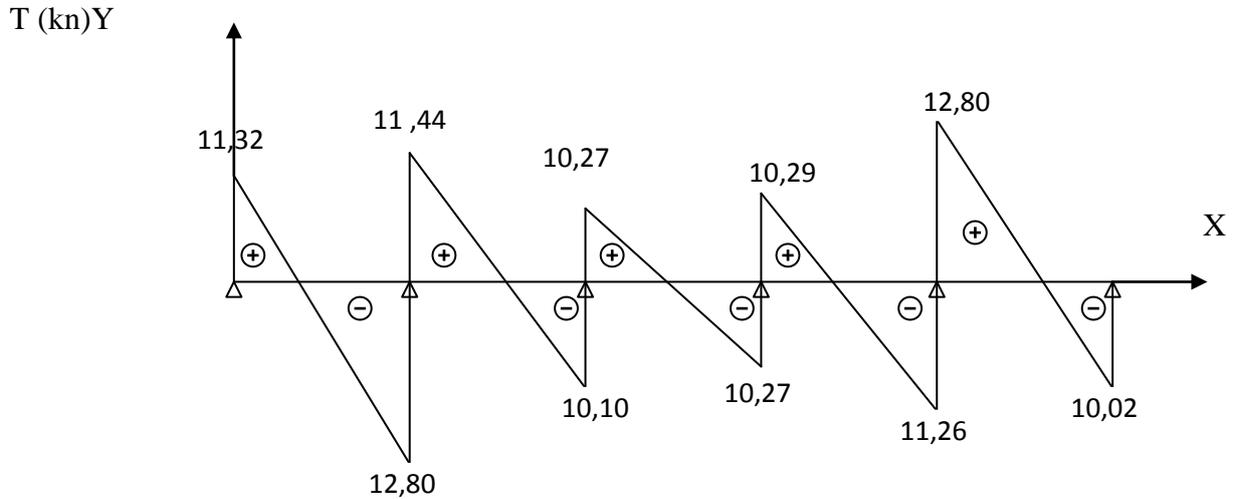


Fig. III-3-8: Diagramme des efforts tranchants

III.3-3-3. Ferrailage a l'ELU :

Le ferrailage a l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis .

❖ Armatures longitudinales:

Les moments max en travées et aux appuis sont :

$$M_t^{\max} = 11,34\text{kN.m} \text{ et } M_a^{\max} = 5,67\text{kN.m}$$

La poutrelle sera calculée comme une section en *Té* dont les caractéristiques géométriques sont : $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $h = 20\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$:

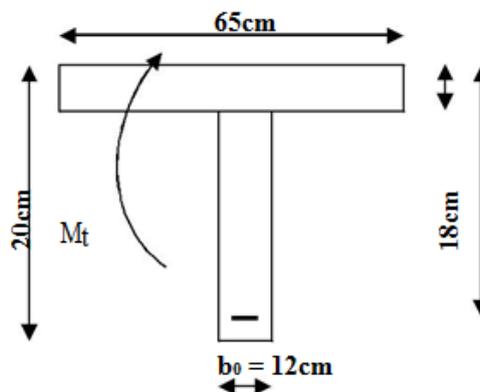


Figure III.3-9 : Coupe schématique de la poutrelle

a)- En travées :

Moment équilibré par la table de compression M_0 :
Position de l'axe neutre :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bc} \text{ avec : } f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = 59.072 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{\max} = 11,34 \text{ kN.m}$$

$M_0 \gg M_t^{\max}$: donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, seule une partie de la table est comprimée.

Et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $b \times h$.

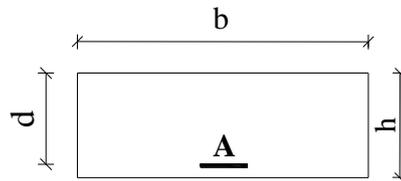


Fig.III.3.10 : coupe schématique de la poutrelle (travées)

▪ Sections d'armatures :

Calcul de μ_u :

$$\mu = \frac{M_t \max}{b d^2 f_{bc}} = \frac{11,34 \cdot 10^2}{65 \cdot (8)^2 \cdot 14,2} = 0,037$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$ La section est simplement armée.

à partir des abaques, on tire la valeur de β correspondant.

$$\mu = 0,037 \rightarrow \beta = 0,9815$$

$$A_t = \frac{M_t \max}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{11,34 \cdot 10^2}{0,9815 \cdot 18 \cdot 34,8} = 1,84 \text{ cm}^2$$

Remarque:

Nous adopterons une section d'armatures très importante par rapport à celle calculée, pour que la flèche soit vérifiée.

Alors le choix d'armatures est :

Pour $A_t = 1,84 \text{ cm}^2$ on opte pour : 3HA10

$$A_t = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

b) Aux appuis:

$$M_a^{\max} = 5,67 \text{ KN.m}$$

La table se trouvant dans la partie tendue, donc nous avons à considérer une section rectangulaire de (12x20) cm². avec : la largeur $b_0 = 12\text{cm}$ et la hauteur $h=20\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,67 \times 100}{65 \times 18^2 \times 1,42} = 0,102 \leq \mu_1 = 0,392 \dots \text{La section est simplement armée.}$$

$$\mu = 0,102 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,946$$

$$A_a = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{5,67 \times 100}{0,946 \times 18 \times 38,4} = 0,95 \text{ cm}^2$$

$A_a = 0,95\text{cm}^2$ alors on opte pour : 1HA12

$$A_a = 1\text{HA12} = 1,13\text{cm}^2$$

❖ **Calcul des armatures transversales (B.A.E.L 91 article : A.7.2, 2) :**

Le diamètre des armatures d'âme d'une poutrelle est donnée par :

$$\phi_t = \min \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi 1$$

ϕ_{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\phi \leq \min \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1,2\text{cm} = 0,57 \text{ cm}$$

Nous choisissons un cadre de $\phi 8$ avec $A_{st} = 2\text{HA8} = 1,01 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul des espacements (B.A.E.L 91 article : A.5.1.22) :**

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

$$St \leq \min (0,9 \cdot 18, 40\text{cm})$$

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

Soit: $St = 15 \text{ cm}$.

III-3-3-4-Vérification à l'ELU:❖ **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 art A 4.2.1):**

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

- En travée : $A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.
- Aux appuis : $A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

❖ **Vérification au cisaillement**

$$V_{\max} = 12,88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{12,88 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,59 \text{ MPa}$$

Fissuration non préjudiciable donc :

$$\bar{\tau}_u = \min 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}; (\text{BAEL91 Art 5.1, 2.1.1})$$

$$\bar{\tau}_u = \min \frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} = \min 3,3\text{MPa}; 5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,55 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL91/ Art 5.1,3):**

$$\text{On doit vérifier que : } V_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times a \times b_0$$

• **Appuis de rive :**

$$\text{Il faut vérifier que : } T_u \leq 0,4 b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (a = 0,9d : \text{qui est la largeur de l'appui})$$

$$T_u \leq 0,4 \cdot 120 \cdot 162 \cdot \frac{25}{1,5} = 129,6 \text{ kN}$$

$$T_u = 11,32 < 129,6 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Appuis intermédiaires :**

$$\text{Il faut vérifier que : } T_u \leq 0,4 b a \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_u = 11,44 + 12,88 = 24,32 < 129,6 \text{ kN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ **Influence sur les armatures inférieures (BAEL 91/Art 5.4.321) :**

• **Appuis de rive :** on doit avoir $A_A \geq \frac{T_u}{\sigma_s}$

$$T_u = \frac{11,32}{34,8} = 0,32 \text{ kN} \Rightarrow A_A = 1,13 > \frac{T_u}{\sigma_s} = 0,32 \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Appuis intermédiaires :**

$$A \geq \frac{T_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s}$$

$$\frac{T_u + \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} = \frac{23 + \frac{5,67}{0,9 \cdot 18}}{34,8} = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$A_A = 1,13 > 0,67 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'adhérence (BAEL91/ Art 6.1,3):**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures

$$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité :

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9d\Sigma U_i}$$

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres.

Avec : $u_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 113,04 \text{ mm}$

n : nombre des barres transversales utilisées.

$$\tau_{se} = \frac{12,88 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 113,04} = 0,70 \text{ MPa} .$$

$$\tau_{se} < \overline{\tau_{se}} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul des ancrages (BAEL91/ Art 6.1,2):**

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (HA)}$$

$$\tau_s = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit d'après les règles **BAEL91**.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

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

Les règles de **BAEL 91 (A.6.1.21)** 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 les aciers H.A.

Donc :

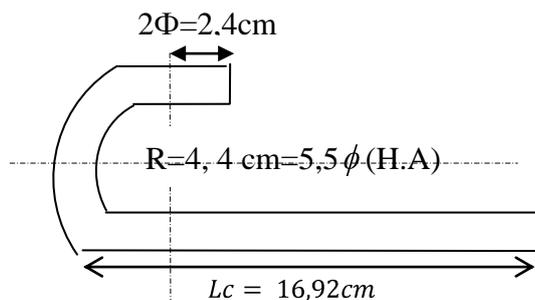
$$L_c = 0,4L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,92 \text{ cm.}$$

Les règles de **BAEL 91(article. A.6.1.2)**, admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminé par un crochet normale est assure lorsque la longueur de la portée ancrée mesuré hors Crochets est au moins égale à $0.4L_s$ pour les aciers à HA.

$$L_a = 0,4L_s = 0,4 \times 45 = 18$$

On prend : $L_a = 19 \text{ cm}$

L_a : Longueur hors crochets normaux adoptés



FigureIII-3-11 : Définition de l'ancrage normal.

III-3-3-5-.Calcul des armatures à l'ELS :**1) Moment de flexion à l'E.L.S (BAEL 91 ; modifié 99)**

Lorsque la charge est la même sur toute les travées de la poutre, comme dans ce cas, pour obtenir les résultats des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient $\frac{q_s}{q_u} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = 0,72$

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6,631 \text{ KN/ml} \Rightarrow \frac{q_s}{q_u} = 0,72$$

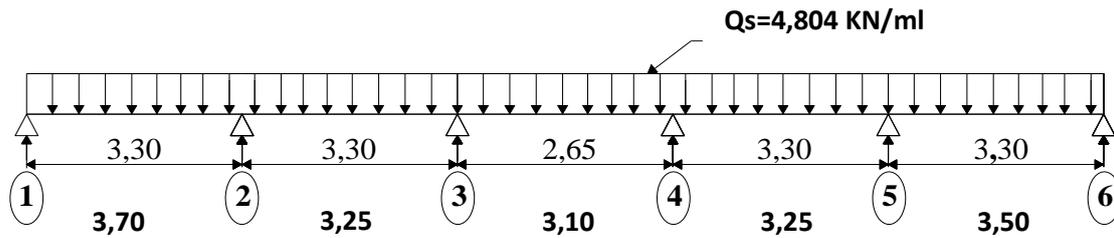
$$q_s = G + Q = 4,804 \text{ KN/ml}$$


Fig. III-3-12 : Charges revenant aux poutrelles à (l' ELS)

B.1.1.Calcul des moments isostatiques :

$$q_s = 4,804 \text{ kN/ml}$$

$$\text{Pour la travée 1-2 : } M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4,804 \cdot (3,70)^2}{8} = 8,22 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour la travée 2-3 : } M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4,804 \cdot (3,25)^2}{8} = 6,34 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour la travée 3-4 : } M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4,804 \cdot (3,10)^2}{8} = 5,77 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour la travée 4-5 : } M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4,804 \cdot (3,25)^2}{8} = 6,34 \text{ kN.m}$$

$$\text{Pour la travée 5-6 : } M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4,804 \cdot (3,50)^2}{8} = 7,35 \text{ kN.m}$$

1-1-.Calcul des moments aux appuis :

$$M_1 = 0,3 M_0^1 = 0,3 \cdot 8,22 = 2,46 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = \max \{ 0,5 M_0^1 ; 0,5 M_0^2 \} = 4,11 \text{ kN.m}$$

$$M_3 = \max \{ 0,4 M_0^2 ; 0,4 M_0^3 \} = 2,53 \text{ kN.m}$$

$$M_4 = \max \left(0,4 M_0^3 ; 0,4 M_0^4 \right) = 2,53 \text{ kN.m}$$

$$M_5 = \max \left(0,5 M_0^4 ; 0,5 M_0^5 \right) = 3,675 \text{ kN.m}$$

$$M_6 = 0,3 M_0^5 = 0,3 \cdot 7,35 = 2,205 \text{ kN.m}$$

1.2 Calcul des moments en travées :

$$\text{Travée 1-2: } M_t = 0,7 M_0 = 0,7 \cdot (8,22) = 5,754 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée 2-3: } M_t = 0,6 M_0 = 0,6 \cdot (6,34) = 3,804 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée 3-4: } M_t = 0,65 M_0 = 0,65 \cdot (5,77) = 3,75 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée 4-5: } M_t = 0,6 M_0 = 0,6 \cdot (6,34) = 3,804 \text{ kN.m}$$

$$\text{Travée 5-6: } M_t = 0,7 M_0 = 0,7 \cdot (7,35) = 5,14 \text{ kN.m}$$

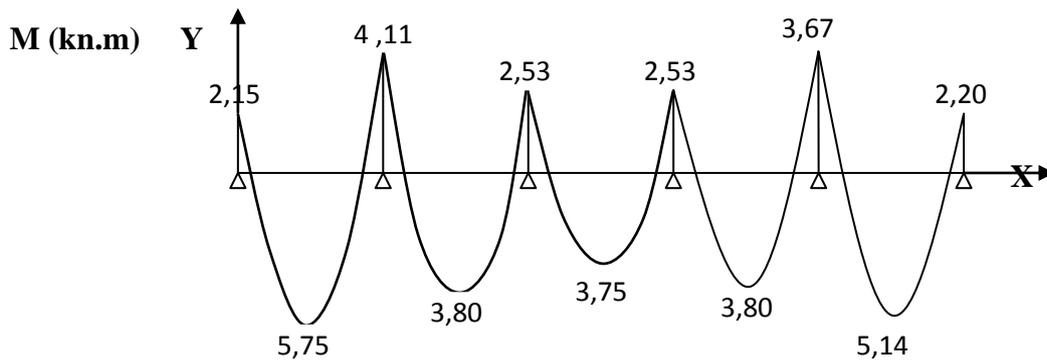


Fig.III-3-13 : Diagramme des moments fléchissant

2) Calcul des efforts tranchants à l'ELS :

Pour la travée 1 :

$$T_1 = \frac{q_s l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_i}$$

$$T_1 = \frac{4,804 \cdot 3,70}{2} + \frac{2,46 - 4,11}{3,70} = 8,44 \text{ kN}$$

$$T_2 = -\frac{q_u l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l_i}$$

$$T_2 = -\frac{4,804 \cdot 3,70}{2} + \frac{2,46 - 4,11}{3,70} = -8,88 \text{ kN}$$

Pour la travée 2 :

$$T_2 = \frac{4,804 \cdot 3,25}{2} + \frac{4,11 - 2,53}{3,25} = 8,29 \text{ kN}$$

$$T_3 = -\frac{4,804 \cdot 3,25}{2} + \frac{4,11 - 2,53}{3,25} = -7,32 \text{ kN}$$

Pour la travée 3 :

$$T_3 = \frac{4,804 \cdot 3,10}{2} + \frac{2,53 - 2,53}{3,10} = 7,44 \text{ kN}$$

$$T_4 = -\frac{4,804 \cdot 3,10}{2} + \frac{2,53 - 2,53}{3,10} = -7,44 \text{ kN}$$

Pour la travée 4 :

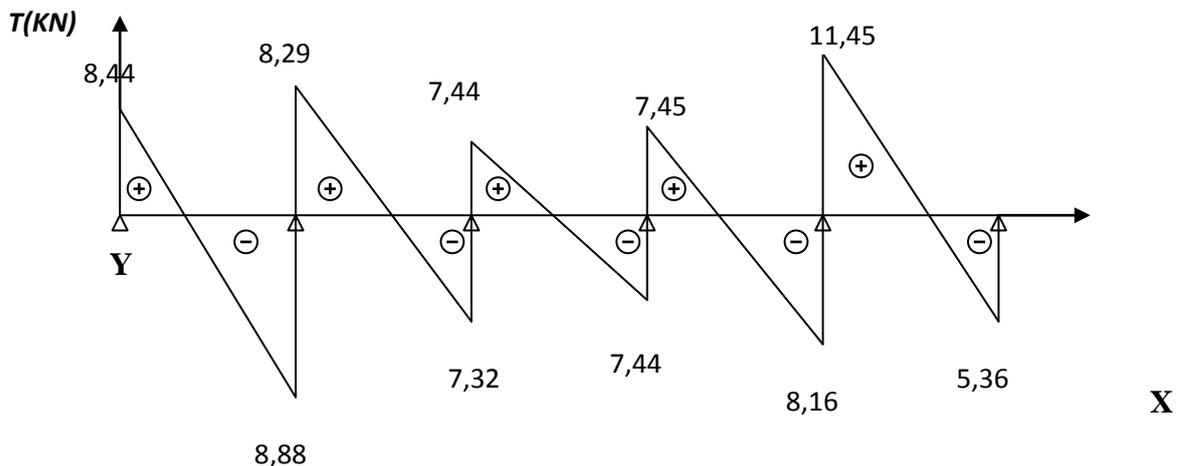
$$T_4 = \frac{4,804 \cdot 3,25}{2} + \frac{2,53 - 3,675}{3,25} = 7,45 \text{ kN}$$

$$T_5 = -\frac{4,804 \cdot 3,25}{2} + \frac{2,53 - 3,675}{3,25} = -8,16 \text{ kN}$$

Pour la travée 5 :

$$T_5 = \frac{4,804 \cdot 3,50}{2} + \frac{3,675 - 2,205}{3,50} = 11,45 \text{ kN}$$

$$T_6 = -\frac{4,804 \cdot 3,50}{2} + \frac{3,675 - 2,205}{3,50} = -5,36 \text{ kN}$$



FigIII-3-14: Diagramme des efforts tranchants

3).Vérification à L'ELS :

❖ **Etat limite de compression du béton :**

● **Appuis :**

$$A_a = 1,13 \text{ cm}^2 ; M_{a \text{ max}} = 3,675 \text{ KN.m}$$

$$\text{On doit avoir } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1,13}{12 \times 18} = 0,52$$

Des annexes, on tire les valeurs de k_1 et β : ($k_1=31,30$, $K=\frac{1}{k_1}=0,031$, $\beta_1=0,892$)

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{3,66 \cdot 10^2}{0,892 \cdot 18 \cdot 1,13} = 201,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{201,72}{31,08} = 6,5 \text{ MPa} \Rightarrow 6,5 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

● **Travée :**

$$A = 2,36 \text{ cm}^2 ; M_t = 5,13 \text{ kN.m}$$

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \cdot 2,36}{12 \cdot 18} = 1,09$$

Des annexes, on tire les valeurs de k_1 et β_1 : ($k_1 = 19,72$; $\beta_1 = 0,856$ et $K = \frac{1}{19,72} = 0,05$)

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{5,13 \cdot 10^2}{0,856 \cdot 18 \cdot 2,36} = 141,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{141,07}{19,72} = 7,15 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \text{ La condition est vérifiée}$$

REMARQUE : La vérification étant satisfaite, donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL99/Art B.4.5, 9) :**

Aucune vérification n'est à effectuer, car l'élément est couvert, par conséquent la fissuration est considérée comme étant non préjudiciable.

❖ **Etat limite de déformation (BAEL99/Art B.6.8, 424) :**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5} \dots\dots\dots \curvearrowright \\ 2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \dots\dots\dots (2) \\ 3) \frac{A_{sa}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e} \end{array} \right.$$

Avec h : Hauteur totale de la section

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

L : Longueur de la travée.

$$L = 3,70 \text{ m}$$

b_0 : Largeur de la nervure.

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

M_t : Moment de flexion maximal

$$M_t = 5,754 \text{ kN.m}$$

M_0 : Moment isostatique

$$M_0 = 8,22 \text{ kN.m}$$

f_e : Contrainte limite d'élasticité des armatures

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

A_s : Section des armatures

$$A_a = 1,13 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{3,70} = 0,054 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0,054 > \frac{M_t}{15 M_0} = \frac{5,754}{15 \cdot 8,22} = 0,046 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1,13}{12 \cdot 18} = 0,005 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Remarque : Les trois conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est donc pas nécessaire.

III-3-4 CONCLUSION :

- Appuis : 1HA12 = 1,13 cm².
- Travée : 3 HA 10 = 2,36 cm².
- Armatures transversales : 2HA8 = 1,00 cm² avec un espacement de 15 cm.

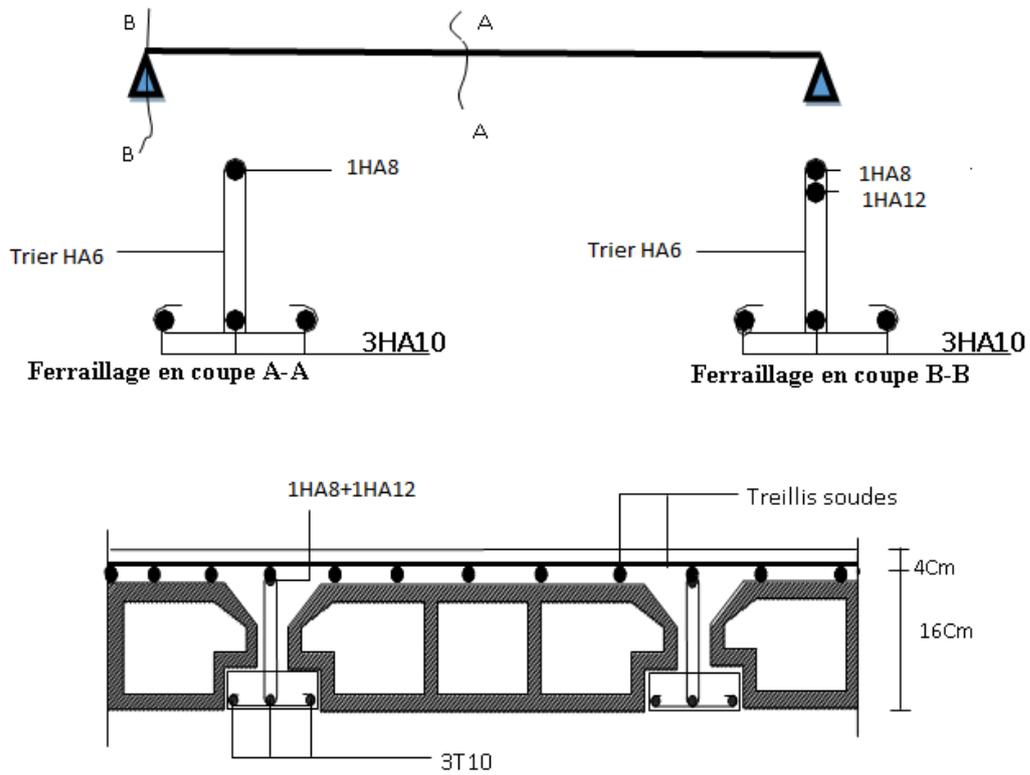
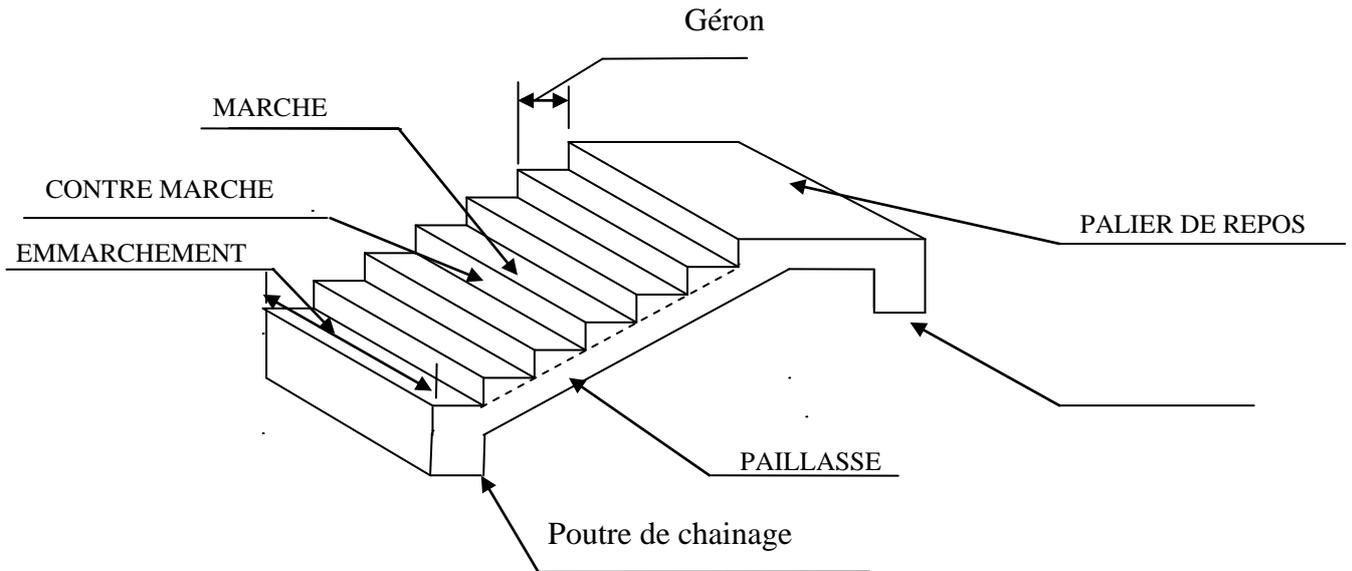


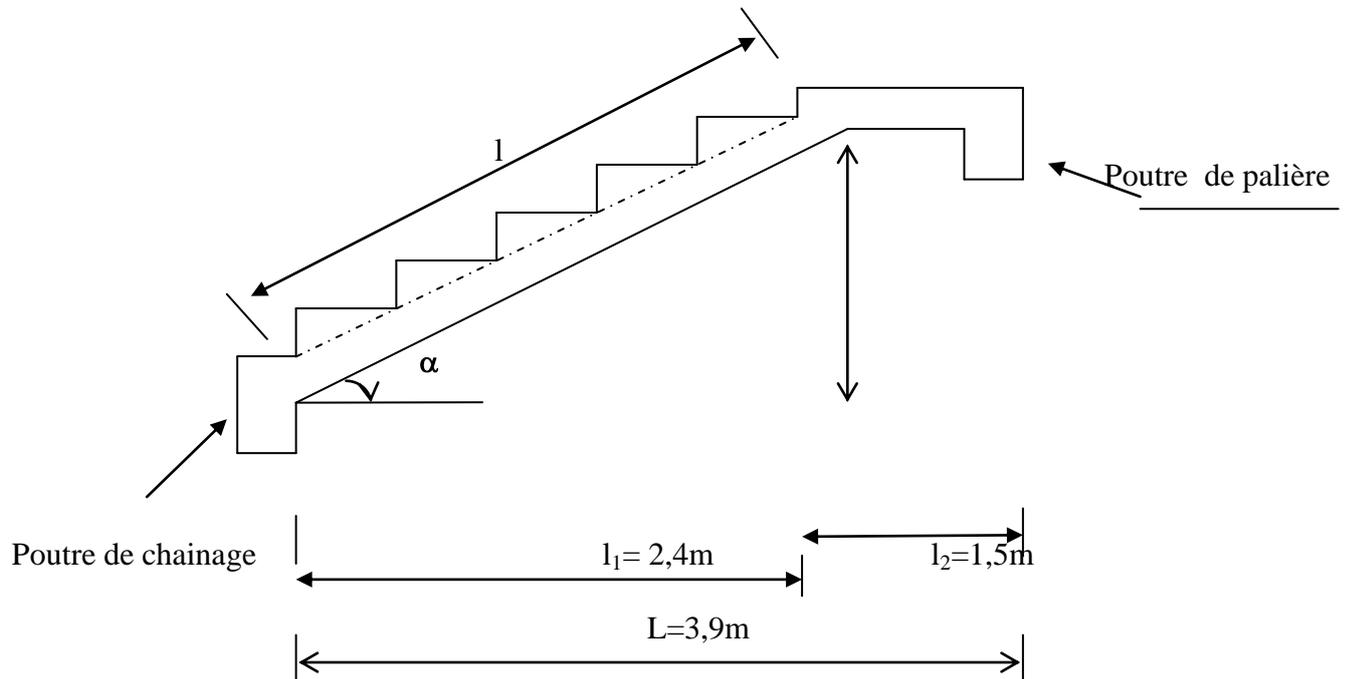
Figure III.3-15 : Plan de ferraillage du plancher à usage d'habitation

III -4 CALCUL DES ESCALIERS :**III.4.1. DEFINITION :**

Un escalier est un ouvrage permettant la circulation verticale des usagers. Les escaliers desservant le projet a étudier sont réalisés en béton armé, ils sont constitués de deux paillasse et un palier intermédiaire.

III.4.1.1 illustration des escaliers :

- g : Largeur de la marche.
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l_2 : largeur du palier
- l_1 : longueur de la paillasse projetée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier



Du côté du vide, les volées et paliers sont munis d'un garde corps ou rampe, deux volées parallèles sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un quartier tournant.

III.4.1.2 Dimensions des escaliers

a. pré dimensionnement : pour le RDC et l'étage courant

a.1. marches et contremarches :

Les dimensions des marches et contremarches sont données par la formule de BLANDEL ci-dessous :

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

Où :

h , est la hauteur de la marche $14 \leq h \leq 20$ [cm]

g , est le giron $22 \leq g \leq 33$ [cm]

Le nombre de contremarches (n) est donné par :

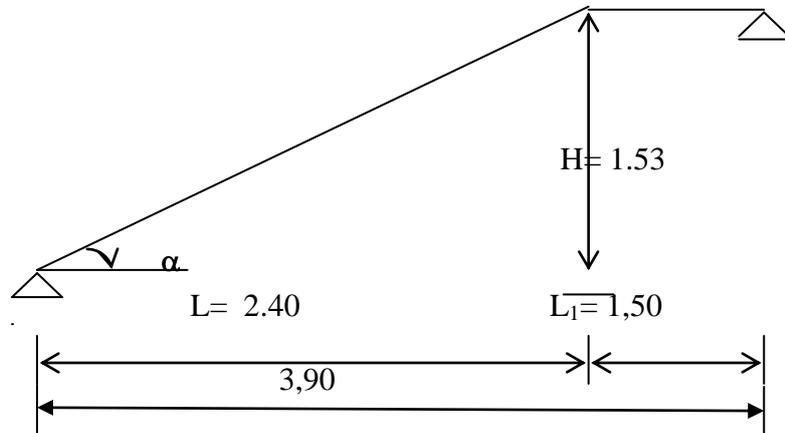
$$n = H/h$$

la hauteur entre deux niveaux consécutifs (hauteur à franchir)

Immédiatement supérieur ou inférieur selon le cas et on aura n' marches de hauteur : H/n' .

La longueur de la ligne de foulée sera : $L = g (n' - 1)$, le volume de la cage d'escalier doit en permettre l'inscription.

III-4-2. PRE DIMENSIONNEMENT DE L'ESCALIER DE LA PREMIERE VOLEE :



FigIII.4.1 : Schéma statique de la première volée d'RDC

On prend compte des dimensions des plans d'architecture.

Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier.

On prend en compte ce qui suit :

Pour un bâtiment à usage d'habitation ou recevant du publique :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

$$\text{et } 22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

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

Le nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h}$$

Le nombre de marches :

$$m = n - 1$$

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

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

La profondeur du palier de repos est :

$$l_2 \geq 1.10 \text{ ou } l_2 \geq 3.g$$

Application :

Notre escalier comporte deux volées, donc le calcul se fera comme suite :

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

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

$$g = 30 \text{ cm}$$

59cm ≤ g + 2h = 30+2((17)=64 ≤ 66cmla condition est vérifiée.

L’emmarchement est de 1.40 m ≥ 1.20m.....la condition est vérifiée.

La profondeur du palier de repos est :

$$l_2 = 1,50 \geq 1,10 \dots\dots\dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

III-4-2-1.Pré dimensionnement de la première volée(RDC) :

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

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

$$\text{tg}\alpha = \frac{H}{l_1} = \frac{153}{240} = 0,637 \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

$$L_0 = \frac{L}{\cos\alpha} + L_1 = \frac{240}{\cos\alpha} + 150 = 434,62 \text{ cm}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\Rightarrow \frac{434,62}{30} \leq e_p \leq \frac{434,62}{20}$$

$$14,48 \text{ cm} \leq e_p \leq 21,73 \text{ cm} \quad \text{on opte pour : } e_p = 20 \text{ cm}$$

III-4-3.DETERMINATION DES SOLLICITATIONS DE CALCUL :

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

Charges permanentes :

➤ **Paillasse :**

- Poids propre de la paillasse : $\frac{25 \times 0,20}{\cos(32,51)} \times 1m \dots\dots\dots = 5.93 \text{ kN/ml}$

- Poids de la marche : $25 \times \frac{0,17}{2} \times 1m \dots\dots\dots = 2,125 \text{ kN/ml}$

- Poids des revêtements

- -Carrelage : 0,02x22x1m = 0.44 kN/ml

- -Mortier : 0,02x22x1m = 0.44 kN/ml

- Poids du garde du corps : 0,20x1m..... = 0,20 kN/ml

- Couche de sable : 0,02x18x1m..... = 0,36 kN/ml

$$G_{\text{paillasse}} = 9,49 \text{ kN/ml}$$

➤ **Palier :**

Poids propre du palier : $25 \times 0,20 \times 1 \dots\dots\dots = 5$
KN/ml

Poids (sable, mortier, carrelage et enduit) : $0,44 + 0,44 + 0,36 + 0,33 \dots\dots\dots = 0,88$
KN/ml

$$G_{\text{palier}} = 5,88 \text{ kN/ml}$$

✚ **charge d'exploitation :**

La charge d'exploitation des escaliers est :

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

✚ **Combinaison des charges et surcharges :****- Etat limite ultime : ELU**

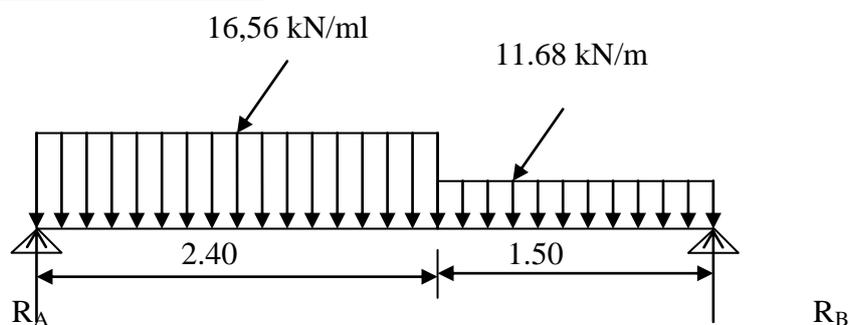
$$q_{u \text{ paillasse}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 9,49 + 1,5 \times 2,5 = 16,56 \text{ kN/ml}$$

$$q_{u \text{ palier}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,88 + 1,5 \times 2,5 = 11,68 \text{ kN/ml}$$

- Etat limite de service : ELS

$$q_{s \text{ paillasse}} = G + Q = 9,49 + 2,5 \dots\dots\dots = 12 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s \text{ palier}} = G + Q = 5,88 + 2,5 \dots\dots\dots = 8,38 \text{ kN/ml}$$

III-4-4. EFFORTS INTERNES :

FigIII.4.2 : Schéma statique des réactions d'appuis

III-4-4-1. Etat limite ultime :➤ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 57,26 \text{ kN}$$

$$R_A = 30,88 \text{ kN}$$

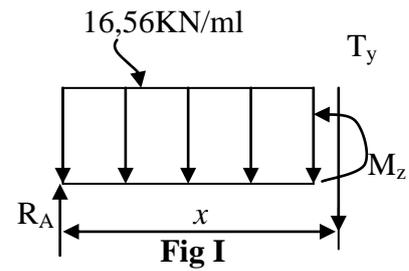
$$R_B = 26,38 \text{ kN}$$

➤ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,40\text{m}$:

$$T_y = -16,56x + 30,88 \Rightarrow \begin{cases} T_y = +30,88 \text{ KN} \longrightarrow & x = 0 \\ T_y = -8,86 \text{ KN} \longrightarrow & x = 2,40\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -16,56 \frac{x^2}{2} + 30,88 x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 26,41 \text{ KN.m} \longrightarrow & \text{pour } x = 2,40\text{m} \end{cases}$$



2^{ème} tronçon : $2,40\text{m} \leq x \leq 3,90\text{m}$:

$$T_y = R_A - 16,56(2,4) - 11,68(x-2,4)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = -8,86 \text{ KN} \longrightarrow & \text{pour } x = 2,40\text{m} \\ T_y = -26,38 \text{ KN} \longrightarrow & \text{pour } x = 3,90\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 30,88x - (16,56 \times 2,40)(x - \frac{2,40}{2}) - 11,68 \frac{(x-2,40)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_z = 26,41 \text{ KN.m} \longrightarrow & \text{pour } x = 2,40\text{m} \\ M_z = 0 \longrightarrow & \text{pour } x = 3,90\text{m} \end{cases}$$

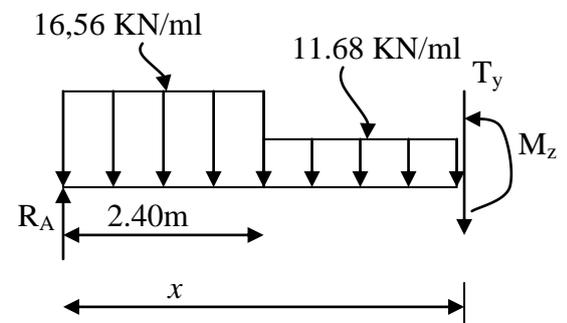


Fig II

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11,68x + 19,16 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,64 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1,64\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = 29,81 \text{ KN.m}^*$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -8,94 \text{ KN.m}$
- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 25,34 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur les diagrammes ci-dessous :

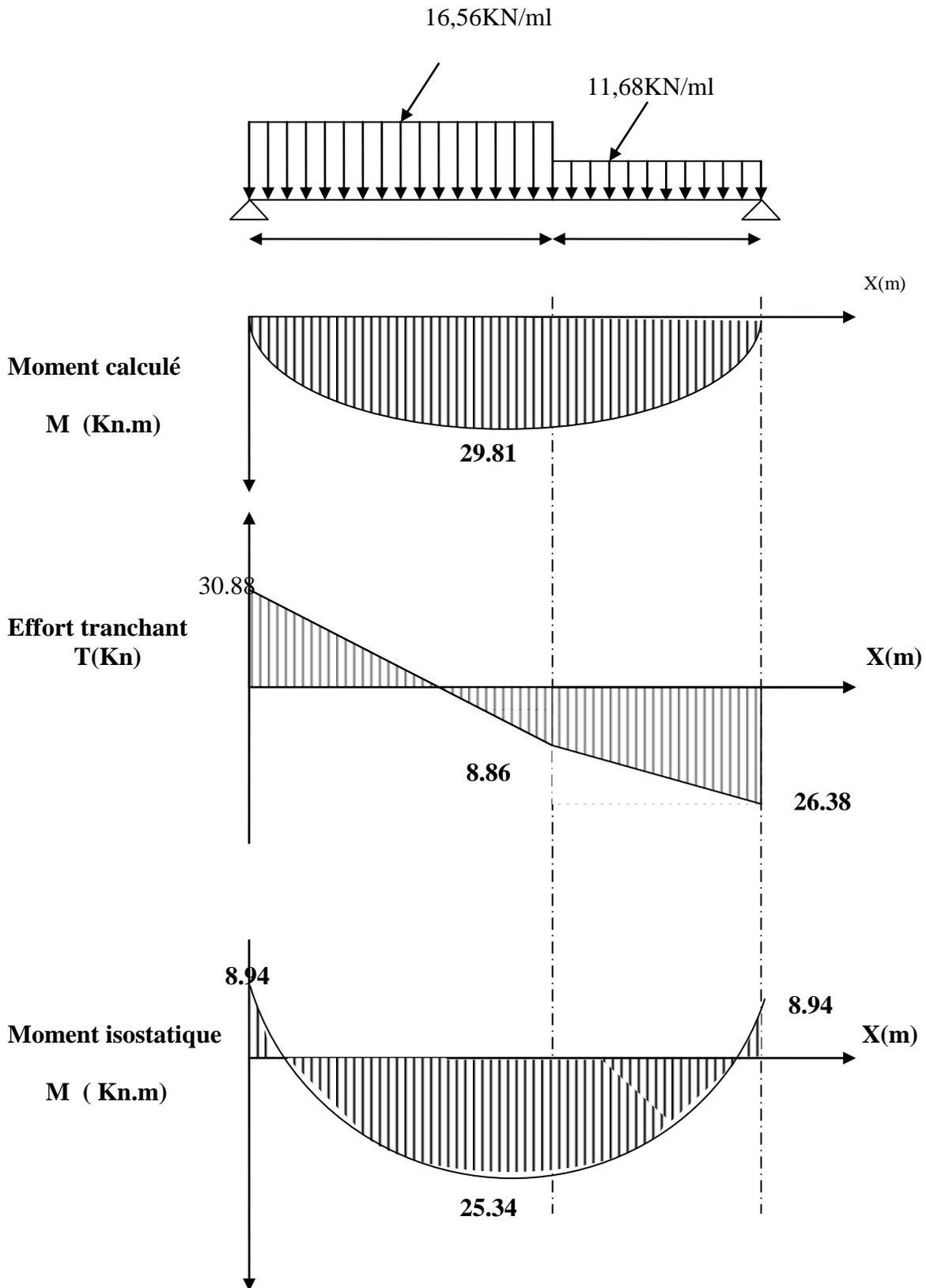
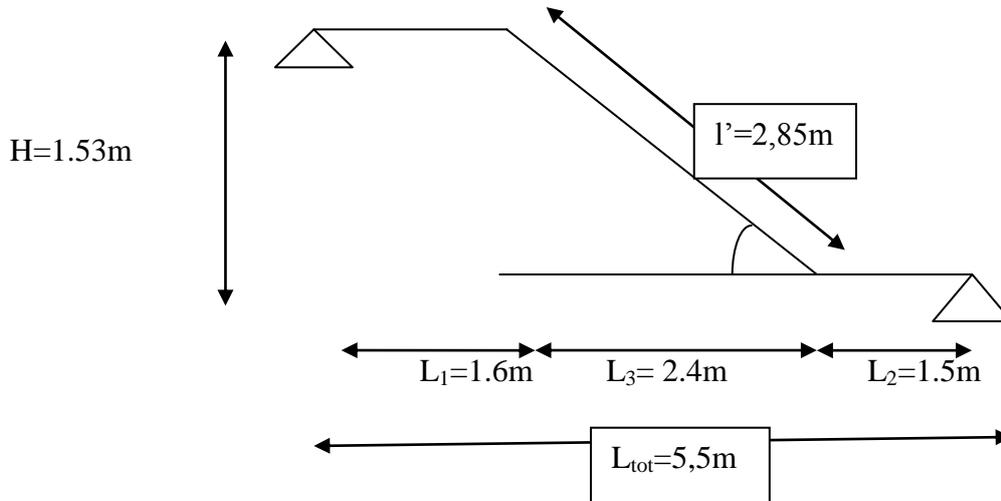


Fig III.4.3 : Diagramme des sollicitations

III.4.4.2. Etude de la deuxième volée : (étage courant)

1) Epaisseur de la pailleasse et du palier :



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

Avec :

L : longueur réelle de la pailleasse et du palier :

$$L = L' + L_1 + L_2$$

➤ **Calcul de L' :**

$h = 17\text{ cm}$, $g = 30\text{ cm}$,

H : la hauteur de la volée : $H = n \times h = 9 \times 0.17 = 1.53\text{m}$

l : longueur de la pailleasse projetée : $l = (n-1)g = (9-1) \times 0.30 = 2.40\text{m}$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{l} = \frac{1.53}{2.40} = 0.637 \implies \alpha = 32.51^\circ \implies \cos \alpha = 0.843$$

$$l' : \text{longueur réelle de la pailleasse} : l' = \frac{l}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{0.843} = 2.85\text{m}$$

$$L_{\text{tot}} = L_1 + L_2 + l = 5.80\text{ m (entre nus d'appuis)}$$

$$\implies L = 1.5 + 1.6 + 2.85 = 5.95\text{m}$$

$$\text{D'où} : \frac{595}{30} \leq e_p \leq \frac{595}{20} \implies 19,83\text{cm} \leq e_p \leq 29,75\text{cm}.$$

On opte alors pour une épaisseur : $e_p = 20\text{cm}$.

