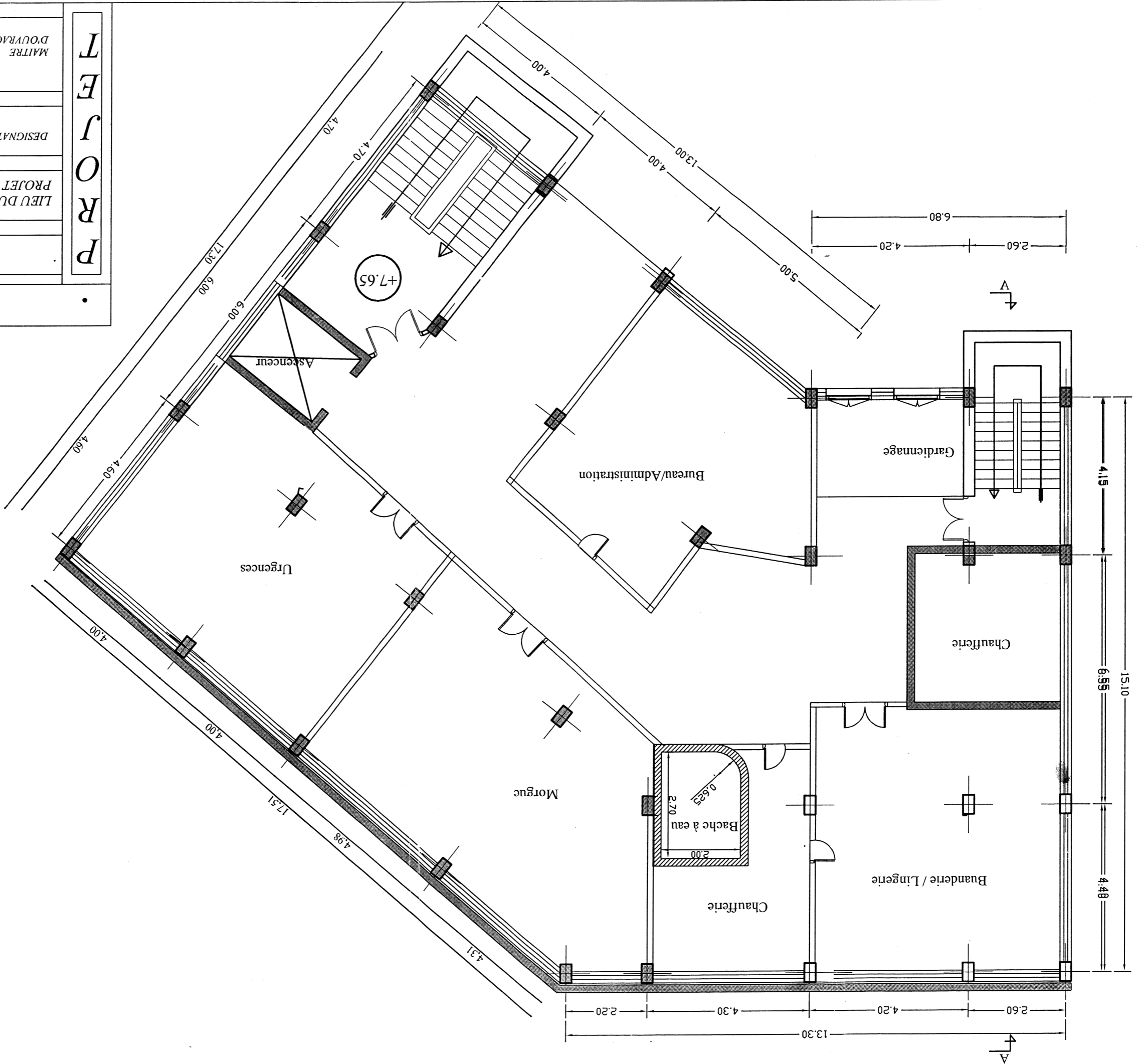


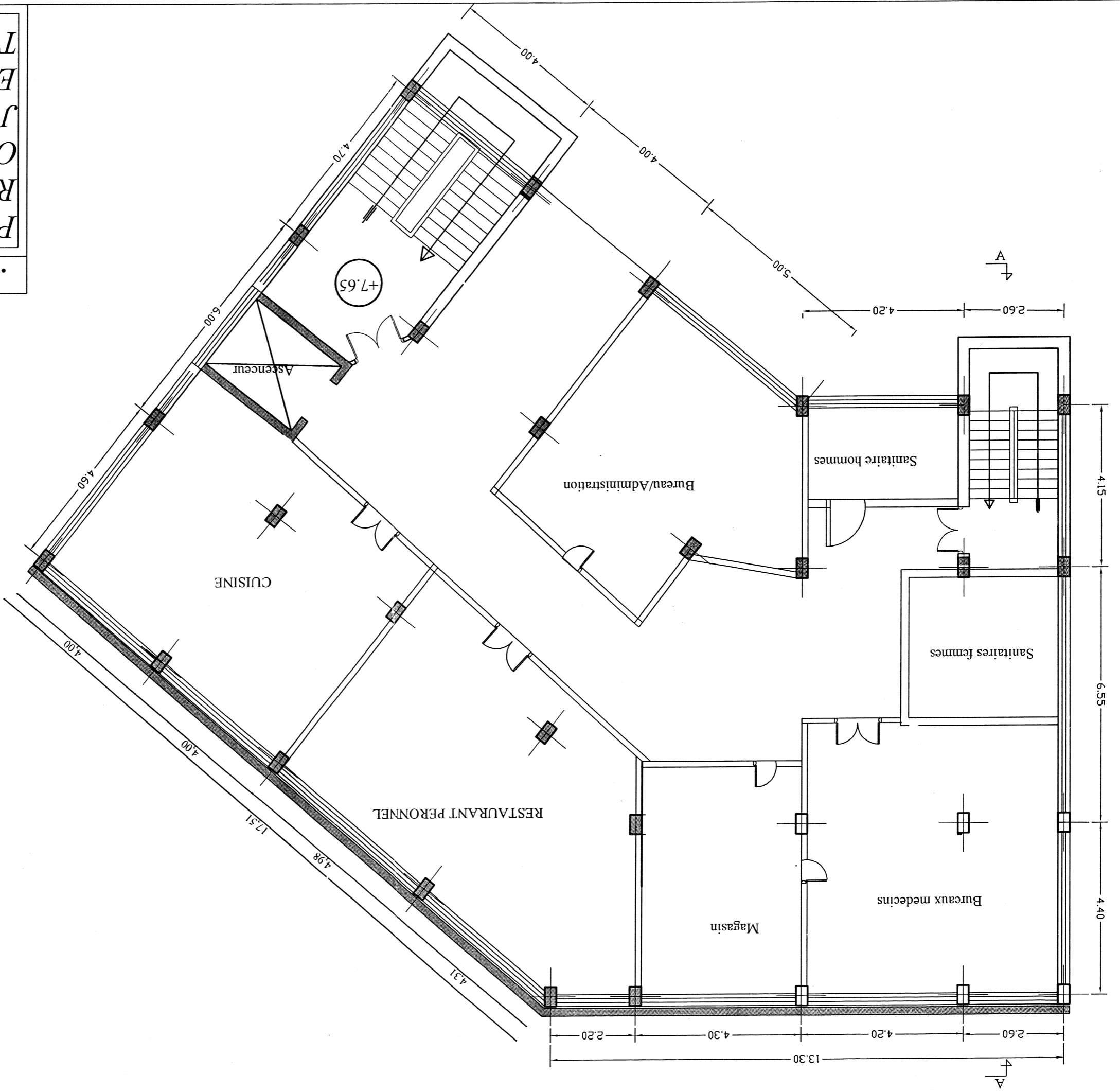
P  
R  
O  
J  
E  
T  
I  
N  
F  
O  
R  
M  
A  
T  
I  
O  
N

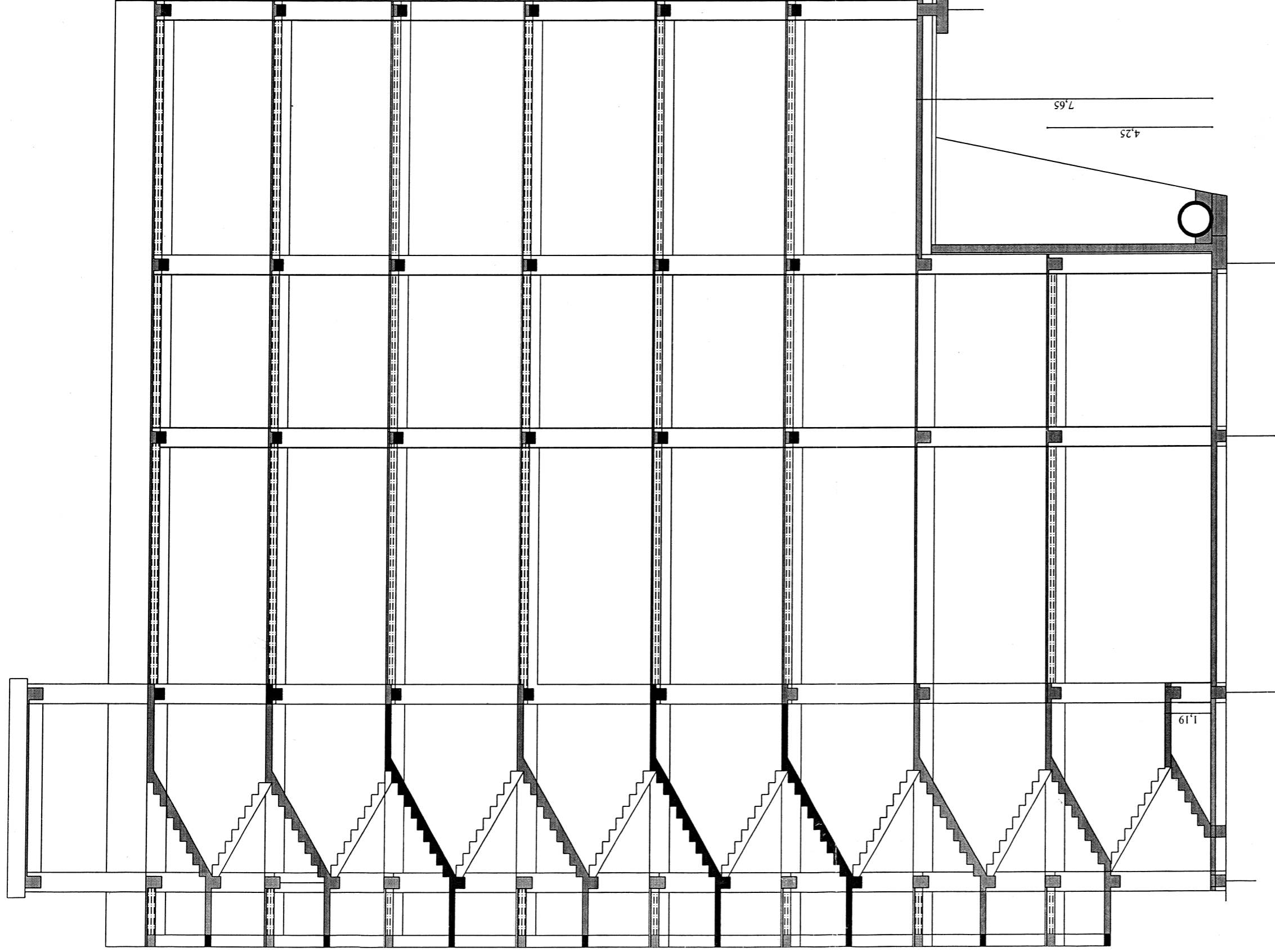
Maitre D'ouvrage		Date		N° Plan	
TIZI-OUZOU		Plan du 1er S. Sol(+0.00)		Echelle 1/100	
Réalisation d'une clinique en Structure mixte R+8					
Lieu du projet					
Designation					
Maitre D'ouvrage		Date		N° Plan	
TIZI-OUZOU		DEC. 2013		01	