2) Détermination des charges et surcharges :

⊕ Charges permanentes :

➤ **Paillasse :**

- Poids propre de la pailleasse : $\frac{25 \times 0,20}{\cos(32,51)} \times 1\text{m} \dots \dots \dots = 5.93\text{ kN/ml}$

- Poids de la marche : $25 \times \frac{0,17}{2} \times 1\text{m} \dots \dots \dots = 2,125\text{ kN/ml}$

- Poids des revêtements

- -Carrelage : 0,02x22x1m = 0,44 kN/ml
 - -Mortier : 0,02x22x1m = 0,44 kN/ml
 - Poids du garde du corps : 0,20x1m..... = 0,20 kN/ml
 - Couche de sable : 0,02x18x1m..... = 0,36 kN/ml
- $G_{\text{paillasse}} = 9,49 \text{ kN/ml}$

➤ **Palier de repos ou d'arrivé :**

Poids propre du palier : 25x0, 20x1 = 5
KN/ml

Poids (sable, mortier, carrelage et enduit) : 0,44+0,44+0,36+0,33..... = 0,88

KN/ml

$G_{\text{palier}} = 5,88 \text{ kN/ml}$

charge d'exploitation :

La charge d'exploitation des escaliers est :

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

Combinaison des charges et surcharges :

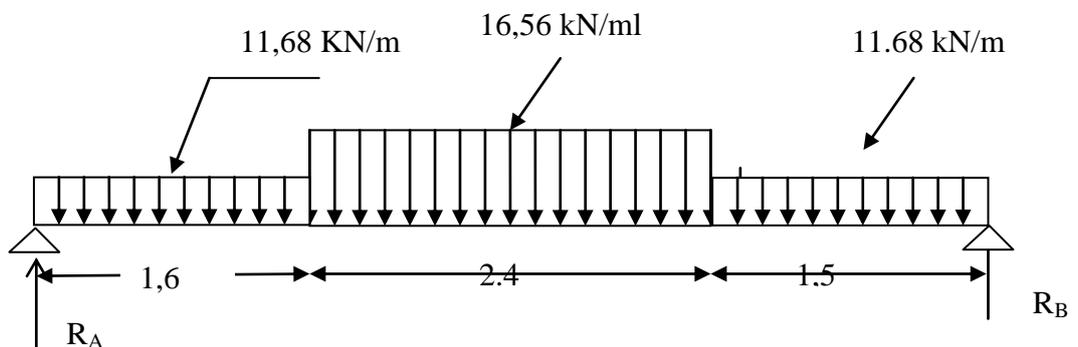
- Etat limite ultime : ELU

- $q_{u \text{ paillasse}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 9,49 + 1,5 \times 2,5 = 16,56 \text{ KN/ml}$
- $q_{u \text{ palier de repos}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,88 + 1,5 \times 2,5 = 11,68 \text{ KN/ml}$
- $q_{u \text{ palier d'arrivé}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5,88 + 1,5 \times 2,5 = 11,68 \text{ KN/ml}$

-Etat limite de service : ELS

- $q_s \text{ paillasse} = G + Q = 9,49 + 2,5 \dots\dots\dots = 12 \text{ KN/ml}$
- $q_s \text{ palier de repos} = G + Q = 5,88 + 2,5 \dots\dots\dots = 8,38 \text{ KN/ml}$
- $q_s \text{ palier d'arrivé} = G + Q = 5,88 + 2,5 \dots\dots\dots = 8,38 \text{ KN/ml}$

III-4-5. Efforts internes :



FigIII.4.4: Schéma statique des réactions d'appuis

III-4-5-1. Etat limite ultime :

➤ **Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 75,95 \text{ KN}$$

$$R_A = 37,86 \text{ KN}$$

$$R_B = 38,09 \text{ KN}$$

III.4.5.1.2- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissants :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,60\text{m}$:

$$T_y = -11,68x + 37,86 \Rightarrow \begin{cases} T_y = +37,86 \text{ KN} \longrightarrow x = 0 \\ T_y = +19,17 \text{ KN} \longrightarrow x = 1,6 \end{cases}$$

$$M_z = -11,68 \frac{x^2}{2} + 37,86 x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 45,62 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 1,6 \end{cases}$$

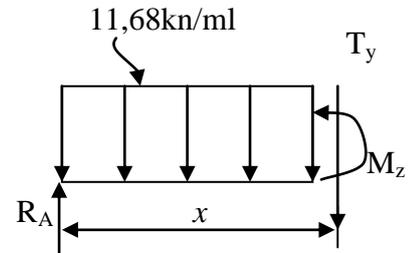


Fig.III.1

2^{ème} tronçon : $1,60\text{m} \leq x \leq 4,0\text{m}$:

$$T_y = R_A - 11,68(1,6) - 16,56(x-1,6)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = +19,17 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 1,6\text{m} \\ T_y = -20,57 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 4,0\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 37,86x - (11,68 \times 1,6)(x - \frac{1,6}{2}) - 16,56 \frac{(x-1,6)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_z = 45,67 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 1,6\text{m} \\ M_z = 44 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 4,0\text{m} \end{cases}$$

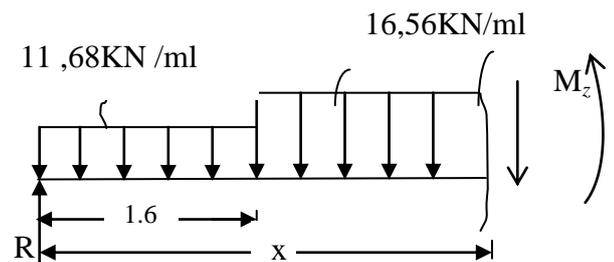


Fig.III.2

3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,50\text{m}$:

$$T_y = +11,68x - 38,09 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -38,09 \text{ KN} \longrightarrow x = 0 \\ T_y = -20,57 \text{ KN} \longrightarrow x = 1,50 \end{cases}$$

$$M_z = -11,68 \frac{x^2}{2} + 38,09x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 44 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 1,50\text{m} \end{cases}$$

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -16,56 x + 45,68$$

$$\Rightarrow x = 2,75\text{m}$$

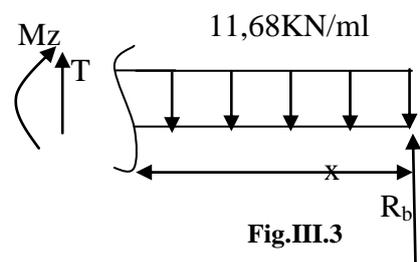


Fig.III.3

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2,75m$.

Donc :

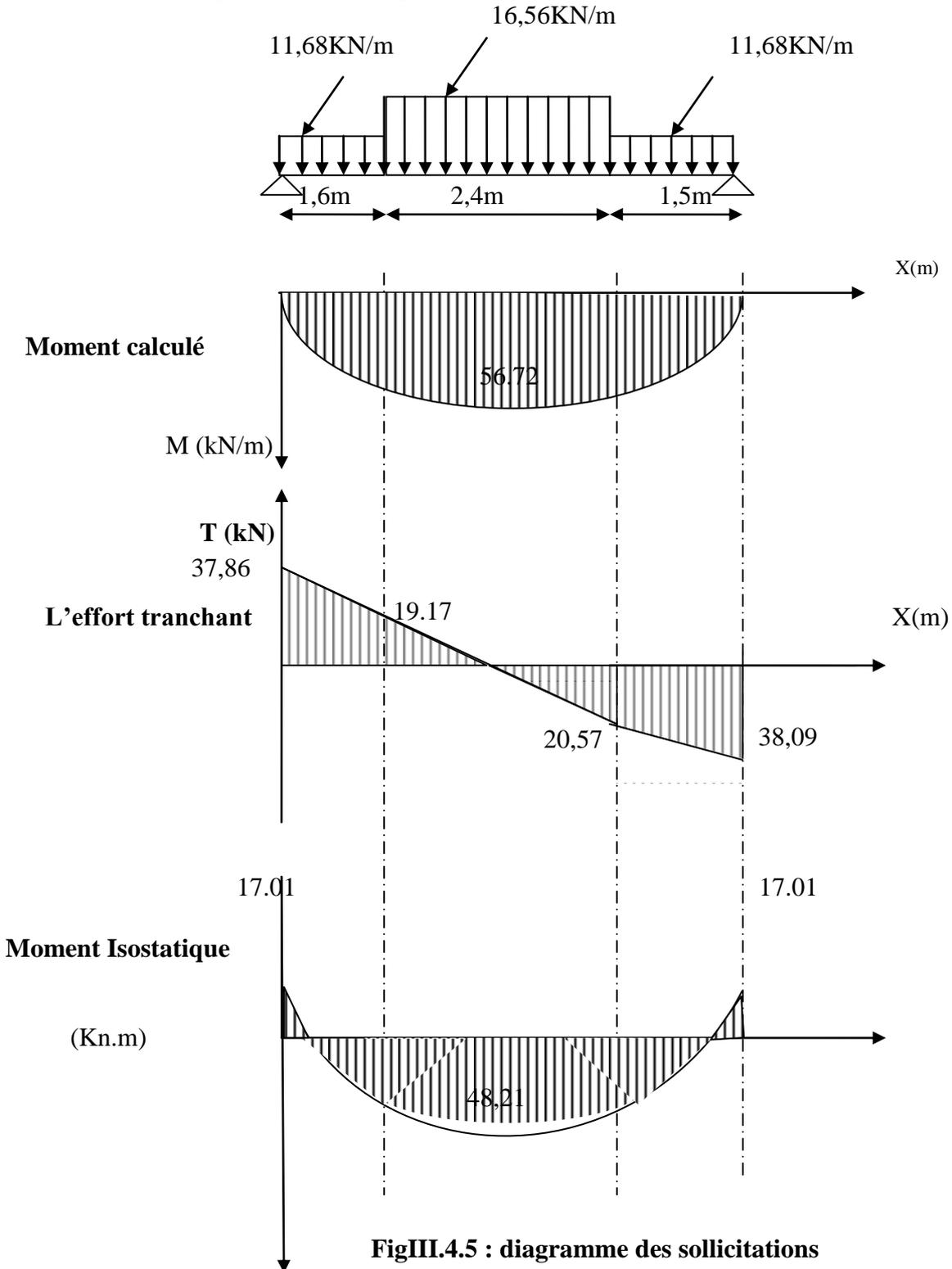
$$M_z^{max} = 56,72 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = - 17,01 \text{ KN.m}$

- en travées : $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 48,21 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur les diagrammes ci-dessous :



FigIII.4.5 : diagramme des sollicitations

Donc le cas le plus défavorable est le deuxième cas (volée 2 avec $M_{max}=56.77\text{Kn.m}$)

III.4.5.1.3: calcul des armatures :

III .4.5.1.3.1: Calcul du ferrailage à L'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

❖ **Aux appuis :**
 $M_u = 17,03\text{KN.m}$

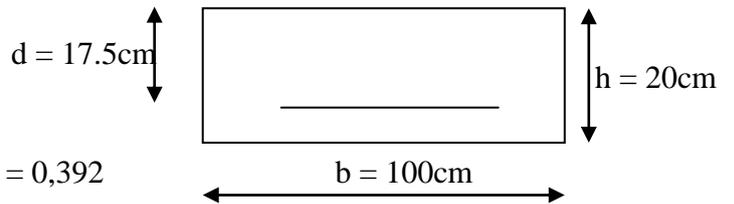
✚ **Armatures principales :**

$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{17,01 \times 10^3}{100 \times (17,5)^2 \times 14,2} = 0,039 < \mu_r = 0,392$$

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

$$\mu_a = 0,0391 \Rightarrow \beta_u = 0,9805$$

$$A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{17,01 \times 10^3}{0,9805 \times 17,5 \times 348} = 2,85 \text{ cm}^2$$



On opte pour : 4HA10/ml ($A_a = 3,14$) avec un espacement de $S_t = 25\text{cm}$.

Remarque : on opte pour des armatures principales de 8HA10/ml pour avoir de la sémitrie.

✓ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8/ml ($A_{rt} = 2,01\text{cm}^2$), avec $S_t = 25\text{cm}$.

❖ **En travées :**

$$M_t = 48,25 \text{ m}$$

✓ **Armatures principales :**

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{48,25 \times 10^3}{100 \times (17,5)^2 \times 14,2} = 0,110 < \mu_r = 0,392$$

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

$$\mu_a = 0,110 \Rightarrow \beta_u = 0,942$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{48,25 \times 10^3}{0,942 \times 17,5 \times 348} = 8,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 8HA12 ($A_t = 9,05\text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 12,5\text{cm}$

✚ Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26 \text{ Cm}^2$$

On opte pour 4HA10/ml ($A_{rt} = 3,14\text{cm}^2$), avec $S_t = 25\text{cm}$.

III-4-5-1.3-2. Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17,5 \times \frac{2,1}{400} = 2,11 \text{ Cm}^2$$

- Aux appuis : $A_a = 3,14\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,11\text{cm}^2$ La condition est vérifiée.
- En travées : $A_t = 9,05\text{cm}^2 > A_{\min} = 2,11\text{cm}^2$ La condition est vérifiée.

✚ Espacement des barres :

- Armatures principales :

- Aux appuis : $e = 25\text{cm}$
 - En travées : $e = 16,66\text{cm}$
- } $< \min \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$ La condition est vérifiée.

- Armatures de répartition :

- Aux appuis : $e = 25\text{cm}$
 - En travées : $e = 25\text{cm}$
- } $< \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$La condition est vérifiée.

✚ Effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_{\text{umax}} = 38,09\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{38,09 \times 10^3}{1000 \times 175} = 0,217 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,217\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

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

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

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 8 \times 3,14 \times 1,2 = 30,14 \text{ cm} = 301,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{38,09 \times 10^3}{0,9 \times 175 \times 301,4} = 0,802 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,802 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ La condition est vérifiée.}$$

✚ Ancrage des armatures aux appuis :

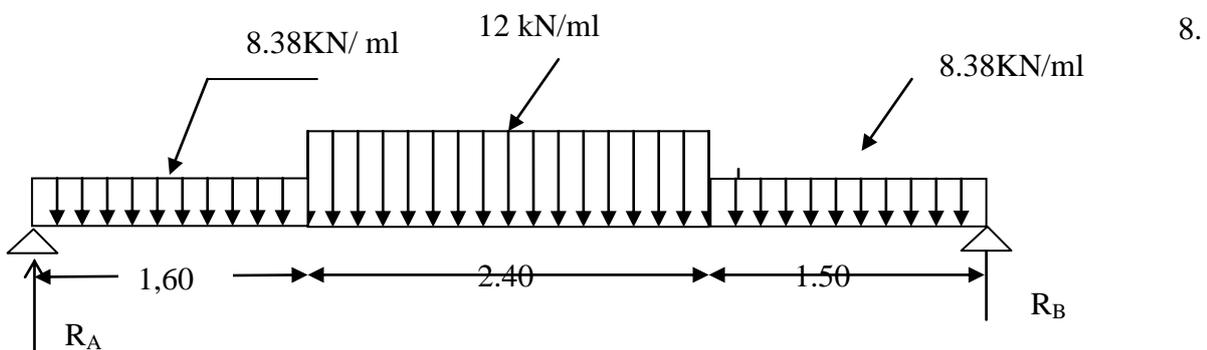
$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Vu que L_s dépasse la largeur de la poutre palière dans laquelle il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4 L_s$

$$L_c = L_s \times 0,4 = 42,32 \times 0,4 = 17 \text{ cm}$$

III-4-5-2. Etat limite de service ;



- Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 54,77 \text{ KN}$$

$$R_A = 27,31 \text{ KN}$$

$$R_B = 27,46 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,60\text{m}$:

$$T_y = -8,38x + 27,31 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 27,31 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ T_y = 14,89 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 1,6\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -8,38 \frac{x^2}{2} + 27,46x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 31,76 \text{ KNm} \longrightarrow \text{pour } x = 1,6\text{m} \end{cases}$$

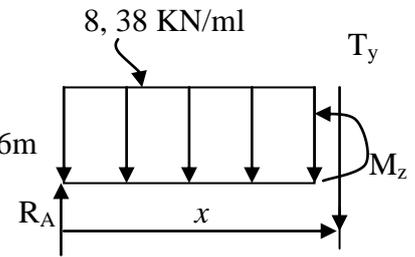


Fig I

2^{ème} tronçon : $1,60 \leq x \leq 4,0\text{m}$:

$$T_y = R_A - 8,38(1,6) - 12(x-1,6)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = +14,89 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 1,60\text{m} \\ T_y = -13,91 \text{ KN} \longrightarrow \text{pour } x = 4,0\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 27,46x - (8,38 \times 1,6)(x - \frac{1,6}{2}) - 12 \frac{(x-1,6)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_z = 31,76 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 1,60\text{m} \\ M_z = 32,93 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 4,0\text{m} \end{cases}$$

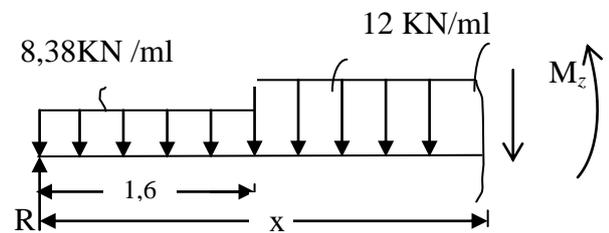


Fig II

3^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1,50\text{m}$:

$$T_y = 8,38x - 27,31 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -27,31 \text{ KN} \longrightarrow x = 0 \\ T_y = -13,91 \text{ KN} \longrightarrow x = 1,50 \end{cases}$$

$$M_z = -11,68 \frac{x^2}{2} + 27,31x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 32,88 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 1,50\text{m} \end{cases}$$

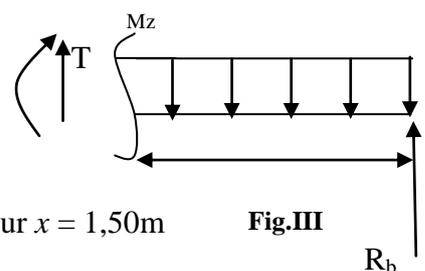


Fig.III

$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -12x + 32,89$$

$$\Rightarrow x = 2,75\text{m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 2,75\text{m}$.

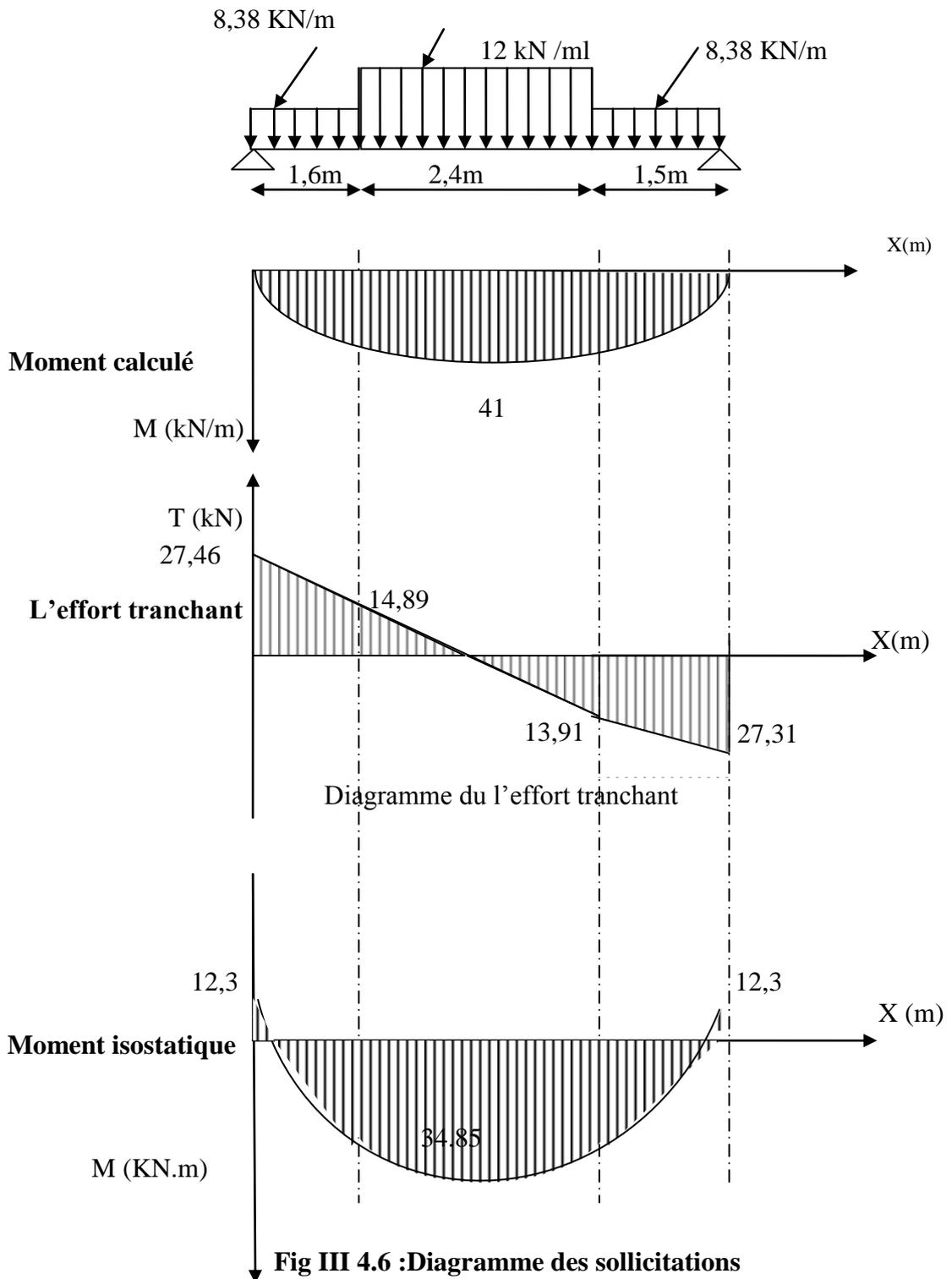
Donc :

$$M_z^{max} = 41 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{sa} = -0,3 M_z^{max} = -12,30 \text{ KN.m}$
- en travées : $M_{st} = 0,85 M_z^{max} = 34,85 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur les diagrammes ci-dessous :



III-4-5-2-1. Vérification à l'ELS :**✚ Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :**

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

✓ **En travées** : $A_t = 9,05 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 9,05}{100 \times 17,5} = 0,517$$

$$\rho = 0,517 \Rightarrow \beta_1 = 0,892 \Rightarrow \alpha_1 = 0,324 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,324 \Rightarrow K = 0,032$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{34,85 \times 10^3}{9,05 \times 0,892 \times 17,5} = 246,68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,0324 \times 246,68 = 8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **-Aux appuis** : $A_a = 3,14 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 17,5} = 0,179$$

$$\rho = 0,179 \Rightarrow \beta_1 = 0,9765 \quad , \quad \alpha_1 = 0,070 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,070 \Rightarrow K = 0,005$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{12,30 \times 10^3}{3,14 \times 0,9765 \times 17,5} = 229,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0,005 \times 229,17 = 1,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

✚ Vérification de la flèche :

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,17}{5,5} = 0,0309 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,17}{5,5} = 0,0309 < \frac{34,85}{10 \times 41,0} = 0,085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$c) \frac{A_t}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9,05}{100 \times 17,5} = 0,0051 < \frac{3,6}{400} = 0,009 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche

✓ **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{M_t^s \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

 E_v : Module de déformation longitudinale diffère.

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

$$q_s = \max \{8,38 \text{ KN/ml}, 12 \text{ KN/ml}\} = 12 \text{ KN/ml.}$$

 I : Moment d'inertie de la section homogénéisée. M_t^s : Moment en travée à L'ELS

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

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

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

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

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d}{b \cdot h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times (20)^2}{2} + (15 \times 2,01 \times 17,5)}{100 \times 20 + 15 \times 2,01} = 10,11 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10,11 = 9,89 \text{ cm}$$

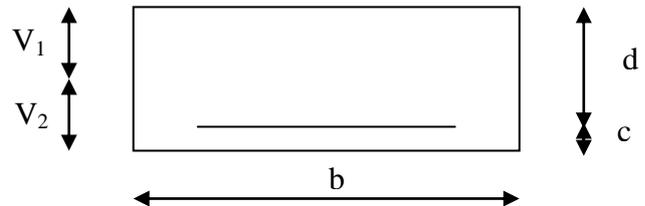
D'où :

$$I = \frac{100}{3} \left(10,11^3 + 9,89^3 \right) + 15 \times 2,01 (9,89 - 2,5)$$

$$I = 66913,67 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{18,32 \times 10^5}{10 \times 10818,86 \times 10^2 \times 66913,67} = 0,0000025 \text{ cm} \quad f < \bar{f} = 390/500 = 0,78 \text{ cm}$$

⇒ La Condition est vérifiée



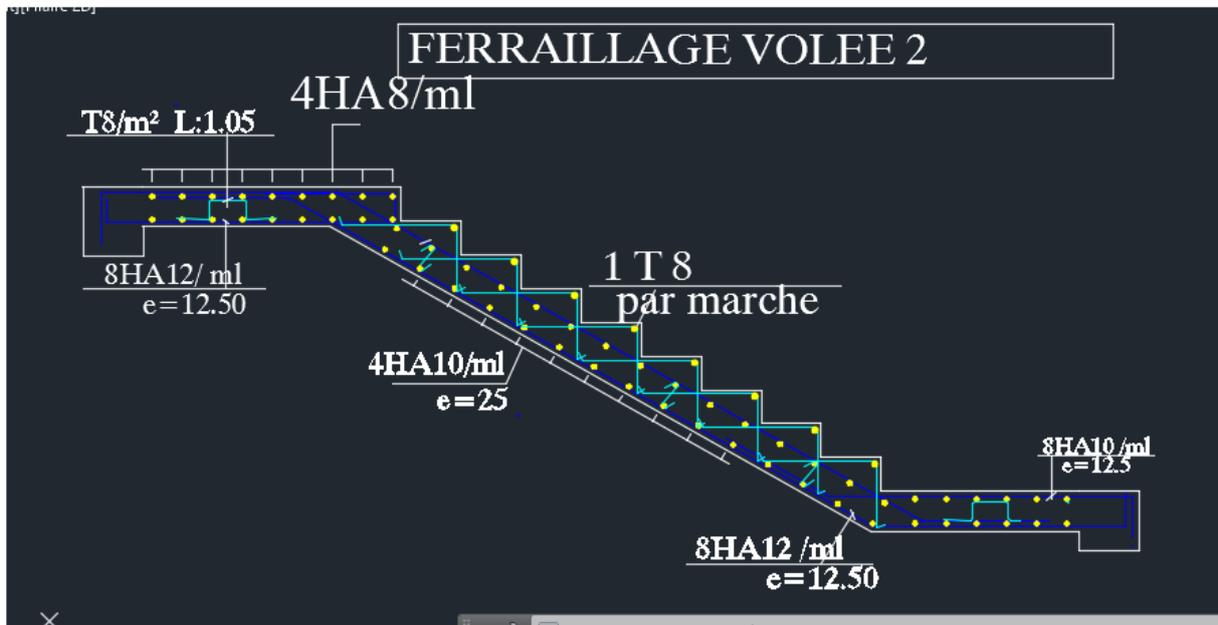


Fig III .3.7 schéma de ferrailage des escaliers

III-5-1 CALCUL DE LA POUTRE PALIERE :

INTRODUCTION :

C'est une poutre de section rectangulaire, semi encastrée à ces deux extrémités

III-5-1-1 PRE DIMENSIONNEMENT :

➤ La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{20} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{15}$$

h_t : Hauteur de la poutre.

L_{\max} : Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

$$L_{\max} = 305 \text{ cm} \Rightarrow \frac{305}{20} \leq h_t \leq \frac{305}{15} \Rightarrow 15,25 \text{ m} \leq h_t \leq 20,33 \text{ cm.}$$

Soit **H=30cm.**

➤ La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad \text{d'où} \quad 12\text{cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Soit **B = 20cm.**

• **Vérifications relatives aux exigences du RPA :(Art 7.5 .1du RPA99)**

- $b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 20 \geq 20 \text{ cm}$ la condition est Vérifiée.
- $h_t \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots 30 \geq 30\text{cm}$ la condition est Vérifiée.
- $h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 30/20 = 1,5 \leq 4$ la condition est Vérifiée.

III-5-1-2 DETERMINATION DES CHARGES :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,20 \times 0,3 = 1,5 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $\dots\dots\dots = 26,38 \text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS : $\dots\dots\dots = 19,01 \text{ KN}$
- Poids du mur $\dots\dots\dots G_m = \omega \text{ du mur} \times (1,47) = 2,4 \times 1,47 = 3,52 \text{ KN/ml}$
 ω : poids surfacique d'une paroi en brique d'épaisseur égale à 25 cm.
 1,47 m : est la hauteur du mur au-dessus de la poutre palière.
 $G = G_p + G_m = 5,02 \text{ KN/ml.}$

III-5-1-3 CALCUL A L'ELU :

A) Calcul du moment et de l'effort :

$$q_u = 1,35(5,02) + 26,38 = 33,15 \text{ KN/ml}$$

• **Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{33,15 \times 3,05^2}{8} = 38,54 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 38,54 \text{ KN.m}$$

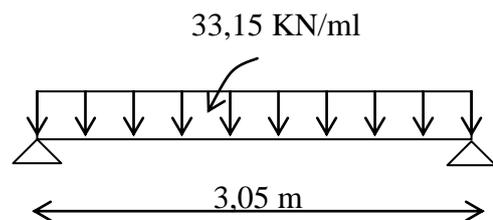


Fig III-5-1 Schéma statique de la poutre palier

- **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{33,15 \times 3,05}{2} = 50,55 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{\text{uap}} = -0,3. M_u = -11,56 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{utr}} = 0,85. M_u = 28,17 \text{ KN.}$$

B) Diagramme du moment et de l'effort tranchant :

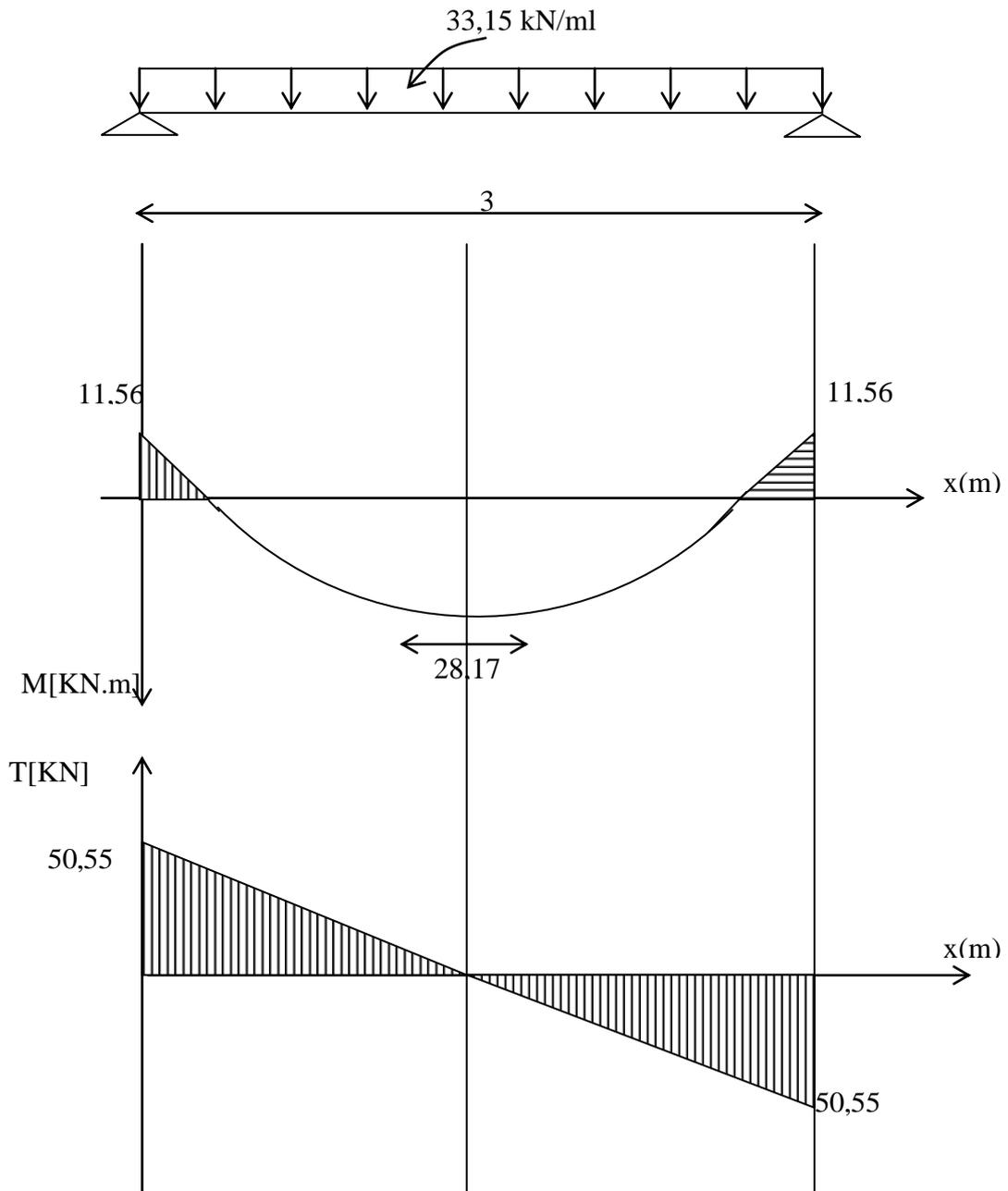


Fig III-5-2 : Diagramme des sollicitations à L'ELU

B) Ferrailage :**En travées :**

$$h = 30 \text{ cm} ; d = 28 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; b = 20 \text{ cm}$$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b.d.\sigma_{bc}} = \frac{28,17 \times 10^6}{200(280)^2 14,2} = 0,126$$

$$\mu_t = 0,126 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée.}$$

$$\mu_t = 0,126 \Rightarrow \beta_1 = 0,932$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1.d.\sigma_{st}} = \frac{28,17 \times 10^5}{0,932 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 3,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_{ut} = 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d.\sigma_{bc}} = \frac{11,56 \times 10^6}{200(280)^2 14,2} = 0,0519$$

$$\mu_t = 0,0519 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{la section est simplement armée}$$

$$\mu_t = 0,0519 \Rightarrow \beta_1 = 0,980$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1.d.\sigma_{st}} = \frac{11,56 \times 10^5}{0,980 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 1,2$$

$$\text{On prend : } A_{ut} = 3 \text{ HA } 8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

d) Vérification à L'ELU :**1. Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 28 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,676 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée.

Aux appuis : $A_a = 1,51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,676 \text{ cm}^2$ La condition est vérifiée.

2. Condition de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{50,55 \times 10^3}{200 \times 280} = 0,902 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,902 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La Condition est vérifiée}$$

3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL 91)

a) Influence sur les armatures inférieures :

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}}{f_e / 1,15} = \frac{50,55 \times 10^3 + \frac{11,56 \times 10^5}{0,9 \times 28}}{348 \times 10^4} = 0,0277 \text{ cm}^2$$

$A_a = 3,39 \geq A_u = 0,0277 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

b) Influence sur le béton :

$$T_{u \max} \leq 0,4b \cdot 0,9 \cdot d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0,4 \times 0,9b \cdot d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 200 \times 0,9 \times 280 \frac{25}{1,5} = 336 \text{ KN} > T_u = 50,55 \text{ KN} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée.}$$

c) Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \cdot f_{t28} = 3,15$$

$\sum U_i$: Somme des paramètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,304 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{50,55 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 11,304 \times 10} = 1,77 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La Condition est vérifiée
Il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

4. Armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 300/35 ; 200/10 \} =$$

$$\min \{ 12 ; 8,57 ; 20 \} = 8,57 \text{ cm}$$

On choisit 4T8 = 2,01 cm² \longrightarrow (un cadre + étier) $\phi 8$.

5. Espacement des barres :

❖ BAEL 91 (A.5.1,22) :

$$S_t \leq \min \left\{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \right\} \frac{1}{3} \leq \min \left\{ 0,9 \times 28 ; 40 \text{ cm} \right\} \frac{1}{3} < (25,2 ; 40) = 25,2 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

❖ (RPA 99.A.7.5.2.2)

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,003 \times b} = \frac{2,01}{0,003 \times 20} = 33,5 \text{ cm}$$

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \min \left\{ 8,75; 14,4 \right\} = 8,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } S_t = 8 \text{ cm}$$

- **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Soit } S_t = 15 \text{ cm}$$

6) Ancrage des barres (A-6-1-2) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 50,30 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$.

III-5-1-4 CALCUL A L'ELS :

- a) Combinaison des charges :

$$q_s = (1 \times 5,02) + 19,01 = 24,03 \text{ KN/ml}$$

- **Le moment isostatique :**

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{24,03 \times 3,05^2}{8} = 27,94 \text{ KN.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{24,03 \times 3,05}{2} = 36,64 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement :

$$M_{sa} = -0,3M_s = -8,382 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85M_s = 23,74 \text{ KN}$$

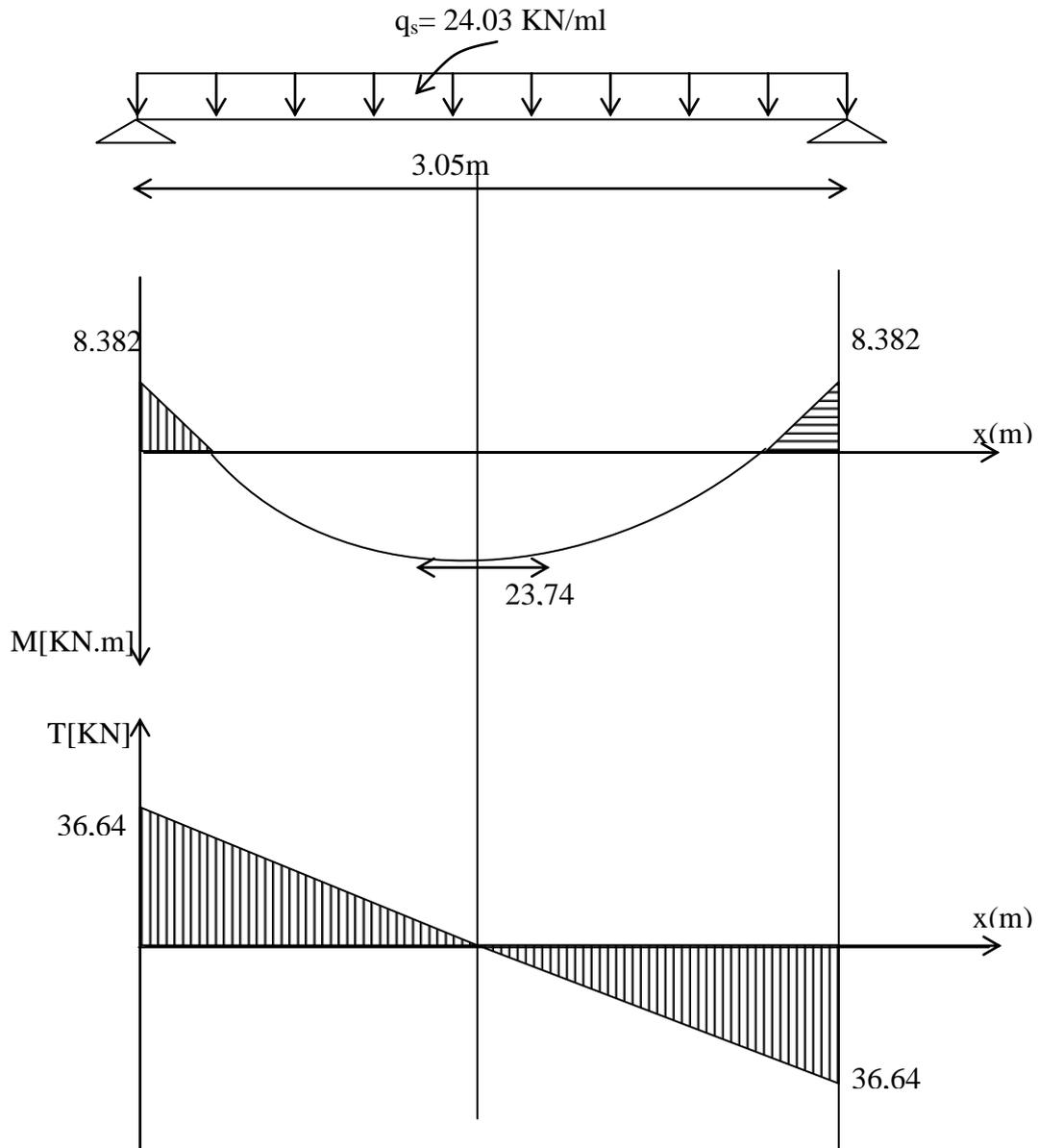
a) Diagramme du moment et de l'effort tranchant :

Fig III-5-3 : Diagramme des sollicitations à L'ELS

b) Vérification des contraintes :1) Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{app}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 1.51}{20 \times 28} = 0,27$$

$$\rho_1 = 0,358 \Rightarrow \beta = 0,908 \Rightarrow \alpha = 0,276 \Rightarrow K_1 = 39,35 \longrightarrow K = 1/K_1 = 1/39,35 = 0,025$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sap}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{ap}} = \frac{8,382 \times 10^3}{0,358 \times 28 \times 2,01} = 416 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 416 \times 0,025 = 10,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 28} = 0,605$$

$$\Rightarrow \rho_1 = 0,605 \Rightarrow \beta = 0,870 \Rightarrow \alpha = 0,390 \Rightarrow K = 0,043$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{23,74 \times 10^3}{0,870 \times 28 \times 3,39} = 287,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,043 \times 287,47 = 12,36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

c) **Etat limite d'ouverture des fissures : (BAEL 91 Art A5.3.4)**

La fissuration étant peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

d) **Etat limite de déformation :**

➤ **Vérification de la flèche :**

Nous pouvons dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,30}{3,05} = 0,0983 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,30}{3,05} = 0,0983 > \frac{23,74}{10 \times 27,94} = 0,085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{20 \times 28} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

III-5-5 : CONCLUSION :

On opte pour ce type d'armatures :

Armatures Aux appuis : 3HA8 avec un espacement de 33.33 cm

Armatures En travées : 3HA12 avec un espacement de 33.33 cm

Armatures De répartition : 3HA12

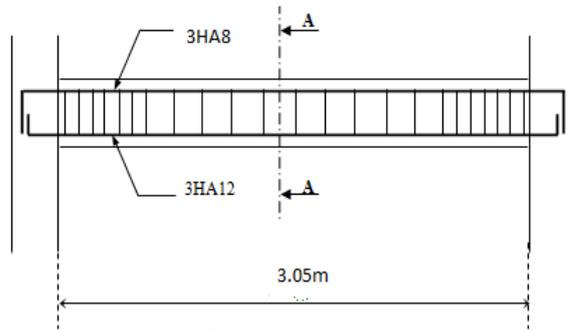


Fig III-5-4-Ferraillage de la poutre palier

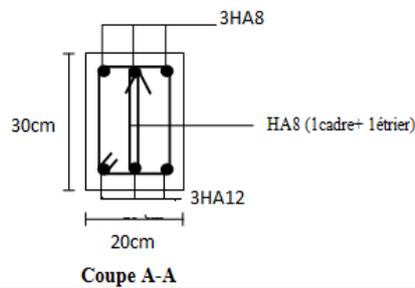


Fig III-5-4 : Plan de ferrailage de la poutre palière

Chapitre IV

Modélisation et présentation du logiciel ETABS

I) INTRODUCTION :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses, pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable.

En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile et rapide, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux, voire même peu fiable.

Pour cela on a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé **ETABS** pour déterminer :

- Les périodes propres
- Les coefficients de participation
- Les déplacements du plancher

II) UN LOGICIEL DU CALCUL :

Est un logiciel destiné à modéliser analyser et dimensionner les différent types de structures les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure appart ire des plans d'architecte.



III) TERMINOLOGIE : sachant que le logiciel ETABS est un logiciel de modélisation en langue anglaise, pour cela la connaissance de quelques termes anglais est nécessaire

Nom du programme: Extended Analysis of Building Systems

Entreprise productrice : Computers and structure. Berkeley, Californie, USA.

MOTS CLEFS	TRADUCTION
Grid line	Ligne de grille
Element	Elément
Material	Matériau
Frame	Portique
Frame section	Coffrage
Restraints	Degrés de liberté (DDL)
Thickness	Epaisseur
Story	Etage
Load	Charge
Height	Hauteur
Colum	Poteau
Beam	Poutre
Wall	Voile
Slab	Dalle
Steel	Acier
Concrete	Béton
Joints	Nœud

IV) Manuel D'utilisation d'ETABS :

Pour notre modélisation on a utilisé la version ETABS V.9.6.

Pour choisir l'application ETABS, on clique sur l'icône suivante :



IV-1) Etapas d'introduction des données :

L'introduction des données relatives à une structure se fait en plusieurs étapes. Dans ce qui suivra, nous présenterons les différentes interfaces et raccourci permettant cette phase.

- Choisir les unités

on choisie l'unité KN-m (les forces par KN et les distances par mètre).

- Ouvrir un nouveau modèle avec **File> New model** et choisir **Default.edb**

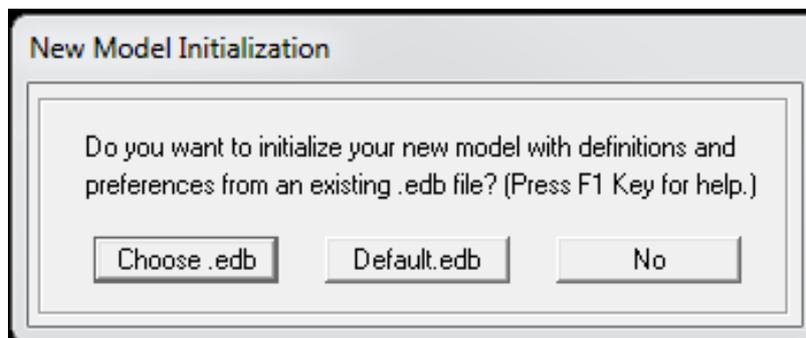


Fig. IV-1 : Interface d'initialisation du modèle.

La boîte de dialogue suivante apparaît :

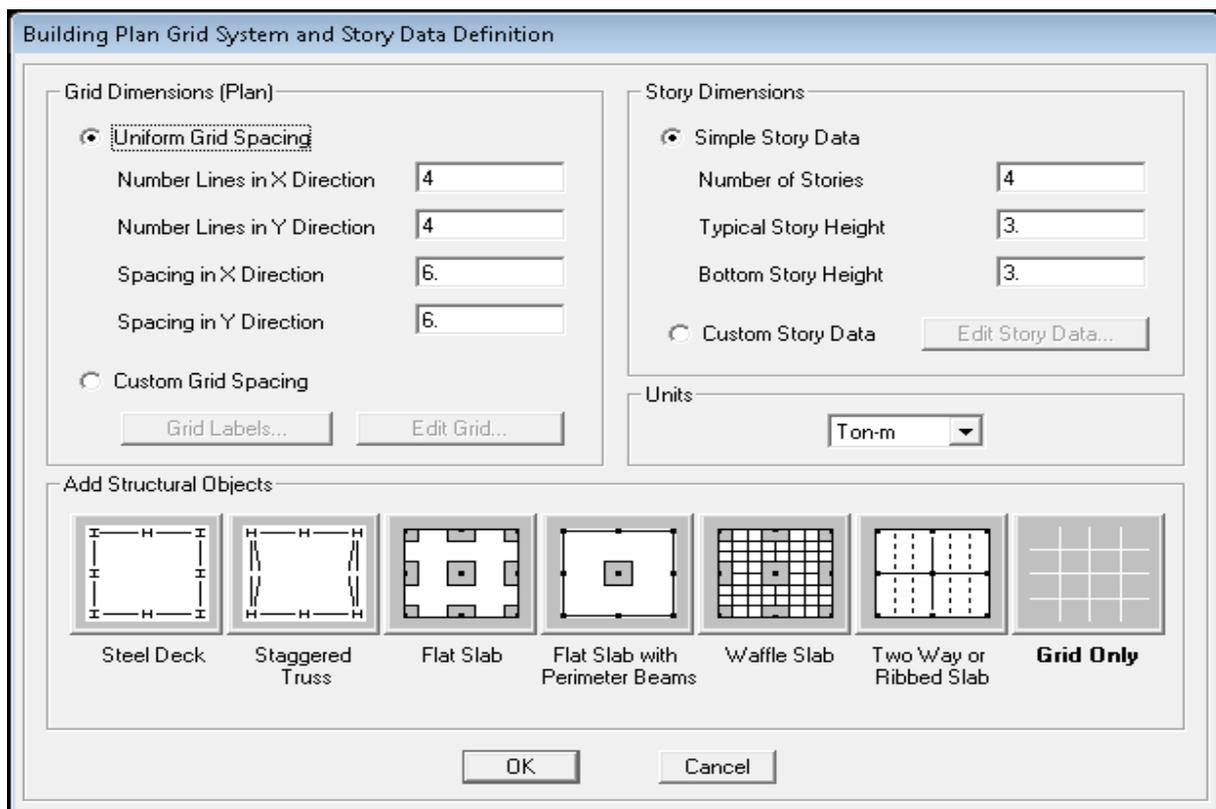


Fig. IV-2 : Interface d'introduction des données générales.

L'interface ci-dessus permet :

- L'introduction du nombre d'axes,
- Le nombre de niveaux,
- La hauteur du RDC et des étages courants.

Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custom Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

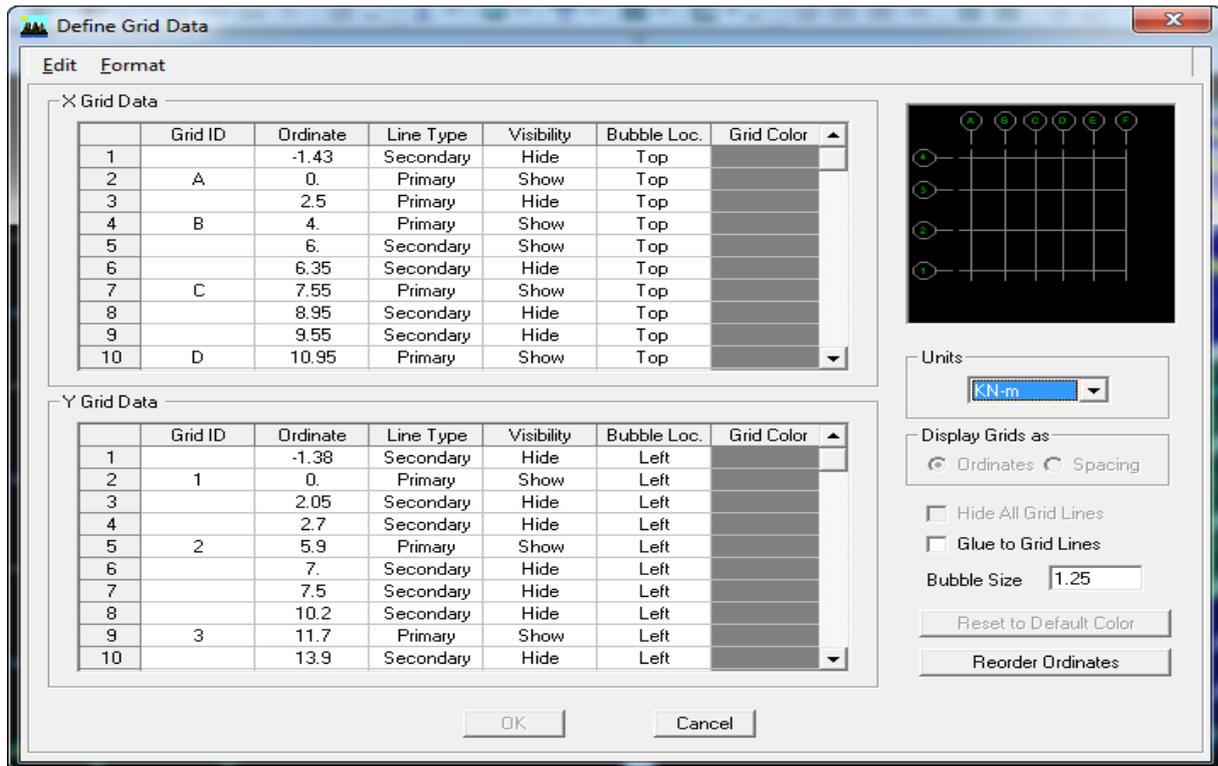


Fig. IV-3 : Interface de modification des entre-axes.

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 :

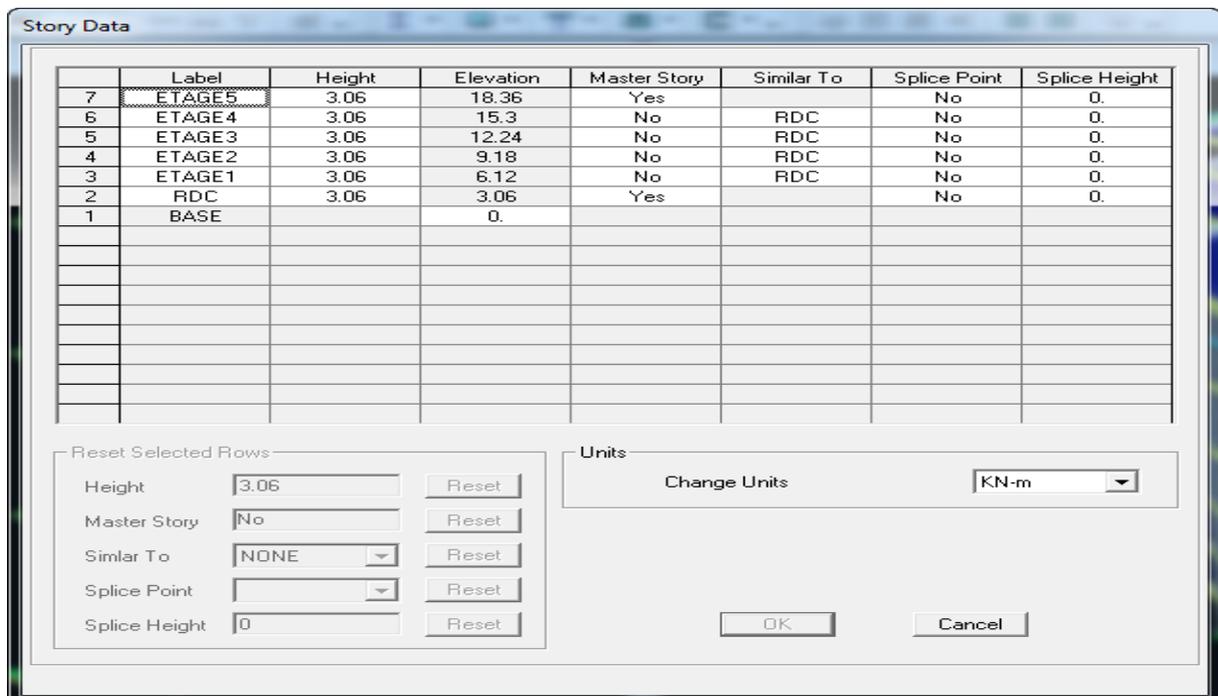


Fig. IV-4 : Interface de modification des hauteurs d'étages.

• la définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés :

En utilisant le raccourci suivant :



On introduit :

- ✓ La masse volumique
- ✓ Module d'élasticité
- ✓ Résistance caractéristique de béton à 28 jours (f_{c28})
- ✓ Limite élastique de l'acier longitudinal (f_e)
- ✓ Limite élastique de l'acier transversal

Fig. IV-5 : Interface d'introduction des caractéristiques du béton et des aciers.

En suite on introduire les coffrages des éléments linéaires (poutres et poteaux) en utilisant le raccourci suivant



Fig. IV-6 : Interface d'introduction des caractéristiques des éléments linéaires.

- Introduire les coffrages des éléments plans (dalles et voiles) en utilisant le raccourci suivant :

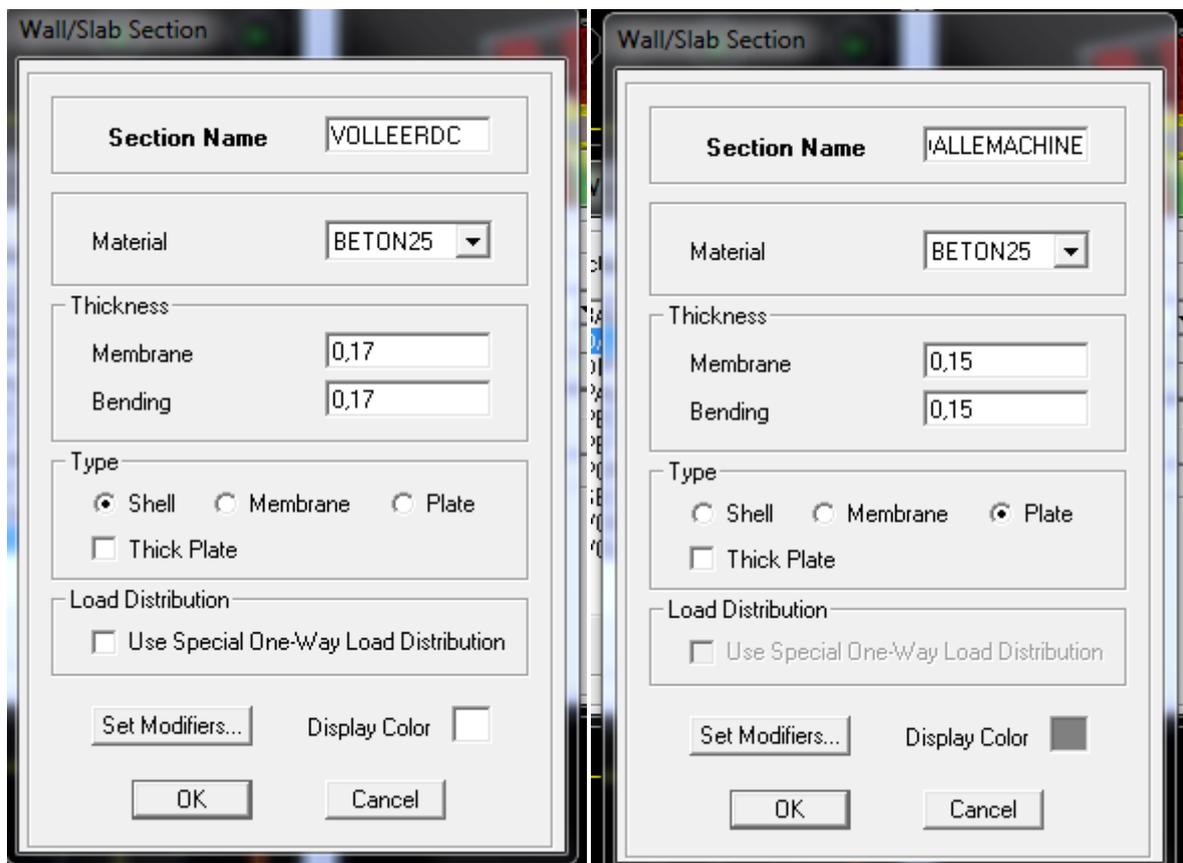


Fig. IV-7 : Interfaces d'introduction des données des voiles et les dalles.

- Construire la structure en utilisant les raccourcis suivants :

- Pour les poteaux : 
- Pour les poutres : 
- Pour les dalles et les voiles : 

IV-2) Etape de chargement :

Pour charger les poutres et les poutrelles en utilisant le raccourci suivant :



Fig. IV-8 : Interface d'introduction des charges pour les poutres.

Et pour la charge des dalles pleines en utilisant le raccourci suivant :



Fig. IV-9 : Interface d'introduction des charges pour les dalles.

- On définit le spectre du RPA à partir de logiciel **RPA99** ci-dessous :

Qui permet d'introduire les données sismiques suivantes :

- ◆ La zone : II_a
- ◆ Le groupe d'usage : 2 (bâtiments a usage d'habitations).
- ◆ Le coefficient de comportement R : contreventement mixte (R = 5).
- ◆ Le coefficient d'amortissement A : A = 0,15 (**Tableau 4.1 RPA 99. V2003**).
- ◆ Site : S3. (site meuble)
- ◆ Facteur de qualité (Q): $Q=1+\Sigma Pq$: Q=1

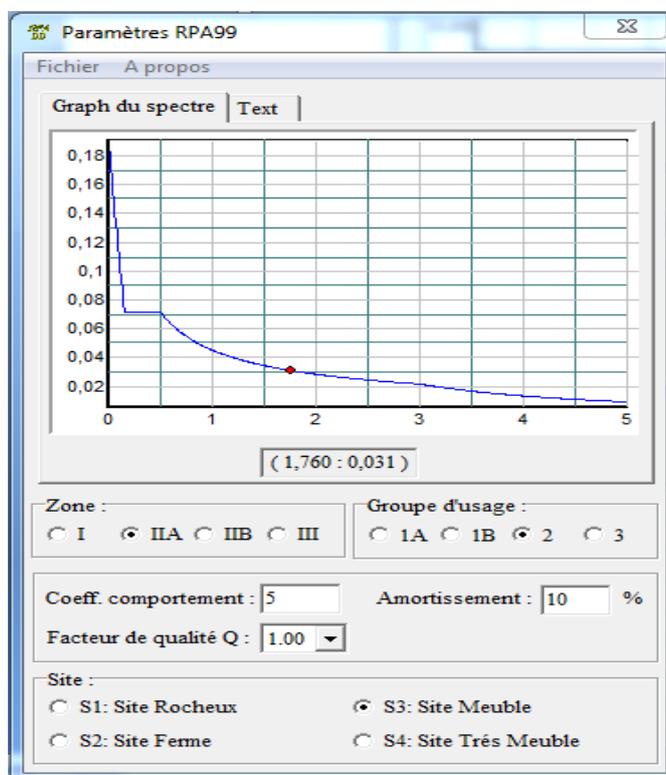


Fig. IV-10 : Interface d'introduction des données de spectre dans le logiciel RPA99.

- Introduire le spectre du RPA en utilisant le raccourci suivant:



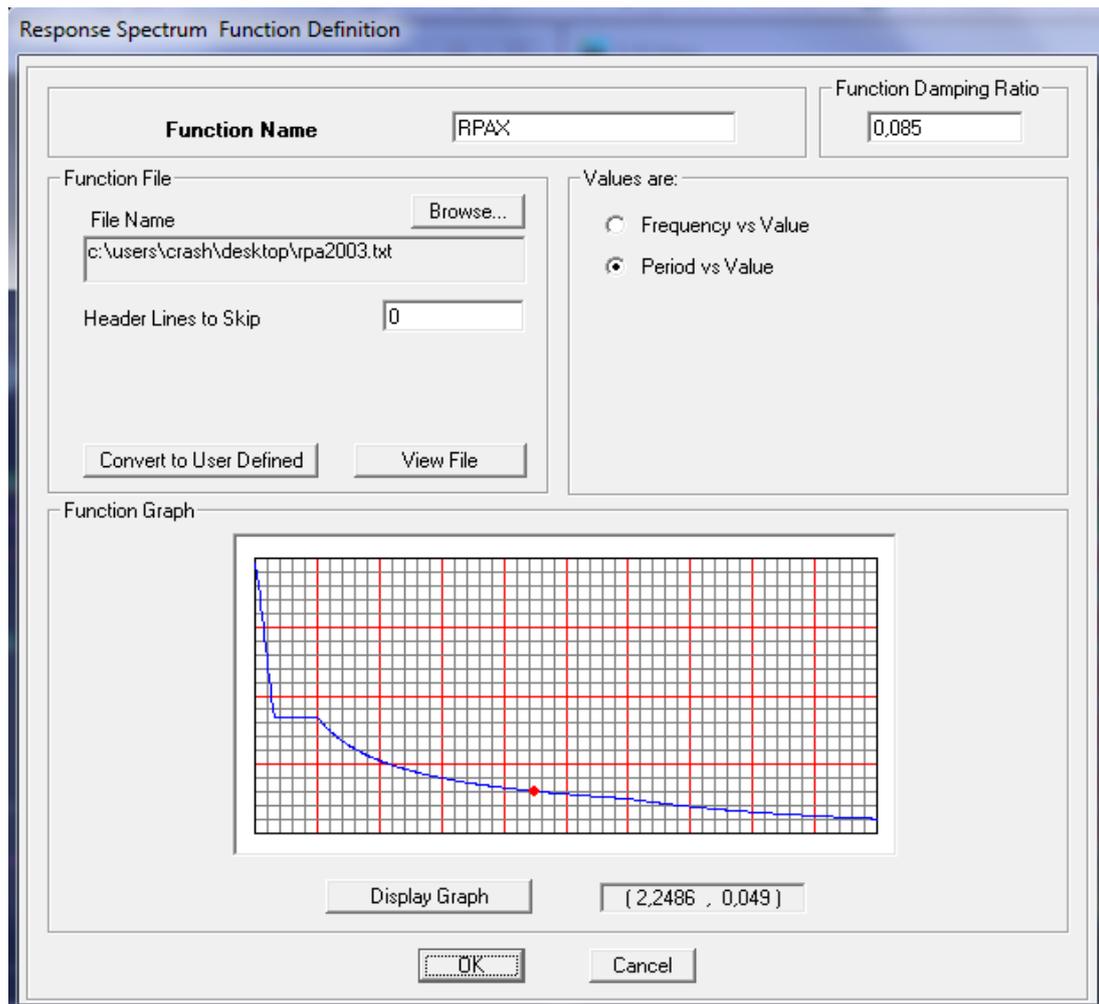
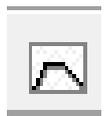


Fig. IV-11 : Interface d'introduction du spectre

- Introduire les caractéristiques du spectre en utilisant le raccourci suivant :



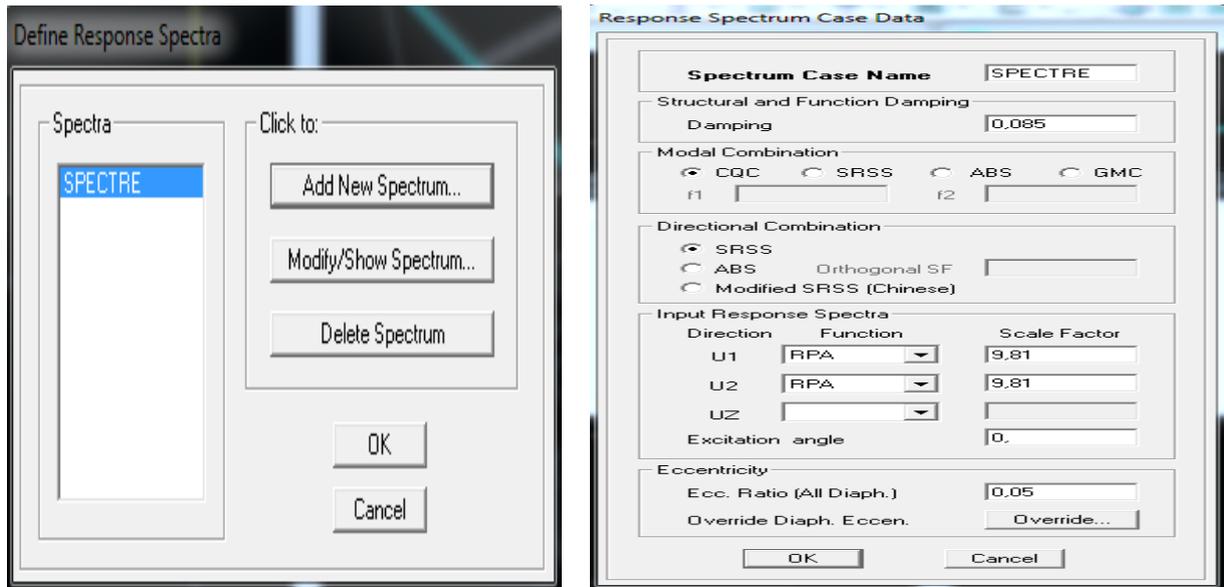


Fig. IV-12 : Interface de définition des caractéristiques du spectre.

- Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure on utilisant le raccourci suivant :

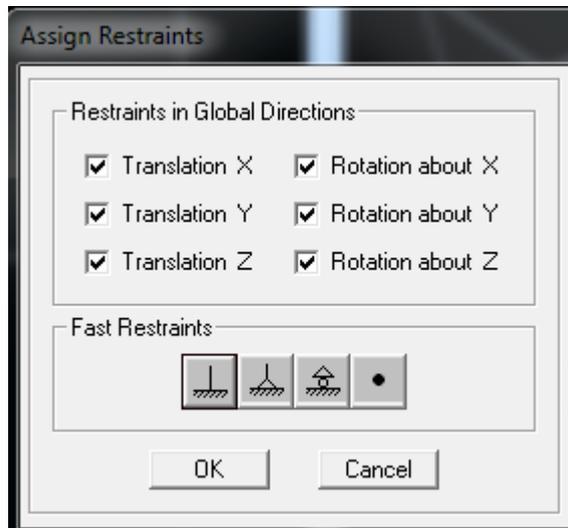


Fig. IV-13 : Interface d'introduction des types d'appuis.

Pour notre structure on un encastrement donc on clic sur la fenêtre : 

- Définir les coefficients permettant le calcul de la masse sismique en utilisant le

raccourci suivant : 

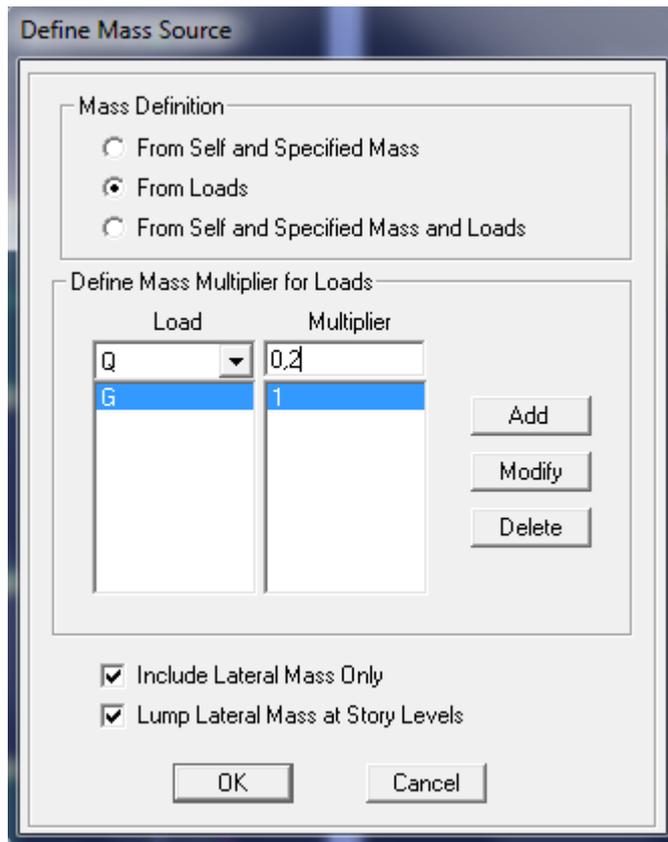


Fig. IV-14 : Interface d'introduction des coefficients définissant la masse sismique.

- Définir les différents diaphragmes en utilisant le raccourci suivant :

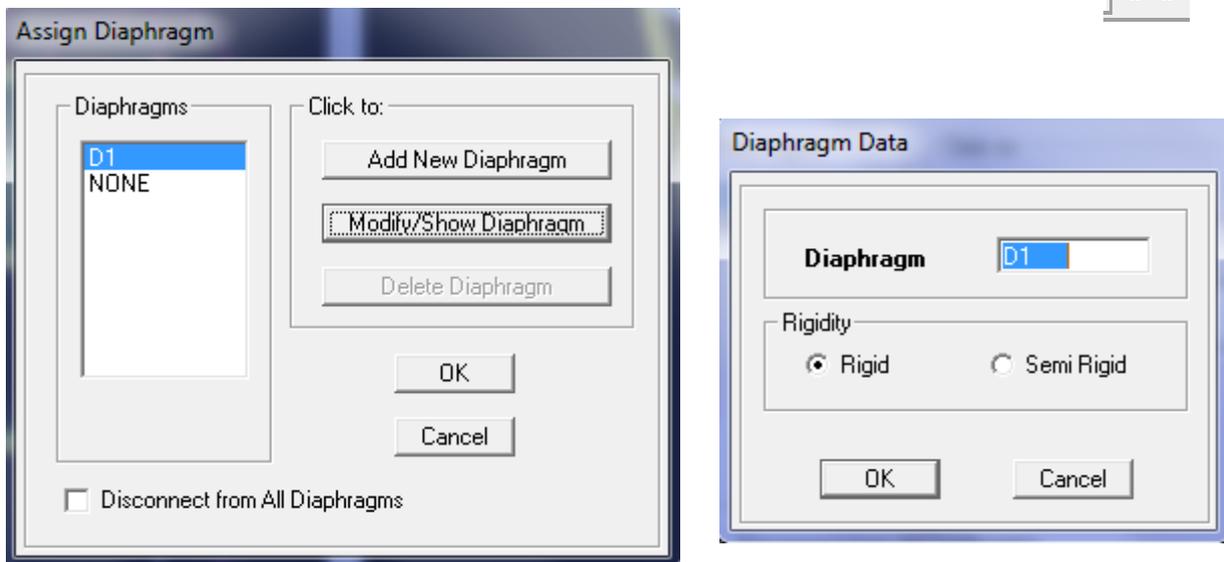


Fig. IV-15 : Interface d'introduction des diaphragmes.

- Introduire les combinaisons d'actions en utilisant le raccourci suivant :



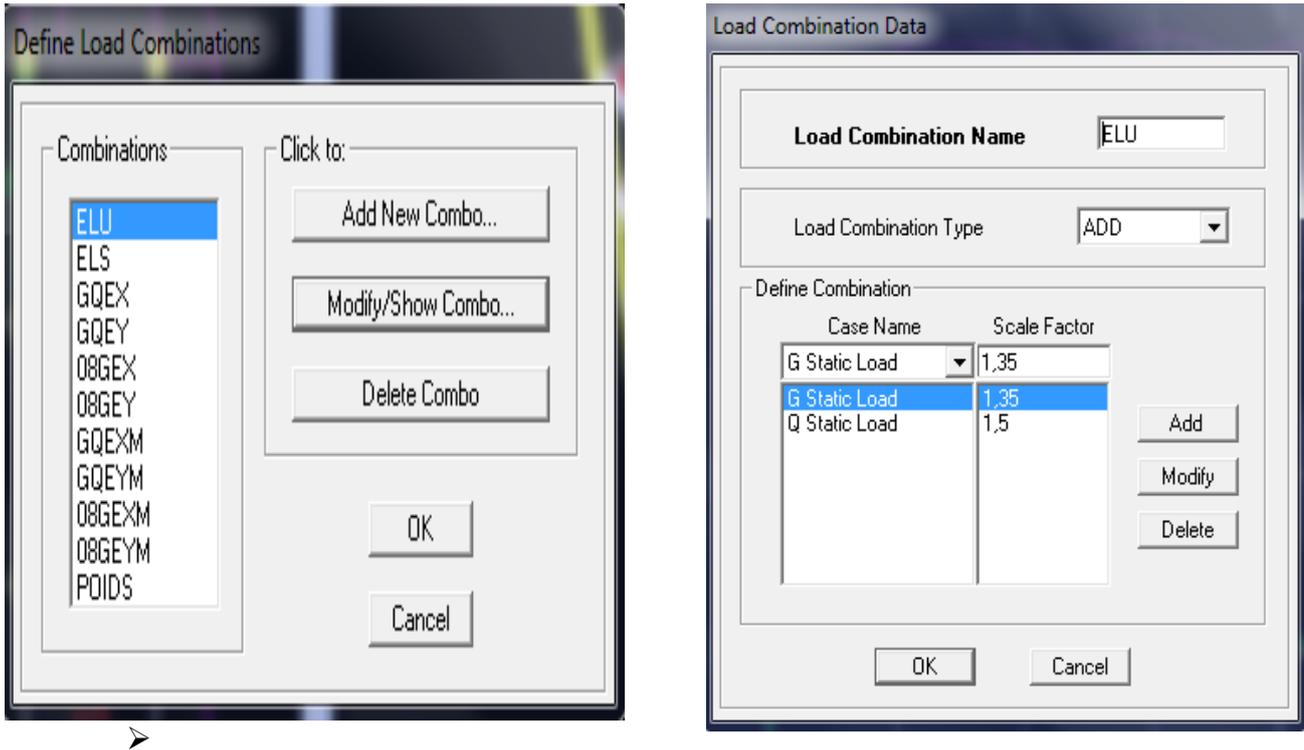
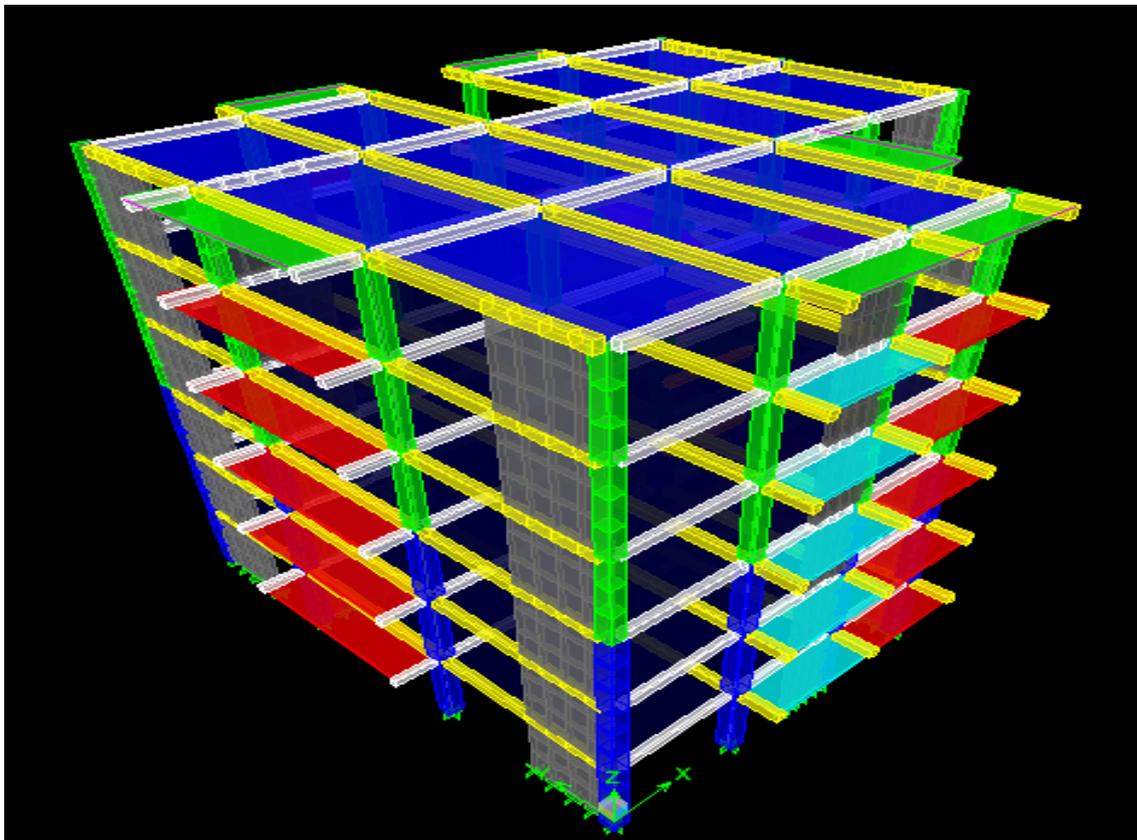


Fig. IV-16 : Interfaces d'introduction des combinaisons d'action.