P  
R  
O  
J  
E  
T

Maitre D'ouvrage		No PLAN 03	
Plan du 2eme S. Sol(+4.50)		DATE DEC. 2013	
Lieu du projet		Echelle 1/50 & 1/20	
Realisation d'une clinique en Structure mixte R+8		TIZI-OUZOU	





Coupe A-A

**P R O J E T**

Réalisation d'une clinique  
en Structure mixte R+8

LIEU DU  
PROJET

TIZI-OUZOU

DESIGNATION

Coupe A-A

ECHELLE  
1/100

MAITRE  
D'OUVRAGE

DATE

DEC. 2013

N° PLAN

04

27.37

24.31

21.25

17.85

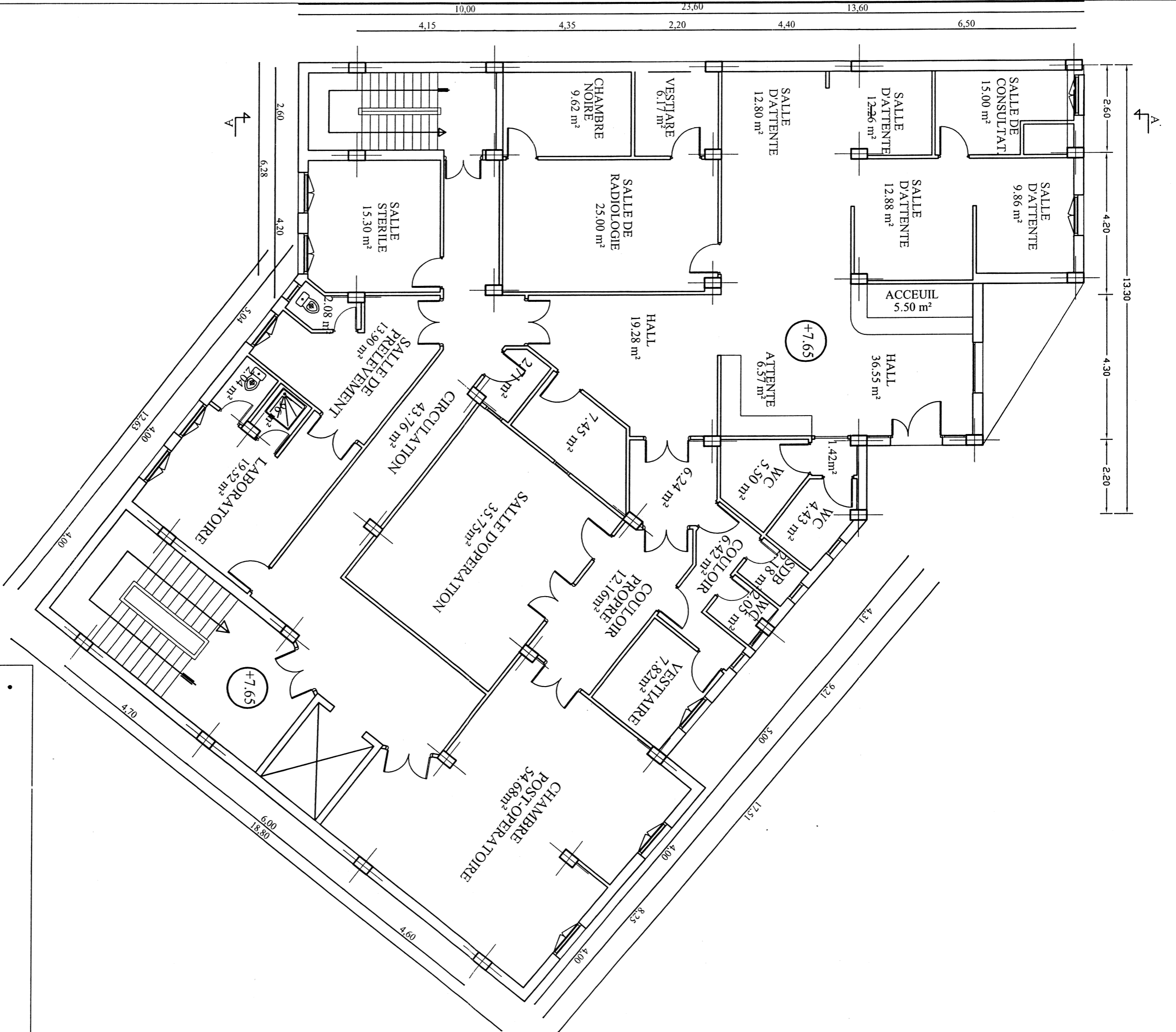
14.45

11.05

4.25

7.65

1.19



<b>P R O J E T</b>			
<i>Réalisation d'une clinique en Structure mixte R+8</i>			
LIEU DU PROJET		<b>TIZI-OUZOU</b>	
DESIGNATION	Plan du RDC (+ 7.65)	DATE	DEC. 2013
		ECHELLE	1/100
MAITRE D'OUVRAGE		N° PLAN	<b>03</b>

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie civil

## Projet de Fin D'études

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil  
Option : C.C.I



### THEME

**ETUDE D'UNE CLINIQUE (R+5+2 Sous Sols) EN BETON ARME, AVEC LE LOGICIEL DE CALCUL (SAP2000).**

**SAP2000**

Integrated Solution for  
Structural Analysis and Design

version  
18

INTEGRATED SOFTWARE FOR STRUCTURAL ANALYSIS AND DESIGN

Copyright (c) 1976-2016 Computers and Structures, Inc. SAP2000 is a Registered Trademark of CSI. All Rights Reserved



Etudié par :

Mr. ALILOUCHE Sofiane

Mr. BOUAMARA Youcef Aghiles

Dirigé par :

Mme. Kheloui

**Promotion 2016/2017**

# Remerciement

*Arrivés au terme de notre travail, il nous est agréable d'exprimer nos sincères remerciements à toute personne ayant participé de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.*

*Nous remercions :*

- Notre promotrice M<sup>me</sup> Kheloui pour son aide et ses orientations.*
- M. Bouamara chabane pour ses conseils et son aide précieux*
- L'ensemble de la famille du génie civil qui a fait de nous ce que nous sommes aujourd'hui.*
- Membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.*

# Dédicaces

*Je dédie ce mémoire à :*

*Mes chers Parents, que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments, pour leur patience illimitée, leur encouragement contenu, leur aide, en témoignage de mon profond amour et respect pour leurs grands sacrifices.*

*A la mémoire mes grands parents.*

*A ma petite poupée Elea.*

*A ma grande sœur et Najim.*

*A mon grand frère et fafa.*

*A toute ma famille de près ou de loin*

*A mon bien aimé cousin Hocine*

*A mon binôme et sa famille*

*Exceptionnellement Da chaban*

*Et a tous mes amis que je remercie.*

*Sofiane*

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail A :*

*- La mémoire de ma douce grande mère (Dahbia) et mes deux grands pères (Amar, Amar) que dieu les gardent dans son vaste paradis*

*- Ma grande mère thassadit que dieu nous la garde*

*- Celui qui a toujours garni mes chemins avec force et lumière . . . mon très cher et brave père*

*- Ma tendre et précieuse maman qui a toujours été à mes côtés*

*- Mes très chères sœurs (Karima, Kahina, Lilia et Celia) et leurs époux (Rachid, Kamel et Lounes)*

*- Mes neveux et nièces (Mouloud, Ali, Maelan et Amira)*

*- Toute ma grande famille que j'aime et qui m'aiment*

*- Mon binôme et sa famille*

*- Tous mes amis*

*Youcef Aghiles.*

# **SOMMAIRE**

<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....</b>	<b>2-12</b>
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments .....</b>	<b>13-25</b>
<b>Chapitre III : Calcul des éléments secondaires .....</b>	<b>26-91</b>
<b>1) L'acrotère</b>	
<b>2) Les escaliers</b>	
<b>3) La poutre palière</b>	
<b>4) Les planchers</b>	
<b>5) La salle machine</b>	
<b>Chapitre IV : Présentation SAP 2000 et étude au contreventement.....</b>	<b>92-113.</b>
<b>Chapitre V : Vérifications aux RPA 99 (modifié 2003).....</b>	<b>114-127</b>
<b>Chapitre VI : Ferrailage des poteaux .....</b>	<b>128-139</b>
<b>Chapitre VII : Ferrailage des poutres .....</b>	<b>140-156</b>
<b>Chapitre VIII : Ferrailage des voiles .....</b>	<b>157-167</b>
<b>Chapitre IX : Etude de l'infrastructure.....</b>	<b>168-202</b>
<b>Chapitre X : Etude du mur plaque.....</b>	<b>203-208</b>
<b>Conclusion .....</b>	<b>209</b>

## Introduction

### **Introduction**

Le génie civil est une science d'ingénierie, qui consiste à étudier tout ouvrage lié au sol. C'est un domaine qui s'occupe de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures, tout en assurant la résistance des constructions, la sécurité des usagers sans oublier l'aspect économique.

L'étude en génie civil est confrontée aux différents phénomènes naturels tels que le séisme, le vent et les glissements des terrains. Pour faire face à ces derniers, l'ingénieur en génie civil doit tenir compte des documents réglementaires, à savoir le règlement parasismique algérien RPA 99 (version 2003) et le règlement du béton armé aux états limites (BAEL 91 modifié 99).

On a commencé notre travail par une présentation détaillée et une description de l'ouvrage et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés tels que le béton et l'acier, puis on a procédé au pré dimensionnement et au calcul des différents éléments qui constituent l'ouvrage (acrotère planchers, escalier), et cela en utilisant le logiciel Sap2000, après avoir vérifié les résultats obtenues, nous avons calculé les ferrailages des poutres, des poteaux et des voiles, et on a terminé par l'étude de l'infrastructure.

A la fin de notre travail et après avoir vérifié tous nos résultats on a abouti à une conclusion générale.

# **CHAPITRE I:**

## **Présentation de l'ouvrage**

## **I. Introduction**

Le premier chapitre décrit globalement notre ouvrage à savoir, ses caractéristiques géométriques (Longueur, largeur et hauteur totale du bâtiment), ses éléments constitutifs (éléments structuraux et non structuraux), les caractéristiques des matériaux composants l'ouvrage, et sa zone d'implantation.

### **I.1présentation de l'ouvrage :**

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, est une clinique (R+5+2 Sous-sol) qui sera implantée à la wilaya et commune de Tizi ousou, qui est classé selon le RPA comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).

Cette clinique est composée de :

- Deux sous-sols
- Un RDC
- Cinq étages
- Deux cages d'escalier
- Une cage d'ascenseur

### **I.2. Caractéristiques géométriques :**

Les dimensions de notre structure sont :

- |   |         |
|---|---------|
| • Longueur totale   | 26.92 m |
| • Largeur totale  | 23.76 m |
| • Hauteur Totale  | 27.37 m |
| • Hauteur du 1er sous-sol   | 04.25m  |
| • Hauteur du 2ème sous-sol, RDC et des 3 premiers étages courants | 03.40 m |
| • Hauteur des deux derniers étages courants                       | 03.06 m |
| • Hauteur de l'acrotère   | 01.20 m |

### **I.3. Eléments de l'ouvrage :**

#### **I.3.1.Ossature :**

Le contreventement de notre structure est assuré par des portiques et des voiles en béton armé avec interaction voiles-poteaux.

#### **I.3.2.Portiques :**

Ce sont des éléments constitués de poutres et de poteaux, qui ont pour fonction principale de reprendre les charges verticales.

**I.3.3.les voiles :**

Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, ils ont comme fonction de reprendre les charges verticales, et aussi d'assurer la stabilité de la bâtisse sous l'effet des chargements horizontaux (séisme, vent).

**I.3.4.Les planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'une structure, ils jouent le rôle de supporter les revêtements, les charges d'exploitations et d'isoler acoustiquement et thermiquement les étages, on a deux type de planchers :

- **planchers en corps creux** : ils sont constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées ou fabriqués sur chantier, ils ont pour fonctions :
  - Transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure (poteaux).
  - Isolation thermique et phonique entre les différents étages
- **dalle pleine en béton armé** : sont des planchers en béton armé plus résistants et plus lourd comparé aux corps creux, ils sont utilisé généralement là où il n'est pas possible de réaliser les planchers en corps creux, en particulier la cage d'ascenseur et les balcons.

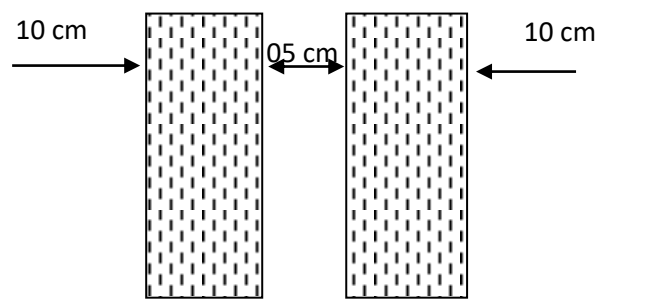
**I.3.5.Les balcons :**

Notre bâtiment comporte un seul type de balcon qui est une continuité des planchers en corps creux.

**I.3.6.La maçonnerie :**

La maçonnerie est l'ensemble de blocs (généralement de briques) juxtaposés, assemblés par mortier afin de construire un mur dans la structure. On constate deux types :

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en double cloisons en brique creuse de 10 cm avec une lame d'Air de 5 cm, qu'on remplit généralement de polystyrène afin d'avoir une bonne isolation.
- Les murs intérieurs : ils sont en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.



**Figure I.1 : Schéma descriptif du mur extérieur**

**I.3.7. Les escaliers :**

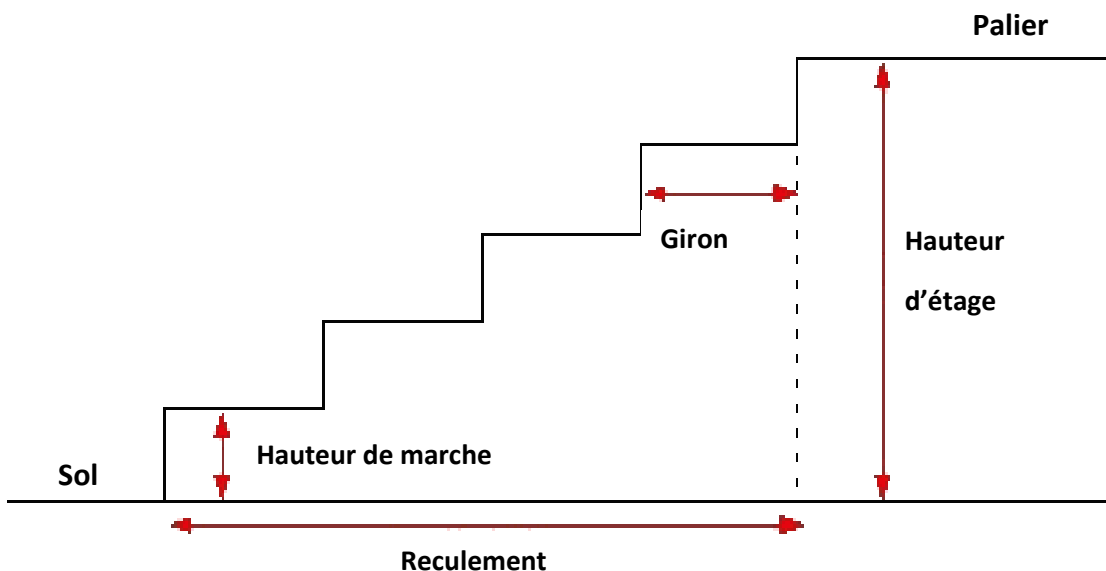
Ensemble de supports plans fixes échelonnés de façon à assurer la circulation des personnes entre deux ou plusieurs niveaux, Ils peuvent comporter plusieurs volées séparées par un ou plusieurs paliers de repos. Notre bâtiment est muni de deux cages d'escaliers de type droit, à deux et trois volées.

La conception de notre escalier dépend de certaines règles (Loi de Blondel) qui sont les suivantes :

-La hauteur de marche (**h**), constante est telle que **0,15 m < h < 0.18 m**.

-Une profondeur de marche utile qui permet de poser confortablement le pied (le giron (g) tel que  $0,26\text{m} < g < 0,32\text{m}$ .

$$60 \leq g + 2h \leq 64$$



**Figure I.2 : Schéma descriptif de l'escalier**

**I.3.8. Cage d'ascenseur :**

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulées sur place.

**I.3.9. Acrotère :**

C'est un Muret masquant un toit plat ou une terrasse, il est en béton armé, sa hauteur est de 1.20 m.

**I.3.10. Revêtement :**

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit plâtre pour les murs intérieurs.

- Carrelages pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines.

**I.3.11.Terrasse inaccessibles :**

La terrasse inaccessible dans notre bâtiment est réalisée en corps creux et une dalle de compression avec un revêtement qui est composé de :

- Couche de gravillon.
- Etanchéité multicouche.
- Une forme de pente 2% qui facilite la circulation de l'eau.
- Isolation thermique.
- Feuille de film de polyane.
- Enduit de plâtre.

**I.3.12.Fondations :**

Les fondations sont les parties infrastructurelle ancré dans le sol, qui ont pour rôle de fixer l'ouvrage au sol et de transmettre les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage vers le sol, et cela tout en assurant la stabilité de l'ouvrage.

**I.3.13.Système de coffrage :**

Nous avons opté pour un coffrage métallique pour les voiles de façon à réduire le temps d'exécution, et d'un coffrage classique en bois pour les portiques.

**I.4. Les caractéristiques mécaniques des matériaux :**

On utilise toute une variété de matériaux dans le bâtiment, dont le béton et l'acier sont les plus essentiels du point de vue résistance.

**I.4.1) Le béton :**

Le béton est un matériau de construction composite fabriqué à partir du ciment, du gravier et d'eau, il est défini du point de vu mécanique par sa résistance à la compression. **Le**

Dosage courant par m<sup>3</sup> sera comme suit :

- **Granulat**
  - Sable.....380 à 450 L ( $D_g \leq 5\text{mm}$ )
  - Gravillon .....750 a 850 L ( $D_g \leq 25\text{ mm}$ )
- **Ciment** :..... 350 Kg /m<sup>3</sup>.
- **Eau de gâchage** : .....150 a 200 L

**Caractéristiques physiques et mécaniques :**

**a)Résistance a la compression :  $f_{cj}$** 

Un béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours,  $f_{c_{28}}$ .

Par convention, la résistance à la compression du béton est mesurée par la charge conduisant à l'écrasement par compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

**[A.2.1, 11 / BAEL91] :**

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, la résistance caractéristique  $f_{c28}$  est choisie à priori n tenant compte des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

**A.2.1.13 / BAEL91 :**

Pour le choix de la valeur de  $f_{c28}$  on peut considérer que :

- Une résistance de **20MPa** est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.
- On obtient facilement **25MPa** sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
- On peut obtenir **30MPa** dans toutes les régions à condition, en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.
- Des résistances supérieures peuvent être atteintes moyennant une sélection rigoureuse des matériaux utilisés.

Dans notre cas on a fixé  **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$** .

**A.2.1,11 /BAEL91 :**

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Ainsi, pour  $j \leq 28$  jours, elle suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,40 + 0,95j)} \times f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour  $j > 28$  jours,  $f_{cj}$  est conventionnellement prise égale à  $f_{c28}$  lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections.

**b)Résistance a la traction:  $f_{tj}$**

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

$$\mathbf{f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}} \quad (\mathbf{A.2.1, 12 / BAEL91})$$

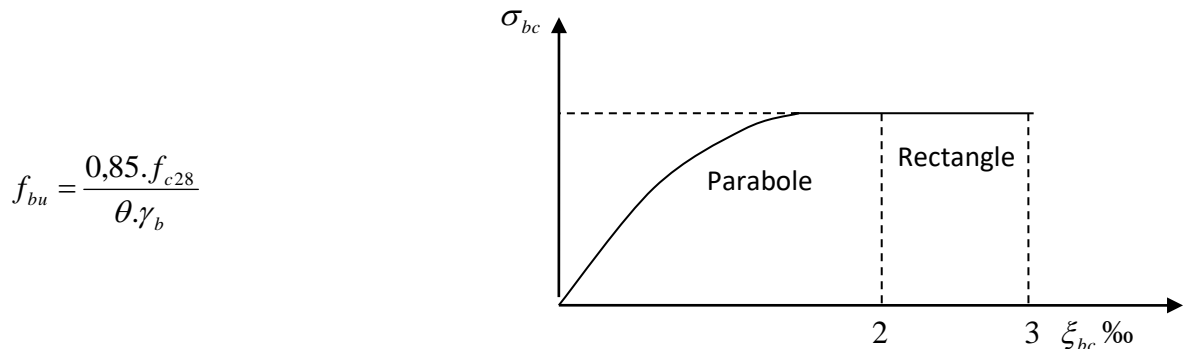
$$\text{Dans notre cas : } \mathbf{f_{c28} = 25 \text{ MPA}} \quad \longrightarrow \quad \mathbf{f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}}$$

**c)Contraintes limites:**

**c.1)Etat limite ultime ELU (A.4.3,41/BAEL91) :**

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

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 3.5‰



**Fig. I.3 résistance du béton a l'ELU**

$f_{bu}$  : Contrainte ultime de béton en compression.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$  en situations durables ou transitoires

$\gamma_b = 1,15$  en situations accidentelles.

$\theta$  : Coefficient de sécurité qui est en fonction de la durée d'application des actions tel que :

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

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

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

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de calcul du béton en compression.

$\xi_{bc}$  : Déformation du béton en compression.

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15 \times 0,85} = 21,74 \text{ MPa} \longrightarrow \text{situation accidentelle}$$

**c.2) Contrainte limite ultime de cisaillement :**

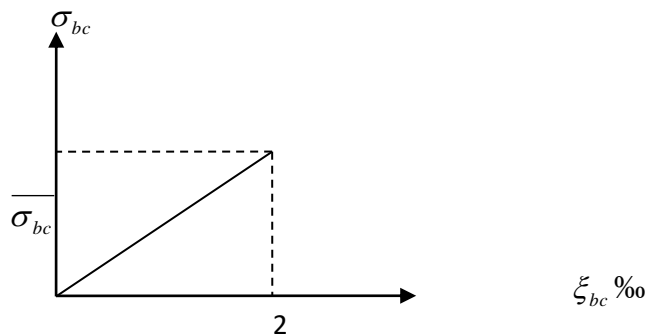
La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :

$$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = (0,13f_{c28}; 5\text{MPa}) \text{ cas où la fissuration est peu préjudiciable.}$$

$\bar{\tau} = \min \left( \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) \min (0,15f_{cj}; 4\text{MPa})$  cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

**c.3) Etat Limite de Service ELS :**

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique linéaire, ce dernier est défini par son module d'élasticité.



**Fig. I.4 résistance du béton a l'ELS**

La contrainte limite de service en compression est limitée par :  $\bar{\sigma}_{bc}$

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

**c.4) Module de déformation longitudinale :**

Le module de déformation longitudinal du béton est défini selon la durée d'application des contraintes normales.

$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$  Charges instantanées. (A.2.1,21/BAEL91)

$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$  Charges de longue durée.

**c.5) Coefficient de poisson:**

Le coefficient de POISSON ( $\nu$ ) est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative. [A.2.1,3 / BAEL91 ]

$\nu = 0,20 \rightarrow$  pour le calcul des déformations. (ELS)

$\nu = 0 \rightarrow$  pour le calcul des sollicitations. (ELU)

**c.6) Module de déformation transversale :**

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

$$G = E / 2 (1 + \nu)$$

Avec : E : Module de Young.

$\nu$  : Coefficient de poisson.