Les données étant introduites, une visualisation en 3D permet de voir la structure.



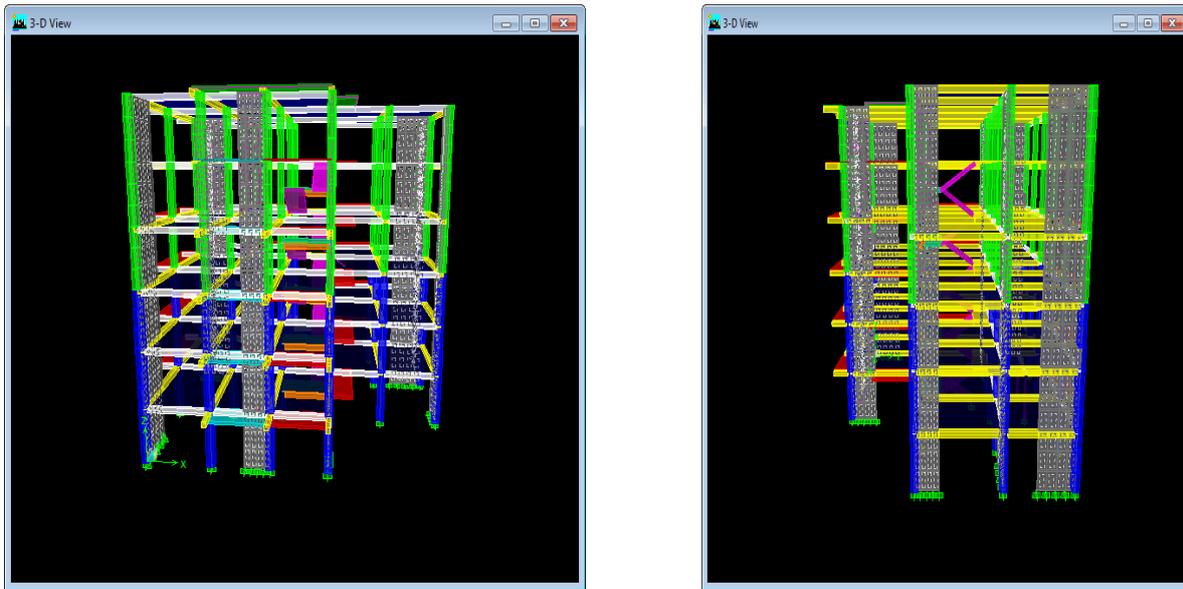
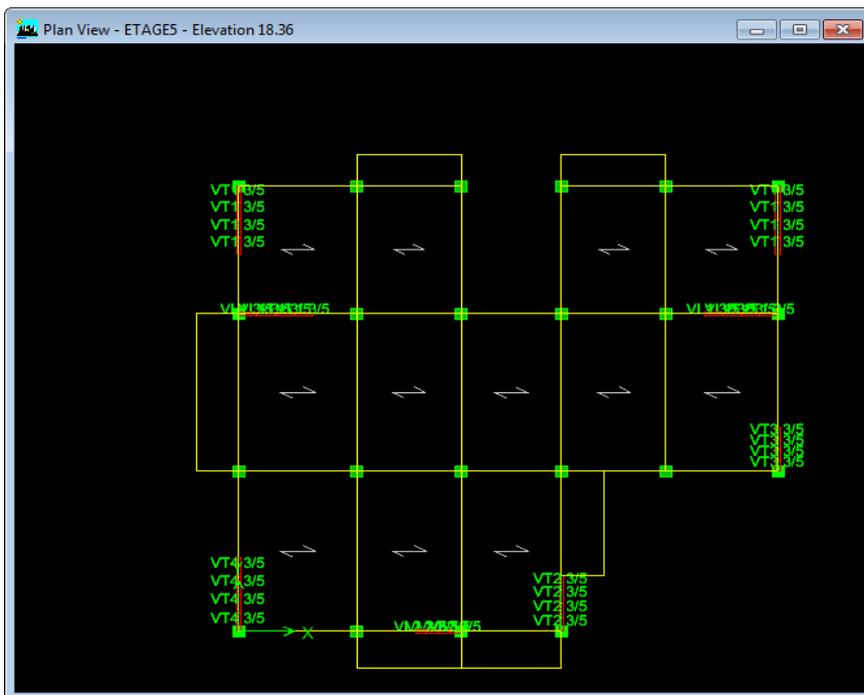


Fig. IV-17 : Vue en 3D de la structure.

Et une autre visualisation permet de voir la structure en plan :



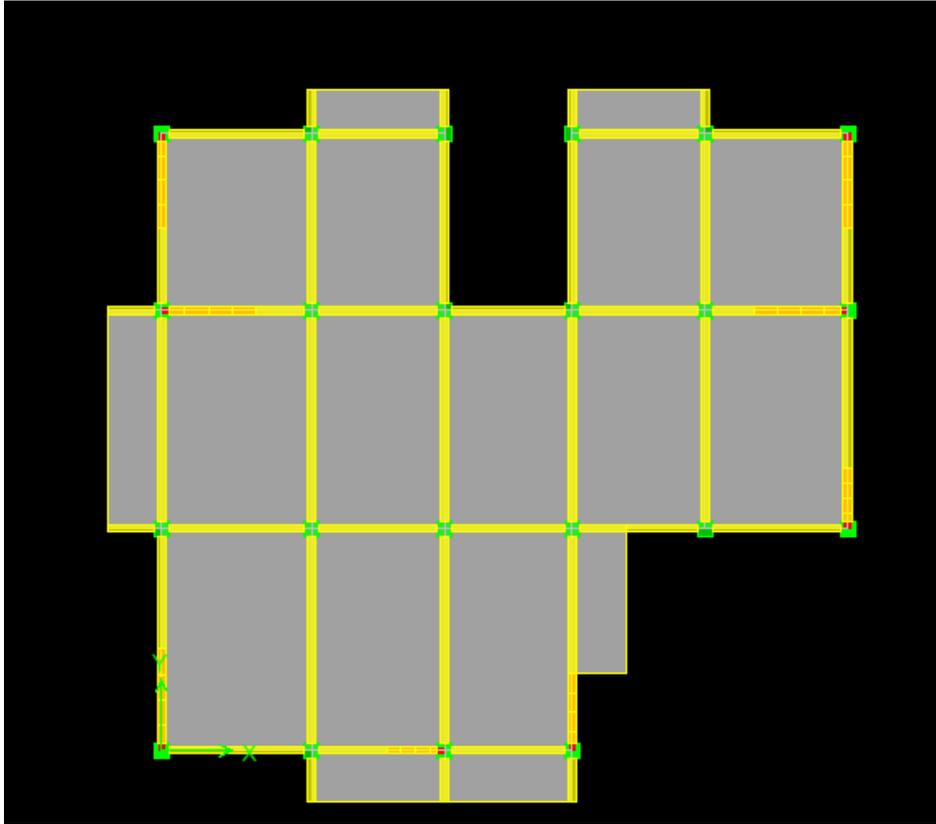


Fig. V-18 : Vue en plan de la structure.

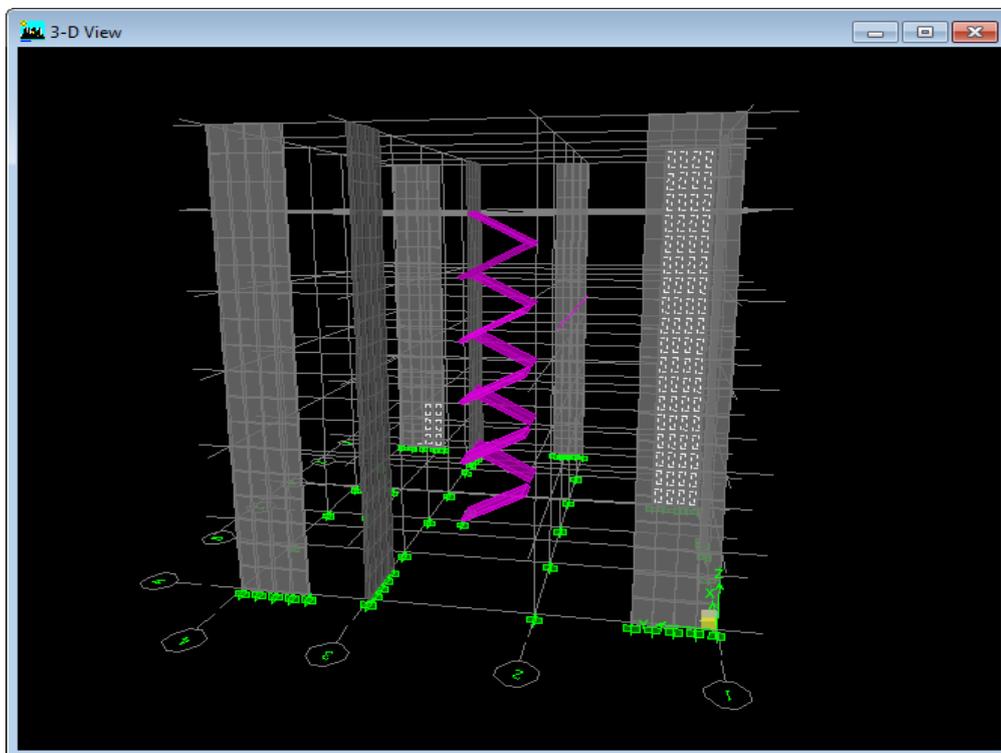


Fig. IV-19 : Voile sans ouverture 3D

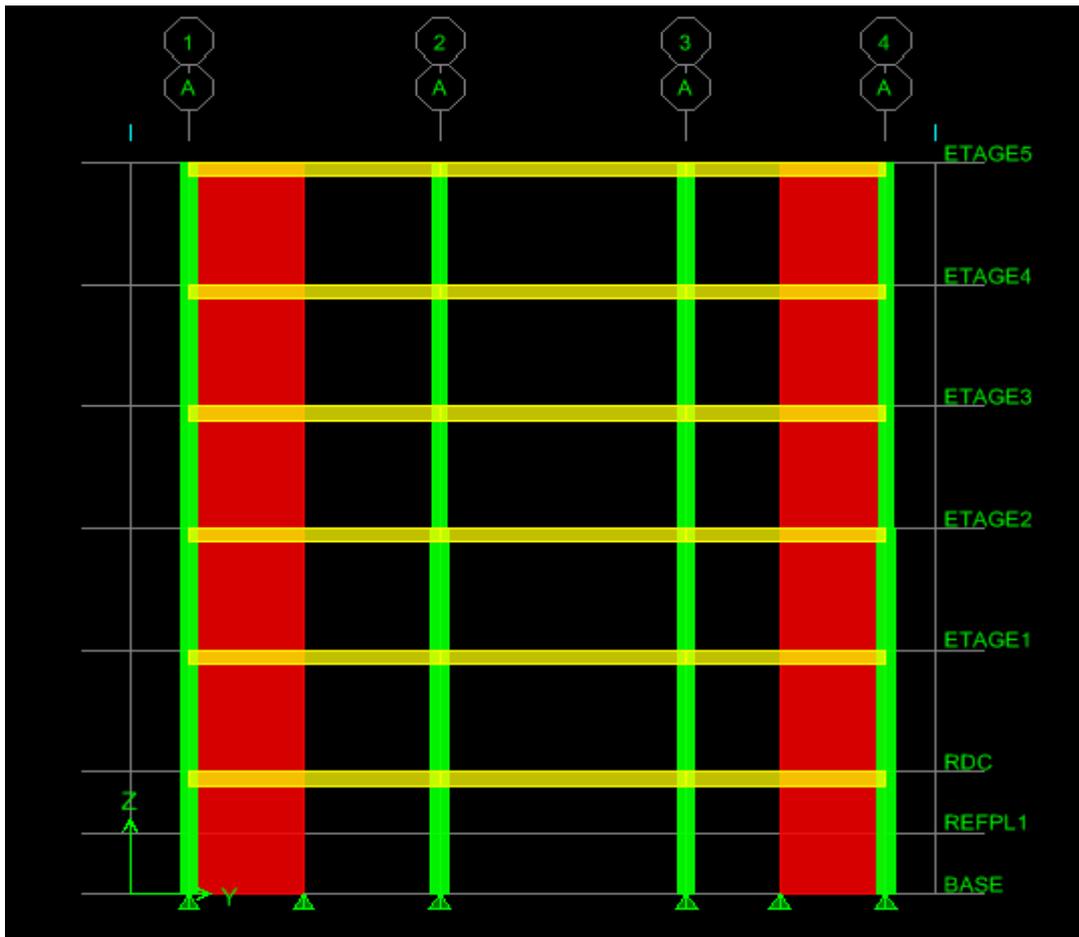


Fig. IV-20 : voile en élévation avant le maillage

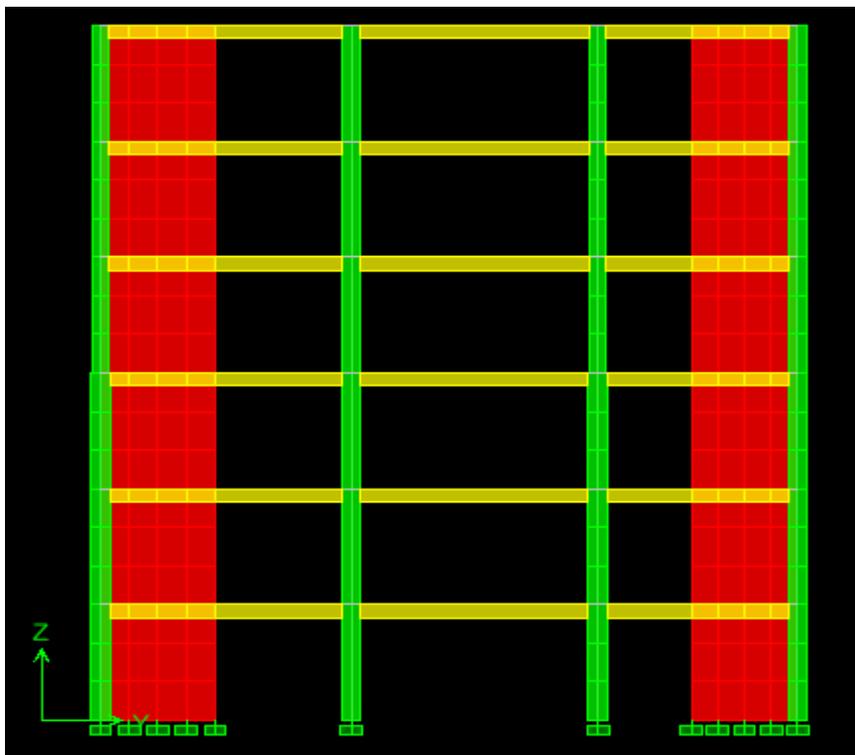


Fig. IV-21 : voile après le maillage

A decorative red scroll graphic with rounded corners and a slight shadow, containing the chapter title. The scroll is oriented horizontally and has a darker red border.

Chapitre V

Vérification aux exigences du RPA

I.INTRODUCTION :

On doit vérifier toutes les exigences du RPA qui sont :

1. L'excentricité.
2. Le pourcentage de participation de la masse modale.
3. L'effort tranchant à la base.
4. Les déplacements relatifs.
5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
6. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux
7. Justification du système de contreventement

1. VERIFICATION DE L'EXCENTRICITE :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0,05L$. (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

$$XCM - XCR \leq 5\% Lx.$$

$$YCM - YCR \leq 5\% Ly.$$

Avec:

XCM : Le centre de masse.

XCR : Le centre de torsion.

	Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCCM	XCR	YCR
▶	RDC	DA1	8.160	8.892	8.160	8.007	9.445
	ETAGE1	DA2	8.125	8.752	8.125	7.817	9.349
	ETAGE2	DA3	8.119	8.744	8.119	7.829	9.122
	ETAGE3	DA4	8.113	8.737	8.113	7.886	8.901
	ETAGE4	DA5	8.104	8.744	8.104	7.948	8.710
	ETAGE5	DA6	8.048	8.693	8.048	7.988	8.581

✚ **Suivant le sens x-x :** On doit vérifier que :

$$XCM - XCR \leq 5\% Lx$$

Tableau IV-1: Vérification de l'excentricité suivant x-x.

Story	Diaphragme	XCM	XCR	$xcm - xcr$	5% Lx	condition
RDC	DA1	8.16	8.007	0.153	1.004	vérifiée
ETAGE1	DA2	8.125	7.817	0.308	1.004	vérifiée
ETAGE2	DA3	8.119	7.829	0.29	1.004	vérifiée
ETAGE3	DA4	8.113	7.886	0.227	1.004	vérifiée
ETAGE4	DA5	8.104	7.948	0.156	1.004	vérifiée
ETAGE5	DA6	8.048	7.988	0.06	1.004	vérifiée

✚ **Suivant le sens y-y** : On doit vérifier que :

$$YCM - YCR \leq 5 \% Ly.$$

Tableau IV-2: Vérification de l'excentricité suivant y-y.

Story	Diaphragme	YCM	YCR	$YCM - YCR$	5% Ly	condition
RDC	DA1	8.892	9.445	0.553	0.97	vérifiée
ETAGE1	DA2	8.752	9.349	0.597	0.97	vérifiée
ETAGE2	DA3	8.744	9.122	0.378	0.97	vérifiée
ETAGE3	DA4	8.737	8.901	0.164	0.97	vérifiée
ETAGE4	DA5	8.744	8.710	0.034	0.97	vérifiée
ETAGE5	DA6	8.693	8.581	0.112	0.97	vérifiée

2. POURCENTAGE DE LA PARTICIPATION DE LA MASSE MODALE :

Le pourcentage de la masse modale participante au séisme doit être supérieur à 90% dans les deux sens (X-X et Y-Y) par rapport à Art 4.3.4 RPA99/version 2003.

Tableau IV-3: Pourcentage de participation de la masse modale :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.650776	71.4040	0.0356	71.4040	0.0356	0.0004
2	0.621208	0.0402	68.9960	71.4441	69.0315	0.1379
3	0.528730	0.0051	0.1324	71.4492	69.1639	69.9685
4	0.165918	16.8700	0.0017	88.3191	69.1656	0.1025
5	0.139778	0.0133	18.4778	88.3325	87.6433	0.3118
6	0.120372	0.2076	0.4127	88.5401	88.0560	18.0093
7	0.074691	6.0851	0.0002	94.6251	88.0562	0.0637
8	0.063419	0.1270	0.0054	94.7522	88.0615	0.0032
9	0.063204	0.0986	0.0023	94.8508	88.0638	0.0024
10	0.062370	0.0008	0.0164	94.8516	88.0802	0.0016
11	0.061557	0.1194	0.0041	94.9710	88.0844	0.0001
12	0.060461	0.4028	0.0067	95.3738	88.0911	0.0002
13	0.058480	0.0110	6.9134	95.3847	95.0045	0.1180
14	0.053662	0.0020	0.0007	95.3868	95.0052	0.0007
15	0.052218	0.0000	0.0079	95.3868	95.0131	0.0017
16	0.051791	0.0007	0.0235	95.3875	95.0366	0.0025
17	0.051600	0.0000	0.0024	95.3875	95.0389	0.0128
18	0.050706	0.1110	0.1283	95.4985	95.1672	6.6755

La somme des masses modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment au dixième mode dans le sens(x-x) et au onzième mode dans le sens (y-y), d'où la condition du RPA est vérifiée.

3. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT A LA BASE (RPA V.2003 /ART 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base V_T obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

– Si $V_t < 0.80 V$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport **0,8V/V_t**

✚ Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t \text{ (Formule 4.1 du RPA 99)}$$

A: coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres la zone sismique et le groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

W_t : Le poids total de la structure déterminé par l'ETABS 9.6.0

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité

❖ Détermination du facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est en fonction :

- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité des matériaux et du contrôle de la réalisation.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante : $Q = 1 + Pq$

Pq : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** " est satisfait ou non".

Critère q	P.q.	
	observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement.	/	0,05
Redondance en plan	/	0,05
Régularité en plan.	/	0,05
Régularité en élévation.	/	0,05
Contrôle de qualité des matériaux	0	/
Suive sur le chantier	0	/

D'ou : $Q_x = 1,20$
 $Q_y = 1,20$

❖ **Coefficient d'accélération de zone A dépend de deux paramètres :**

Groupe d'usage = 2
 Zone sismique : **IIa** D'après le tableau Tab 4.1 $\Rightarrow A = 0,15$
 $R = 5$ (structure mixte avec interaction)

❖ **Facteur d'amplification moyen D :**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, donne par la formule (4.2) de RPA99, Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{matrix} 2,5\eta & \text{Si} & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times T_2 T^{\frac{2}{3}} & \text{Si} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \times T_2 3,0^{\frac{2}{3}} \times 3,0 T^{\frac{5}{3}} & \text{Si} & T \geq 3,0s \end{matrix}$$

$T_{ETABS} = 0,6800[s]$.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 (RPA 99 ver 2003).

Dans notre cas : Site 3 donc $T_2 = 0,5[s]$ (Site ferme)

$T_2 = 0,5s \leq T_{etabs} = 0,6800s \leq 3s$ donc : $D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \frac{7}{2 + \xi} \geq 0,7$

ξ : pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci – après :

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé /Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide ($\xi = 7\%$) et des voiles ($\xi = 10\%$), on prend :

$\xi = 10\%$

D'où $\eta = 0,76 > 0,7$... condition vérifiée

Alors : $D = 2,5 \times 0,76 \times 0,5 0,6800^{2/3} = 1,548$

❖ **Calcul du poids total de la structure W_t :**

Du logiciel **ETABS**

$W_t = 15936,41 KN$

Tableau récapitulatif des résultats :

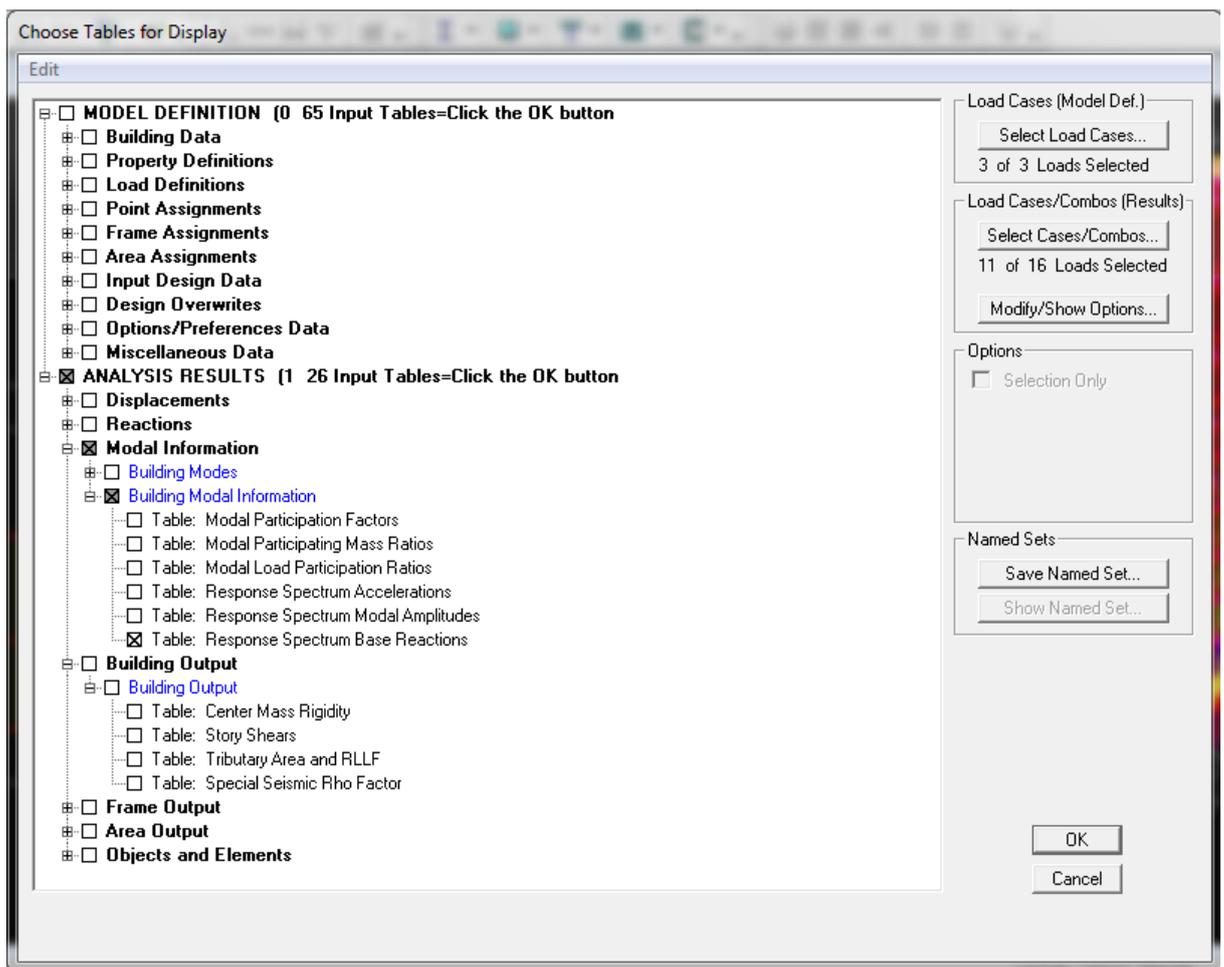
Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0,15
Facteur de qualité Q	1,20
Coefficient de comportement R	5,00
Facteur d'amplification dynamique D	1,548
Le poids total de la structure Wt	15936,41

$$V_x = V_y = \frac{0,15 \times 1,548 \times 1,2}{5} \times 15936,41 = 888,10 \text{ KN}$$

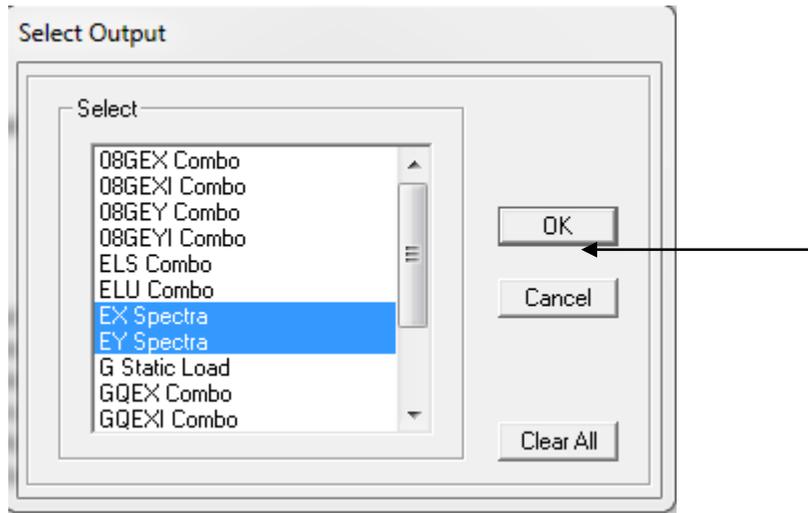
❖ **Détermination de l'effort tranchant par ETABS :**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes : **Display puis show tables**

Un tableau s'affiche, et on coche les cases suivantes :



→ Sélectionner la case select cases /combos → la fenêtre suivante s'affiche



Puis, on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{xdyn} = F_1 = 843,24 \text{ KN}$$

$$V_{ydyn} = F_2 = 859,42 \text{ KN}$$

$$V_{xdyn} = 843,24 > 0,80 \times 888,10 = 710,48$$

$$V_{ydyn} = 859,42 > 0,80 \times 888,10 = 710,48 \text{ condition vérifiée.}$$

Conclusion : $V_{etabs} > 0,8 V_{MSE} \Rightarrow$ l'article 4.3.6 du RPA99 version 2003 est vérifiée.

4. DEPLACEMENT RELATIFS :

D'après le **RPA 99 (Art 5-10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le **RPA 99 (art 4-43)** : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i y compris l'effet de torsion .

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k - 1$ est égal à: Δk

$$= \delta_k - \delta_{k-1}$$

✚ Suivant EX :

Story	Diaphragm	Load	UX	$\Delta\delta_k$	1% h	condition
ETAGE5	DA6	EX	0.0105	0.002	0.0306	vérifiée
ETAGE4	DA5	EX	0.0085	0.002	0.0306	vérifiée
ETAGE3	DA4	EX	0.0065	0.0022	0.0306	vérifiée
ETAGE2	DA3	EX	0.0043	0.002	0.0306	vérifiée
ETAGE1	DA2	EX	0.0023	0.0016	0.0306	vérifiée
RDC	DA1	EX	0.0007	0.0007	0.0306	vérifiée

Suivant v-v :

Story	Diaphragme	Load	UY	$\Delta\delta_k$	1% h	condition
ETAGE5	DA6	EY	0.0099	0.002	0.0306	vérifiée
ETAGE4	DA5	EY	0.0079	0.0021	0.0306	vérifiée
ETAGE3	DA4	EY	0.0058	0.002	0.0306	vérifiée
ETAGE2	DA3	EY	0.0038	0.0018	0.0306	vérifiée
ETAGE1	DA2	EY	0.002	0.0014	0.0306	vérifiée
RDC	DA1	EY	0.0006	0.0006	0.0306	vérifiée

5. VERIFICATION DE L'EFFET P-DELTA :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de second ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (**P**) et le déplacement (**Delta**).

La valeur de l'effet P-delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-delta est souvent gérée de telle façon à être considérée **négligeable** et donc **ignoré** dans le calcul.

• **Il y'a deux types d'effet P-Delta :**

✚ **Le grand effet P- Δ** : correspondant à la structure prise globalement dans son ensemble.

✚ **Le petit effet P- δ** : au niveau des éléments de la structure.

Le RPA2003 ne préconise que les effets du 2eme ordre ou les effets P- Delta peuvent être négligés dans le bâtiment si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

Si $\theta k \leq 0,1$: *effet P – Delta peut être négligé.*

Si $0,1 \leq \theta k \leq 0,2$

: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta k)$.

Si $\theta k > 0.2$: *la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.*

$$\theta k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0,1$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au – dessus du niveau « k »

$$P_k = W_{G_i} + 0,2W_{Q_i}$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « $k - 1$ »

h_k : hauteur d'étage « k ».

Tableau IV – 4: Vérification de l'effet P – Δ.

Story	P	sens x-x			sens y-y		
		ΔK(x)	V _{xk} *H	θ _x	ΔK(y)	V _{yk} *H	θ _y
TERASSE	2883.85	0.002	904.66	0.0063	0.002	962.24	0.0059
ETAGE4	5433.89	0.002	1460.11	0.0074	0.0021	1507.75	0.0075
ETAGE3	7983.94	0.0022	1907.27	0.0092	0.002	1946.92	0.0082
ETAGE2	10605.51	0.002	2229.21	0.0095	0.0018	2261.46	0.0084
ETAGE1	13227.08	0.0016	2452.46	0.0086	0.0014	2489.31	0.0074
RDC	15936.41	0.0007	2580.31	0.0004	0.0006	2629.82	0.0036

On constate que θ_X et θ_Y sont inférieurs à « 0,1 ». Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

6. VERIFICATION DES EFFORTS NORMAUX AUX NIVEAUX DES POTEAUX :(RPA 99/VERSION 2003 ART 7.4.3.1)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

story	N _d	B _c	f _{c28}	N _d / (B _C *f _{c28})	≤ 0,3	condition
terrasse	195,94	0,1600	25000	0,048	0,3	Vérifiée
ETAGE 4	396,28	0,1600	25000	0,099	0,3	Vérifiée
ETAGE 3	609,02	0,1600	25000	0,152	0,3	Vérifiée
ETAGE 2	827,69	0,2025	25000	0,163	0,3	Vérifiée
ETAGE 1	1043,82	0,2025	25000	0,206	0,3	Vérifiée
RDC	1291,23	0,2025	25000	0,255	0,3	Vérifiée
POTEAU D30	71,86	0,0706	25000	0,041	0,3	Vérifiée

7. JUSTIFICATION DU SYSTEME DE CONTREVENTEMENT :➤ **Pour les charges verticales :**

On a :

$$W_t = F_z = 15936,41 \text{ KN} \Rightarrow 100\%$$

$$W_{voile} = 5921,87 \text{ KN} \Rightarrow X\%$$

W_t : le poids total.

W_{voile} : le poids supporté par les voiles.

D'après les résultats d'ETABS :

$$X\% = \frac{5921,87 \times 100}{15936,41} = 37,15\%$$

$$\% \text{ des portiques} = 100\% - 37,15\% = 62,85\%$$

➤ **Pour les charges horizontales :****1- Sens xx :**

D'après les résultats d'ETABS on a le tableau suivant :

Story	V ₂	V _x	V ₂ /V _x
terrasse	280,18	500,88	0,56
ET4	924,72	1651,28	0,56
ET3	1085,57	1792,49	0,61
ET2	1189,62	1912,58	0,62
ET1	1308,61	2010,1	0,65
RDC	1663,14	2094,19	0,79

$$\frac{\frac{v_2}{v_x} \times 100}{N} = 57,93\%$$

% des voiles = 57,93 %
% des portiques = 42,07%

V_x : effort tranchant.

V_2 : effort tranchant des voiles longitudinal.

N : nombre de niveau.

2- Sens y-y:

Story	V ₂	V _y	V ₂ /V _y
terrasse	306,66	561,57	0,55
ET4	1272,15	1886,83	0,67
ET3	1468,2	2038,16	0,72
ET2	1614,41	2160,32	0,75
ET1	1774,48	2264,3	0,78
RDC	2113,79	2355,18	0,90

$$\frac{\frac{v_2}{v_x} \times 100}{N} = 67,29\%$$

% des voiles = 67,29%
% des portiques = 32,71%

V_2 : effort tranchant des voiles transversal

REMARQUE :

Après avoir effectuée toutes les vérifications du RPA, on peut passer au ferrailage des éléments de la structure.

A decorative red scroll graphic with rounded corners and a slight shadow, containing the chapter title. The scroll is oriented horizontally and has a darker red border.

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

VI.I.) FERRAILAGE DES POTEAUX CARRES**VI-I.1. INTRODUCTION**

Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL91/révisé 99 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ version 2003).

- Les poteaux seront donc calculés en flexion composée.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

	$F_e(MPa)$	$f_{c28}(MPa)_2$	γ_b	γ_s	$\sigma_{bc}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	$\sigma_s(Mpa)$
Situation durable	400	25	1,5	1,15	14,17	25	348
Situation accidentelle	400	25	1,15	1,00	18,48	25	400

Tableau VI.I.1. Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal (N_{max}) de compression et moment correspondant ($M_{correspondant}$).
- Effort normal minimal (N_{min}) de compression et moment correspondant ($M_{correspondant}$).
- Moment maximal (M_{max}) et effort normal correspondant ($N_{correspondant}$).

avec :

M_X : moment du poteau dans le sens longitudinal.

M_Y : moment du poteau dans le sens transversal.

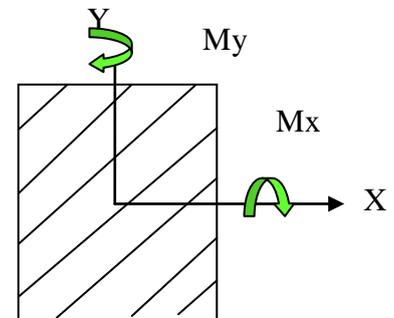


Figure VI.I.1 : La direction des moments dans les poteaux.

VI.I.2) REGLEMENTATION :

❖ **Combinaisons de calcul :**

Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99 :

D'après le règlement BAEL91, le ferrailage se calcul suivant des situations, à qui on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

- A l'ELU: $1,35G+1,5Q$
- A l'ELS : $G+Q$

❖ **Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ modifié 2003 :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

$$\text{Selon le RPA2003 : } \begin{cases} G + Q \pm E, \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

❖ **Recommandation du RPA 2003 :**

A) Armature longitudinales : (Art 7.4.2.1 de RPA)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Section des poteaux [cm ²]	%minimal d'armatures $A_{\min} = 0.8\% \cdot bh$ [cm ²]	% maximal d'armatures	
		Zone courante $A_{\max} = 4\% \cdot bh$ [cm ²]	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% \cdot bh$ [cm ²]
45 × 45	16,2	81	121,5
40 × 40	12,8	64	96

Tableau. VI-I.2. Sections d'acier minimales et maximales recommandé par le RPA.

Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poteau- poutre proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

VI.I.2.1) Calcul de la section d'armature donner à l'ELU dans la situation durable et accidentelle :

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- ❖ Section partiellement comprimée (SPC).
- ❖ Section entièrement comprimée (SEC).

A) Ferrailage d'une section rectangulaire à la flexion composée :

A.1. Etapes de calcul en flexion composée :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

➤ Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de

$$e = M / N.$$

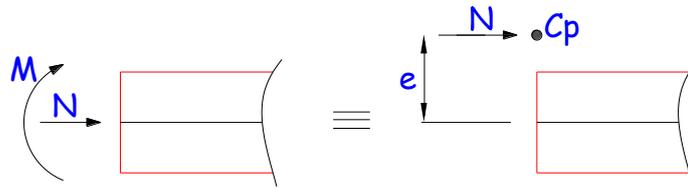
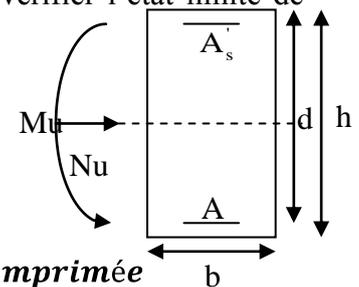


Figure VI.1-2 : Section en flexion composée.

➤ Lorsque N est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

• **Armatures longitudinales :**

Etapes de calcul :



– Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ Alors la section est partiellement comprimée

– Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u d - c - M_f \leq 0,337h - 0,81c' b \times h^2 \times f_{c28} \Rightarrow *$$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) \Rightarrow \text{Moment fictif}$$

► Si l'inégalité (*) est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \text{avec} \quad \mu_r = 0,392$$

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_l et A_l'

On calcule :

$$M_r = \mu_l b \times d^2 \times f_{bu}$$

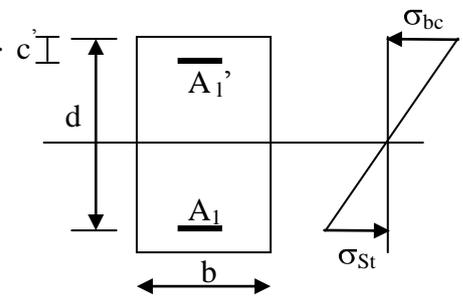
$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{d - c \times \sigma_s}$$

$$A_l' = \frac{\Delta M}{d - c \times \sigma_s} \quad \text{avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_l'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$



► Si l'inégalité (*) n'est pas vérifiée, donc la section est entièrement comprimée (SEC) ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u d - c - M_f > 0,5h - c \times b \times h \times f_{bc} \Rightarrow **$$

► Si l'inégalité (**) est vérifiée ; donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A_{sup} = \frac{M_f - d - 0,5h \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times d - c}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

► Si l'inégalité (**) n'est pas vérifiée, la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \text{ et } A_{sup} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u d - c - M}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ En situation durable

$\gamma_b = 1,15$ En situation accidentelle

N_u : effort de compression

REMARQUE :

Nous allons ferrailer par zone ; car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau :

- **Zone I :** RDC, 1^{er} et 2^{ème} étage
- **Zone II :** Du 3^{ème} étage au 5^{ème} étage

V.I.2.1.1) Calcul du ferrailage des poteaux avec SOCOTEC:

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel.