### **I.4.2. Les aciers :**

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface ; on trouve les ronds lisses (r.l) et les barres à haute adhérence(H.A).

Pour les ronds lisses, il existe deux nuances : **FeE215** et **FeE235**, pour les barres à haute adhérence, les nuances sont FeE400 et FeE500.

#### **a) Module d'élasticité longitudinale :**

C'est le même quelque soit la nuance de l'acier  $E_s = 2 \cdot 10^5$  MPA (Art A2.21 BAEL 91).

On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe (Mpa)	Coefficient De fissuration	Coefficient De scellement
<b>ACIERS EN BARRES</b>	<b>Rond lisse FeE235</b>	<b>RL</b>	<b>235</b>	<b>1</b>	<b>1</b>
	<b>Haute Ad. FeE400</b>	<b>HA</b>	<b>400</b>	<b>1,6</b>	<b>1,5</b>
<b>ACIERS EN TREILLIS</b>	<b>Treillis soudé TL520</b>	<b>TS</b>	<b>520</b>	<b>1,3</b>	<b>1</b>

**b) Contraintes limites:**

**b.1) Module d'élasticité longitudinal :**

Quelle que soit la nuance utilisée :  
 $E_s = 2 \times 10^5$  Mpa..... (Art A2.2.1BAEL91)

**b.2) Etat limite Ultime ELU :**

Elle est définie par la formule :

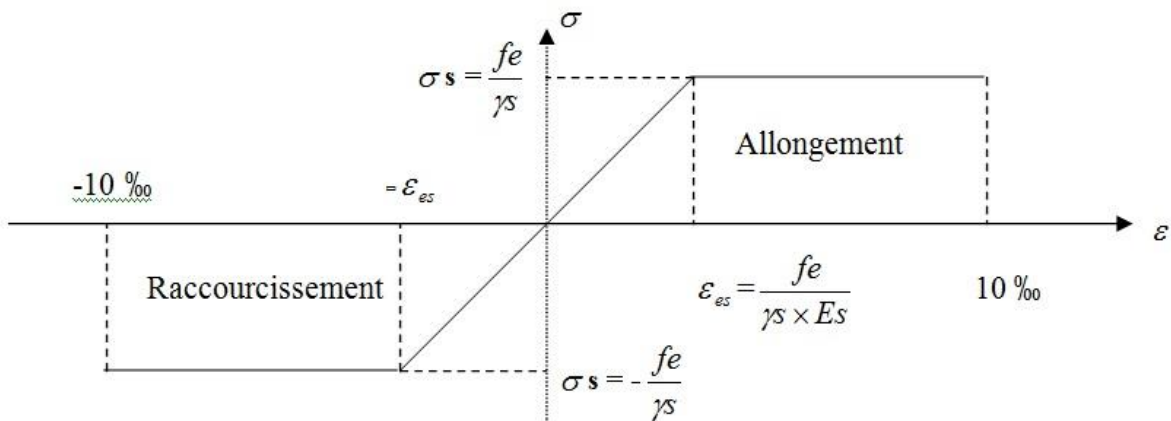
$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{A.4.3.2BAEL91})$$

Avec :

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,00$  —————> situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$  —————> situation durable (courante)



**Fig-I-5. Diagramme déformations – contraintes des aciers.**

**RQ :** les allures décrites par l'acier en compression et en traction son symétriques par rapport à l'origine « o ».

	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$
<b>Fe = 235 MPa</b>	$\sigma_s = 204 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 235 \text{ MPa}$
<b>Fe = 400 MPa</b>	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
<b>Fe = 520 MPa</b>	$\sigma_s = 452 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 520 \text{ MPa}$

**b.3) Etat limite de service ELS :**

La vérification des contraintes se fera afin de réduire la risque d'apparition des fissures en limitant les contraintes dans les armatures.

D'après les règles BAEL91, On distingue trois cas de fissuration :

- Fissurations peu préjudiciables: (A.4.5,32/BAEL91)

Dans le cas ou l'élément se trouve dans des locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation donc il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers.

$$\bar{\sigma}_s = f_e / \gamma_s$$

- Fissurations préjudiciables : (A.4.5,33/BAEL91)

Dans le cas ou les éléments sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e , 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \text{ (MPa)}$$

Avec :

**f<sub>e</sub>** : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

**f<sub>tj</sub>** : résistance caractéristique à la traction du béton.

**η** : Coefficient de fissuration relatif aux armatures :

**1,0** pour les r.l. y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.

**1,6** pour les H.A dont  $\phi \geq 6\text{mm}$

**1,3** pour les H.A dont  $\phi < 6\text{mm}$

- Fissurations très préjudiciables: (A.4.5,34/BAEL91)

La fissuration est considérée comme **très préjudiciable** lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe les règles suivantes :

$$\bar{\sigma}_s = \min \{0,5 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \} \quad (\text{MPa})$$

**b.4) Protections des armatures :**

Dans le but de protéger les armatures contre la corrosion et d'assurer un bon bétonnage, il est indispensable de prévoir un enrobage qui est égale au moins à:

1cm : Pour les parois situées dans les locaux couverts et non exposés aux condensations.

2 cm : Pour les parements non couverts susceptible d'être soumis aux condensations situés au contact d'un solide.

3 cm : Pour les parements non coffrés susceptibles d'être soumis à ses agressions.

5 cm : Pour les ouvrages exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.

# **CHAPITRE II :**

## **Pré dimensionnement des éléments**

**II. Introduction :**

Après avoir défini les caractéristiques géométriques de la structure et les caractéristiques des matériaux utilisés, nous procédons au pré dimensionnement des éléments de notre clinique afin d'assurer une bonne résistance de la construction, tout en respectant les recommandations en vigueur à savoir :

- Le RPA 99v2003
- Le BAEL 91
- Les DTR

**II.1. Les planchers**

**1. Les planchers en corps creux :**

Dans notre cas nous disposons de planchers en Corps creux et en dalle pleine, le planché en corps creux est constitué d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression, sa hauteur totale est calculée par la formule du BAEL91 [ART / B.6.8.424]:

$$h_t \geq L/22.5$$

Avec :

$h_{tp}$  : hauteur totale du plancher.

L : longueur maximale entre nus d'appuis dans les sens des poutrelles.

Dans notre cas :

$$L = 5 - 0,3 = 4,70 \text{ m.}$$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} = 470/22,5 = 20,88 \text{ Cm.}$$

On optera pour un plancher de (20+4) Cm.

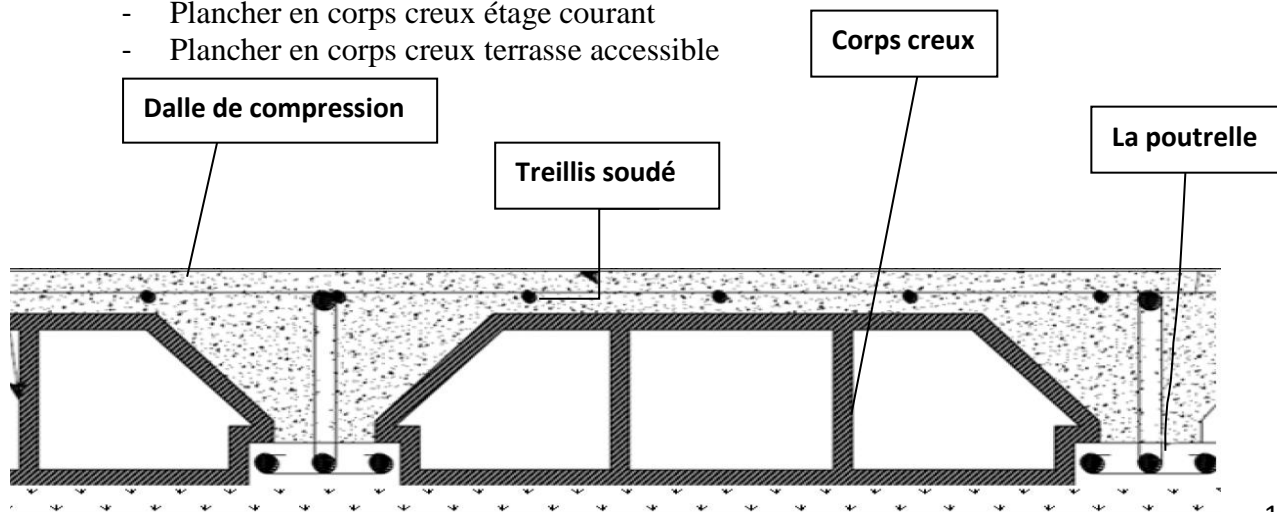
Soit : (20+4) qui sera valable pour tous les étages.

Epaisseur du corps creux : 20 Cm.

Epaisseur de la dalle de compression : 4 Cm.

On distingue deux type de plancher en corps creux dans notre cas :

- Plancher en corps creux étage courant
- Plancher en corps creux terrasse accessible



**Figure.II.1 : Schéma descriptif d'un plancher**

Calcul et détermination des surcharges : (DTR.B.C.2.2)

**Plancher terrasse (Corps creux)**

N°	Désignation	Epaisseur (m)	P : poids volumique t/m <sup>3</sup>	Charges t/m <sup>2</sup>
01	Couche de gravillon	0.05	1.7	0.085
02	Etanchéité multiple	0.02	0.6	0.012
03	Béton en forme de pente	0.07	2.2	0.154
04	Feuille de polyane	--	0.001	0.001
05	Isolation thermique	0.04	0.4	0.016
06	Plancher à corps creux	0.24	1.25	0.30
07	Enduit plâtre	0.02	1	0.02
<b>Charges permanentes</b>			<b>G= 0.588 t/m<sup>2</sup></b>	
<b>Charges d'exploitation</b>			<b>Q=0.15 t/m<sup>2</sup></b>	

**Plancher étage courant :**

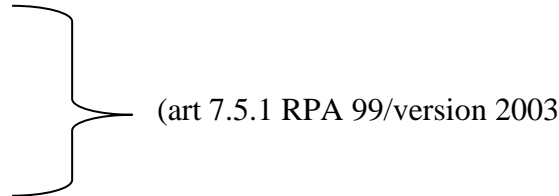
N°	Désignation	Epaisseur (m)	P : poids volumique t/m <sup>3</sup>	Charges t/m <sup>2</sup>
01	Revêtement en carrelage	0.02	2.2	0.044
02	Mortier de poser	0.02	2	0.04
03	Couche de Sable	0.02	1.8	0.036
04	Plancher en corps creux	0.24	1.25	0.3
05	Enduit de plâtre	0.02	1	0.02
06	Cloisons intérieur	0.01	0.1	0,1
<b>Charges permanentes</b>			<b>G= 0.54 T/M<sup>2</sup></b>	
<b>Charges d'exploitation</b>				
Sous-sol et RDC Q= 0.35 T/M <sup>2</sup>				
Les 1 <sup>er</sup> , 2eme et 3eme étages Q=0.30 T/M <sup>2</sup>				
4eme et 5 <sup>ème</sup> étage Q=0.15T/M <sup>2</sup>				

**II.2. Les poutres :**

**II.2.1 Dimensionnement**

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions établies par le RPA99 (version 2003) :

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{\text{max}} \leq 1,5h + b_1$

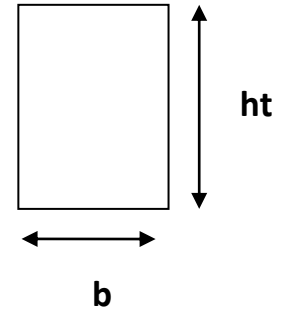


**Avec :**

**ht** : hauteur totale de la poutre.

**L** : portée maximale considérée entre nus d'appuis.

**b** : largeur de la poutre.



**Figure.II .2 : Schéma de la poutre**

$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$  ❖ **Poutre principale :**

- Hauteur de la poutre :

$\frac{600}{15} \leq h_t \leq \frac{600}{10}$  Avec :  $L = 650-50 \approx 600 \text{ cm}$ .

Donc :  **$40 \leq ht \leq 60$**

Soit : **ht= 50 cm.**

-Largeur de la poutre :

**$0.4h_{pp} \leq b \leq 0.7h_{pp}$ . donc  $16 \leq b \leq 42$ .**

**Soit : b= 30 cm**

Les dimensions de la poutre principale sont :

**$b \times ht = 30 \times 50 \text{ (cm}^2\text{)}$ .**

**Pour les portées moins grandes  $b \times ht = 30 \times 45 \text{ (cm}^2\text{)}$ .**

❖ **Poutres secondaires :**

**Avec :  $L = 524 - 50 = 474 \text{ cm}$ .**

$$\frac{450}{15} \leq h_t \leq \frac{450}{10}$$

Donc : **31.6 ≤ ht ≤ 47.4**

Soit : **ht= 40 cm.**

**Largeur de la poutre**

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t, \text{ donc : } 18.96 \leq b \leq 33.18 \text{ cm}$$

Soit : **b= 30cm.**

Les dimensions de la poutre secondaire sont :

$$b \times h_t = 30 \times 40 \text{ (cm}^2\text{)}.$$

Pour les portées moins grandes **b x ht = 30 x 35 (cm<sup>2</sup>).**

❖ **Poutres de chaînage :**

Elles relient les poutres principales entre elles dans les consoles.

-Hauteur de la poutre de chaînage

$$l = 500 - 22.5 = 477.5 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \longrightarrow 31.83 \text{ cm} \leq h_t \leq 47.75 \text{ cm.}$$

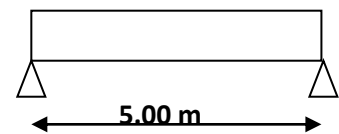
On opte pour **ht = 40cm**

- Largeur de la poutre de chaînage :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \longrightarrow 16 \text{ cm} < b \leq 28 \text{ cm}$$

On opte pour **ht = 25cm**

La section des poutres de chaînage est **(25x40) cm<sup>2</sup>.**



**Fig.II.3 : schéma statique de la poutre**

❖ **Vérification de conditions exigées par le RPA 99 (VERSION 2003) :**

Conditions	Poutres principales (cm)	Poutres secondaires (cm)	Poutres de chaînage	Vérification
<b>h ≥ 30 cm</b>	50 et 45	40 et 35	40	vérifiée
<b>b ≥ 20 cm</b>	30	30	25	vérifiée
<b>h / b ≤ 4</b>	1.67 et 1.5	1.33 et 1.17	1.6	vérifiée

❖ **Conclusion :**

Les dimensions retenues sont :

- Poutres principales 1 : **30 x 50 (cm).**

- Poutres principales2 : **30 x 45(cm).**
- Poutres secondaires1 : **30 x 40 (cm).**
- Poutres secondaires2 : **30 x 35 (cm).**
- Poutres de chainage : **25x40 (cm).**

### **II.3. Les poteaux :**

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS, et en compression simple, sous l'effort normal  $N$  ; on calculera donc les descentes de charges sur le poteau le plus sollicité en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

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

Avec :  $(N_s = G + Q)$ .

$N_s$  : effort normal de compression a la base du poteau a l'ELS.

$S$  : section transversale du poteau.

$G$  : charge permanente.

$Q$  : Charge d'exploitation.

$\sigma_{bc}$  : contrainte limite a la compression du béton, donnée par :

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

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  en zone **I** et **II<sub>a</sub>**.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$  en zone **III** et **II<sub>b</sub>**.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1, h_1 < 4$ .

**II.3.1. Descente de charges :****a) Surface d'influence :**

Calcul de la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

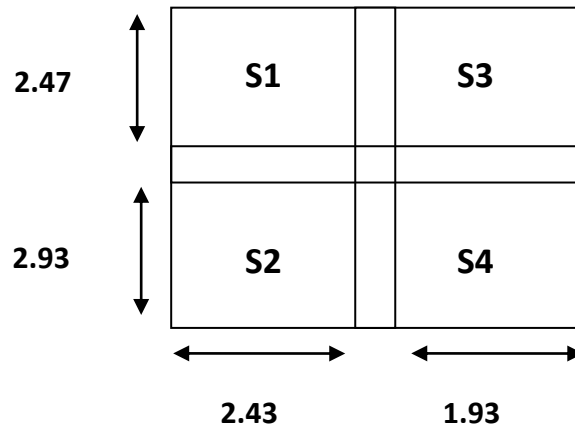


Fig.II.4 : La Surface d'influence du Poteau le plus sollicité.

$$S_p = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = 6 \text{ m}^2 \quad S3 = 4.77 \text{ m}^2$$

$$S2 = 7.12 \text{ m}^2 \quad S4 = 5.65 \text{ m}^2$$

La surface d'influence revenant au Poteau est de :

$$S_p = 23.54 \text{ m}^2.$$

**b) Charge permanente et charge d'exploitation.****b.1) Planchers :**

- **Plancher terrasse**

$$\text{Charges permanentes } G = 0.588 \times 23.54 = 13.84 \text{ t}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 0.15 \times 23.54 = 3.53 \text{ t}$$

- **Plancher dernier étage :**

$$\text{Charge permanentes : } G = 0.54 \times 23.54 = 12.71 \text{ t}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 0.15 \times 23.54 = 3.53 \text{ t}$$

- **Plancher des quatre premiers étages courants :**

$$\text{Charge permanentes : } G = 0.54 \times 23.54 = 12.71 \text{ t}$$

Charge d'exploitation :  $Q = 0.30 \times 23.54 = 7.06 \text{ t}$

- **Plancher du RDC et deuxième sous-sol**

Charge permanentes :  $G = 0.54 \times 23.54 = 12.71 \text{ t}$

Charge d'exploitation :  $Q = 0.35 \times 23.54 = 8.24 \text{ t}$

**b.2) Les poutres :**

- **Poutre principale**

$G_{pp} = 2.5 \times 0.30 \times 0.50 \times 5.39 = 2.02 \text{ t}$

- **Poutre Secondaire**

$G_{ps} = 2,5 \times 0,4 \times 0,30 \times 4.35 = 1.31 \text{ t}$

**P<sub>TOT</sub> = 3.33 t**

**b.3) Les poteaux :**

- **POIDS DES POTEAUX:**

1<sup>er</sup> sous-sol :  $G = 0,3 \times 0,3 \times 4.25 \times 2.5 = 0.96 \text{ t}$

2<sup>ème</sup> sous-sol, RDC et les trois premiers étages :  $G = 0,3 \times 0,3 \times 3.4 \times 2.5 = 0.77 \text{ t}$

Les deux derniers étages :  $G = 0,3 \times 0,3 \times 3.06 \times 2.5 = 0.69 \text{ t}$

**c) Maçonnerie**

Il y a deux types de murs, murs extérieurs et murs intérieur :

**c.1) Murs extérieurs :**

Le poids des différents éléments constituant le mur extérieur :

N°	Eléments	Epaisseur	Poids volumique	Charge
T a b		(m)	$\gamma \text{ (T/m}^3\text{)}$	G (T/m <sup>2</sup> )
1	Mortier de ciment	0.02	2.2	0.044
l e 2	Briques creuses	0.20	1.5	0.3
a 3	Lame d'aire	0.05	00	0.00
u 4	Enduit plâtre	0.02	1.2	0.024
<b>2</b>	<b>Charge permanente totale G<sub>mext</sub></b>			<b>0.368</b>

**c.2) Murs intérieurs :**

Le poids des différents éléments constituant le mur intérieur :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\gamma$ (T/m <sup>3</sup> )	Charge G (T/m <sup>2</sup> )
1	Enduit plâtre	0.02	1.2	0.024
2	Briques creuses	0.10	1.5	0.15
3	Enduit plâtre	0.02	1.2	0.024
Charge permanente totale $G_{mint}$				<b>0.198</b>

**d) Acrotère :**

$$H_t = 120 \text{ cm}$$

La charge g est :

$$G = \rho \times S \times 1\text{m} = 2.5 (1.2 \times 0,1 + 0,1 \times 0,07 + 0,03 \times 0,1/2) = 0.32 \text{ t}$$

**e) Charges exploitation:**

De la même manière que pour les charges permanentes, nous déterminons les charges d'exploitations relatives aux différents éléments.

Eléments	Surcharges Q (t/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible et du dernier niveau (partie logements)	<b>0.15</b>
Plancher des quatre premiers niveaux (clinique)	<b>0.30</b>
Plancher RDC et du deuxième sous-sol (clinique grand public : les urgences)	<b>0.35</b>
Balcon	<b>0.35</b>
Escalier	<b>0.35</b>

Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :

- Loi de dégression des charges :

Les règles du BAEL 91 exigent l'application de la dégression des charges d'exploitation. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

En raison du nombre d'étages qui composent le bâtiment ( $n \geq 5$ ) on doit tenir compte de la dégression pour les charges d'exploitation.

Niveaux	Opération	Résultats [T]
5	$Q_0$	3.53
4	$Q_0 + Q_1$	7.06
3	$Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2)$	13.06
2	$Q_0 + 0.8 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	17.65
1	$Q_0 + 0.7 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	20.83
RDC	$Q_0 + 0.6 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	22.59
2 <sup>ème</sup> sous-sol	$Q_0 + 0.5 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	23.54
1 <sup>er</sup> sous-sol	$Q_0 + 0.5 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	27.66

**Tableau : Récapitulatif des descentes de charges**

NIVEAU	Charges permanentes (T)					Surcharge d'exploitation (T) $Q_i$	Efforts normaux $N = G_c + Q_c$ (T)	Section du poteau (cm <sup>2</sup> )	
	POIDS DES PLANCHERS	POIDS DES POUTRES	POIDS DES POTEAUX	$G_{TOT}$	$G_{CUM}$			Section Trouvée	Section Adoptée
ETAGE 5	13.84	3.33	/	17.17	17.17	3.53	20.70	138	<b>35 X 35</b>
ETAGE 4	12.71	3.33	0.69	16.73	33.9	7.06	44.49	296.6	<b>35 X 35</b>
ETAGE 3	12.71	3.33	0.69	16.73	50.63	13.06	74.28	495.2	<b>40 X 40</b>
ETAGE 2	12.71	3.33	0.77	16.81	74.44	17.65	108.74	724.93	<b>40 X 40</b>
ETAGE 1	12.71	3.33	0.77	16.81	91.25	20.83	146.38	975.86	<b>40 X 40</b>
R D C	12.71	3.33	0.77	16.81	108.06	22.59	185.78	1238.53	<b>45 X 45</b>
SSOL 2	12.71	3.33	0.77	16.81	124.87	23.54	226.13	1507.53	<b>45 X 45</b>
SSOL 1	12.71	3.33	0.77	16.81	141.68	27.66	270.6	1804	<b>45 X 45</b>

**Tableau : Récapitulatif de choix de section des poteaux.**

• **Calcul des sections des poteaux :**

Les sections adoptées sont :

Etage	Section (cm <sup>2</sup> )
5 ; 4 ; 3	35 X 35
2 ; 1	40 X 40
RDC ; 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> sous-sol	45 X 45

**f) Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA :**

**f.1) Vérification Pour la zone II<sub>a</sub> :**

Min (b<sub>1</sub>, h<sub>1</sub>) = 35 cm ≥ 25 cm .....Condition vérifiée

**f.2) Vérification des poteaux au flambement:**

Le calcul de poteaux au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = l_f / i \leq 50$$

$\lambda$  : Elancement de poteau.

$l_f$  : Longueur de flambement ( $l_f = 0,7L_0$ ).

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

$I$  : Moment d'inertie ( $I = bh^3/12$ ).

$B$  : Section transversale du Poteau ( $B=a.b$ ).