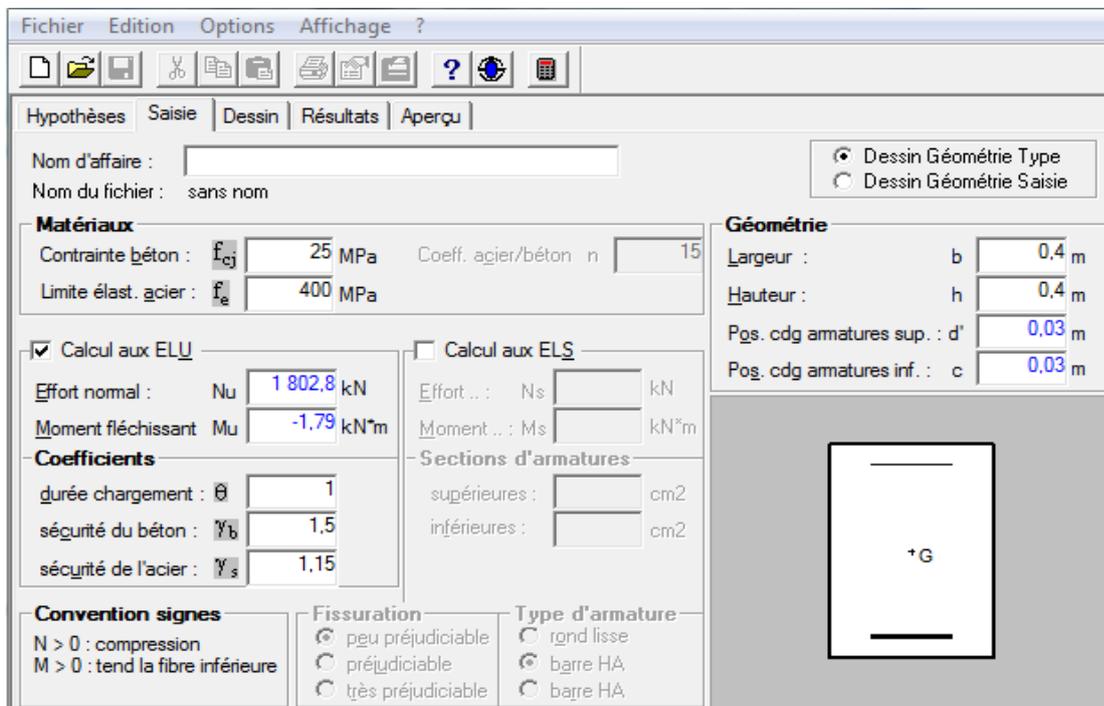
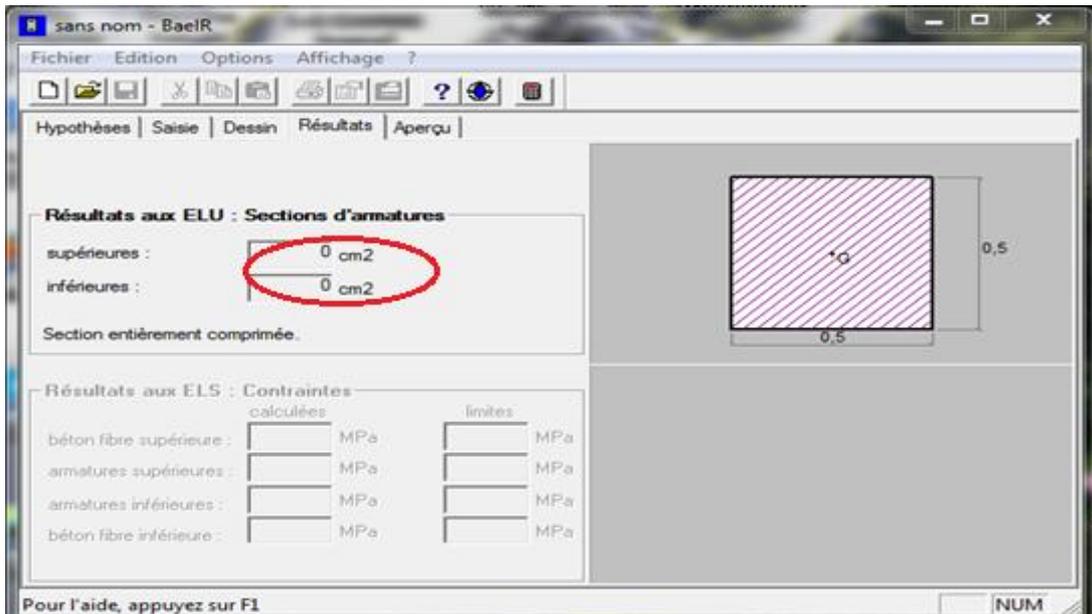


Fig.VI.1.3 : caractéristiques et sollicitation de la section

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos



Puis la fenêtre suivante s'affiche :



❖ **Exemple de calcul manuel :**
Poteau : 45x45 :

$N_{max} = 453.24 \text{ KN}$

$M_{cor} = 5,975 \text{ KN.m}$ (Effort de compression).

$$\left\{ \begin{aligned} e &= \frac{M}{N} = \frac{5,975}{453.24} = 0,01 \text{ m} \\ \frac{h}{2} - c &= \frac{0,45}{2} - 0,03 = 0,19 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$$M_f = M + N \left(\frac{h}{2} - c' \right)$$

$$M_f = 5,975 + 453.24 \left(\frac{0,45}{2} - 0,03 \right) \longrightarrow M_f = 92.09 \text{ KN.m}$$

$$0.337h - 0.81c' \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} > N_u d - c' - M_f < 0.5h - c' \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}$$

$d = h - c = 0,45 - 0,03 = 0,42 \text{ m}$

$N(d - c) - M_f = 453.24 \times (0,42 - 0,03) - 92.09 = 84.97 \text{ KN.m}$

$(0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = (0.337 \times 0,45 - 0,81 \times 0,03) \times 0,45 \times (0,45)^2 \times 14,2 \times 10^3 = 164,8 \text{ KN.m}$

$0.337h - 0.81c' \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = 100,4 > N_u d - c' - M_f = 84.67$

\longrightarrow La condition est vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée : $A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$

Calcule A_{st} :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{92.02 \times 10^6}{450 \times 420^2 \times 14.20} = 0,081$$

$$0,081 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad SSA$$

$$\Longrightarrow \quad \beta = 0,957$$

Donc les armatures fictives sont :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{92.02 \times 10^5}{0,957 \times 42 \times 348 \times 10^2} = 6,58 \text{ cm}^2$$

$$A_f = \mathbf{6.58 \text{ cm}^2}$$

Les armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}} = 6.58 - \frac{453.24 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 6.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sc} = \mathbf{0} \text{ et } A_{st} = \mathbf{6.44 \text{ cm}^2}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

M₃ : sens longitudinale

M₂ : sens transversale

Zone	Niveau	Section	N _u (KN)	M _u (KN.m)	e (m)	h/2-c	M _f	Nature	OBS	A _{sup}	A _{inf}	A _{min} RPA	Choix	A _s Adoptre
I	RDC ,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	45×45	N _{max} =1294.02	M _{2cor} =0,256	0,0002	0,19	246.1	SEC	SSA	0	0	16,2	4HA20 + 4HA12	17,08
				M _{3cor} =-39,898	0,03		206.6			0	0			
			N _{min} =693.01	M _{2cor} =6,55	0,009	0,19	138.2	SEC	SSA	0	0			
				M _{3cor} =8,306	0.01		140			0	0			
N _{cor} =745.52	M _{2max} =57.087	0.07	0,19	198.7	SEC	SSA	0	0						
N _{cor} =765.68	M _{3max} =-	0,06	0,19	94.89	SEC	SSA	0	0						
II	3ème au 5ème étage	40×40	N _{max} =453.24	M _{2cor} =-38.355	0.08	0,17	38.7	SEC	SSA	0	0	12,8	4HA16 + 4HA12	14,19
				M _{3cor} =5,975	0.01		83.03			0	0			
			N _{min} =91,12	M _{2cor} =49,526	0.5	0,17	65.02	SEC	SSA	0	2.14			
				M _{3cor} =6,418	0.07		21.9			0	0			
N _{cor} =133,94	M _{2max} =59,884	0,4	0,17	82.65	SEC	SSA	0	2.37						
N _{cor} =140,56	M _{3max} =27,184	0,2	0,17	51.08	SEC	SSA	0	0.06						

Tableau VI.I.3. Ferraillage des poteaux carrés.

VI.I.2.2-Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

VI.I.2.3-Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \text{Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art. 7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en ϕ 8.

Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

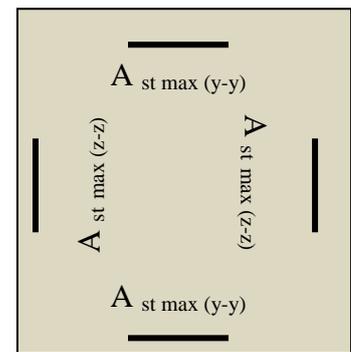
CONCLUSION :□ **Poteaux 45.45 :**

- **Les Armatures longitudinales :**

On a selon :

$$\text{Le sens } y - y : A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le sens } z - z : A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$$



□ Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferrailage suivant:

$$A_{adopté} = 4HA 20 + 4 HA12 = 17,08 \text{ cm}^2$$

- **Les Armatures transversales :**

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre+ un losange).

□ **Poteaux 40×40 :**

- **Les Armatures longitudinales :**

On a selon :

$$\text{Le sens } y - y : A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le sens } z - z : A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$$

□ Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferrailage suivant :

$$A_{adopté} = 4 HA 16 + 4 HA 12 = 14,19 \text{ cm}^2$$

- **Les recommandations du RPA 99 :** (Art.7.4.2.2/RPA99 version 2003)

L'espace des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{st} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_t : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

St : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à **2,50** si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,5 dans le cas contraire.

➤ **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min (0\Phi_l^{\min}, 15cm) = \min (0 \times 1,2, 15cm) = 12 \text{ cm}$$

Alors on prend : **St= 10 cm**

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2,5 \times 112,15 \times 1000}{3060 \times 400} 100 = 22,90 \text{ mm}^2 = 0,290 \text{ cm}^2$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_l^{\min} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm}$$

Alors on prend **St= 15 cm**

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2,5 \times 112,15 \times 1000}{3060 \times 400} 150 = 34,36 \text{ mm}^2 = 0,3436 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5$: $A_t^{\min} = 0,3\% \text{ st.b}$

Si $\lambda_g \leq 3$: $A_t^{\min} = 0,8\% \text{ st.b}$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad , l_f = 0,7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,142}{0,45} = 4,76 \longrightarrow \text{après interpolation : } \frac{A_t}{b \times S_t} = 0,0035\%$$

Poteaux	$A_t^{min} [cm^2]$		$A_{adoptée} [cm^2]$	Observation	
	Zone courante $S_t = 15cm$	Zone nodale $S_t = 10cm$		Zone courante	Zone nodale
45×45	2,36	1.575	2.01	CNV	CV
40×40	1.8	1.2	2.01	CV	CV

Tableau. VI.I.4. Quantité minimale d'armatures transversales.

REMARQUE :

D'après les résultats obtenus, la quantité d'armatures transversales ($A_t^{min} > A_t$) aux niveaux des poteaux (45×45) cm^2 , alors pour cela en diminue l'espacement en zone courant.

➤ **Poteaux (45x 45) :**

Soit : $S_t = 12cm$ (zone courante)

$$A_t = 4HA8 = 2,01cm^2$$

RDC ; 1^{er} et 2^{ième} Etage:

Zone nodale : $A_t^{min} = 0,003 \times 10 \times 45 = 1,50 cm^2 < 3,14cm^2 \dots$ condition vérifiée.

Zone courante : $A_t^{min} = 0,003 \times 12 \times 45 = 1,80 cm^2 < 3,14cm^2 \dots$ condition vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_b = 0,075 \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$$

$$\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_b = 0,04 \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

➤ **Poteaux (45×45) :**

✓ **RDC :**

▪ **Sens y-y :**

$$\tau_b = \frac{38,81 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,205 \text{ MPa}$$

▪ **Sens z-z :**

$$\tau_b = \frac{87,29 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,462 \text{ MPa}$$

On à : $\lambda_g = 6,10 < 5$ d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

✓ 1^{er} et 2^{ieme} étage:

▪ Sens y-y :

$$\tau_b = \frac{38,81 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,205 \text{ MPa}$$

▪ Sens z-z :

$$\tau_b = \frac{87,29 \times 10^3}{450 \times 420} = 0,462 \text{ MPa}$$

On à : $\lambda_g = 4,80 < 5$ d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$ **condition vérifiée.**

➤ Poteaux (40 x40) :

✓ Etage 3, 4, 5 :

▪ Sens y-y :

$$\tau_b = \frac{39,08 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,264 \text{ MPa}$$

▪ Sens z-z :

$$\tau_b = \frac{112,15 \times 10^3}{400 \times 370} = 0,76 \text{ MPa}$$

On à : $\lambda_g = 4,80 < 5$ d'où $\tau_b < \bar{\tau}_{bu} = 1 \text{ MPa}$ **condition vérifiée**

VII-2-4) Les vérifications à l'ELU :

➤ La longueur minimale des recouvrements est de:

Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone II est: $L = 40 \times \varphi$

Pour les **4 HA 20** : $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 80 \text{ cm}$.

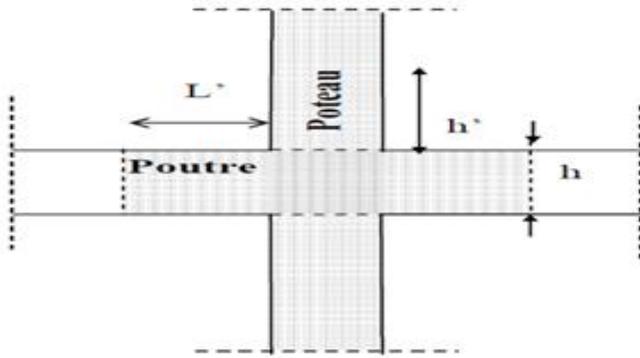
Pour les **4 HA 16** : $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 64 \text{ cm}$.

Pour les **4 HA 12** : $L_R = 40 \times \varnothing = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow$ soit : $L_R = 48 \text{ cm}$.

Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifie 2003).



$$h' = \max (h/6 ; h_1 ; b_1 ; 60 \text{ cm}) = \max \left(\frac{306}{6} ; 45 ; 45 ; 60 \right) = 60 \text{ cm} \quad h' = 60 \text{ cm}$$



➤ **Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article A.6.1.221) :**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1$: Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les 4 HA 20 : } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{2 \times 40000}{4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 210} = 70,55 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 70,55 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les 4 HA 16 : } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 210} = 56,44 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 56,44 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les 4 HA 12 : } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 210} = 42,33 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 42,33 \text{ cm}$$

VII.2.5) Vérification à l'ELS :

Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\begin{array}{l} \text{es-0,455d} \\ \text{es-0,185d} \end{array} \right]$$

:

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Le sens longitudinal (M_3)

Le sens transversal (M_2)

Zone	Niv	Section	$N_s(KN)$	$M_s(KN.m)$	$e_s (m)$	$h/6 (m)$	Nature	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adoptée}$	OBS
I	RDC, 1 ^{er} Et 2 ^{ème} étage	45×45	$N_{max}=994.42$	$M_{2cor}=2.43$	0.0024	0.075	SEC	5.71	17.08	OK
				$M_{3cor}=-0.76$	0.0007			5.63		
			$N_{min}=527.93$	$M_{2cor}=13.85$	0.026			7.28		
				$M_{3cor}=-7.12$	0.013			3.14		
			$N_{cor}=560.55$	$M_{2max}=40.98$	0.073			5.73		
			$N_{cor}=677.9$	$M_{3max}=9.32$	0.013			6.27		
II	3 ^{ème} au 5 ^{ém} étage	40×40	$N_{max}=500$	$M_{2cor}=-16.5$	0.03	0.066	SEC	6.4	14.19	OK
				$M_{3cor}=5,975$	0.011			4.87		
			$N_{min}=430$	$M_{2cor}=18.2$	0.04			8.03		
				$M_{3cor}=6,8$	0.015			4.87		
			$N_{cor}=370.2$	$M_{2max}=11.2$	0.03			6.4		
			$N_{cor}=154.24$	$M_{3max}=2.6$	0.017			5.2		

Tableau VI.1.6 : Vérification de la condition de non fragilité

VI-I.6) Vérification des contraintes a l'ELS :**Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Avec :

➤ **Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$**

➤ **Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$**

Section entièrement comprimée

➤ La section total homogène est : $S = bh + n (A_s + A'_s)$.

➤ Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \left[A_s (C_2 - C')^2 + A'_s (C_1 - C')^2 \right]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Puisque $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

Avec :

- N_s : effort de compression a' L'ELS. M_s : Moment fléchissant a' L' ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

A l'aide du logiciel SOCOTEC on aura les résultats des contraintes dans le tableau suivant

➤ Vérification des contraintes à l'ELS (selon M₂) :

NIVEAU	N _s	M _s	A _s	$\sigma_{bc}S$	$\sigma_{bc} i$	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_s S$	$\sigma_s i$	$\overline{\sigma_s}$	Condition
RDC au 2 ^{ème} étage	994.42	2.43	17,08	5.07	4.75	15	62.72	56.41	348	Vérifiée
	527.93	13.85		3.52	1.7	15	26.25	25.51	348	Vérifiée
	560.55	40.98		5.47	0.07	15	60.76	39.59	348	Vérifiée
3 ^{ém} au 5 ^{ém} étage	500	-16.5	14,19	1.38	3.56	15	47.04	46.46	348	Vérifiée
	430	18.2		3.35	0.87	15	17.87	16.70	348	Vérifiée
	370.2	11.2		2.6	1.68	15	49.10	24.36	348	Vérifiée

➤ Vérification des contraintes à l'ELS (selon M₃) :

NIVEAU	N _s	M _s	A _s	$\sigma_{bc}S$	$\sigma_{bc} i$	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_s S$	$\sigma_s i$	$\overline{\sigma_s}$	Condition
RDC au 2 ^{ème} étage	994.42	-0.764	17,08	4.86	4.96	15	60.2	56.1	348	Vérifiée
	527.93	-7.122		2.14	3.08	15	19.6	23.4	348	Vérifiée
	560.55	9.322		3.96	2.73	15	30.25	24.01	348	Vérifiée
3 ^{ém} au 5 ^{ém} étage	500	6.483	14,19	2.86	2.08	15	40.17	39.2	348	Vérifiée
	430	7.507		2.57	1.68	15	15.2	14.28	348	Vérifiée
	370.2	-7.596		5.88	5.52	15	70.44	65.78	348	Vérifiée

Tableau VI.I.7 : Vérification des contraintes a l'ELS

➤ **CONCLUSION :**

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Niveaux	Section (cm ²)	A adopté
3, 4,5	40×40	4HA16+4HA12= 14,19
RDC 1 et 2	45×45	4HA20+4HA12=17,08

Tableau VI.I.8 : Ferraillage finale des poteaux carrés

• **Poteaux (45x45)**

On opte pour le ferraillage suivant

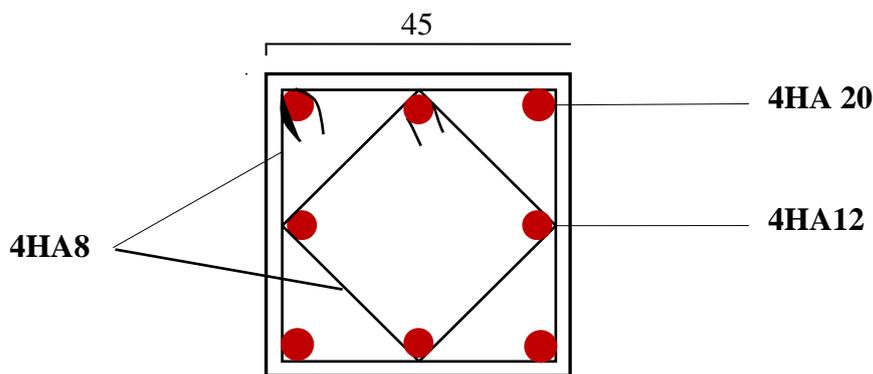


Figure VI.I.4 : Disposition des armatures dans les poteaux (45x45)

Poteaux (40x40)

On opte pour le ferraillage suivant

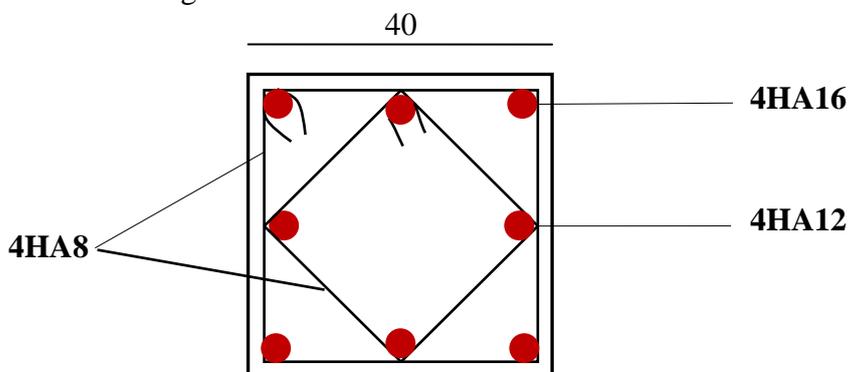


Figure VI.I.5 : Disposition des armatures dans les poteaux (40x40)

VI.II.) FERRAILAGE DES POTEAUX CIRCULAIRES :**VI-II.1. INTRODUCTION :**

Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL91/révisé 99 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ version 2003).

- Les poteaux seront donc calculés en flexion composée.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

	$F_e(MPa)$	$f_{c28}(MPa)_2$	γ_b	γ_s	$\sigma_{bc}(MPa)$	$f_{bu}(MPa)$	$\sigma_s(Mpa)$
Situation durable	400	25	1,5	1,15	14,17	25	348
Situation accidentelle	400	25	1,15	1,00	18,48	25	400

Tableau VI.II.1. Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables dans les deux sens et en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal (N_{max}) de compression et moment correspondant ($M_{correspondant}$).
- Effort normal minimal (N_{min}) de compression et moment correspondant ($M_{correspondant}$).
- Moment maximal (M_{max}) et effort normal correspondant ($N_{correspondant}$).

VI.II.2) REGLEMENTATION :❖ **Combinaisons de calcul :**❖ **Combinaisons de charges suivant le règlement BAEL91/modifiée99 :**

D'après le règlement BAEL91, le ferrailage se calcul suivant des situations, à qui on fait correspondre des combinaisons de charges, nous citons :

- $A'ELU: \begin{cases} 1,35G+1,5Q \\ G+Q \end{cases}$
- $A'ELS: \begin{cases} 1,35G+1,5Q \\ G+Q \end{cases}$

❖ **Combinaisons des charges suivant le règlement RPA99/ modifié 2003 :**

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations de calcul sont :

$$\begin{cases} G + Q \pm E, \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

❖ **Recommandation du RPA 2003 :**

A) Armature longitudinales : (Art 7.4.2.1 de RPA)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Section des poteaux [cm ²]	%minimal d'armatures $A_{\min} = 0.8\% \pi \frac{D^2}{4}$ [cm ²]	% maximal d'armatures	
		Zone courante $A_{\max} = 4\% \pi \frac{D^2}{4}$ [cm ²]	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% \pi \frac{D^2}{4}$ [cm ²]
30	5.65	28.26	42.39

Tableau. VI-II.2. sections d'acier minimales et maximales recommandées par le RPA.

Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poteau- poutre proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

V.II.2.1) Calcul de la section d'armature donner à l'ELU dans la situation durable et accidentelle :

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- ❖ Section partiellement comprimée (SPC).
- ❖ Section entièrement comprimée (SEC).

A) Ferrailage d'une section rectangulaire à la flexion composée :

A.1. Etapes de calcul en flexion composée :

On dit qu'une section est soumise à une flexion composée lorsque cette section subit simultanément l'action d'un moment de flexion et un effort de compression ou de traction.

➤ Le système constitué d'un moment et d'un effort normal peut être remplacé par un effort normal appliqué au centre de pression « C » qui est distant du centre de gravité de la section de

$$e = M / N.$$

➤ Lorsque **N** est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite de stabilité de forme.

- **Armatures longitudinales :**

- **Etapes de calcul :**

– Si $e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$ **Alors la section est partiellement comprimée**

– Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$ **Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :**

$$N_u d - c - M_f \leq 0,337h - 0,81c' b x h^2 \times f_{c28} \Rightarrow *$$

Avec : $M_f = M_u + N_u \frac{h}{2} - c \Rightarrow$ **Moment fictif**

► Si l'inégalité (*) est vérifiée, **alors la section est partiellement comprimée**, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} \quad \text{avec} \quad \mu_r = 0,392$$

Si $\mu_b < \mu_r$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_r$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_l et A_l'

On calcule :

$$M_r = \mu_l b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_l = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{d - c \times \sigma_s}$$

$$A_l' = \frac{\Delta M}{d - c \times \sigma_s} \quad \text{avec} : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A_s = A_l'$; $A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$

► Si l'inégalité (*) n'est pas vérifiée, **donc la section est entièrement comprimée** ; il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u d - c - M_f > 0,5h - c \times b \times h \times f_{bc} \Rightarrow **$$

► Si l'inégalité (**) est vérifiée ; **donc la section a besoin d'armatures comprimées.**

$$A_{sup} = \frac{M_f - d - 0,5h \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s \times d - c}$$

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A_{sup}$$

► Si l'inégalité (**) n'est pas vérifiée, **la section n'a pas besoin d'armatures comprimées.**

$$A_{inf} = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{et} \quad A_{sup} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N_u d - c - M}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,8 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5$ En situation durable

$\gamma_b = 1,15$ En situation accidentelle

N_u : effort de compression

➤ **VI.II.2.1.1) Calcul du ferraillage des poteaux avec SOCOTEC:**

On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans logiciel.

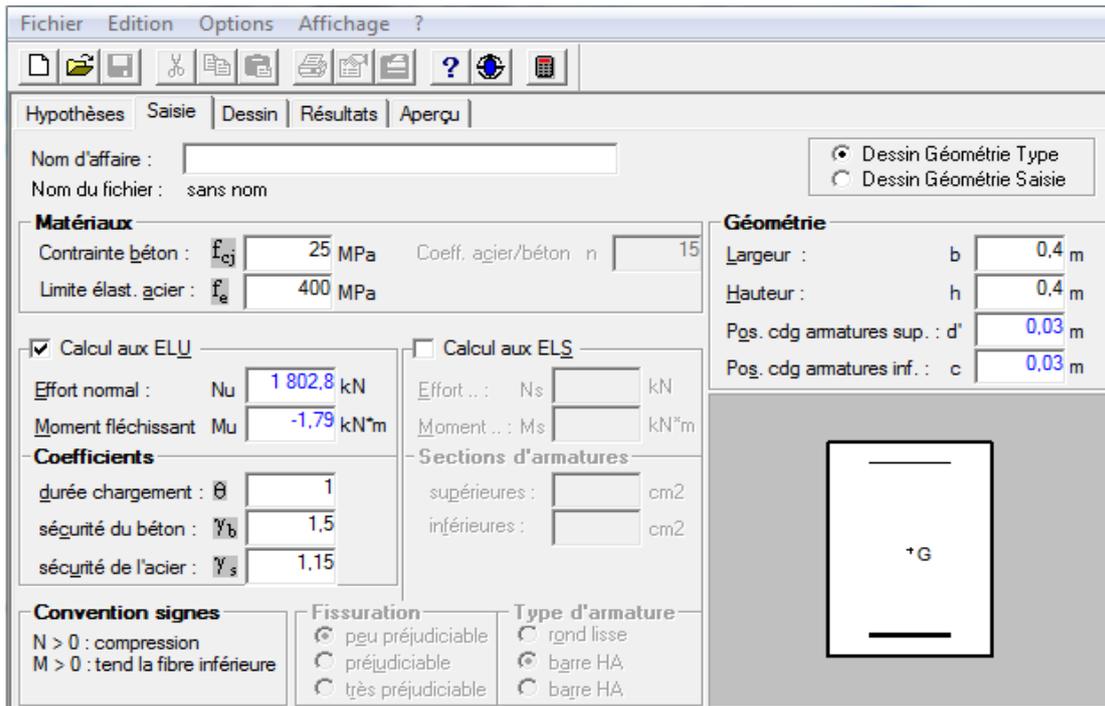
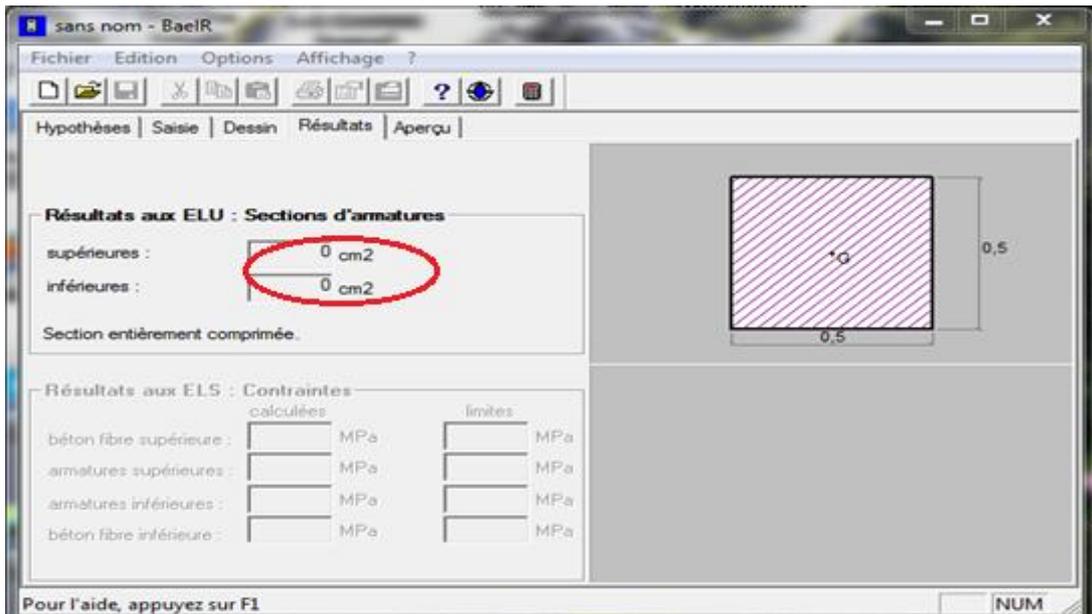


Fig .VI.II.3- caractéristiques et sollicitation de la section

Cliquons sur l'icône Résultats pour extraire nos résultats
 Puis la fenêtre suivante s'affiche :





❖ **Exemple de calcul manuel :**
Poteaux : 30 :

$N_{max} = 93.28 \text{ KN}$

$M_{cor} = 1.922 \text{ KN.m}$ (Effort de compression).

$$\left\{ \begin{aligned} e &= \frac{M}{N} = \frac{93.28}{1.922} = 0,0206 \text{ m} \\ \frac{H}{2} - c &= \frac{0,3}{2} - 0,03 = 0,12 \text{ cm} \end{aligned} \right.$$

Calcul de moment fictif à la flexion simple :

$$M_f = M + N \left(\frac{h}{2} - C' \right)$$

$$M_f = 1.922 + 93.28 \left(\frac{0,3}{2} - 0,03 \right) \quad \Longrightarrow \quad M_f = 13.12 \text{ KN.m}$$

$$d = D - c = 0.3 - 0.03 = 0.27$$

Calcule A_{st} :

$$\mu_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.12 \times 10^6}{300 \times 270^2 \times 14.20} = 0.042$$

$$0,042 < \mu_l = 0,392 \quad \Longrightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\quad \quad \quad \Longrightarrow \quad \beta = 0,979$$

Donc les armatures fictives sont :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{13.12 \times 10^5}{0.979 \times 27 \times 348 \times 10^2} = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 1.42 \text{ cm}^2$$

Les armatures réelles :

$$A_r = A_f - \frac{N}{\sigma_{st}}$$

$$A_r = 1.42 - \frac{1.922 \times 1000}{348 \times 100} = \mathbf{1.37 \text{ cm}^2}.$$

Donc : $A_{sc} = 0$ et $A_{st} = 1.37 \text{ cm}^2$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

M_3 : sens longitudinale

M_2 : sens transversale

Zone	Niveau	Section	N_u (KN)	M_u (KN.m)	e (m)	h/2-c	M_f	Nature	OBS	A_{sup}	A_{inf}	A_{min} RPA	Choix	A_s Adopté
I	RDC	30	N_{max} =93.28	$M_{2cor}= 1.922$	0.0206	0,12	13.12	SEC	SSA	0	0	5.65	6HA12	6.79
				$M_{3cor}= -1.571$	0.017		12.76			0	0			
			N_{min} =86.5	$M_{2cor}= -3.109$	0.035	0,12	13.49	SEC	SSA	0	0			
				$M_{3cor}= -2.007$	0.023		12.39			0	0			
			N_{cor} =86.5	$M_{2max}= -3.109$	0.035	0,12	13.46	SEC	SSA	0	0			
			N_{cor} =86.69	$M_{3max}= 2.323$	0,026	0,12	12.73	SEC	SSA	0	0			

Tableau VI.II.4. Ferrailage des poteaux circulaires au RDC

: VI.II.2.2-Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

VI.II.2.3-Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} \quad \text{Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures longitudinales. (Art. 7.5.2.2 RPA99 version 2003).

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en ϕ 8.

Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

Conclusion :

Poteaux ($\emptyset = 30$) :

- **Les Armatures longitudinales :**

On a selon :

Le sens y – y : $A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$

Le sens z – z : $A_{st}^{max} = 0,00 \text{ cm}^2$

□ Pour notre poteau qui est carré, on opte pour le ferrailage suivant:

$A_{adopté} = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$

- **Les Armatures transversales :**

On fixe pour les armatures transversales une section de $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre+ un losange).

➤ **Les recommandations du RPA 99** (Art.7.4.2.2/RPA99 version 2003)

L'espacement des armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{st} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_t : Hauteur totale de la section brute

f_e : Limite élastique de l'acier d'armature transversale

St : Espacement des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à **2,50** si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,5 dans le cas contraire.

➤ **Espacement des armatures :**

-En zone nodale :

$$S_t \leq \min (0\Phi_l^{\min}, 15cm) = \min (0 \times 1.2, 15cm) = 12 cm$$

Alors on prend : **St= 10 cm**

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2,5 \times 23.71 \times 1000}{3060 \times 400} 100 = 4.83 mm^2 = 0,0483 cm^2$$

-En zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_l^{\min} = 15 \times 1,2 = 18cm$$

Alors on prend **St= 15 cm**

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} S_t = \frac{2,5 \times 23.71 \times 1000}{3060 \times 400} 150 = 7.26 mm^2 = 0,0726 cm^2$$

• **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suite :

Si $\lambda_g \geq 5$: $A_t^{\min} = 0,3\% st.b$

Si $\lambda_g \leq 3$: $A_t^{\min} = 0,8\% st.b$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction considérée.

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad , l_f = 0.7 h_e$$

Pour le cas le plus défavorable :

$$l_f = 0.7 \times 3,06 = 2,142 m$$

$$\lambda_g = \frac{2,142}{0,3} = 7.14 \longrightarrow A_t^{\min} = 0,3\% st.b$$

Poteaux	$A_t^{\min} [cm^2]$		$A_{adoptée} [cm^2]$	Observation	
	Zone courante $S_t = 15cm$	Zone nodale $S_t = 10cm$		Zone courante	Zone nodale
D=30	1.35	0.9	2.01	CV	CV

Tableau. VI.II.5. Quantité minimale d'armatures transversales.

➤ **Vérification des contraintes tangentielles : (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

On doit vérifier : $\tau_b \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_b = 0,075 \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 MPa$$

$$\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_b = 0,04 \Rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1 MPa$$

$$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{23,71 \times 10^3}{300 \times 270} = 0.292 \text{ MPa} \quad \tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.II-2-4) Les vérifications à l'ELU :

➤ La longueur minimale des recouvrements est de:

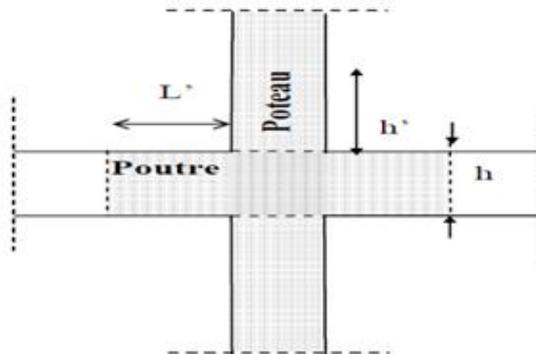
Selon le RPA : la longueur minimale de recouvrement pour la zone II est: $L = 40 \times \varphi$

$$\text{Pour les } \mathbf{6HA\ 12}: L_R = 40 \times \varphi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit : } L_R = 48 \text{ cm.}$$

Délimitation de la zone nodale : (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifié 2003).

$$h' = \max (h_e/6 ; h_1 ; b_1 ; 60 \text{ cm}) = \max \left(\frac{306}{6} ; 30 ; 30 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$



➤ Longueurs d'ancrage (B.A.E.L.91 Article A.6.1.221) :

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} ; f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$\Psi_s = 1$: Pour les aciers à haute adhérence.

$$\text{Pour les } \mathbf{4\ HA\ 14} : l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4 \times 0,6 \times 1,5^2 \times 210} = 42,33 \Rightarrow \text{soit : } l_s = 43 \text{ cm}$$

VI.II.2.5) Vérification à l'ELS :

Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0,455d}{e_s - 0,185d} \right]$$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Le sens longitudinal (M₃)

Le sens transversal (M₂)

Zone	Niv	Section	N _S (KN)	Ms(KN.m)	e _s (m)	h/6 (m)	Nature	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée}	OBS
I	RDC	30	N _{max} =67.95	M _{2cor} =1.398	0.0205	0.05	SEC	3.25	6.79	OK
				M _{3cor} = -1.143	0.0168			3.13		
			N _{min} =62.93	M _{2cor} = -2.262	0.0359			6.05		
				M _{3cor} = -1.468	0.0233			3.65		
			N _{cor} =62.93	M _{2max} = -2.262	0.0359			6.05		
N _{cor} =63.07	M _{3max} = 1.694	0.0268	4.05							

Tableau VI.II.6. Vérification de la condition de non fragilité

VI-II.6) Vérification des contraintes a l'ELS :**Etat limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Avec :

➤ **Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$**

➤ **Contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$**

Section entièrement comprimée

➤ La section total homogène est : $S = bh + n (A_s + A'_s)$.

➤ Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \left[A_s (C_2 - C')^2 - A'_s (C_1 - C')^2 \right]$$

On doit vérifier alors :

$$\sigma_{b1} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_1 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{b2} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{M_s}{I} V_2 \right) \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Puisque $\sigma_{b1} \geq \sigma_{b2}$ donc il suffit de vérifier $\sigma_{b1} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

Avec :

▪ N_s : effort de compression a' L'ELS. M_s : Moment fléchissant a' L'ELS

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

A l'aide du logiciel SOCOTEC on aura les résultats des contraintes dans le tableau suivant :

➤ Vérification des contraintes à l'ELS (selon M_2) :

NIVEAU	N_s	M_s	A_s	$\sigma_{bc}S$	$\sigma_{bc} i$	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_s S$	$\sigma_s i$	$\overline{\sigma_s}$	Condition
RDC	67.95	1.398	6.79	1.07	0.44	15	62.72	56.41	348	Vérifiée
	62.93	-2.262		0.2	1.2	15	26.25	25.51	348	Vérifiée
	62.93	-2.262		0.2	1.2	15	60.76	39.59	348	Vérifiée

➤ Vérification des contraintes à l'ELS (selon M_3) :

NIVEAU	N_s	M_s	A_s	$\sigma_{bc}S$	$\sigma_{bc} i$	$\overline{\sigma_{bc}}$	$\sigma_s S$	$\sigma_s i$	$\overline{\sigma_s}$	Condition
RDC	67.95	-1.143	6.79	0.5	1.01	15	60.2	56.1	348	Vérifiée
	62.93	-1.468		0.37	1.03	15	19.6	23.4	348	Vérifiée
	62.93	1.694		1.08	0.32	15	30.25	24.01	348	Vérifiée

Tableau VI.II.7. Vérification des contraintes a l'ELS

VI-II-3 CONCLUSION :

Après tous calculs fait et vérifications faites, le ferrailage final adopté pour les poteaux circulaires est comme suit :

Poteaux $\varnothing=30\text{cm}$ on opte pour **6HA12=6.78cm²**

et **$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4\text{HA8}$** Soit **deux cadre de $\varnothing 8$** pour tous les poteaux

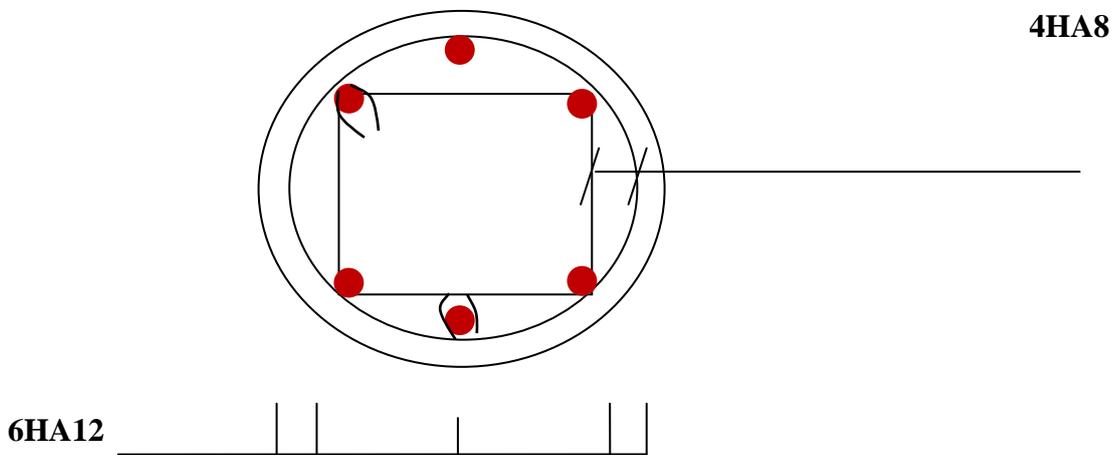
Schéma de ferrailage des poteaux circulaires :

Fig VI.I : Ferrailage des poteaux circulaires

VI.III – FERRAILLAGE DES POUTRES :**VI.III-1-INTRODUCTION :**

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

V.III-2. LES COMBINAISONS DE CHARGES :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant comptes des combinaisons suivantes :

$$\begin{array}{l} \text{aux appuis:} \quad 1,35G + 1,5Q \quad \text{ELU} \\ \quad \quad \quad G + Q \quad \quad \quad \text{ELS} \\ \quad \quad \quad G + Q \pm E \quad \quad \text{RPA 99 version 2003} \\ \quad \quad \quad 0,8 \pm E \quad \quad \quad \text{RPA99 version 2003} \end{array}$$

VI.III-3- RAPPEL DES CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX :

Situation	Béton			Acier FeE400		
	γ_b	f_{c28} [MPa]	f_{bc} [MPa]	γ_s	F_e [MPa]	σ_s [MPa]
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

Tableau. VI.III. 1. Caractéristiques mécaniques des matériaux

VI.III-4 RECOMMANDATIONS DU RPA99 VERSION 2003 :❖ **Armatures longitudinales:**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0,5% en toute section.

$$\text{Poutres principales : } A_{min} = 0,005 \times 35 \times 20 = 3,5 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{min} = 0,005 \times 30 \times 20 = 3,0 \text{ cm}^2.$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : 4% : en zone courante et 6% : en zone de recouvrement.