$L_0$  : Longueur libre de poteau.

$$\text{Finalement } \lambda = 2,42 L_0 / b$$

1<sup>er</sup> sous-sol :  $\lambda = 2,42(4.25-0,2)/0,45 = 21.78 < 50 \Rightarrow CV$

2<sup>ème</sup> sous-sol et le RDC :  $\lambda = 2,42(3.4-0,2)/0,45 = 17.21 < 50 \Rightarrow CV$

Les deux premiers étages :  $\lambda = 2,42(3.4-0,2)/0,40 = 19.36 < 50 \Rightarrow CV$

3<sup>ème</sup> étage :  $\lambda = 2,42(3.4-0,2)/0,35 = 22.13 < 50 \Rightarrow CV$

4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> :  $\lambda = 2,42(3.06-0,2)/0,35 = 19.77 < 50 \Rightarrow CV$

**4.1) Pré dimensionnement des voiles :**

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, qui ont pour fonction principale d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des efforts horizontaux.

Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article 7.7.1 du RPA99 version 2003 qui définit ces éléments comme satisfaisants la condition :

$$L \geq 4 e_p$$

$e_p$  : épaisseur des voiles.

$L$  : longueur min des voiles.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

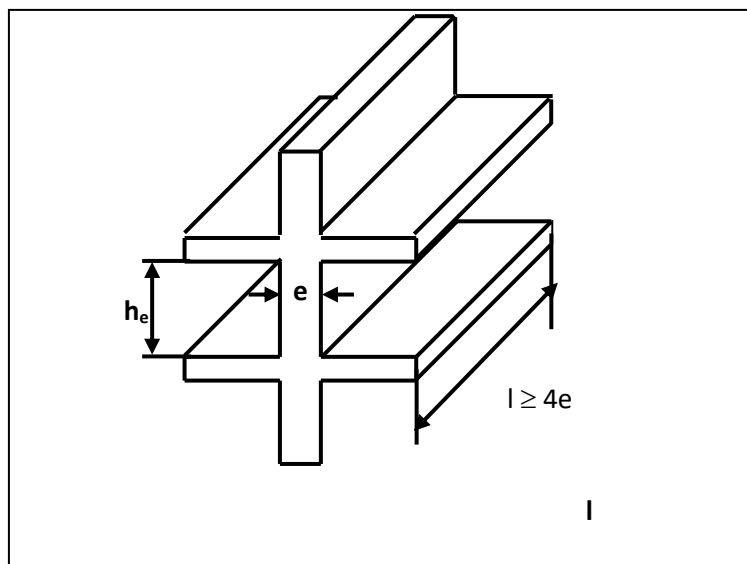


Fig.II.5 : Coupe de voile en élévation

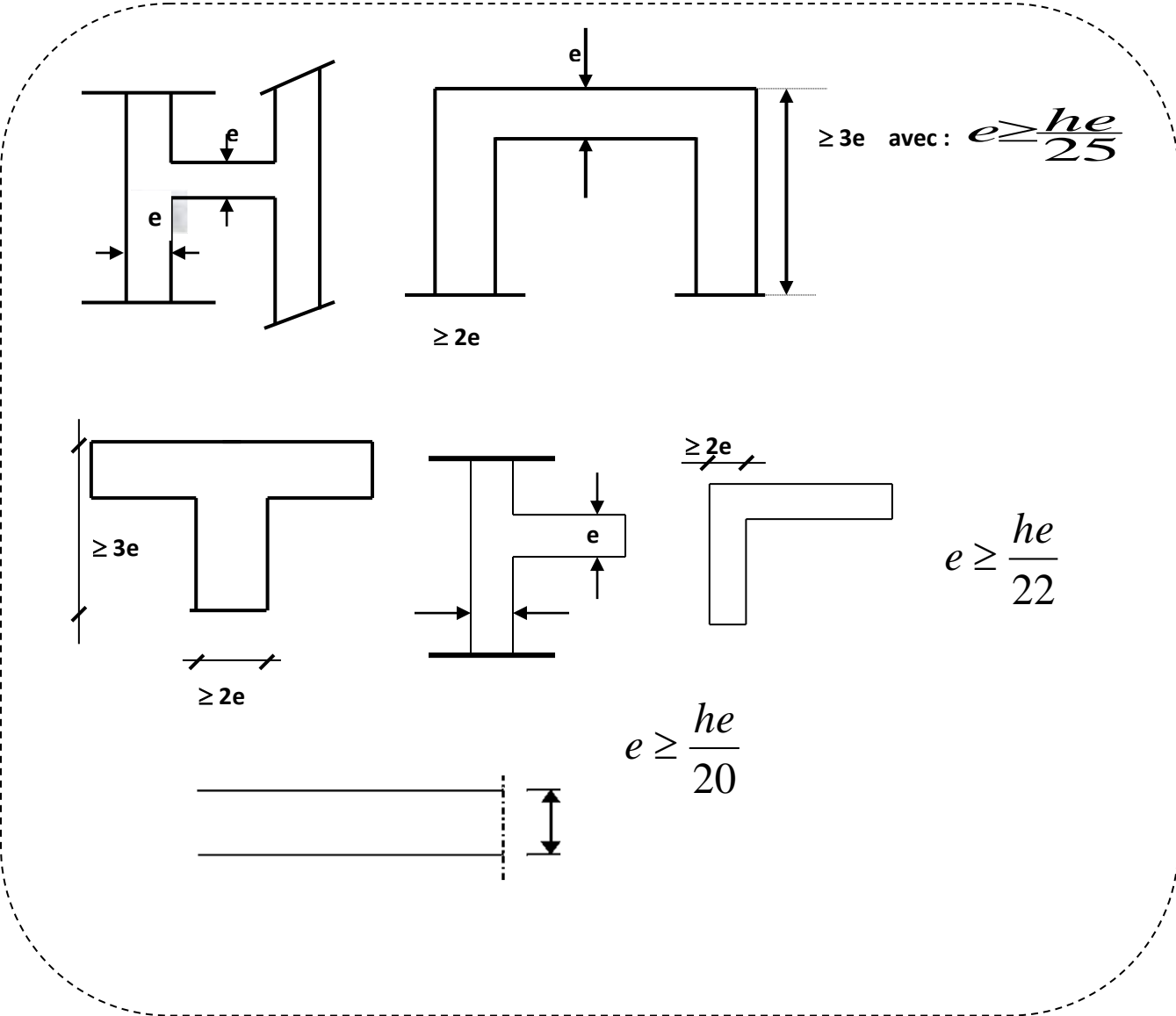


Fig.II.6: coupes de voiles en plan

Dans notre cas, on prend :

**Pour le 1<sup>er</sup> sous-sol:**

$425 - 50 = 375$  cm, nous donne  $e \geq 375/25 = 15$  cm. 50cm : hauteur de la poutre principale.

$425 - 40 = 385$ , nous donne  $e \geq 385/22 = 17.5$  cm. 45cm : hauteur de la poutre secondaire.

Nous adopterons pour tout les voiles une épaisseur de **ep=20cm**  $L \geq 4 \times ep$   
 $= 4 \times 20 = 80\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

# **CHAPITRE III :**

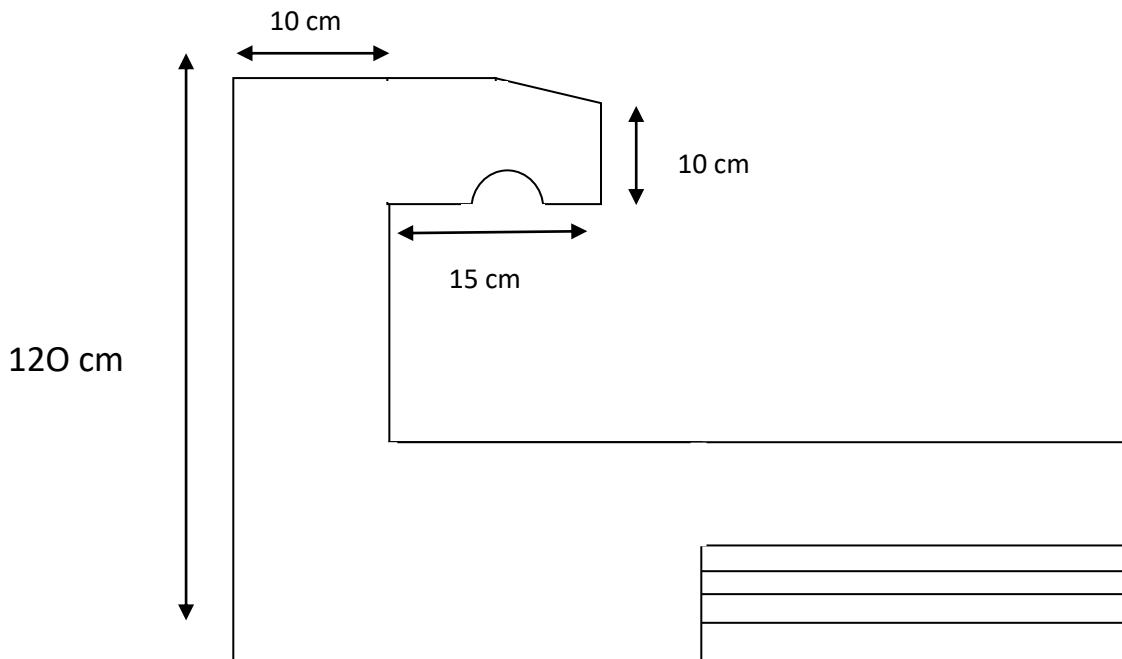
## **Calcul des éléments**

**III. Introduction :**

Ce chapitre concerne le calcul des éléments secondaires comme : l'acrotère, les planchers, les escaliers et la salle machine.

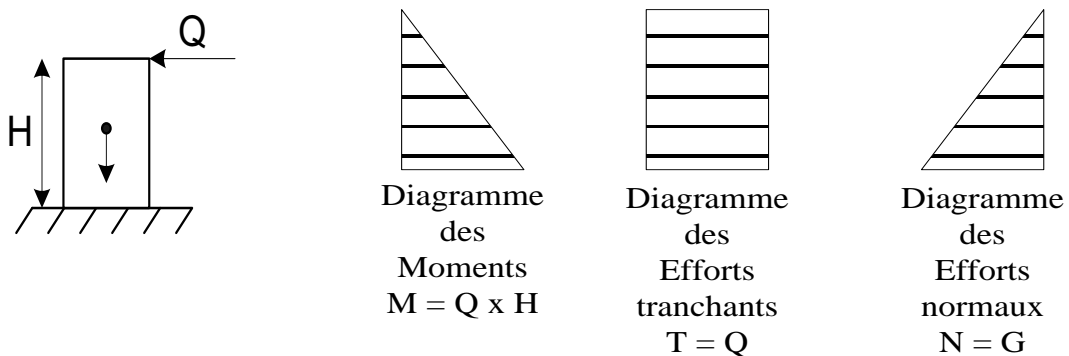
**III.1. Définition:**

L'acrotère est un élément en béton armé qui joue le rôle d'un garde corps, il est exposé aux intempéries. Il est prévu un acrotère de type standard ; il est considéré comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.



**Fig.III.1 .Coupe verticale de l'acrotère.**

**III.2. Schéma statique:**



**Fig. III.2. diagrammes des efforts internes**

**III.3. Calcul des efforts :**

$$G_{\text{acrotère}} = 2.5 [0.1 \times 1.2 + 0.25 \times 0.1 - (0.05 \times 0.05) / 2].$$

- Effort normal dû au poids propre:  $G = 0.359 \text{ t/ml}$ .

- charge d'exploitation :  $Q = 0.15 \text{ t/ml}$ .

- Moment de renversement  $M$  dû à la surcharge  $Q$

$$M = Q \times H \times 1 \text{ ml} = 0.15 \times 1.2 \times 1 \text{ ml} = 0.18 \text{ t.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = 0.15 \times 1 \text{ ml} = 0.15 \text{ t}$$

$$\text{Effort normal dû au poids propre } G : N_G = G \times 1 \text{ ml} = 0.359 \text{ t}$$

**3.1. Combinaison de charge :**

**1) A l'ELU:**

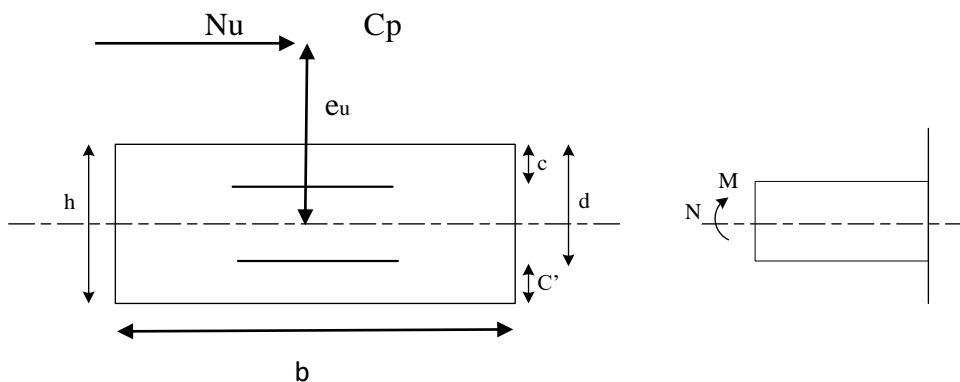
$$\begin{cases} N_u = 1,35 N_G = 1,35 \times 0.359 = 0.485 \text{ t} \\ M_u = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0.18 = 0.27 \text{ t.m} \end{cases}$$

**2) A l'ELS:**

$$\begin{cases} N_s = N_G = 0.359 \text{ t} \\ M_s = M_Q = 0.18 \text{ t.m} \end{cases}$$

**III.4. Ferrailage:**

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



**Fig.III.3. Schéma de calcul de l'acrotère**

h: Épaisseur de la section.

c et c' : Enrobage.

d = h - c : Hauteur utile

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

#### **4.1 Calcul de l'excentricité à l'ELU:**

$$e_n = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,270}{0,485} = 0,557 \text{ m} = 55,7 \text{ cm}$$

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

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures.

N : est un effort de compression.

Donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple, sous l'effet d'un moment fictif puis on se ramène à la flexion composée.

#### **4.2. Calcul en flexion simple:**

- **Moment fictif:**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 0,27 + 0,485 \left( \frac{0,10}{2} - 0,03 \right) = 0,28 \text{ t.m}$$

- **Moment réduit:**

$$f_{bu} = 0,85 \cdot f_{c28} / (\theta \cdot \gamma_b) = 0,85 \times 25 / 1 \times 1,5 = 14,16 \text{ MPa}$$

0.85 : condition du travail

$f_{c28}$  : résistance caractéristique à 28 jours (25MPa)

$\theta$ : dépend de la durée d'application de la charge, dans notre cas on le prend égale à 1 ( $t > 24\text{h}$ ).

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité, on le prend égal à 1.5 (situation courante).

$f_{bu} = 14,16 \text{ MPa}$  soit :  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

$$\alpha_{id} = 3,5 / 23,5 + \xi \quad \text{avec : } \xi = \sigma_{st} / E_s = f_e / E_s \times Y_s = 400 / 2 \times 10^5 \times 1,15 = 0,00173$$

$$\alpha_{id} = 0,668 \text{ et } \mu_i = 0,8 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.8 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0402 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow S.S.A \Rightarrow \beta = 0,732$$

SSA : section simplement armée.

**Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.**

### **4.3. Armatures fictives:**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{2.8 \times 10^3}{0,732 \times 7 \times \frac{400}{1,15}} = 1.57 \text{ cm}^2$$

### **4.4. Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures:

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{sr}} = 1.57 - \frac{4.85 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 1.43 \text{ cm}^2$$

## **III.5. Vérification à l'ELU:**

### **5.1. Condition de non fragilité: (Art.A.4.2.1/BAEL 91)**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$A_s > A_{\min}$  Condition vérifiée.

Soit:  $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  avec un espacement de  $100/4 = 25 \text{ cm}$

### **5.2. Armatures de répartition:**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit:  $4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $St \ 100/4 = 25 \text{ cm}$ .

Ou un treillis soudé de  $8 \times 6 \times 25 \times 25$  selon disponibilité sur le marché

**5.3. Vérification au cisaillement:**

Nous avons une fissuration préjudiciable:

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

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :  $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

Avec :  $V_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1,5 = 2.25 kN = 0.225 t$

$$\tau_u = \frac{2.25 \times 1000}{100 \times 70} = 0,321 Mpa$$

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

**5.4. Vérification de l'adhérence des barres: (BAEL 99/art A.6.1.1.3) :**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \qquad \tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 MPA$$

Aciers haute adhérence :  $\Psi = 1.5$

$$\tau = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \text{ avec : } \sum u_i : \text{Somme de périmètres utiles de barres.}$$

$$\sum u_i = n \times \phi \times \pi = 4 \times 0,8 \times 3,14 = 10,05 \text{ Cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2250}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,335 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} \text{ Condition vérifiée}$$

**5.5. Longueur de scellement droit (BAEL 91 1.2.2)**

$$L_s = 40 \phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

**5.6. Espacement des barres :**

Armatures principales :  $St = 25 \text{ cm} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$   
 Armatures de répartition :  $St = 30 \text{ cm} < \min (3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm.}$  } Conditions vérifiées

**III.6.Vérification à l'ELS:**

L'acrotère est exposé aux intempéries. Donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

On doit vérifier:

**6.1. Dans le béton :**

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

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

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

$$\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0.287 \rightarrow \beta_1 = 0.914$$

$$a = 3(1 - B) = 3(1 - 0.914) = 0.258$$

$$K = \frac{a}{15(1 - a)} = 0.258 / 15(1 - 0.258) = 0.023$$

$$\sigma_s = \frac{1800}{0.914 \times 7 \times 2,01} = 139.97\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.023 \times 139.97 = 3.21 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 2.15 < 15 \text{ Mpa} \implies$  La **condition est vérifiée.**

**6.2. Dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

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

On a des aciers  $\left\{ \begin{matrix} HA : \phi \geq 6\text{mm} \\ FeE400 \end{matrix} \right\} \implies \eta = 1.6$  donc :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 139.97\text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \implies$  **La condition est vérifiée**

D'où le ferrailage adopté à l'ELU est justifiée a l'ELS.

- Armatures principales.....4HA8=2,01cm<sup>2</sup> ; S<sub>t</sub>= 25 cm.

- Armatures de répartition.....4HA6= 1.13cm<sup>2</sup> ; S<sub>t</sub>= 25 cm.

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

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

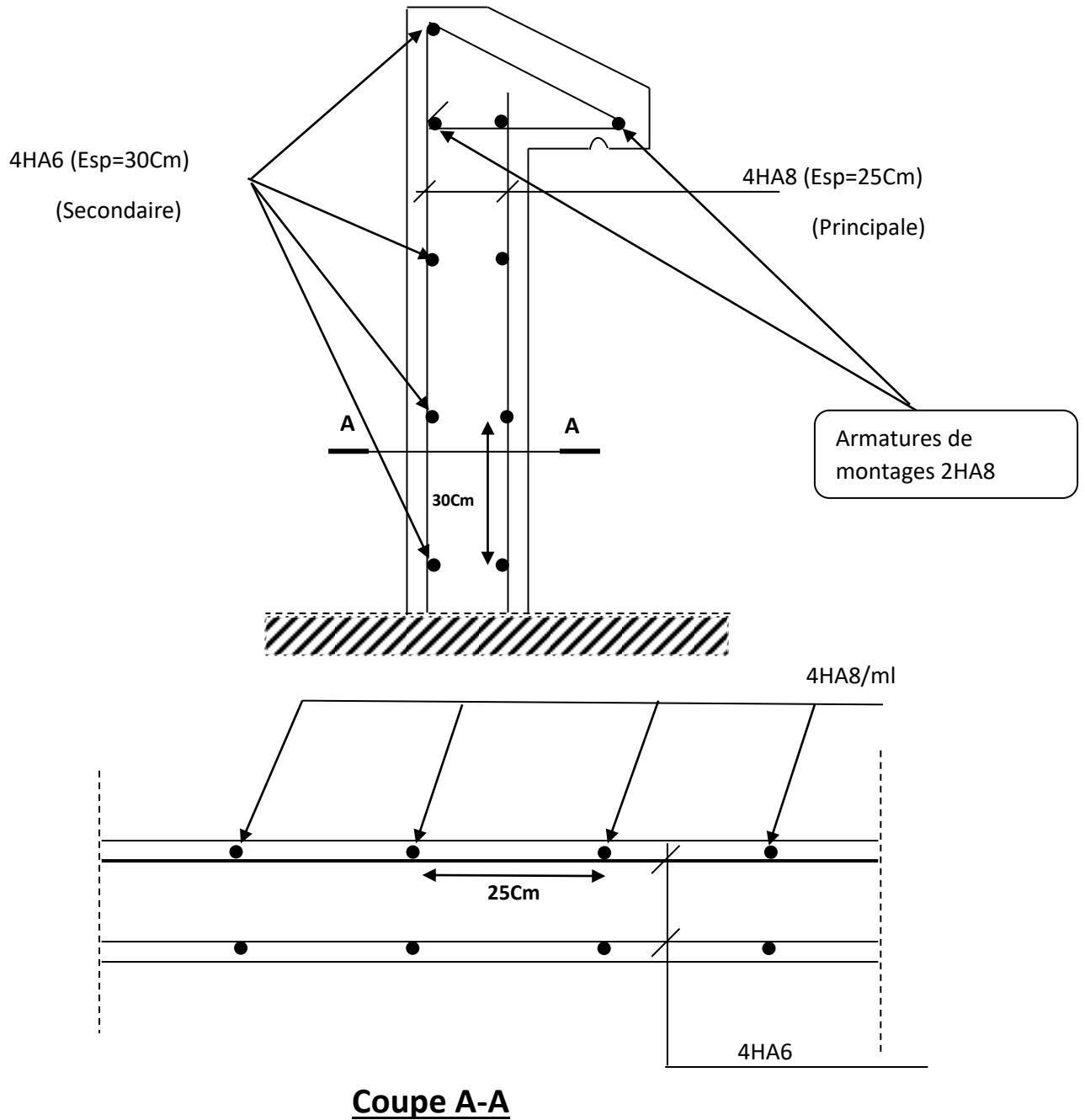
$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

(Zone II<sub>a</sub>, groupe d'usage 3) (A = 0,10).

C<sub>p</sub>: Facteur de force horizontal (C<sub>p</sub> = 0,8)(**Tab 6.1**).

W<sub>p</sub>: Poids de l'acrotère = 3.6 kN/ml.

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 3.6 = 1.152 \text{ kN/ml} < Q = 1.5 \text{ kN/ml} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$



**Fig .III.4. Schéma de ferrailage de l'acrotère.**

III.Calcul des escaliersIII.7.Introduction

Dans une construction, la circulation verticale et à pieds entre les étages est assurée par l'intermédiaire des escaliers. L'escalier se compose d'une ou plusieurs volées comportant des marches, des paliers de départ, d'arrivée et des paliers intermédiaires.

Notre bâtiment comporte deux cages d'escalier avec un escalier droit composé de deux à trois volées. Les deux cages d'escaliers n'ont pas le même emmarchement (1m et 1.5m). Le calcul sera fait pour la plus large (1.5m) et sera appliqué pour la deuxième.