❖ **En zone courante :**

$$\text{Poutres principales : } A_{max} = 0,04 \times 35 \times 20 = 28 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{max} = 0,04 \times 30 \times 20 = 24 \text{ cm}^2.$$

❖ **En zone de recouvrement :**

$$\text{Poutres principales : } A_{max} = 0,06 \times 35 \times 20 = 42 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Poutres secondaires : } A_{max} = 0,06 \times 30 \times 20 = 36 \text{ cm}^2.$$

La longueur du recouvrement est de 40ϕ (Zone IIa).

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

❖ **Armatures transversales (art 7-5-2-2 de RPA99 version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

✓ $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$S_t = \min (h/4, 12\phi)$

- En dehors de la zone nodale: $S_t \leq h/2$

✓ La valeur du diamètre Φ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VLIII-5. ETAPES DE CALCUL à L'ELU:

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

A_s : section inférieure tendue ou la moins comprimée selon le cas.

A'_s : section supérieure la plus comprimée.

Un moment de flexion M_u supporté par la section.

➤ **Calcul du moment réduit « μ » :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \text{avec : } f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

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

Avec : $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 0.85$ cas accidentel.

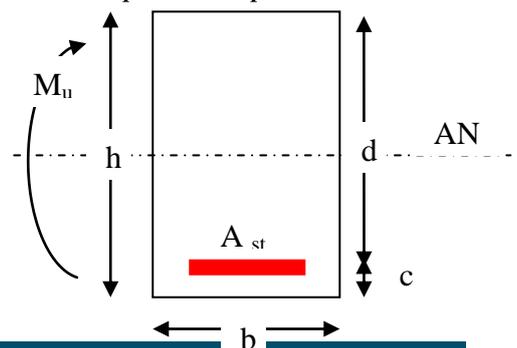
$\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$ Cas durable

➤ **Calcul du moment réduit limite « μ_1 » :**

Le moment réduit limite μ_1 est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et **0,379** pour les combinaisons accidentelles du **RPA**.

Si $\mu \leq \mu_1$: la section est simplement armée c à d la section ne comprendra que les aciers tendus

alors : $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$



Si $\mu \geq \mu_1$: la section est doublement armée c – à – d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

On calcul: $M_r = \mu_r \times b \times d^2 \times f_{bc}$
 $\Delta M = M_u - M_r$

Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment de flexion

Armatures tendues : $A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

Armatures comprimées : $A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

Ast: Section d'acier inférieure (tendue);

Asc: Section d'acier supérieure (comprimée);

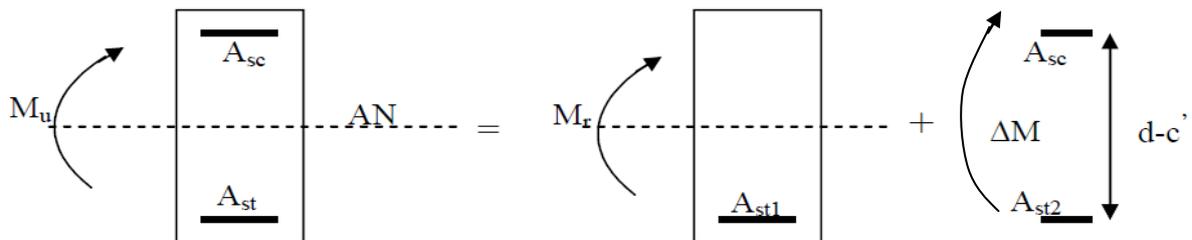
Mu: Moment de flexion;

h : Hauteur de la section du béton;

b : Largeur de la section du béton;

d : Hauteur utile $d = h - c$;

c, c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.



REMARQUE:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.à.d. $\Delta M < 0,4M_u$ (**Art BAEL B66**).

VI.III-5-1.Ferraillage des poutres :

Exemple de calcul de la section d'armatures en travées pour les poutres principales à l'ELU :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{56.42 \times 10^3}{20 \times 32^2 \times 14.2} = 0.194 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,891$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{56.42 \times 10^3}{0.891 \times 32 \times 348} = 5.68 \text{cm}^2$$

Le calcul des sections et le choix des armatures pour les poutres principales et les poutres secondaires sont résumés dans les tableaux suivants :

VI.III-5-1-1.poutres principales : (20*35)

1) En travées :

Niveau	M _{max}	μ _b	OBS	B	A _{st}	A _{min}	A _{adopté}	Ferraillage
RDC	56.42	0.194	SSA	0.891	5.68	3.5	6.03	3HA16
1 ^{er} étage	56.02	0.192	SSA	0.892	5.64	3.5	6.03	3HA16
2 ^{ème} étage	56.33	0.193	SSA	0.8915	5.67	3.5	6.03	3HA16
3 ^{ème} étage	56.65	0.194	SSA	0.891	5.68	3.5	6.03	3HA16
4 ^{ème} étage	56.29	0.193	SSA	0.8915	5.67	3.5	6.03	3HA16
5 ^{ème} étage	56.35	0.193	SSA	0.8915	5.67	3.5	6.03	3HA16

Tableau. VI.III.2. ferraillage des poutres principales aux appuis

2) Aux appuis :

Niveau	M _{max}	μ _b	OBS	B	A _{st}	A _{min}	A _{adopté}	Ferraillage
RDC	-89.02	0.306	SSA	0.810	9.86	3.5	10.65	3HA14+3HA16
1 ^{er} étage	-88.17	0.303	SSA	0.814	9.72	3.5	10.65	3HA14+3HA16
2 ^{ème} étage	-88.06	0.302	SSA	0.815	9.7	3.5	10.65	3HA14+3HA16
3 ^{ème} étage	-90.76	0.312	SSA	0.807	10.10	3.5	10.65	3HA14+3HA16
4 ^{ème} étage	-90.29	0.310	SSA	0.808	10.03	3.5	10.65	3HA14+3HA16
5 ^{ème} étage	-89.40	0.306	SSA	0.810	9.91	3.5	10.65	3HA14+3HA16

Tableau. VI.III.3. ferraillage des poutres principales aux appuis

VI.III-5-1-2.poutres secondaires : (20*30)1) En travées :

Niveau	M_{max}	μ_b	<i>OBS</i>	<i>B</i>	A_{st}	A_{min}	$A_{adopté}$	<i>Ferrailage</i>
RDC	10.12	0.048	SSA	0.975	1.10	3	3.39	3HA12
1 ^{er} étage	11.088	0.053	SSA	0.973	1.21	3	3.39	3HA12
2 ^{ème} étage	12.28	0.059	SSA	0.970	1.34	3	3.39	3HA12
3 ^{ème} étage	13.97	0.068	SSA	0.965	1.54	3	3.39	3HA12
4 ^{ème} étage	14	0.067	SSA	0.9665	1.55	3	3.39	3HA12
5 ^{ème} étage	16.38	0.079	SSA	0.9585	1.81	3	3.39	3HA12

Tableau. VI.III.4 ferrailage des poutres secondaires en travées2) Aux appuis :

Niveau	M_{max}	μ_b	<i>OBS</i>	β	A_{st}	A_{min}	$A_{adopté}$	<i>Ferrailage</i>
RDC	-15.97	0.077	SSA	0.9605	1.77	3	3.39	3HA12
1 ^{er} étage	-.21	0.104	SSA	0.945	2.36	3	3.39	3HA12
2 ^{ème} étage	-22.82	0.110	SSA	0.942	2.57	3	3.39	3HA12
3 ^{ème} étage	-23.05	0.112	SSA	0.940	2.61	3	3.39	3HA12
4 ^{ème} étage	-23.37	0.113	SSA	0.9395	2.64	3	3.39	3HA12
5 ^{ème} étage	-22.7	0.109	SSA	0.9425	2.56	3	3.39	3HA12

Tableau. VI.III.5 ferrailage des poutres secondaires aux appuis

CONCLUSION :

❖ **Poutre principale :**

Les poutres principales seront ferraillées comme suit :

✓ **De RDC au 5^{ème} étage**

En travée : $3HA16 = 6.03cm^2 > A_{min} = 3,5cm^2$

Aux appuis : $3HA14 + 3HA16 = 10.65cm^2 > A_{min} = 3,5cm^2$

❖ **Poutre secondaire :**

✓ **De RDC au 5^{ème} étage :**

En travée : $3HA12 = 3.39 > A_{min} = 3 cm^2$

Aux appuis: $3HA12 = 3,39cm^2 > A_{min} = 3cm^2$

V.II.5.2 : Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par : $\phi_t \leq \min \left\{ \frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi \right\}$

- Poutre principale : $\phi \leq \min \left(\frac{20}{10}, \frac{35}{35}, \phi \right) = 2, 1, 1.6 = 1cm$
- Poutre secondaire : $\phi \leq \min \left(\frac{20}{10}, \frac{30}{35}, \phi \right) = \min 2, 0.857, 1.2 = 0,857cm$

		Calcul de $S_t(cm)$		$A_t = 0.003 \times S_t \times b$	Ferraillage [cm ²]
Poutre principale	Zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right)$	Min [8.75;19.2]	$S_t = 8$	0.36	4HA8=2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5 cm$	$S_t = 15$	0,9	
Poutre secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right)$	Min [7,5;14,4]	$S_t = 6$	0.36	4HA8=2.01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15 cm$	$S_t = 15$	1,35	

Tableau. VI.III.6. Vérifications armatures transversal à l'ELU.

VI.III-5.3.Vérifications à l'ELU**VI.III-5.3-1. Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2, 1 /BAEL 91 modifié 99)**

:

$$A_{s_{adopte}} \geq A_{min}$$

A. Poutres principales :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 0,772 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_s = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,772 \text{ cm}^2 \text{ en travée} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s = 10.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,772 \text{ cm}^2 \text{ (aux appuis)} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

B. Poutres secondaires :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 20 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,652 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,652 \text{ cm}^2 \text{ en travée} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_s = 3.39 > A_{min} = 0,652 \text{ (aux appuis)} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VI.III-5.3-2.Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :(Art A.6.1 ,3 / BAEL 91 modifié 99)

Pour qu'il n'y est pas risque d'entraînement des barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s \times f_{t28}$$

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

U_i : Somme des périmètres utiles des barres.

V_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

VI.III.5.3.3.Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangentielle τ_u prise conventionnellement égal :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \tau_u$$

Avec : T_u^{max} = Effort tranchant max à l'ELU;

$$\tau_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

1) Poutre principales :

Niveau	Tu max (kn)	B (cm)	D (cm)	τ_u (MPa)	τ_u (MPa)	observation
RDC	106.68	20	32	1.6	3.33	Condition vérifiée
1 ^{er} étage	106.21	20	32	1.66	3.33	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	106	20	32	1.65	3.33	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	107.43	20	32	1.68	3.33	Condition vérifiée
4 ^{ème} étage	107	20	32	1.67	3.33	Condition vérifiée
5 ^{ème} étage	106.13	20	32	1.658	3.33	Condition vérifiée

Tableau VI.III.5: Vérification au cisaillement pour les poutres principales2) Poutre secondaire :

Niveau	Tu max (kn)	B (cm)	D (cm)	τ_u (MPa)	τ_u (MPa)	observation
RDC	16.06	20	27	0.29	3.33	Condition vérifiée
1 ^{er} étage	16.65	20	27	0.308	3.33	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	17.27	20	27	0.319	3.33	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	18.11	20	27	0.335	3.33	Condition vérifiée
4 ^{ème} étage	18.23	20	27	0.337	3.33	Condition vérifiée
5 ^{ème} étage	21.79	20	27	0.403	3.33	Condition vérifiée

Tableau VI.III.6 : Vérification au cisaillement pour les poutres secondaires

VI.III.5.3.4 : Influence de l'effort tranchant :

- Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99) :

Il faut vérifier que :

$$T_u^{\max} \leq T_u = 0.4 \times \frac{0.9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

1) poutres principales :

Niveau	Tu max (kn)	B (cm)	D (cm)	f _{c28} (MPa)	T _u (KN)	observation
RDC	106.68	20	32	25	500.9	Condition vérifiée
1 ^{er} étage	106.21	20	32	25	500.9	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	106	20	32	25	500.9	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	107.43	20	32	25	500.9	Condition vérifiée
4 ^{ème} étage	107	20	32	25	500.9	Condition vérifiée
5 ^{ème} étage	106.13	20	32	25	500.9	Condition vérifiée

2) Poutres secondaires :

Niveau	Tu max (kn)	B (cm)	D (cm)	f _{c28} (MPa)	T _u (KN)	observation
RDC	16.06	20	27	25	422	Condition vérifiée
1 ^{er} étage	16.65	20	27	25	422	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	17.27	20	27	25	422	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	18.11	20	27	25	422	Condition vérifiée
4 ^{ème} étage	18.23	20	27	25	422	Condition vérifiée
5 ^{ème} étage	21.79	20	27	25	422	Condition vérifiée

Tableau VI.III.7 Influence de l'effort tranchant sur le béton.

.Influence sur les armatures (Art A.5.1.312 BAEL 91 modifiée 99) :

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \quad \text{Avec : } M_u \text{ en valeur algébrique.}$$

Si : $T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

Si : $T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} > 0 \Rightarrow$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armature pour équilibrer le moment.

1) Poutres principales :

Niveau	Tu max (Kn)	Mu (KN.m)	d (cm)	F _e (MPa)	$T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}$
RDC	106.68	-89.02	32	400	-202.4
1 ^{er} étage	106.21	-88.17	32	400	-200
2 ^{ème} étage	106	-88.06	32	400	-199.8
3 ^{ème} étage	107.43	-90.76	32	400	-207.7
4 ^{ème} étage	107	-90.29	32	400	-208.1
5 ^{ème} étage	106.13	-89.40	32	400	-204.3

Tableau VI.III.8: Influence de l'effort tranchant sur les aciers pour les poutres principales

2) Poutres secondaires :

Niveau	Tu max (Kn)	Mu (KN. m)	d (cm)	F _e (MPa)	$T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}$
RDC	16.06	-15.97	27	400	-49.66
1 ^{er} étage	16.65	.-21	27	400	-69.77
2 ^{ème} étage	17.27	-22.82	27	400	-76.64
3 ^{ème} étage	18.11	-23.05	27	400	-76.75
4 ^{ème} étage	18.23	-23.37	27	400	-77.94
5 ^{ème} étage	21.79	-22.7	27	400	-71.63

Tableau VI.III.9: Influence de l'effort tranchant sur les aciers pour les poutres secondaires.

REMARQUE :

Pour les poutres principales et les poutres secondaires on: $T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} < 0$ **donc :**

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

CONCLUSION : Pas d'influence de l'effort tranchant sur les armatures.

VI.III.5.3.5 : Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3] :

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \tau_{se}$

Avec : $\tau_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times U_i}$$

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence. $\Psi_s = 1.5$ Pour les aciers HA.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime. U_i : périmètre utile des barres.

Pour le calcul U_i de Nous avons choisi la section minimale des armatures longitudinales pour avoir le cas le plus défavorable.

• **Poutre principale :**

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,6 = 15,07 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{107,43 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 15,07} = 2,47 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 2,47 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

• **Poutre secondaire :**

$$U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times 1,2 = 11,30 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21,79 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 11,30} = 0,750 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 0,750 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

• **CONCLUSION :** la contrainte d'adhérence est vérifiée.

VI.III.5.3.6 : Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}}, \text{ avec } \tau_{se} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

l_s = longueur de scellement droit.

Les barres que nous avons utilisées ont un diamètre de ($\phi 14$ et $\phi 12$); donc leurs longueurs de scellements sont les suivantes :

- Pour $\phi 16$ $l_s = 1.6 * \frac{400}{4*2.835} = 56.43 \text{ cm}$
- Pour $\phi 14$ $l_s = 1.4 * \frac{400}{4*2.835} = 49.38 \text{ cm} \Rightarrow \text{ soit : } L_s = 50 \text{ cm}$
- Pour $\phi 12$ $l_s = 1.2 * \frac{400}{4*2.835} = 42.33 \text{ cm}$

Selon le (BAEL91 modifiée 99 Art A.6.1 ,21). L'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « $0,4l_s$ » pour les barres à haute adhérence : $L_c = 0,4L_s$

- Pour les ϕ_{16} : $L_a = 22.57 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 19.75 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 20 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_a = 16.93 \text{ cm}$

VI.III.5.4.Vérification à l'ELS :

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leur sont relatives :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissurations.
- ✓ Etat limite de résistance du béton en compression.
- ✓ Etat limites de déformation.

VI.III.5.4-1.Etat limite d'ouverture des fissurations (Art B.6.3/BAEL 91 modifié 99) :

La fissuration, dans le cas des poutres, est considéré peu nuisible, cette vérification n'est pas nécessaire.

VI.III.5.4-2.Etat limite de résistance du béton en compression :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- *contrainte admissible de l'acier* : $\sigma_s = 384 \text{ MPa}$
- *contrainte admissible de béton* : $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de compression dans le béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

REMARQUE :

Les résultats des contraintes sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

– On détermine : $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$

– déduire les valeurs de β_1 et K_1 .

– les contraintes sont déterminées par les formules suivantes: $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$ et $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s}$

Avec :

σ_s : Contrainte de traction des aciers.

A_s : Armatures adoptées à l'ELU.

K_1 et β_1 : sont tirés des tableaux en fonction de ρ_1 .

➤ **Tableau VI.III-10: Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres principales :**

	M_s	A_s	b	D	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	OBS
Aux appuis	67,744	10,65	20	32	1.1	0,856	19.72	234,2	348	11,88	15	Vérifiée
en travées	50,950	8.01	20	32	1.25	0,849	18.11	280.1	384	2.34	15	Vérifiée

➤ **Tableau V.III-11: Vérification de l'état limite de compression du béton en travées et aux appuis des poutres secondaires :**

	M_s	A_s	b	D	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	$\overline{\sigma_s}$	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	OBS
Aux appuis	16,62	3.39	20	27	0,627	0,883	27,73	205,6	348	7,41	15	Vérifiée
en travées	3,040	3.39	20	27	0,627	0,878	27,73	64,12	384	2,31	15	Vérifiée

VI.III-5.4.3. Vérification de la flèche (Art. B.6.5 ,2 /BAEL 91 Modifié 99) :

Grace au logiciel **ETABS**, nous avons pu obtenir les valeurs des différentes flèches sur l'ensemble des travées.

✓ **Poutres principales :** La plus grande valeur de la flèche est de longueur L = 6 m.

$f_{max} = 0,033 \text{ cm}$

$$f = \frac{l}{500} = \frac{600}{500} = 1,2 \text{ cm.}$$

Avec :

l : la portée mesurée entre nus d'appuis.

f : la valeur limite de la flèche.

D'où : $f_{max} = 0,033 \text{ cm} < f = 1,2 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

✓ **Poutre secondaire:** La plus grande valeur de la flèche est de longueur L = 3,75 m

$f_{max} = 0,017 \text{ cm}$

$$f = \frac{l}{500} = \frac{375}{500} = 0,75 \text{ cm}$$

D'où : $f_{max} = 0,02 \text{ cm} < f = 0,75 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

CONCLUSION : La condition de flèche est vérifiée.

VI.III--6.FERRAILLAGE DES POUTRES :

➤ **Poutres principales :**

En travée :

- Armatures longitudinales supérieures : 3HA14 (filante)
- Armatures longitudinales inférieures 3HA16 (filante)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8

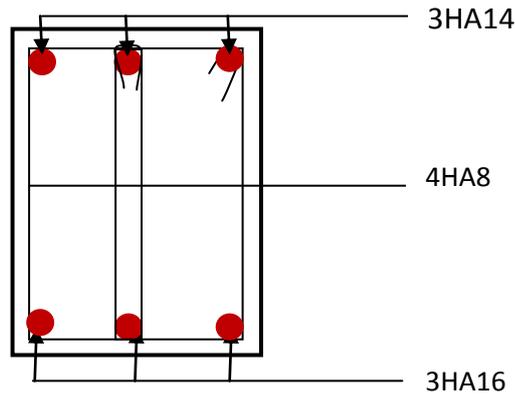


Figure VII-3: Ferraillage en travée d’une poutre principale.

➤ **Eux appuis :**

- .Armatures longitudinales (fibre supérieure) :3HA14 (filante) +3HA16 (chapeau)
- .Armatures longitudinales (fibre inférieure) :3HA 16 (montagne)
- . Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8

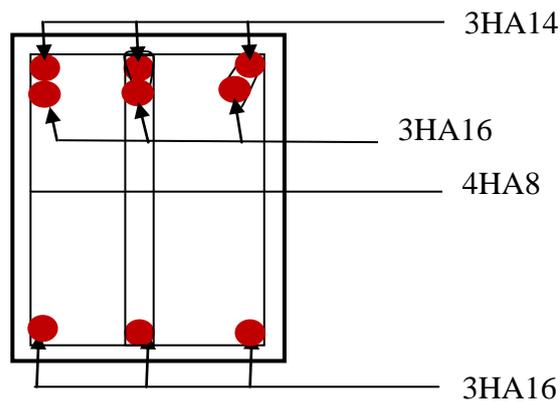


Figure VII-2: Ferraillage aux appuis d’une poutre principale.

➤ Poutres secondaires :

➤ En travées :

- Armatures longitudinales (fibre inférieure) :3HA12 (chapeau)
- Armatures longitudinales (fibre supérieure) :3HA 12 (montage)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA8

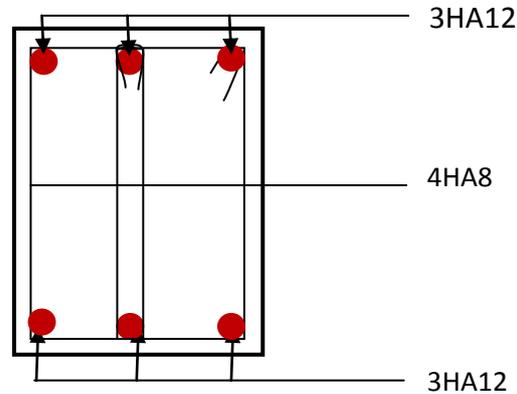


Figure VI.III-6: Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

➤ Aux appuis :

- Armatures longitudinales (fibre inférieure) :3HA12 (chapeau)
- Armatures longitudinales (fibre supérieure) :3HA 12 (montage)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8= 4HA

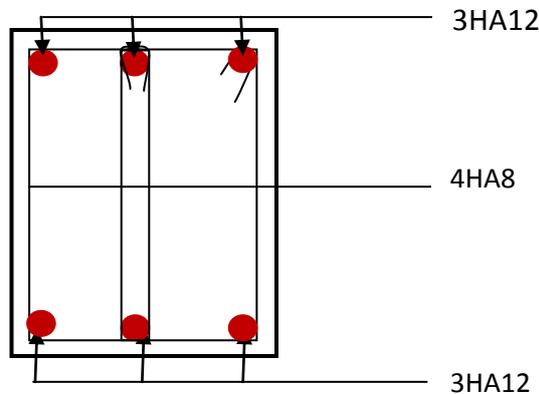


Figure VI.III-7: Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire

VI-IV : FERRAILLAGE DES VOILES**VI-IV-1 -INTRODUCTION :**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales.

Donc le calcul du ferraillage se fera en flexion composée, sous l'action des sollicitations verticales (charges permanentes G et charges d'exploitation Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en (02) zones :

- **Zone 1 : RDC ,1^{er} et 2^{ième} niveau**
- **Zone 2 : 3^{ième}, 4^{ième} et 5^{ième} niveau**

VI-IV-2. COMBINAISONS D'ACTION :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

$$\begin{array}{ll}
 \mathbf{1,35G + 1,5Q} & \mathbf{ELU} \\
 \mathbf{G + Q} & \mathbf{ELS} \\
 \mathbf{G + Q \pm E} & \mathbf{RPA 99 version 2003} \\
 \mathbf{0,8G \pm E} & \mathbf{RPA 99 version 2003}
 \end{array}$$

VI-IV-3. FERRAILLAGE DES VOILES :

La méthode utilisée est la méthode de la résistance des matériaux (R.D.M.) qui se fait pour une bande de largeur (d).

1. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} ; \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et *V'* : bras de levier

Dans notre cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat. On découpe le diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée.

L_t : longueur tendue

$$L_t = L - L_c$$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

Remarque :

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

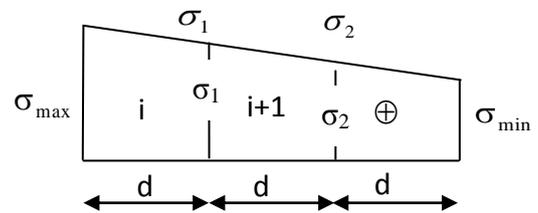
a. Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

Avec :

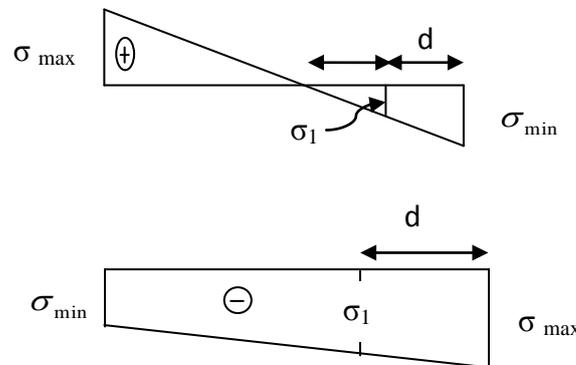
e : épaisseur du voile



b. Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$



c. Section entièrement tendue (SET) :

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

Figure V-IV-1 : Diagrammes des contraintes des différentes sections

2. Détermination des armatures :

a. SEC :

- **Armatures verticales :**

$$A_{Vi} = \frac{N_i - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Avec :

$$B = d \times e$$

$$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Armatures minimales (BAEL 91) :**

$$A_{min} \geq 4 \text{ cm}^2 \text{ ml}$$

$$2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 5\%$$

SET :

- **Armatures verticales :**

$$\text{Avec : } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

- **Armatures minimales (BAEL 91) :**

$$A_{min} \geq \max \frac{0,23 \times B \times f_{t28}}{f_e}; 0,005 \times B$$

SPC :

- **Armatures verticales :**

$$A_{Vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \max \frac{0,23 \times B \times f_{t28}}{f_e}; 0,005 \times B$$

3. Exigences du RPA99 (version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 % .
- ✓ En zones courantes 0,10 %.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales de zone tendue est de 20 %.
- ✓ Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets. La jonction des armatures entre les différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur égale à 10 Φ .

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_H = \frac{A_V}{4}$$

$$\text{D'après le RPA99 version 2003 : } A_H \geq 0,15\% \times B$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doivent pas dépasser 0,1 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est

d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après (RPA 2003 Art .7.7.4.3)

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

- **Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est inférieure 4HA10.

4. Disposition constructive :

- **Espacement :**

D'après le R.P.A.99 version 2003 (Art 7.7.4.3), l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm} \quad \text{Avec : } e : \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0,1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges

- **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0, 10 de l'épaisseur du voile.

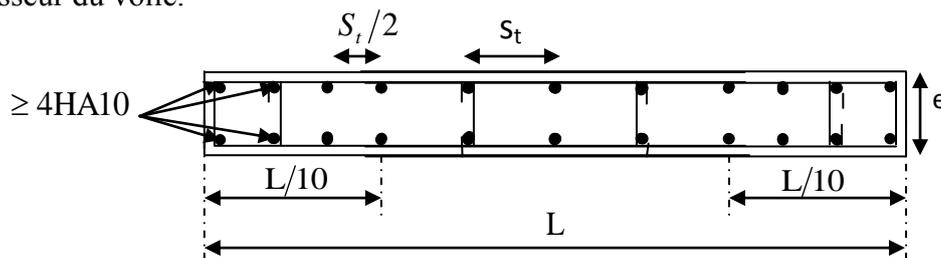


Figure VI-IV-2: Disposition des armatures verticales dans les voiles

5. Les vérifications :

- a. **Vérification à L'ELS :**

Pour ce cas, on vérifie que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \text{ et } N_s = G + Q$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_s : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

b. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA99 (version 2003) :**

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 \times f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \text{ et } V = 1,4 \times V_{\text{calculé}}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- ✓ **D'après le BAEL 91 :**

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}; \tau_u: \text{Contrainte de cisaillement}$$

Pour la fissuration préjudiciable.

6. Exemple de calcul :

Ferraillage des voiles transversaux pleins : VT1

a. Zones I

- **Caractéristiques géométriques :**

$$L = 2,28 \text{ m} ; e = 0,15 \text{ m} .$$

$$I = 0,15 \text{ m}^4 ; B = L \times e = 0,342 \text{ m}^2$$

$$V = V' = \frac{L}{2} = 1,14 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = 7138,82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -8288,56 \text{ KN/m}^2$$

Alors la section est partiellement comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}} \times L = \frac{7138,82}{8288,56 + 7138,82} \times 2,28 = 1,06 \text{ m}$$

$$L_t = L - L_c = 2,28 - 1,06 = 1,22 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

Avec :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2 \times L_c}{3} \right) = \min \left(\frac{2,71}{2}; 2 \times \frac{1,06}{3} \right) = 0,70 \text{ m}$$

Soit un tronçon : $d_1 = 0,61 \text{ m} .$

❖ 1^{er} tronçon :

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_1}{L_t} \times \sigma_{min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables .}$$

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_1}{L_t} \times \sigma_{min} = \frac{1,22 - 0,61}{1,22} \times -8288,56 = -4144,28 \text{ KN m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d_1 \times e = \frac{-8288,56 + -4144,28}{2} \times 0,61 \times 0,15 = 571,11 \text{ KN .}$$

• Armatures verticales :

$$A_{vj} + \frac{A_{vj}}{4} = \frac{N_1}{\sigma_s} + \frac{A_{vj}}{4} = \frac{571,11 \times 10}{348} + \frac{15,10}{4} = 20,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj \text{ adopte}} = 21,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq \max \frac{0,23 \times d_1 \times f_{t28}}{f_e}; 0,005 \times d_1 \times e$$

$$A_{min} = 4,59 \text{ cm}^2$$

❖ 2^{eme} tronçon :

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_2}{L_t} \times \sigma_{min} \dots \dots \dots \text{Triangles semblables .}$$

$$\sigma_1 = \frac{L_t - d_2}{L_t} \times \sigma_{min} = -4539,6 \text{ KN m}^2$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d_2 \times e = \frac{-4144,28}{2} \times 0,61 \times 0,15 = 190,37 \text{ KN}$$

• Armatures verticales :

$$A_{vj} + \frac{A_{vj}}{4} = \frac{N_2}{\sigma_s} + \frac{A_{vj}}{4} = \frac{190,37 \times 10}{348} + \frac{15,10}{4} = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj \text{ adopte}} = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq \max \frac{0,23 \times d_2 \times f_{t28}}{f_e}; 0,005 \times d_2 \times e$$

$$\text{Soit } A_{min} = 4,59 \text{ cm}^2$$

• Armatures horizontales :

D'après le BAEL 91 : $A_h \geq \max \frac{A_{totale}}{4}; 0,15\% \times B = 17,28 \text{ cm}^2$

Remarque :

Le ferraillage adopter pour les armatures horizontales des voiles longitudinales sera le même que celui des voiles transversales.

• Armatures transversales:

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épingles HA8 /m²).

• Vérification des contraintes :

$$BAEL\ 91 : \tau_u = \frac{V_u}{e \times d} = \frac{392,14 \times 10^3}{150 \times 0,9 \times 2,28} = 1,27\ \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,27\ \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} = 3,26\ \text{MPa}$$

$$RPA\ 2003 : \tau_b = \frac{T}{e \times d} = \frac{549,00 \times 10^3}{150 \times 0,9 \times 2,28} = 1,78\ \text{MPa} .$$

$$\tau_b = 1,78 \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5\ \text{MPa}$$

• **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{d \times e + 15 \times A_v} = \frac{1349,29 \times 10^3}{0,9 \times 2280 \times 150 + 15 \times 30,79 \times 100} = 3,476\ \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 3,476\ \text{MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15\ \text{MPa}$$

Remarque:

Les résultats de calcul du ferraillage des autres voiles ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

Refends VT1et VT1':

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.28	2.28	
	he (m)	2.71	2.71	
	σ_s (MPa)	348	348	
	I	0.15	0.15	
	e (m)	0.15	0.15	
	B (m2)	0.342	0.342	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	7138.82	2101.69	
	σ_{min} [KN/m ²]	-8288.56	-2517.12	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	V _u (kN)	392.14	298.77	
	T (kN)	549.00	418.28	
	L _t (m)	1.22	1.24	
	L _c (m)	1.06	1.04	
	d(m)	0.70	0.69	
	d 1 (m)	0.61	0.62	
	d2 (m)	0.61	0.62	
	σ_1 [KN/m ²]	-4144.28	-1258.56	
	N (kN)	N ₁	571.11	175.93
		N ₂	190.37	58.64
	A _v (cm ²)	A _{v1} +A _{vj} /4	20.19	7.93

		A_{vj}	15.10	11.50
		$A_{v2}+A_{vj}/4$	9.24	4.56
	A_{min} (cm ²)/bande2		4.59	4.66
	A_{min} (cm ²)/bande1		4.59	4.66
Ferrailage de voile	A_v adopté (cm ²)	bande1	21.55	15.83
		bande2	9.24	6.79
	Choix des barres/nappe	bande1	2'7HA14	2'7HA12
		bande2	2'3HA14	2'3HA12
	Espacements	ST(cm) bande 1	9	9
		ST (cm) bande 2	20	20
	A_H (cm ²)		7.6975	5.655
	AH adopter (cm ²)/ml		17.28	17.28
	choix des barres/ml		2'11HA10	2'11HA10
	ST (cm)/ml		25	25
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
Vérifications des contraintes	contrainte	t_u (MPa)	1.27	0.97
		t_b (MPa)	1.78	1.36
	ELS	N_s (kN)	1349.29	688.67
		σ_b (MPa)	3.476	1.832
Vérifications de RPA	zone tendue		1.68%	1.21%
	Zone courante		2.14%	1.55%
	Zone globale		1.71%	1.26%

Refend VT2 :

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.83	1.83	
	he (m)	2.71	2.71	
	σ_s (MPa)	348	348	
	I	0.08	0.08	
	e (m)	0.15	0.15	
	B (m ²)	0.2745	0.2745	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	6376.12	5866.04	
	σ_{min} [KN/m ²]	-9614.54	-6988.42	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	V _u (kN)	135.31	95.22	
	T (kN)	189.43	133.31	
	L _t (m)	1.10	0.99	
	L _c (m)	0.73	0.84	
	d(m)	0.49	0.56	
	d 1 (m)	0.55	0.50	
	d2 (m)	0.55	0.50	
	σ_1 [KN/m ²]	-4807.27	-3494.21	
	N (kN)	N ₁	595.06	391.09
		N ₂	198.35	130.36
	A _v (cm ²)	A _{v1} +A _{vj} /4	18.40	12.15
		A _{vj}	5.21	3.67
		A _{v2} +A _{vj} /4	7.00	4.66
	A _{min} (cm ²)/bande2		4.13	3.73
A _{min} (cm ²)/bande1		4.13	3.73	
Ferrailage de voile	A _v adopté (cm ²)	bande1	18.48	13.56
		bande2	9.24	6.78
	Choix des barres/nappe	bande1	2'6HA14	2'6HA12
		bande2	2'3HA14	2'3HA12
	Espacements	ST(cm) bande 1	9	9
		ST (cm) bande 2	19	19
	A _H (cm ²)		6.93	5.085

	AH adopter (cm ²)/ml		17.16	17.16
	choix des barres/ml		2'11HA10	2'11HA10
	ST (cm)/ml		25	25
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
Vérifications des contraintes	contrainte	t _u (MPa)	0.55	0.39
		t _b (MPa)	0.77	0.54
	ELS	N _s (kN)	911.25	464.89
		σ _b (MPa)	2.883	1.524
Vérifications de RPA	zone tendue		1.68%	1.36%
	Zone courante		2.24%	1.65%
	Zone globale		1.80%	1.32%

Refends VT3 :

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.28	1.28	
	he (m)	2.71	2.71	
	σ _s (MPa)	348	348	
	I	0.03	0.03	
	e (m)	0.15	0.15	
	B (m ²)	0.192	0.192	
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]		4597.75	1119.3
	σ _{min} [KN/m ²]		-7644	-2430.99
	Nature de la section		SPC	SPC
	V _u (kN)		98.27	63.03
	T (kN)		137.58	88.24
	L _t (m)		0.80	0.88
	L _c (m)		0.48	0.40
	d(m)		0.32	0.27
	d 1 (m)		0.40	0.44
	d2 (m)		0.40	0.44
	σ ₁ [KN/m ²]		-3822.00	-1215.50
	N (kN)	N ₁	343.66	119.85
		N ₂	114.55	39.95
	A _v (cm ²)	A _{vI} +A _{vj} /4	10.82	4.05
A _{vj}		3.78	2.43	

		$A_{v2}+A_{vj}/4$	4.24	1.75
	A_{min} (cm ²)/bande2		3.00	3.29
	A_{min} (cm ²)/bande1		3.00	3.29
Ferrailage de voile	A_v adopté (cm ²)	bande1	12.32	9.04
		bande2	6.16	4.54
	Choix des barres/nappe	bande1	2'4HA14	2'4HA12
		bande2	2'2HA14	2'2HA12
	Espacements	ST(cm) bande 1	10	11
		ST (cm) bande 2	20	22
	A_H (cm ²)		4.62	3.395
	AH adopter (cm ²)/ml		17.16	17.16
	choix des barres/ml		2'11HA10	2'11HA10
	ST (cm)/ml		25	25
Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
Vérifications des contraintes	contrainte	t_u (MPa)	0.57	0.36
		t_b (MPa)	0.80	0.51
	ELS	N_s (kN)	590.63	299.72
		σ_b (MPa)	2.688	1.411
Vérifications de RPA	zone tendue		1.54%	1.03%
	Zone courante		2.21%	1.62%
	Zone globale		1.76%	1.29%

Refends VT4 :

Zones		Zone I	Zone II
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.48	2.48
	he (m)	2.71	2.71
	σ_s (MPa)	348	348
	I	0.19	0.19
	e (m)	0.15	0.15
	B (m ²)	0.372	0.372
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	6440.96	6440.96
	σ_{min} [KN/m ²]	-9017.02	-9017.02
	Nature de la section	SPC	SPC

	V_u (kN)		230.63	156.52
	T (kN)		322.88	219.13
	L_t(m)		1.45	1.45
	L_c(m)		1.03	1.03
	d(m)		0.69	0.69
	d 1 (m)		0.72	0.72
	d2 (m)		0.72	0.72
	σ₁ [KN/m²]		-4539.60	-4508.51
	N (kN)	N₁	735.44	733.75
		N₂	246.27	244.58
	A_v (cm²)	A_{v1}+A_{vj}/4	23.35	22.59
		A_{vj}	8.88	6.03
		A_{v2}+A_{vj}/4	9.30	8.53
	A_{min} (cm2)/bande2		5.42	5.42
Amin (cm2)/bande1		5.42	5.42	
Ferraillage de voile	A_v adopté (cm²)	bande1	24.63	24.63
		bande2	11.31	11.31
	Choix des barres/nappe	bande1	2'8HA14	2'8HA14
		bande2	2'5HA12	2'5HA12
	Espacements	ST(cm) bande 1	9	9
		ST (cm) bande 2	15	15
	A_H (cm²)		8.985	8.985
	AH adopter (cm2)/ml		17.16	17.16
	choix des barres/ml		2'11HA10	2'11HA10
	ST (cm)/ml		25	25
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m2	
Vérifications des contraintes	contrainte	t_u(MPa)	0.69	0.47
		t_b(MPa)	0.96	0.65
	ELS	N_s (kN)	768.68	394.00
		σ_b(MPa)	1.805	0.925
Vérifications de RPA	zone tendue		1.66%	1.66%
	Zone courante		2.19%	2.19%
	Zone globale		1.75%	1.75%

Refends VL1 et VL1':

Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.28	2.28	
	he (m)	2.76	2.76	
	σ_s (MPa)	348	348	
	I	0.15	0.15	
	e (m)	0.15	0.15	
	B (m ²)	0.342	0.342	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	6711.06	2787.13	
	σ_{min} [KN/m ²]	-9702.58	-4027.57	
	Nature de la section	SPC	SPC	
	V _u (kN)	557.85	335.05	
	T (kN)	780.99	469.07	
	L _t (m)	1.35	1.35	
	L _c (m)	0.93	0.93	
	d(m)	0.62	0.62	
	d 1 (m)	0.67	0.67	
	d2 (m)	0.67	0.67	
	σ_1 [KN/m ²]	-4851.29	-2013.79	
	N (kN)	N ₁	735.57	305.28
		N ₂	245.19	101.76
	A _v (cm ²)	A _{v1} +A _{vj} /4	26.51	12.00
		A _{vj}	21.48	12.90
		A _{v2} +A _{vj} /4	12.42	6.15
	A _{min} (cm ²)/bande2		5.05	5.05
A _{min} (cm ²)/bande1		5.05	5.05	
Ferrailage de voile	A _v adopté (cm ²)	bande1	27.71	14.14
		bande2	13.56	9.42
	Choix des barres/nappe	bande1	2'9HA14	2'9HA10
		bande2	2'6HA12	2'6HA10
	Espacements	ST(cm) bande 1	8	8
		ST (cm) bande 2	11	11
	A _H (cm ²)		10.3175	5.89
AH adopter (cm ²)/ml		17.16	17.16	

	choix des barres/ml		2'11HA10	2'11HA10
	ST (cm)/ml		25	25
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m2	
Vérifications des contraintes	contrainte	t_u (MPa)	1.81	1.09
		t_b (MPa)	2.54	1.52
	ELS	N_s (kN)	1997.57	1048.85
		σ_b (MPa)	4.946	2.780
Vérifications de RPA	zone tendue		2.04%	1.17%
	Zone courante		2.77%	1.56%
	Zone globale		2.22%	1.24%

Refends VL2 :

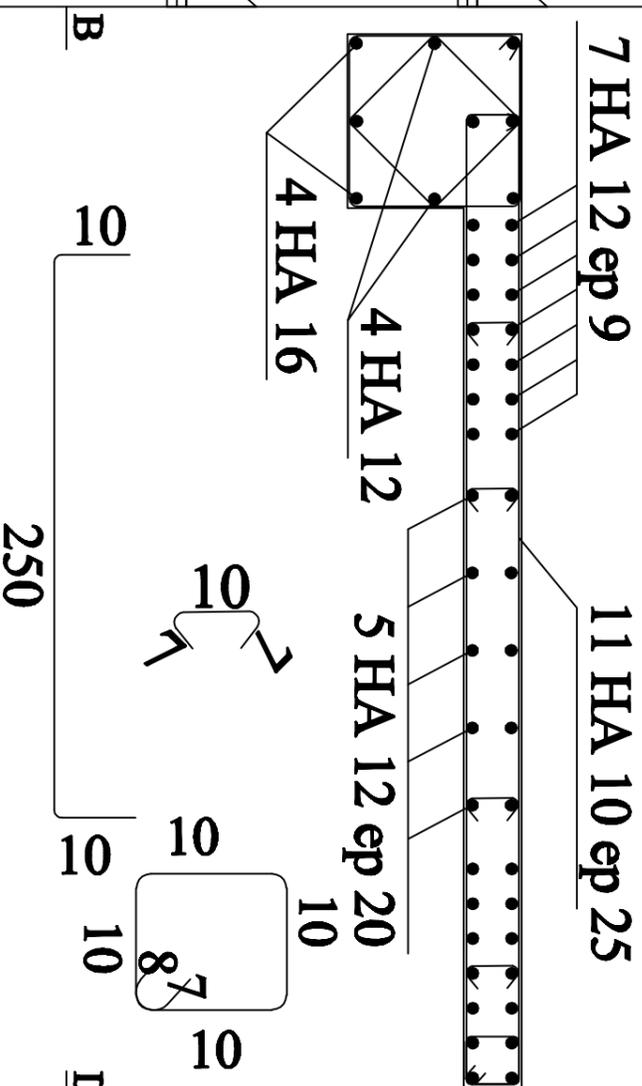
Zones		Zone I	Zone II	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.48	1.48	
	he (m)	2.76	2.76	
	σ_s (MPa)	348	348	
	I	0.04	0.04	
	e (m)	0.15	0.15	
	B (m ²)	0.222	0.222	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	4947.89	2646.7	
	σ_{min} [KN/m ²]	-9193.18	-4676.73	
	Nature de la section		SPC	SPC
	V_u (kN)	147.96	100.98	
	T (kN)	207.14	141.37	
	L_t (m)	0.96	0.95	
	L_c (m)	0.52	0.53	
	d(m)	0.35	0.36	
	d 1 (m)	0.48	0.48	
	d2 (m)	0.48	0.47	
	σ_1 [KN/m ²]		-4596.59	-2301.56
	N (kN)	N_1	497.55	251.22
		N_2	165.85	80.29
	A_v (cm ²)	$A_{v1}+A_{vj}/4$	15.72	8.19
A_{vj}		5.70	3.89	

		$A_{v2}+A_{vj}/4$	6.19	3.28
	A_{min} (cm ²)/bande2		3.61	3.49
	A_{min} (cm ²)/bande1		3.61	3.60
Ferraillage de voile	A_v adopté (cm ²)	bande1	18.48	9.42
		bande2	6.78	4.71
	Choix des barres/nappe	bande1	2'6HA14	2'6HA10
		bande2	2'3HA12	2'3HA10
	Espacements	ST(cm) bande 1	8	8
		ST (cm) bande 2	16	16
	A_H (cm ²)		6.315	3.5325
	AH adopter (cm ²)/ml		17.16	17.16
	choix des barres/ml		2'11HA10	2'11HA10
	ST (cm)/ml		25	25
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	
Vérifications des contraintes	contrainte	t_u (MPa)	0.74	0.51
		t_b (MPa)	1.04	0.71
	ELS	N_s (kN)	1086.38	552.91
		σ_b (MPa)	4.180	2.274
Vérifications de RPA	zone tendue		1.75%	1.00%
	Zone courante		2.59%	1.42%
	Zone globale		2.07%	1.13%

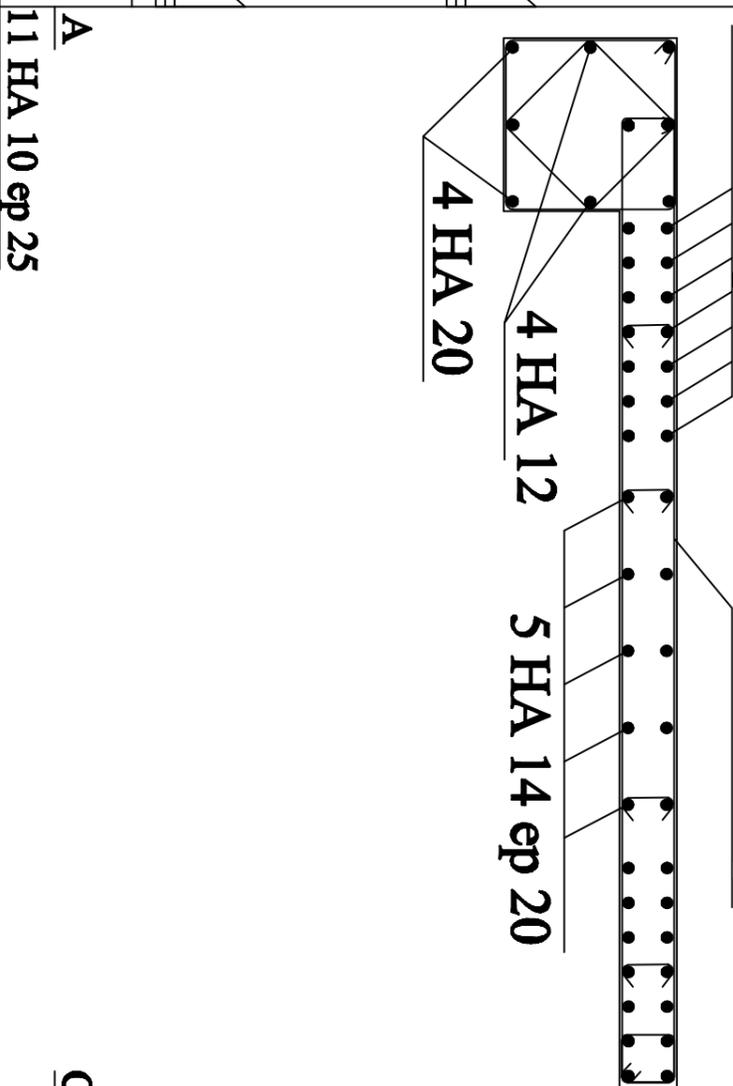
VOILE TRANSVERSAL 1

VOILE TRANSVERSAL 2

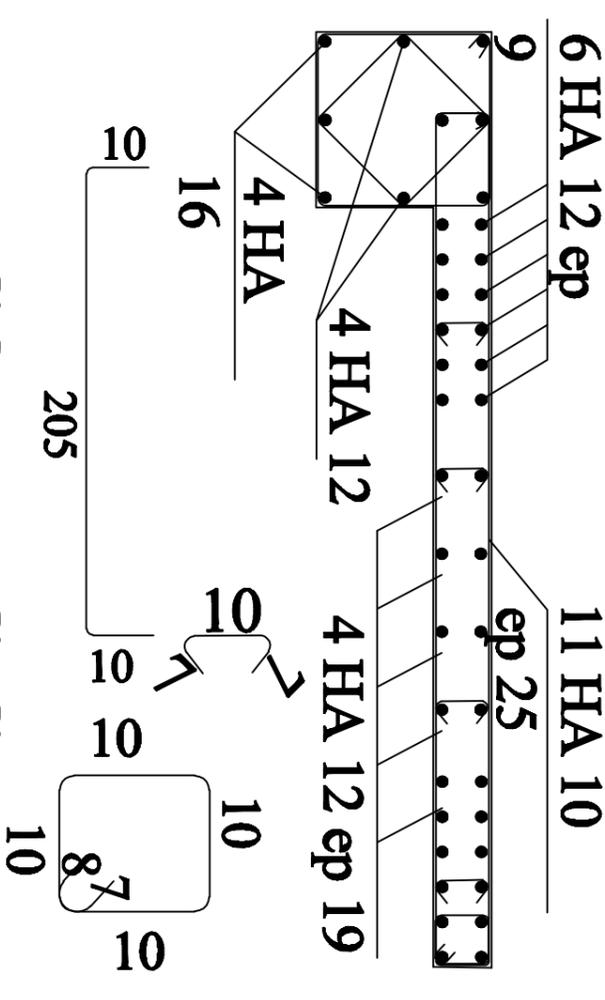
COUPE B-B



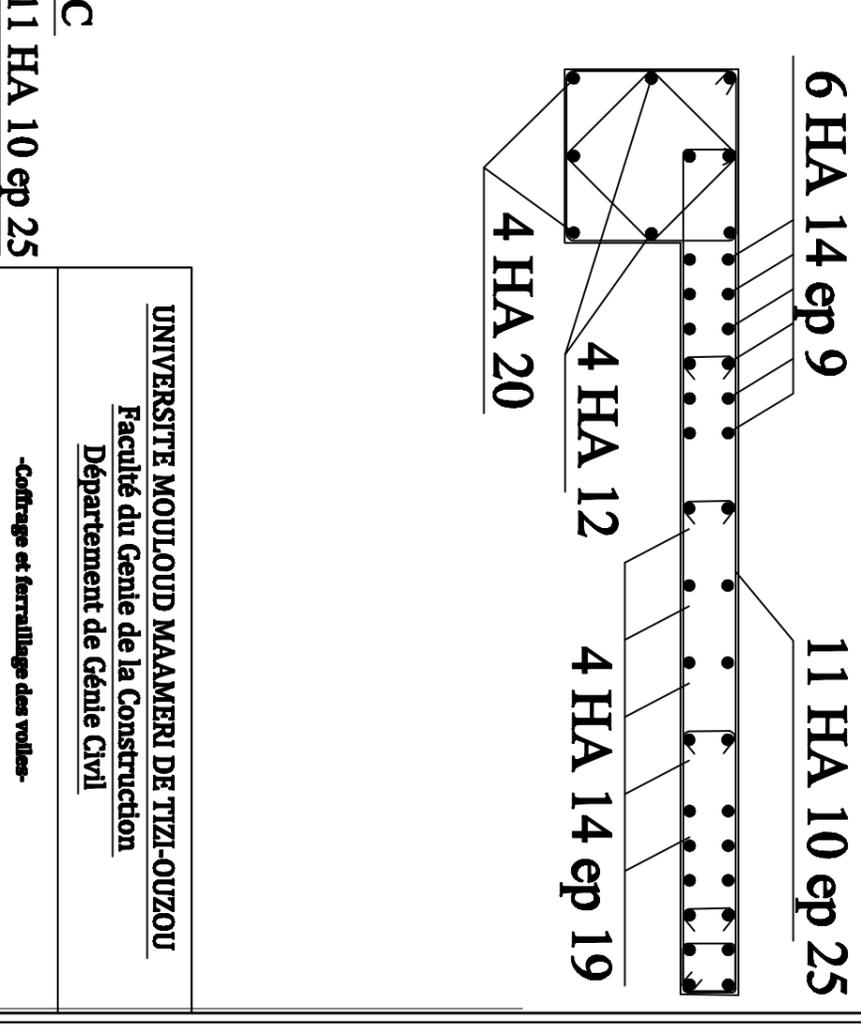
COUPE A-A



COUPE D-D



COUPE C-C



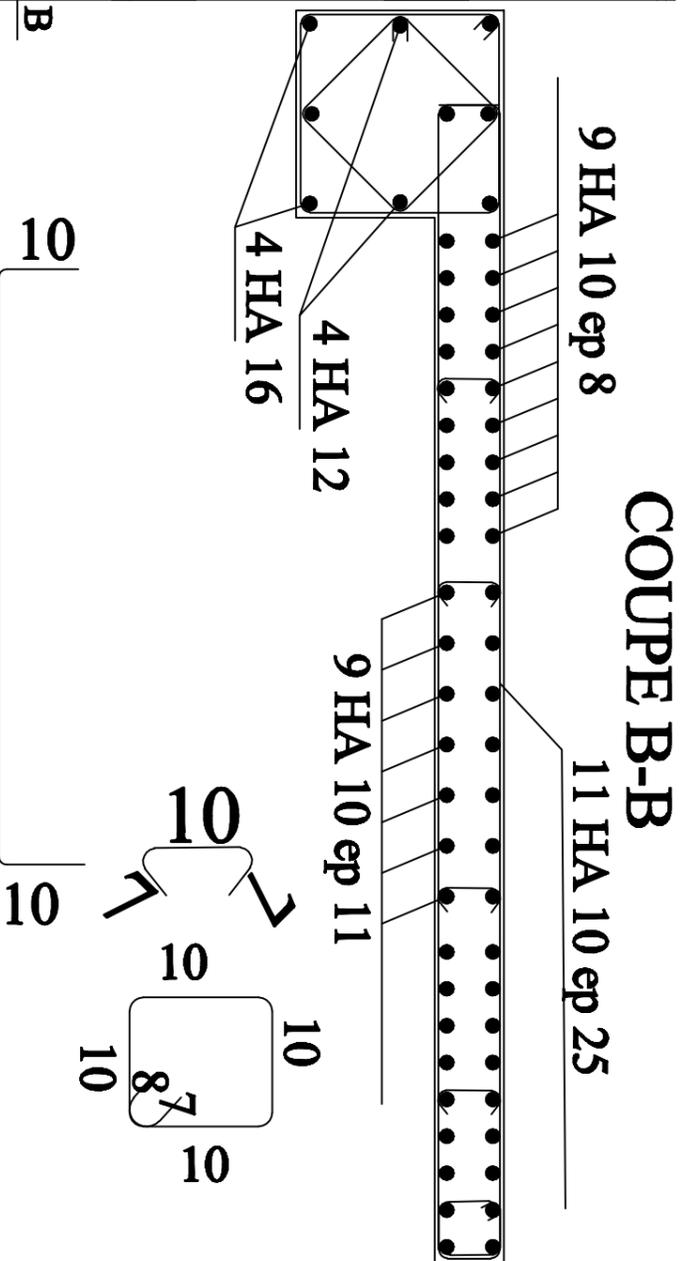
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

-Coffrage et ferrillage des voiles-

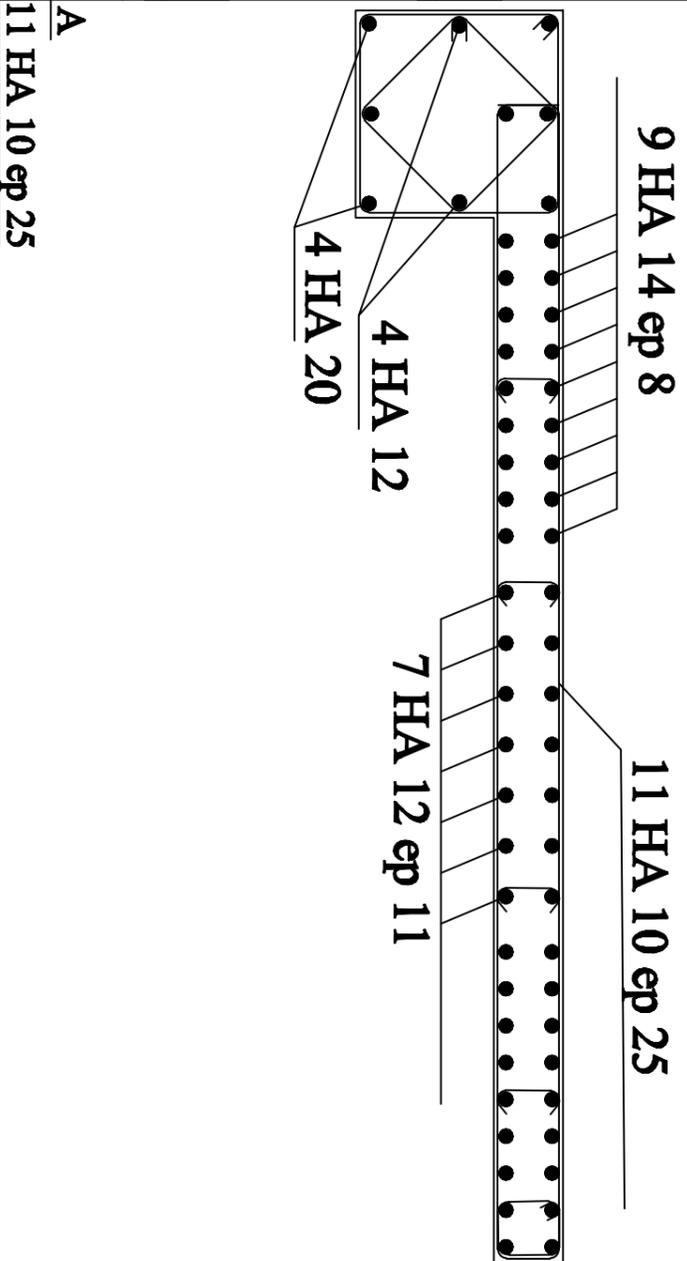
Proposé par:	BRT:	septembre 2016
Présenté par:	BAZIZ AGHOUR BENABOUJA Ghanda	Plan:
Révisé par:	Mr BOUKAIS	Echelle: 1/50

VOILE LONGITUDINAL 1 VOILE LONGITUDINAL 2

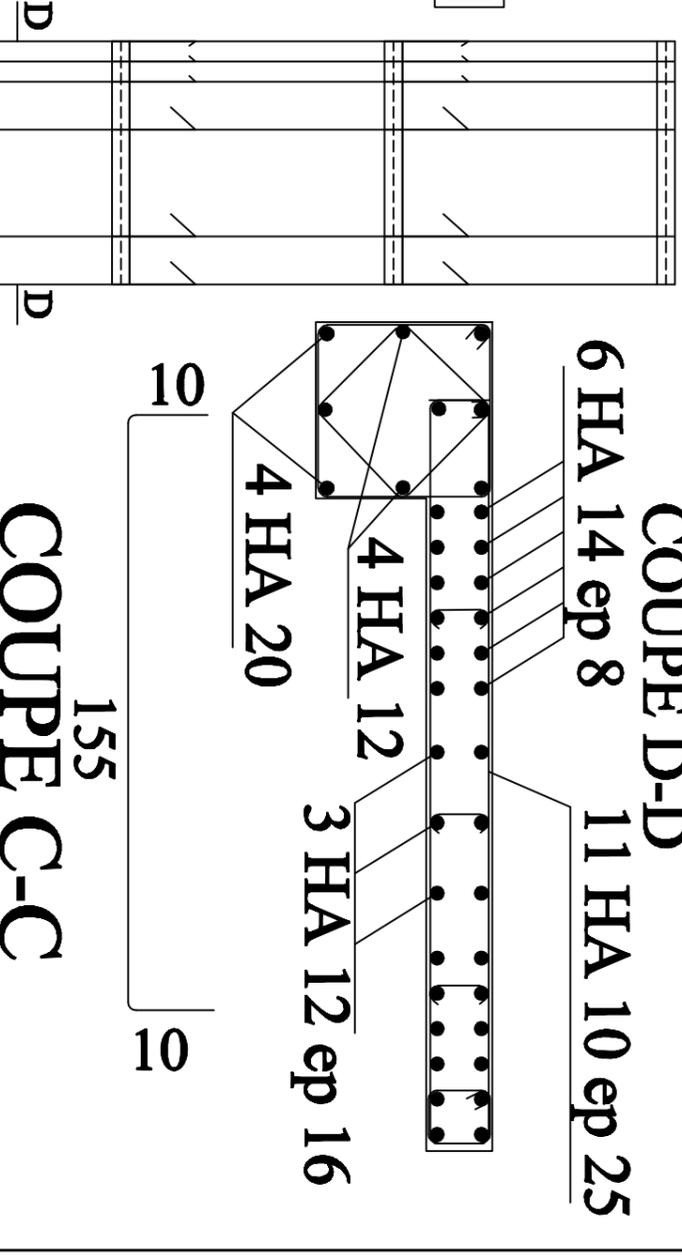
COUPE B-B



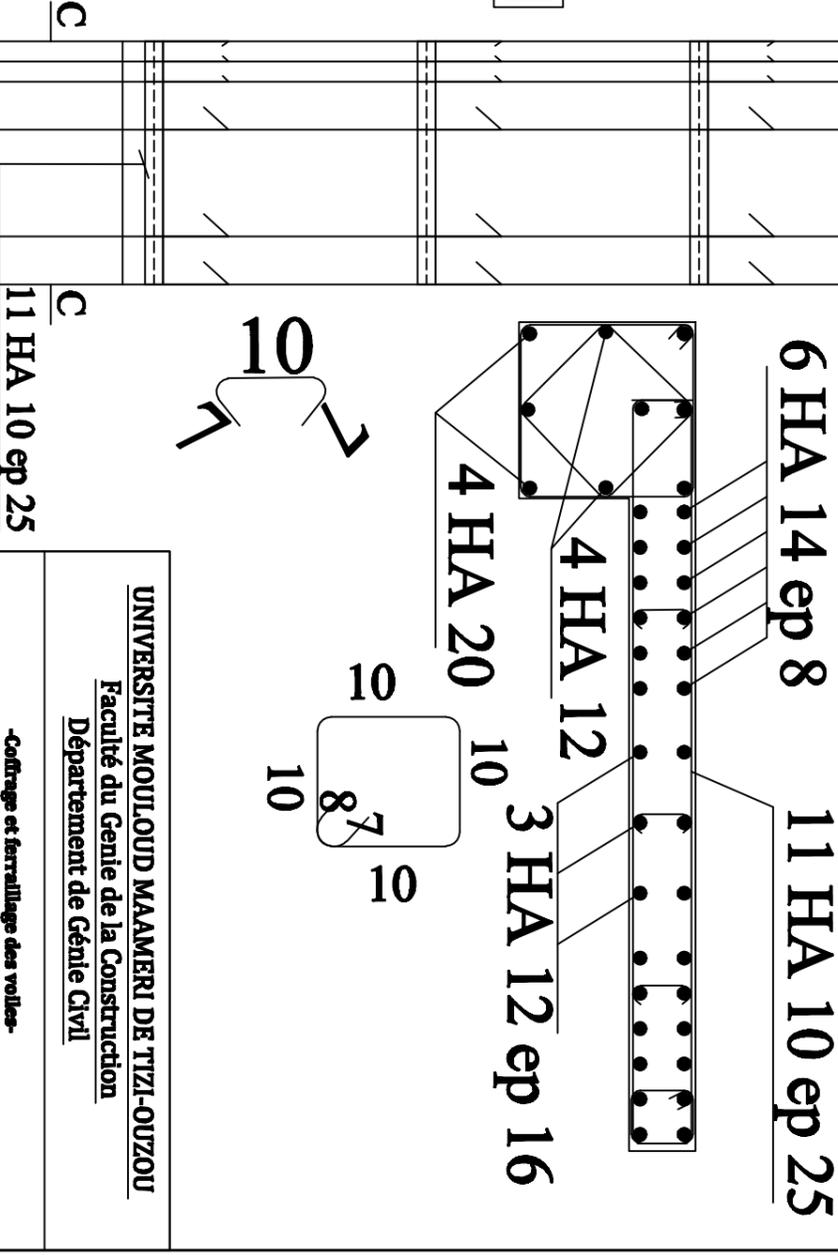
COUPE A-A



COUPE D-D



COUPE C-C

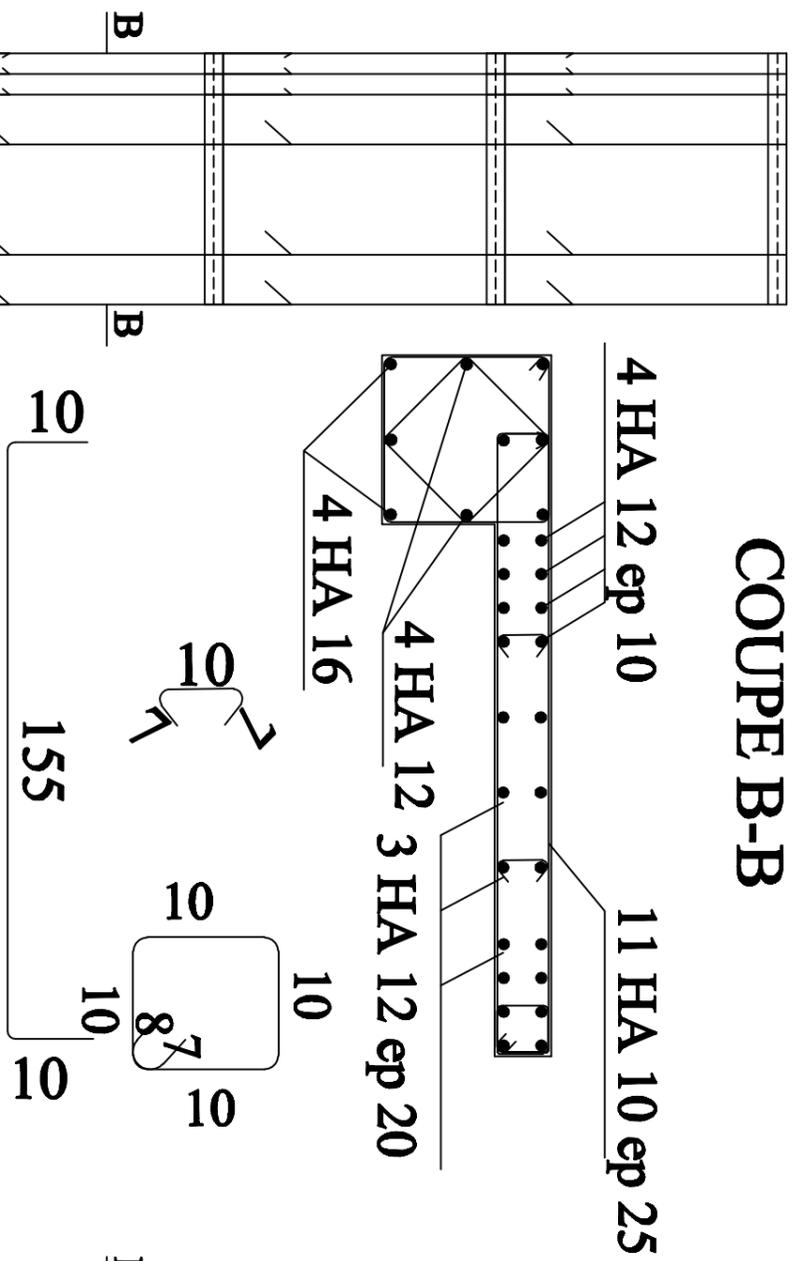


UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU	
Faculté du Genie de la Construction	
Département de Génie Civil	
-Coffrage et ferrailage des voiles-	
Préparé par:	SEPTEMBRE 2018
Présenté par:	BAZIZ ACHOUR BERNOUDIA Gouala
Maître de stage:	Mr. BOUKAIS
Échelle:	1/50

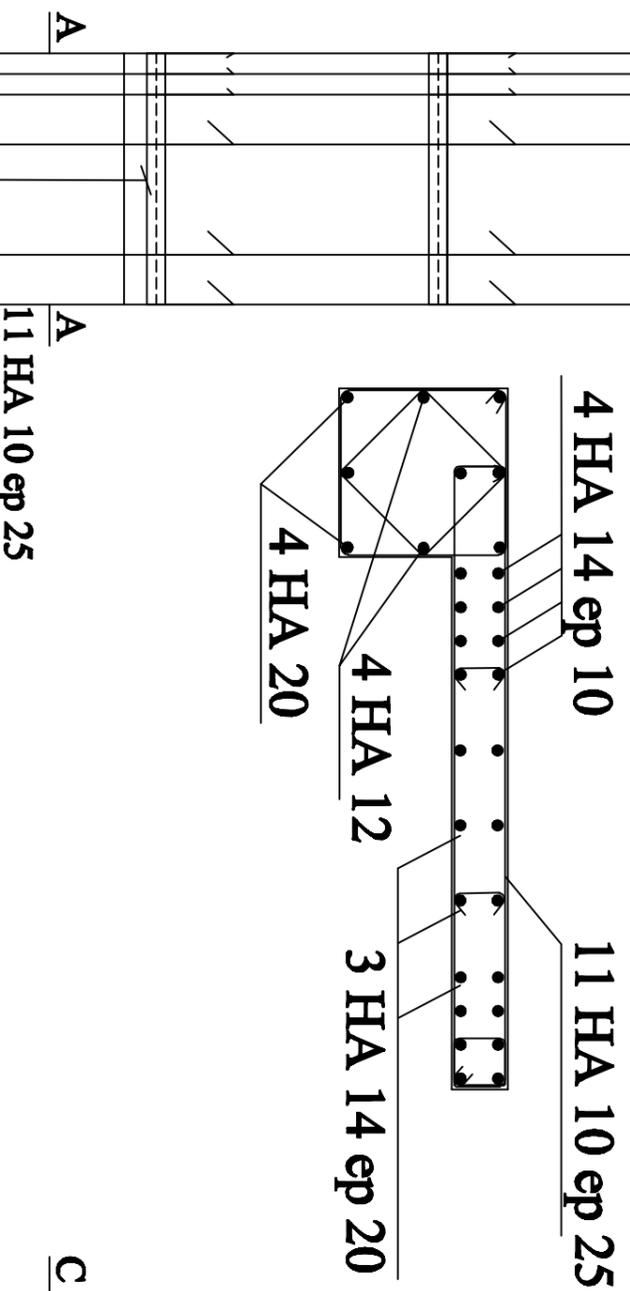
VOILE TRANSVERSAL 3

VOILE TRANSVERSAL 4

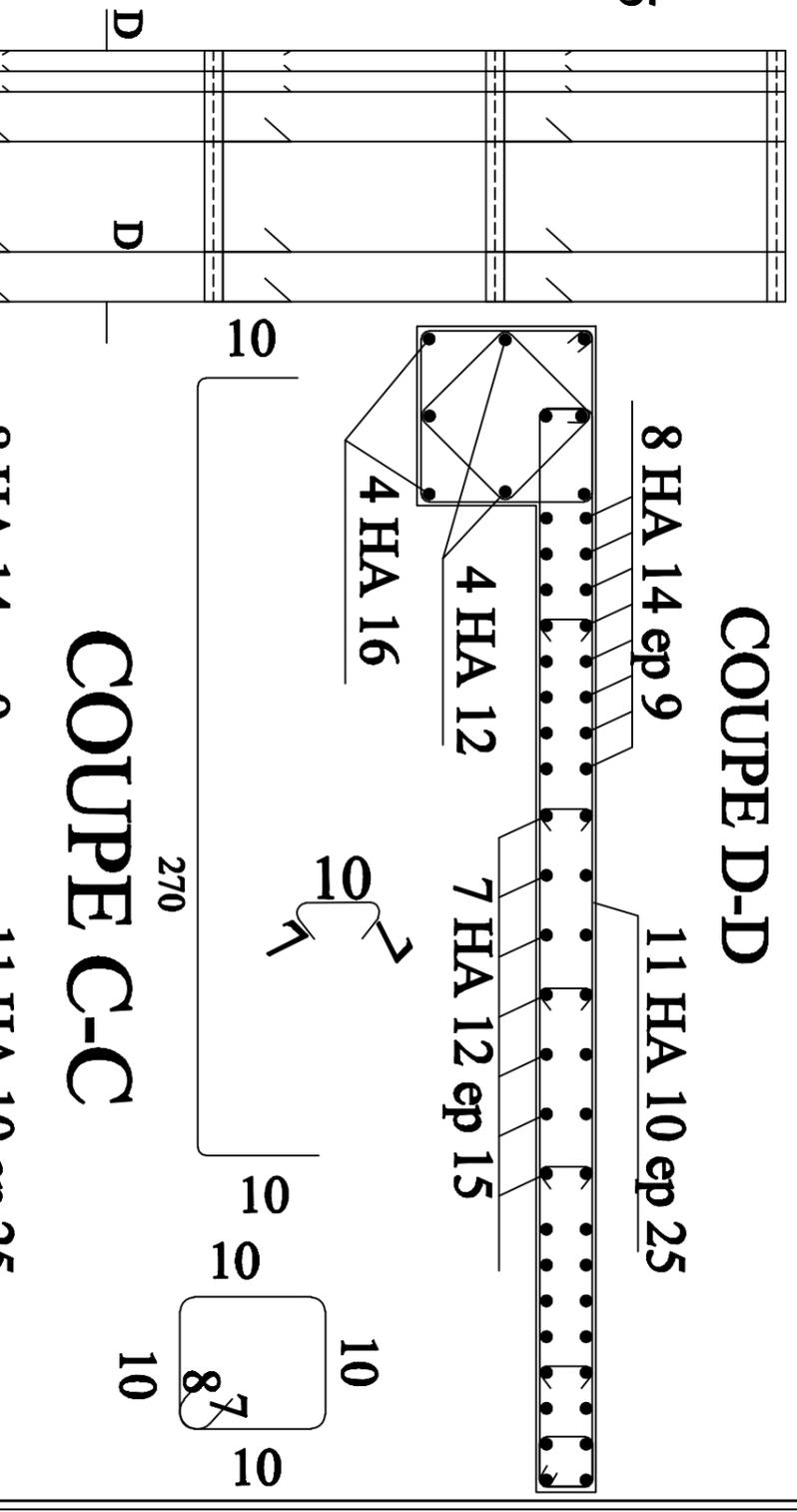
COUPE B-B



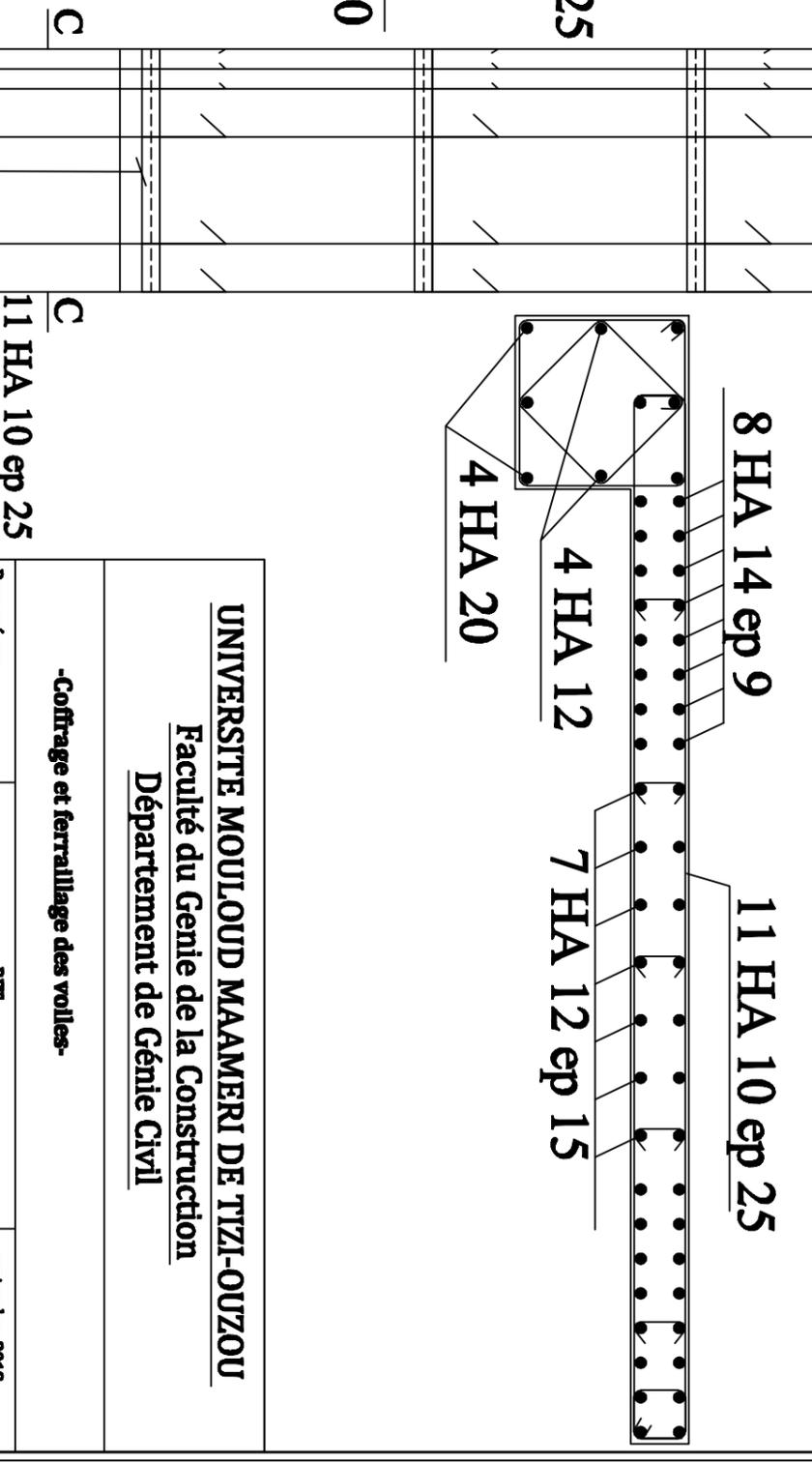
COUPE A-A



COUPE D-D



COUPE C-C



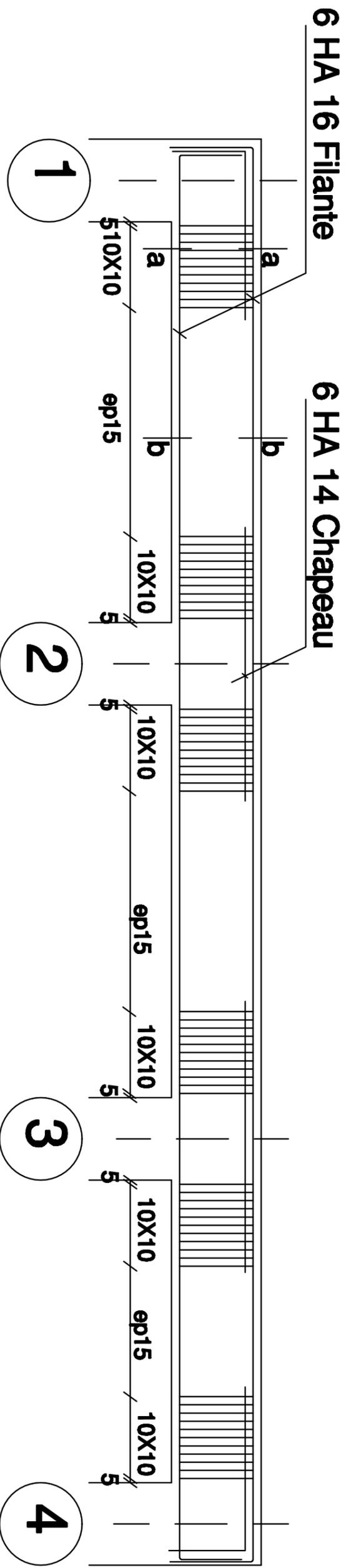
UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
 Faculté du Genie de la Construction
 Département de Génie Civil

-Coffrage et ferrailage des voiles-

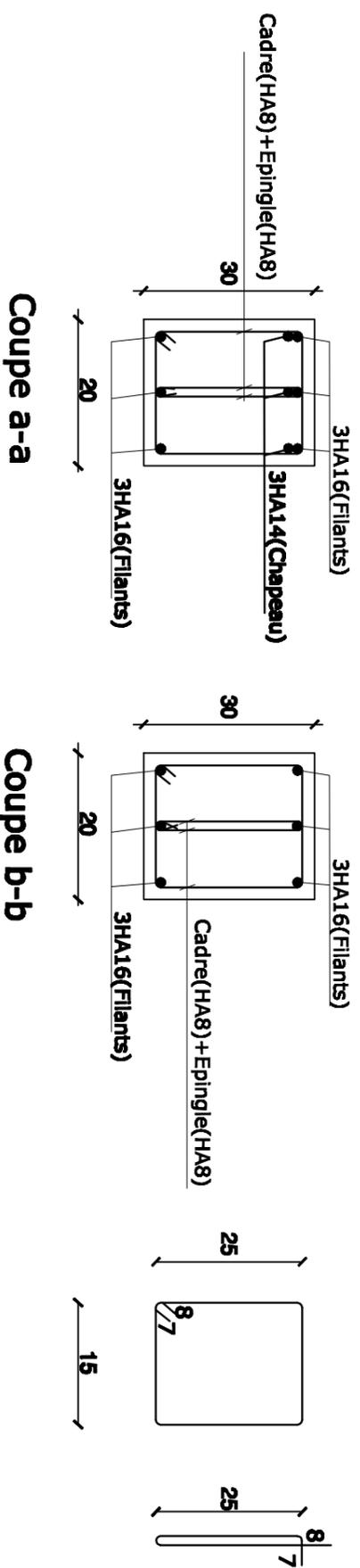
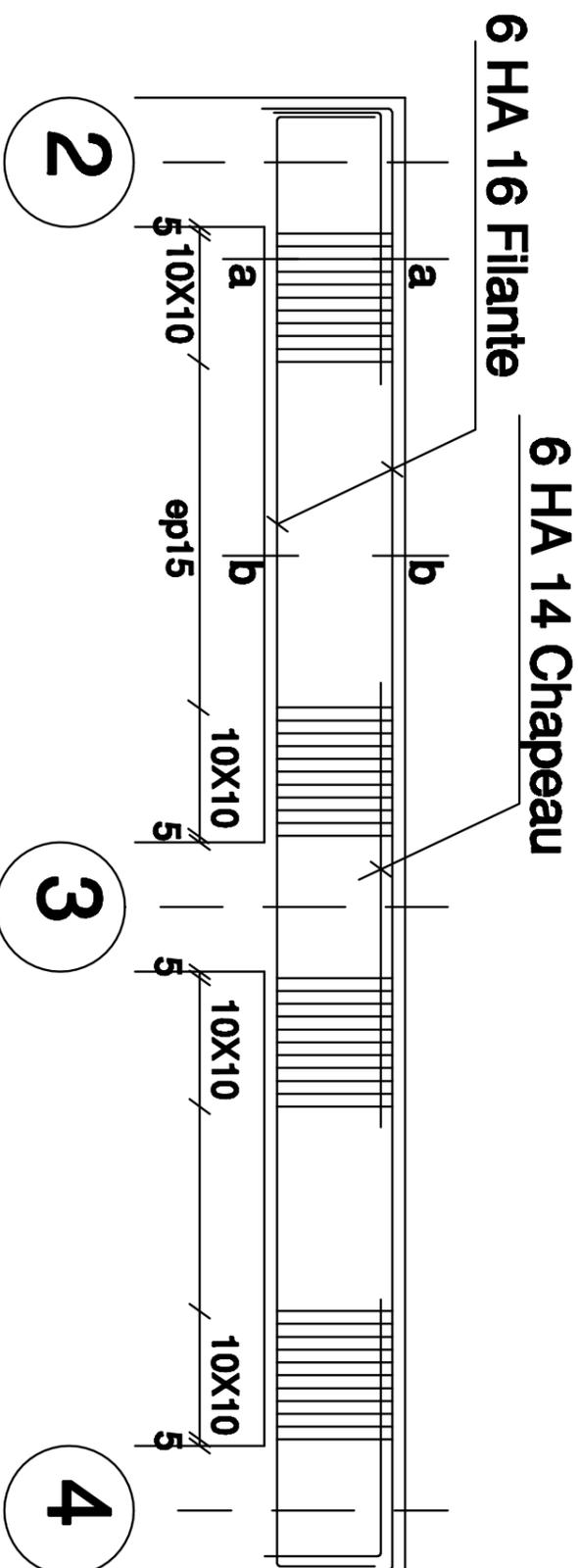
Proposé par:	BRT:	septembre 2018
Présenté par:	BAZIZ ACHOUR BENAOUDIA Ghania	Plan:
Encadré par:	Mr. BOUKAIS	Echelle: 1/50

-COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES (20x30)

-AXE A, B, C et D (NIVEAUX RDC, 1, 2, 3, 4 et 5) -



-AXE E et F (NIVEAUX RDC, 1, 2, 3, 4 et 5) -

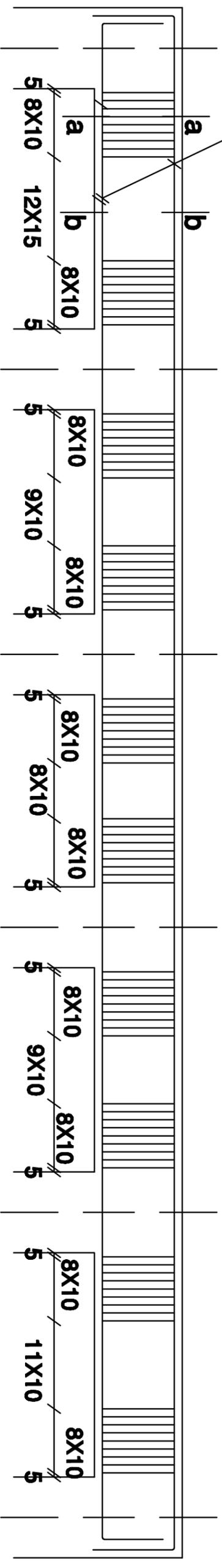


UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU	
Faculté du Genie de la Construction	
Département de Génie Civil	
poutre principale	
Proposé par:	BRT:
Présenté par:	BAZIZ ACHOUR BERNAOUDIA Ghania
Encadré par:	Mr: BOUKAIS
	septembre 2018
	Plan:
	Echelle:1/50

-COFFRAGE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRES (25x35)

6 HA 12 FILANTE

-AXE 2, 3 et 4 (NIVEAUX RDC, 1, 2, 3, 4 et 5) -



A

B

C

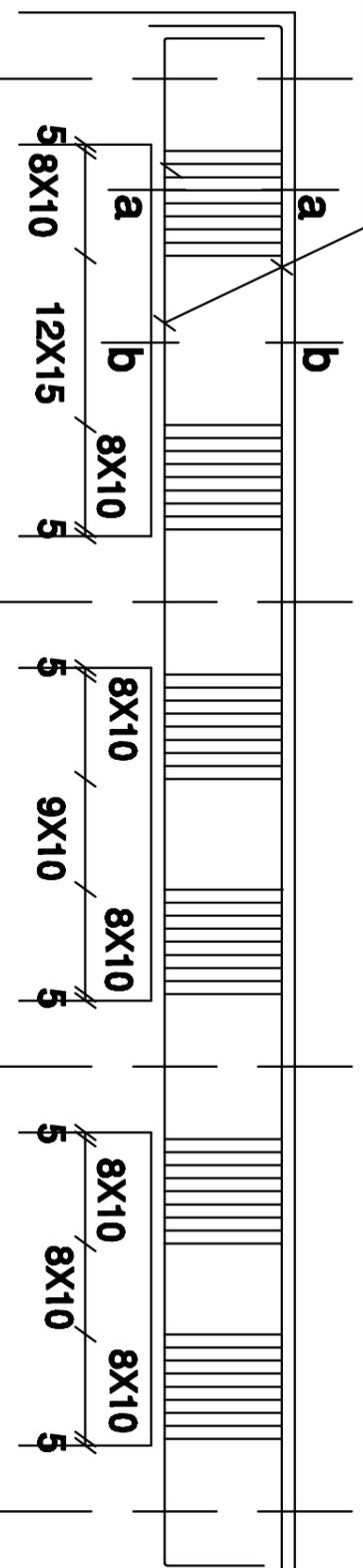
D

E

F

6 HA 12 FILANTE

-AXE 1 (NIVEAUX RDC, 1, 2, 3, 4 et 5) -



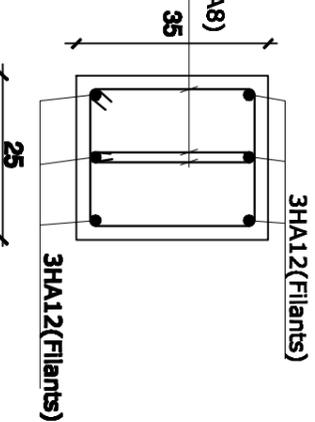
A

B

C

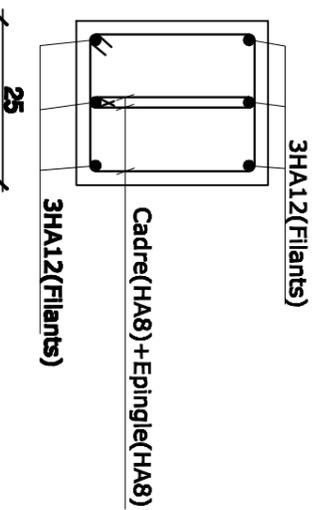
D

Cadre(HA8)+Epingle(HA8)



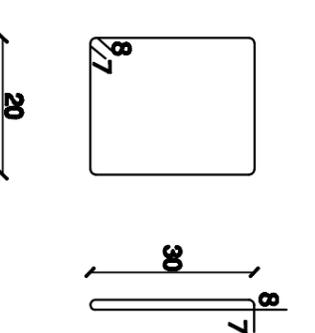
Coupe a-a

35



Coupe b-b

30



30

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU
Faculté du Genie de la Construction
Département de Génie Civil

poutre secondaire

Proposé par: **BRT:** septembre 2018

Présenté par: **BAZIZ ACHOUR** Plan:

BERNAOUDIA Ghania

Encadré par: **Mr: BOUKAIS** Echelle:1/50



Chapitre VII
Etude de l'infrastructure

VII.1 INTRODUCTION :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

VII.2 ETUDE GEOTECHNIQUE DU SOL :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII.3 CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats de dimensionnement.

VII.4 CHOIX DE FONDATION :

a) Semelles isolées :

Pour le dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s^{max} qui est obtenu à la base de tous les poteaux Du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

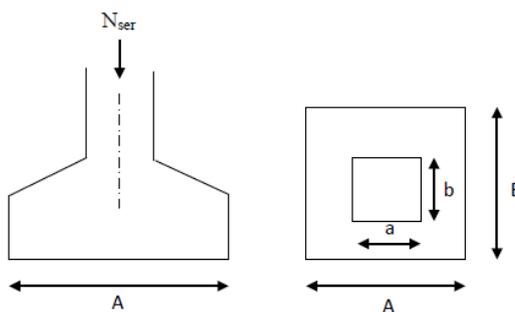


Figure VII.1 : Schéma de la semelle isolée

- **Homothétie des dimensions:**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k \quad \Rightarrow \quad \frac{45}{45} = 1 \quad \Rightarrow \quad A=B$$

$$D'où : B \geq \frac{\overline{N_{ser}}}{\sigma_{sol}}$$

- **Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 994.42 \text{ KN.}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$B \geq \frac{994.42}{200} = 2,23 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad A=B=2.25 \text{ m}$$

CONCLUSION :

L'importance des dimensions des semelles engendre un chevauchement, donc il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes :

b.1) Semelles filantes sous voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \quad \Rightarrow \quad B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec : σ_{sol} : capacité portante du sol.

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

G, Q : charge et surcharge revenant au voile considéré

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Sens x-x : Longitudinale :

Voiles	$N_{S \text{ MAX}}$ (Kn)	L (m)	B (m)	$S=B.L$ (m ²)
VL1	699.55	1.48	0.222	0.33
VL2	631.93	2.28	0.342	0.78
VL3	552.91	2.28	0.342	0.78

Sens y-y : Transversale

Voiles	$N_{s \max}$ (Kn)	L(m)	B(m)	S=B.L (m ²)
VT1	473.9	2.48	0.37	0.92
VT2	872.24	1.83	0.27	0.49
VT3	556.78	1.28	0.19	0.24
VT4	688.67	2.28	0.342	0.78
VT5	465.89	2.28	0.342	0.78

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voiles selon le sens transversale et**longitudinale**

$$S_v = S_{\text{calculé}} * n(\text{portique}) = 4(0.33) + 6(0.78) + 6(0.78) + 4(0.92) + 5(0.49) + 3(0.24) + 3(0.78) + 4(0.78)$$

$$S_v = 23 \text{ m}^2$$

b.2 Semelles filantes sous poteaux :**1. Hypothèses de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

2. Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure R : $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$

e : excentricité de la structure

e_i : excentricité de chaque élément

- Détermination de la distribution (par ml) des sollicitations de la semelle :

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q_{\frac{L}{4}} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

Le calcul se fera pour le portique transversal (sens porteur) :

Poteaux	N_s	e_i	$N_s \times e_i$ (KN.m)	M_s
---------	-------	-------	-------------------------	-------

	(KN)	(m)		(KN.m)
C2	664.59	-8.025	-5333.33	1.257
C7	565.9	5.525	3127	2.381
C10	453.26	2.025	917.851	2.017
C12	340.7	-2.025	-689.917	1.864
Sommes	R=2024	/	S=-1978	S=7.519

Tableau VII.2 : résultat des charges vertical de chaque poteau.

➤ **Dimensionnement de la semelle filante sous poteaux :**

Nous aurons à étudier uniquement le portique le plus sollicité. Dans notre cas, il s'agit du portique Transversal . représenté par le schéma suivant :

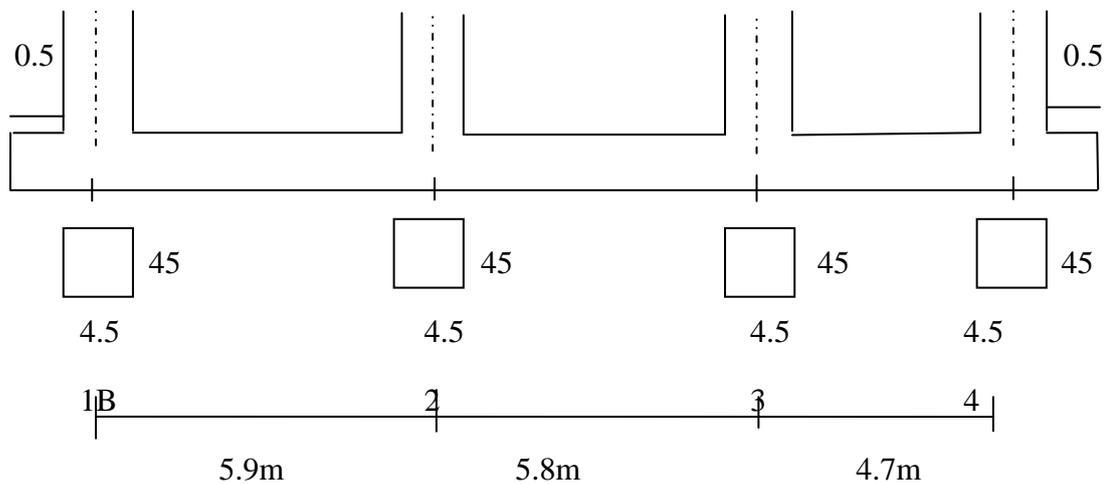


Fig VII.1 : Schéma de la semelle filante sous poteaux

La longueur totale de la semelle (y compris les **débords** de **0,20 m** de chaque extrémité) est de **17.25 m**

3. Détermination de la distribution par mètre linéaire des sollicitations des semelles :

$$R = \sum N_i = 2024 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{N_i e_i + M_i}{R} = \frac{-1978 + 7.519}{2024} = 0,97 \text{ m}$$

$$e = 0,97 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = 2,87 \text{ m} \quad \Longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{2024}{17,25} \left(1 + \frac{6(0,97)}{17,25}\right) = 156,9 \text{ KN/ml.}$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{2024}{17,25} \left(1 - \frac{6(0,97)}{17,25}\right) = 77,75 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s \left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{2024}{17,25} \left(1 + \frac{3(0,97)}{17,25}\right) = 137,12 \text{ KN/ml.} \quad \mathbf{Q_s = 137,12 \text{ KN/ml}}$$

4. Détermination de la largeur de la semelle:

$$B \geq \frac{q_s \left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{137,12}{200} = 0,70 \text{ m}$$

- On prend : $B = 1 \text{ m}$

- ✓ **Nous aurons la surface de semelle filante :**

$$S = L \cdot B = 17,25 \cdot 1 = 17,25 \text{ m}^2$$

- ✓ **Surface de la semelle filante sous poteaux:**

$$S_p = S \cdot n = 17,25 \cdot 4 = 69 \text{ m}^2$$

n : nombre de portique dans le sens considéré

- ✓ **La surface totale des semelles sous (poteaux+voiles) :**

$$S_t = S_p + S_v = 69 + 23 = 92 \text{ m}^2$$

- ✓ **La surface totale du bâtiment :**

$$S_{\text{bat}} = 260,43 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{92}{260,43} = 0,35$$

La surface totale des semelles représente 35% de la surface de bâtiment.

CONCLUSION :

Nous allons opter pour des semelles filantes.

VI.5 DIMENSIONNEMENT DE LA SEMELLE FILANTE :

- ✓ **Hauteur de la semelle :**
$$h_s \geq \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm}$$

Avec : B : Largeur de la semelle.

b : coté du poteau.

$$h_s : \geq \frac{100-45}{4} + 5\text{cm} = 18.75\text{cm} \quad \text{on prend } h_s = 35\text{cm. Et } d = 30\text{cm.}$$

Soit les dimensions suivantes : **L=17.25m B = 100cm**

$$\mathbf{H_s = 35cm \quad D=30cm \quad c = c' = 5cm}$$

a) Dimensionnement de la Poutre de rigidité :

➤ **Calcul de la charge uniforme :**

Points d'appuis	Nu (kN)	Mu (kN.m)
A	325.55	4.084
B	284.8	5.091
C	209.8	4.508
D	198.3	4.22

$$q_u = \frac{\sum N_u}{L_T} \left(1 + \frac{3e_u}{L_T} \right) = \frac{1018.5}{17.25} \left(1 + \frac{3(0.97)}{17.25} \right) = 69 \text{ kN/ml}$$

✓ **Dimensionnement :**

Il faut que : **La hauteur** $\frac{L}{9} \leq h_p \leq \frac{L}{6}$

$$\mathbf{\text{La largeur}} \quad \frac{1}{3} h_p \leq b_p \leq \frac{2}{3} h_p$$

L : étant la plus grande portée dans le sens étudié

$$L=5.9\text{m} \Rightarrow \frac{590}{9} \leq h_p \leq \frac{590}{6}$$

$$\Rightarrow 65 \leq h_p \leq 98.33 \quad \text{On adopte une hauteur } \mathbf{h_p = 65 \text{ cm}}$$

$$h_p = 65 \text{ cm} \Rightarrow \frac{65}{3} \leq b_p \leq \frac{2 \times 65}{3} \Rightarrow 21,67 \leq b_p \leq 43,33$$

On adopte une largeur **b_p = 40 cm**

$$\mathbf{D_p = h_p - c = 65\text{cm} - 5\text{cm} = 60\text{cm}}$$

VII.6 FERRAILLAGE :

VII -6-1-Ferraillage de la poutre de rigidité à L'ELU :

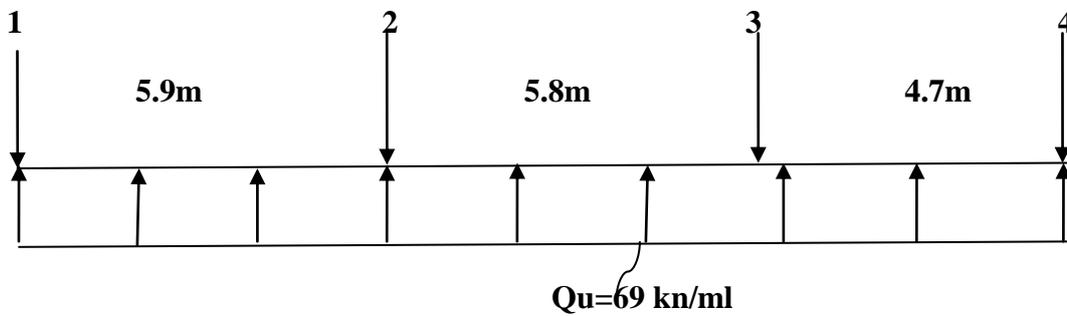


Figure VII.2 : schéma statique des semelles sous poteaux.

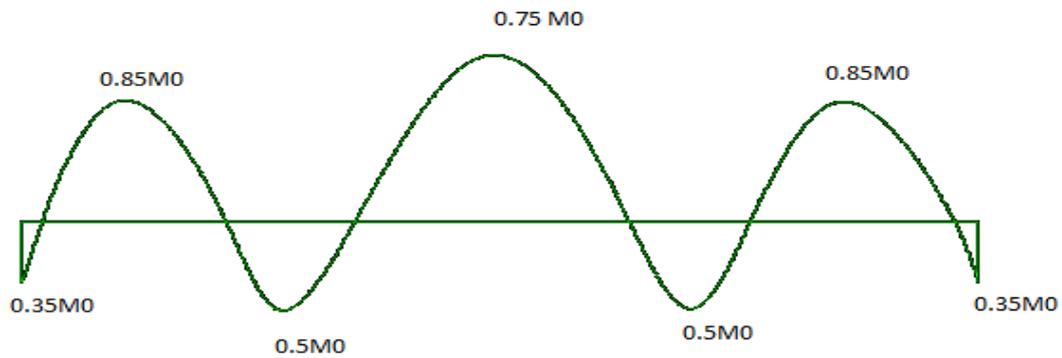


Figure VII .3 : Diagramme des moments fléchissant

- **Calculer des moments isostatiques** $M_{0s} = \frac{q_0 L^2}{8}$

Avec $q = q \left(\frac{L}{4}\right) \times B = 69 \times 1m = 69kn/ml$

Moment Isostatique	M	L=5.9m	L=5.8m	L=4.7m
	KN M	M_{01}	M_{02}	M_{03}
		300.2	290.1	190.5

Tableau. VII.3 : moment isostatique

• **Calcul des armatures :**

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_u}{b_p \times d_p^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \quad \text{et } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d_p \times \sigma_{st}}$$

Appuis	Mu(KN.m)	μ	β	A _{st} (cm ²)	Choix	A (adoptée)
B	350	0.17	0.938	17.87	4HA16+4HA20	18.71 cm ²

➤ **En travée :**

Travée	Mu(Kn.m)	μ	β	A _{st} (cm ²)	Choix	A (adoptée)
A-B	255.2	0.124	0.934	13.09	8HA16	16.08cm ²

Tableaux VII.4 : Ferrailages de la poutre de rigidité en travée et aux appuis

✓ **Vérification à l'ELU :**

-Vérification de la condition de non fragilité :

$$A \geq A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 40 \times 60 \times \frac{2,1}{400} = 2.898$$

$$A_a \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_t \geq A_{\min} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

-Vérification de la condition de cisaillement :

$$L = 5.9\text{m} - 0.45\text{m} = 5.45\text{m}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min \left[\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{69 \cdot 5,45}{2} = 188 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{188 \cdot 10^3}{400 \cdot 600} = 0.78 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{t \max} \right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min (8,57 ; 4 ; 2) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 20mm \quad \text{On prend } \phi_t = 8 mm$$

On adopte un cadre et un étrier de HA8

-Calcul des espacements :

Selon le RPA 99 (corrigé en 2003), l'espacement entre les cadres doit être

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_t ; 30 \right) cm$$

$$S_t \leq \min (6,25 ; 24 ; 30)$$

$$S_t \leq 16,25 cm \quad \text{On prend } S_t = 10 cm$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 32,5 cm \quad \text{On prend } S_t = 15cm$$

On a :

$$A_t \geq 0,003 S_t b = 0,003 \cdot 10 \cdot 40 = 1,2 cm^2$$

$$A_t = 4 \phi 8 = 2,01 cm^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

-La longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement $L_s \geq 40\phi$ $L_s \geq 64cm$ $L_s = 65cm$

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux doit être

Effectué avec des crochets de 90°.

✓ **Vérification à l'ELS :**

• **Etat limite de compression du béton :**

-Dans le béton : On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$\rho_1 = \frac{100 A}{bd}$$

Puis à partir des annexes, on tire les valeurs de k_1 et β_1

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{k_1 \beta_1 d A}$$

-Dans l'acier : On doit vérifiée :

$$\sigma_s \leq \sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} fe; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right)$$

Avec : $\sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$; $A_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}}$

-calcul des moments à l'ELS :

$$q_s = \sum \frac{N_s}{L_T} \left(1 + \frac{3e_s}{L_T}\right) = 137.12 \text{ kN/ml}$$

La travée AB :

$$M_0 = \frac{137.12 \times (9)^2}{8} = 596.6 \text{ KN.m}$$

La travée BC :

$$M_0 = \frac{137.12 \times (8)^2}{8} = 576.6 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_0 = \frac{137.12 \times (7)^2}{8} = 378.6 \text{ KN.m}$$

Les résultats des vérifications sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau VII-5 : Vérifications des contraintes aux appuis :

Appui	M _s (KN.m)	μ	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _{bc} (kn.cm)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (kn.cm)	Observation
A	88.55	0,043	0.744	0,875	25	0,037	1,5	C.Vérifiée

Tableau VII-6: Vérifications des contraintes en travée :

Appui	M _s (KN.m)	μ	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _{bc} (kn.cm)	σ _{bc} (kn.cm)	Observation
A	507.1	0.248	0.654	0.882	27.37	1.25	1,5	C.Vérifiée

VII-7) FERRAILLAGE DE LA SEMELLE SOUS VOILES :

✓ **Calcul des armatures :**

$$A_s = \frac{N_u(A-a)}{8d_a \sigma_{st}} = \frac{1294.02 \times 1000 \times (100-45)}{8 \times 35 \times 34800} = 7.30 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA14 $\Rightarrow A_s = 7.70 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ avec espacement $e = 20 \text{ cm}$

$A_r = A_s/4 = /4 = 1.92 \text{ cm}^2$ soit 6HA12 ($A_r = 6.78 \text{ cm}^2$) \Rightarrow avec espacement $e = 10 \text{ cm}$

✓ **Vérification de la contrainte du sol :**

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{BL} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \sigma_{sol} = \frac{597,083}{1 \cdot 5.45} = 109.96 \text{ kN / m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 109.96 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ kN / m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII-8) FERRAILLAGE DE LA LONGRINE :

✓ **Le rôle des longrines :**

Les longrines servent à chaîner les semelles dans les deux sens, rigidifier et empêcher sont déplacement.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés.

α : Coefficient en fonction de la zone sismique et de la catégorie de site

Considérée. (Site : S3; zone IIa)

✓ **Dimensionnement des longrines :**

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines d'après le **RPA 99 (Art 10.1.1)** sont :

- $\varnothing 5 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$; Site de catégorie S_2 et S_3

- $\varnothing 6 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$; Site de catégorie S_4

On adoptera pour notre cas une section de **(30 X 35) cm²**.

✓ **Armatures longitudinales :**

$$N = 1294.02 \text{ kN}$$

$$\alpha = 12 (\text{Zone II a ; Site 3}) (\text{Articler 10.1.b RPA 2003})$$

$$F = \frac{N}{\alpha} = \frac{1294.02}{12} = 107.83 \text{ kN}$$

$$A = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{107.83 \cdot 10}{348} = 3.09 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum exigé par le RPA est de 0,6 % de la section totale.

$$A_{\min} = 0,006 \cdot 30 \cdot 35 = 6,30 \text{ cm}^2$$

⇒ On adopte une section d'armature longitudinale de **A= 6HA12 =6,78 cm²**

✓ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{t \min} \right) \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 1,00 ; 3 ; 1,2 \} \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 1,00 \text{ cm} \quad \text{on prend un cadre HA8}$$

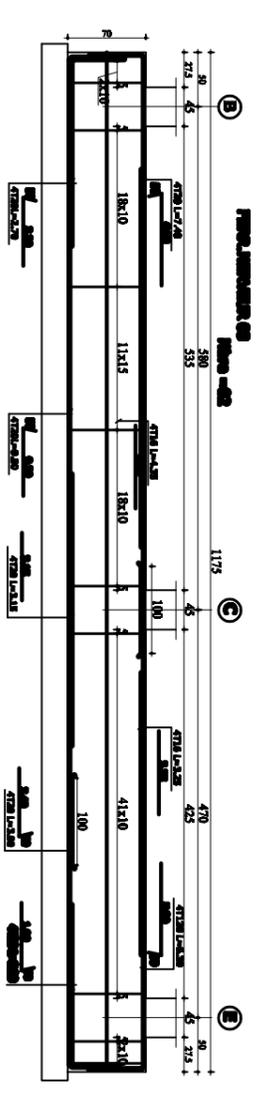
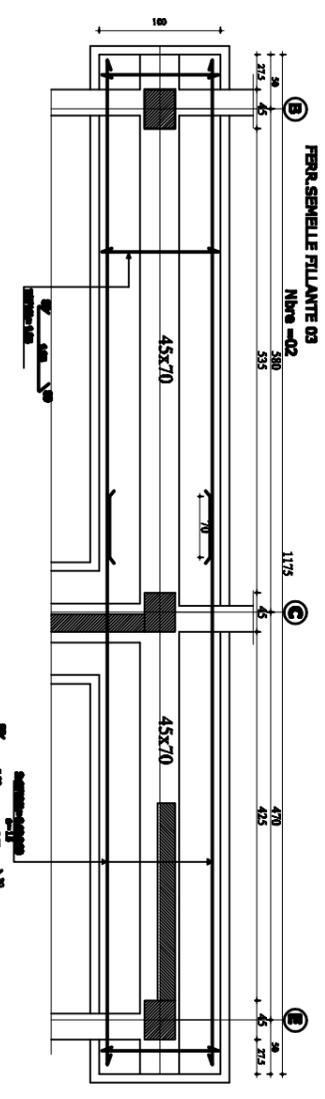
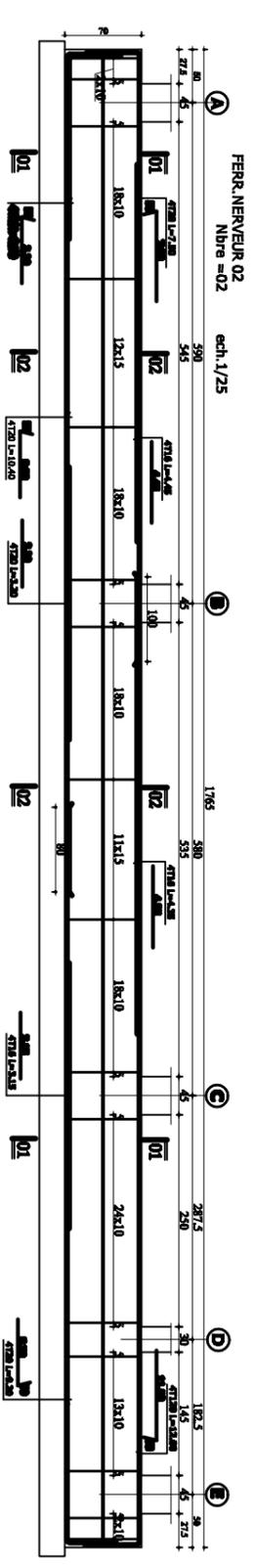
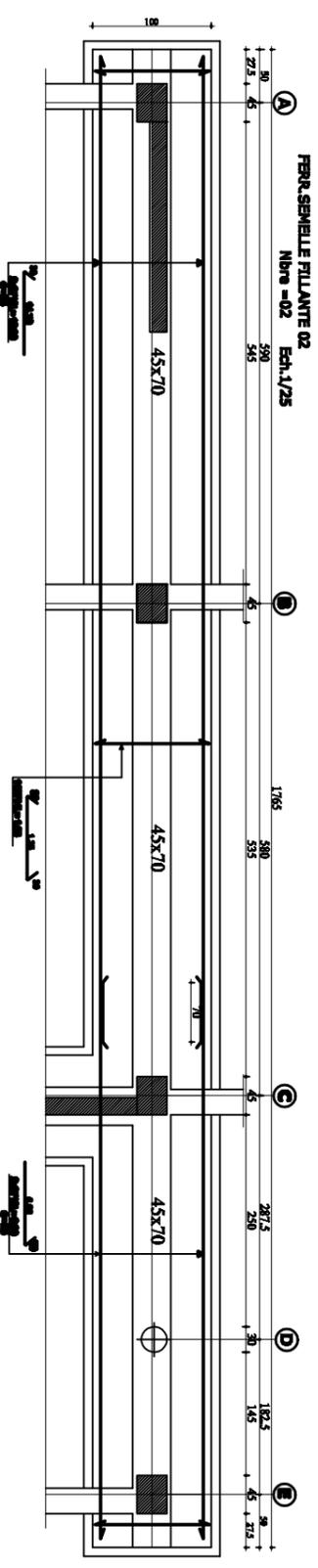
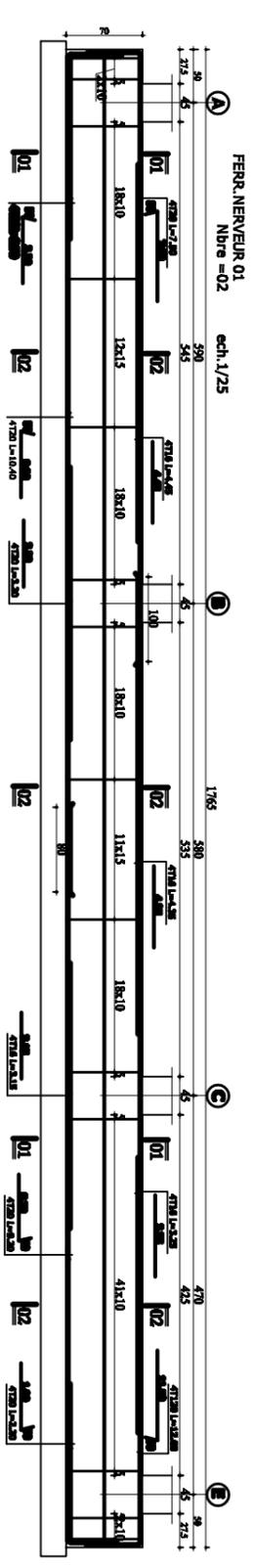
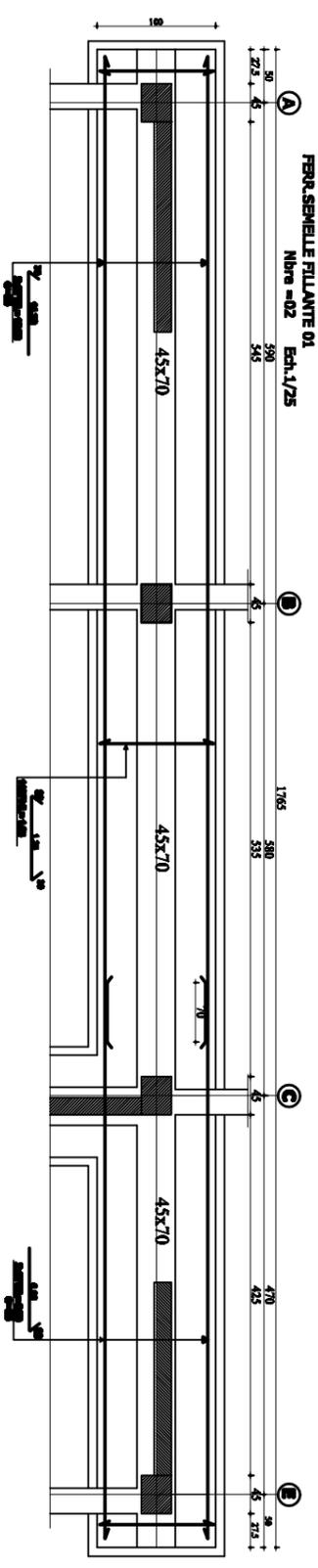
✓ **Espacement des cadres :**

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min \{ 20 ; 15 \phi_t \} \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \{ 20 ; 18 \} \text{ cm}$$

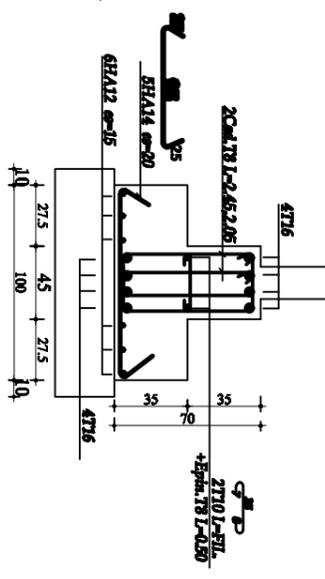
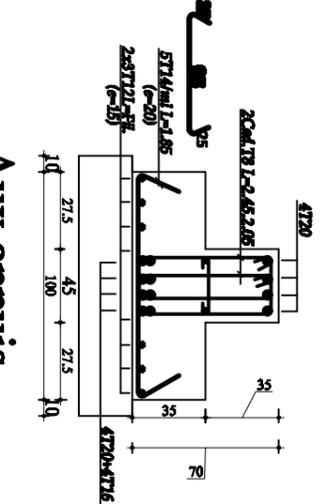
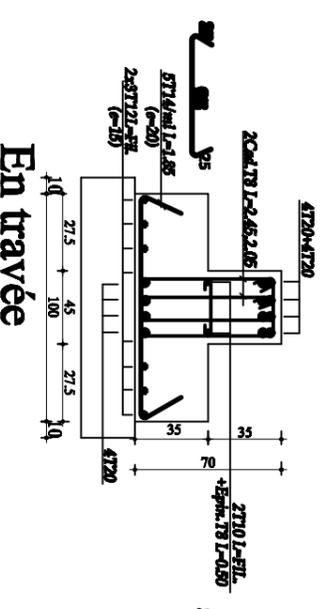
On adoptera comme espacement des cadres $S_t = 15 \text{ cm}$



**FERR. SEMELLE
SOUS VOILE Vx1&V2**

1-1
Ech. 1/20

2-2
Ech. 1/20



En travée

Aux appuis

UNIVERSITE MOULOUD MAAMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté du Genie de la Construction

Département de Génie Civil

FERR.SEMELLE FILLANTE

Proposé par: **BET: septembre 2018**

Présenté par: **BAZIZ ACHOUR
BENAOUDIA Ghania**

Encadré par: **Mr. BOUKAIS** Echelle: 1/50



Conclusion générale

CONCLUSION :

Au cours de ce Projet de Fin d'Etudes, une étude parasismique et statique d'un bâtiment à usage d'habitation a été réalisée. Situé à DBK, cet immeuble d'habitation en béton armé de (R+5) est caractérisé par un contreventement mixte.

Le travail mené sur cette structure nous a permis de tirer les conclusions suivantes :

- *Concernant le pré dimensionnement des éléments structuraux (portiques –voiles), nous avons veillé à pré dimensionner ces derniers en choisissant les dimensions les plus proches du minimum recommandé par les règlements parasismique et CBA. Pour notre cas nous avons pu valider ces choix dans le chapitre ferrailage, puisque les sections d'armatures sont correctes ainsi nous pouvons conclure que le rôle du béton et l'acier a été assuré.*
- *Concernant le choix du système de contreventement, du fait que la structure est composée de plusieurs portiques nous avons pris la décision de faire participer ces derniers au contreventement tout en veillant à injecter le minimum de voiles possibles, dans le but de ramener le système a un contreventement mixte, conformément à (l'article **3.4.4a**) du RPA99 Version 2003. On a essayé de respecter le critère de symétrie et d'éloigner le plus possible les voiles du centre de gravité de la structure afin d'éviter tout problème de torsion. Nous pouvons constater que les ferrailages des voiles et portiques est presque du même ordre de grandeur. Cette remarque vient du fait que leur fonction est la même et que leur pourcentage de participation au contreventement est presque égal.*
- *Le choix du type de fondation est conditionné par la lecture du rapport géotectonique et le respect de ses recommandations. Nous avons opté pour des semelles filantes à une profondeur de 0.80m. D'après le rapport de sol il n y a pas présence de nappes phréatiques ni couche de sable, donc le risque de liquéfaction des sols est écarté. Les recommandations exigées par les règlements concernant les fondations sont toutes vérifiées.*
- *Après une analyse modale et un calcul sismique, les déplacements et la stabilité du bâtiment ont été vérifiés. Au final, le bâtiment est stable au renversement et au soulèvement*
- *En définitif, nous pouvons conclure que grâce au calcul effectuer avec le logiciel ETABS , nous avons pu accélérer le travail surtout concernant les dispositions des voiles et en tirant rapidement les efforts internes max.
En analysant aussi les résultats sous différentes combinaisons nous avons constaté que la prise en compte de l'action sismique entraine une hausse de 15 % du ferrailage des éléments structuraux relativement à l'étude statique.*

bibliographie

- Document technique réglementaire DTR B.C.2.2
- Règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003
BAEL 91 révisé 99
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A 93).
- Formulaire du béton armé volume 1–VICTOR DAVIDOVICI-
- Maîtrise du BAEL91 et DTU associés (JEAN PERCHAT, JEAN ROUX)
- Mémoires de fin d'études des promotions précédentes
- Cours et TD du cursus