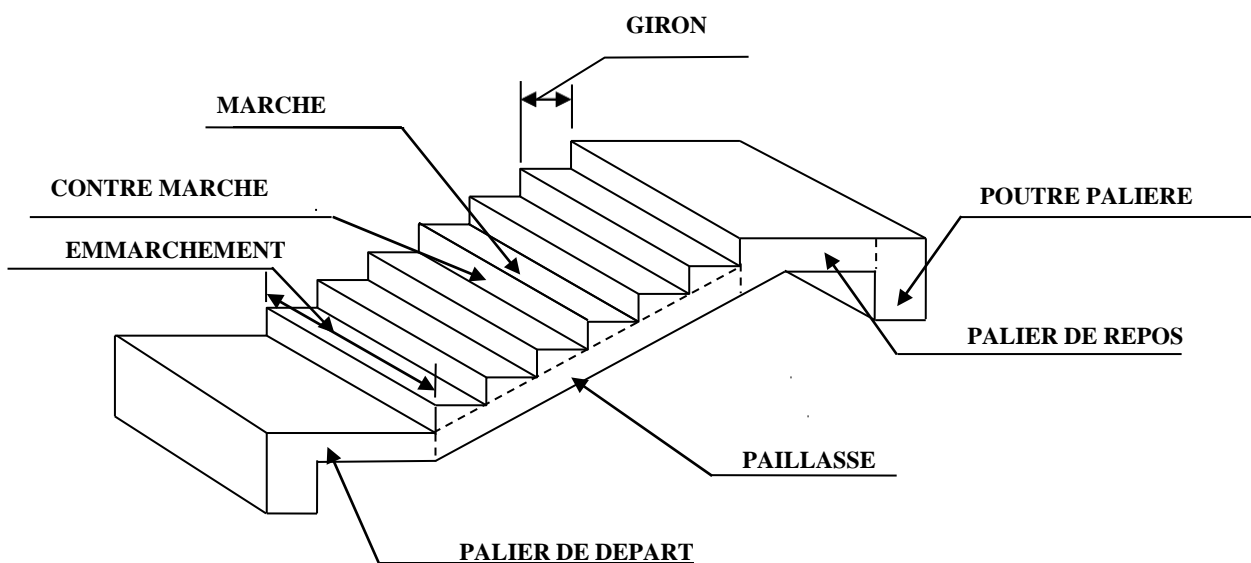
III.8.Définitions

Fig III.5.schéma de l'escalier

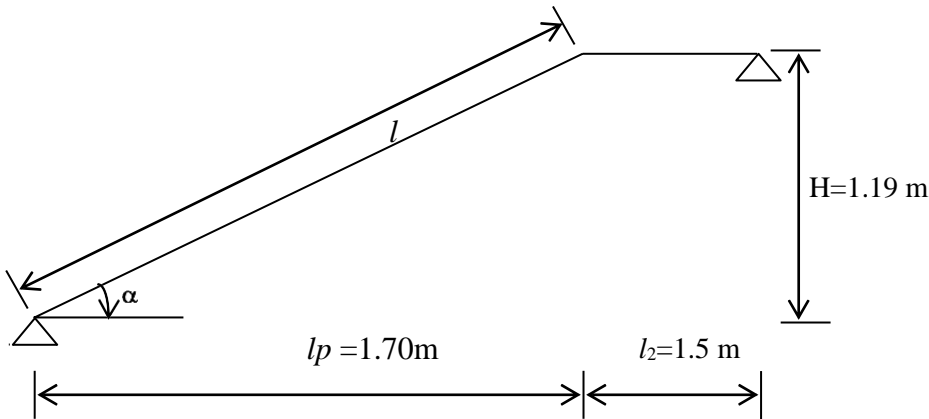
- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur  $h$  est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 20cm.
- **Le giron  $g$**  : est la distance en plan séparant deux contre marches successives. Elle varie entre 22 et 33cm.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers (ensemble de marches), sa longueur projetée est  $l_p$ .
- **La paillasse d'épaisseur  $e_p$**  : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **Le palier** : est la plate forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

**III.9. Etude des escaliers**

**9.1.2ème sous-sol :**

Il est constitué de trois volées:

❖ **La première volée:**



**Fig III.6. Schéma statique de la 1ère volée du 2ème sous-sol :**

Soit :

- H: hauteur de la volée.
- l : portée de la paillasse.
- l<sub>1</sub> : largeur du palier de départ
- l<sub>2</sub> : largeur du palier de repos
- l<sub>p</sub> : longueur projetée de la paillasse.

On prend compte des dimensions des plans d'architectures.

Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier :

$$14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$$

$$22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$$

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

on pose: h = 20cm

❖ **Le nombre de contremarches « n » :**

$$n = H / h = 1.19 / 0.17 = 7$$

❖ **Le nombre de marches « m » :**

$$m = n - 1 = 6 \text{ marches}$$

❖ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$g = l_p / m = 170 / 6 = 29\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \Leftrightarrow 25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc, on garde la valeur  $g=29\text{cm}$

❖ **L’emmarchement est de 1.5 m**

❖ **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

$$l_0 / 30 \leq e_p \leq l_0 / 20$$

$$l_0 = l + l_1 + l_2$$

$$\text{tg}(a) = H / l_p = 1.19 / 1.7 = 0.7 \quad a = 34.99^\circ$$

$$l = H / \cos(a) = 1.19 / \cos(34.99) = 1.45\text{m}$$

$$l_0 = 1.45 + 1.5 = 2.95\text{m}$$

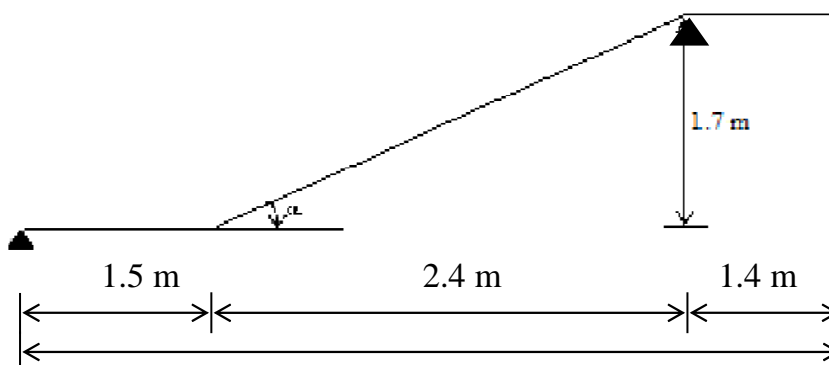
Epaisseur de la paillasse :

$$2.95 / 30 \leq e_p \leq 2.95 / 20$$

$$9.83 \text{ cm} \leq e_p \leq 14.75 \text{ cm} \longrightarrow \text{on opte pour } e_p = 14 \text{ cm}$$

**9.2. Escaliers du 1<sup>er</sup> sous-sol, RDC et des trois premiers étages**

Il est constitué de deux volées :



**Fig III.7 : Schéma statique d’une volée**

On prend compte des dimensions des plans d’architectures.

Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement

convenable de notre escalier :

- ❖ **Le nombre de contremarches « n » :**

$$n = H / h = 1.7 / 0.17 = 10$$

- ❖ **Le nombre de marches « m » :**

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

- ❖ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$g = l_p / m = 2.4 / 9 = 27\text{cm}$$

$$59\text{cm} \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \Leftrightarrow 25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc, on garde la valeur  $g=27\text{cm}$

- ❖ **L'emmarchement est de 1.5 m**

- ❖ **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

$$l_0 / 30 \leq e_p \leq l_0 / 20$$

$$l_0 = l + l_1 + l_2$$

$$\text{tg}(a) = H / l_p = 1.7 / 2.4 = 0.71 \quad a = 35.31^\circ$$

$$l = H / \cos(a) = 1.7 / \cos(35.31) = 2.08\text{m}$$

$$l_0 = 2.08 + 1.5 + 1.4 = 4.98\text{m}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$498 / 30 \leq e_p \leq 498 / 20$$

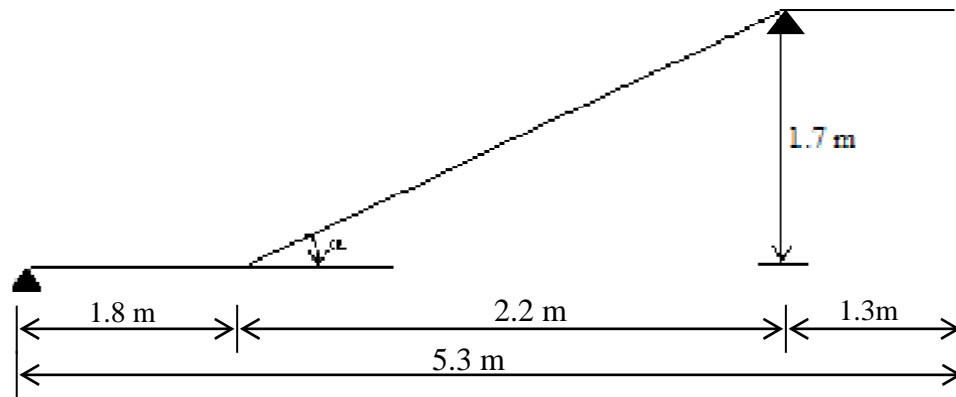
$$16.6 \text{ cm} \leq e_p \leq 24.9 \text{ cm} \longrightarrow \text{on opte pour } e_p = 17 \text{ cm}$$

### Remarque :

Il suffit d'étudier l'escalier dont la portée est plus grande, c'est le cas pour l'escalier qui mène du sous-sol vers les niveaux supérieurs, et en fin on généralise sur les autres escaliers.

**9.3. Escaliers des deux derniers étages et des deux volées du 2<sup>ème</sup> sous-sol**

Il est constitué de deux volées :



**Fig III.24 : schéma statique d'une volée**

On prend compte des dimensions des plans d'architectures.

Pour le confort, on vérifie la condition de BLONDEL, qui permet le pré dimensionnement convenable de notre escalier :

❖ **Le nombre de contremarches « n » :**

$$n = H / h = 1.53 / 0.17 = 9$$

❖ **Le nombre de marches « m » :**

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

❖ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$g = l_p / m = 2.2 / 8 = 27 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Leftrightarrow 25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc, on garde la valeur  $g=27 \text{ cm}$

❖ **L'embranchement est de 1.5 m**

❖ **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

$$l_0 / 30 \leq e_p \leq l_0 / 20$$

$$l_0 = l + l_1 + l_2$$

$$\text{tg}(a) = H / l_p = 1.53 / 2.2 = 0.70 \quad a = 34.82^\circ$$

$$l = H / \cos(a) = 1.53 / \cos(34.82) = 1.86 \text{ m}$$

$$l_0 = 1.86 + 1.8 + 1.3 = 4.96 \text{ m}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$496 / 30 \leq ep \leq 496 / 20$$

$$16.53\text{cm} \leq ep \leq 24.8 \text{ cm} \longrightarrow \text{on opte pour } ep = 17 \text{ cm}$$

**III.9.10.Calcul des sollicitations et des efforts internes**

Le calcul se fera pour 1mètre d’emmarchement et une bande de 1mètre de projection horizontale.

- Charges : Première volée du 2<sup>ème</sup> sous-sol:

Le palier :

Elément	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la dalle	25 x 0.14=3.5
Revêtement de carrelage (2 cm)	22 x 0,02 = 0,44
Mortier de pose (2 cm)	22 x 0,02 = 0,44
Couche de sable (3 cm)	18 x 0,03 = 0,54
Enduit de ciment (2 cm)	22 x 0,02 = 0,44
	<b>G<sub>1</sub> = 5.36</b>
	<b>Q = 3.5</b>

La paillasse :

Elément	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.14}{\cos(34.99)} = 4.27$
Poids propre des marches (17 cm)	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2.125$
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1.86
Poids propre du garde corps	0.2
	<b>G<sub>2</sub> = 8.46</b>
	<b>Q = 3.5</b>

- Premier sous-sol:

Le palier :

Elément	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la dalle	$25 \times 0,17 = 4,25$
Revêtement de carrelage (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
Mortier de pose (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
Couche de sable (3 cm)	$18 \times 0,03 = 0,54$
Enduit de ciment (2 cm)	$22 \times 0,02 = 0,44$
	<b>G<sub>1</sub> = 6.11</b>
	<b>Q = 3.5</b>

La paillasse :

Elément	Poids (kN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times ep}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0,17}{\cos(35,31)} = 5,21$
Poids propre des marches (17 cm)	$\frac{25 \times 0,17}{2} = 2,125$
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit)	1.86
Poids propre du garde corps	0.2
	<b>G<sub>2</sub> = 9.31</b>
	<b>Q = 3.5</b>

- Combinaison des charges : Première volée du 2<sup>ème</sup> sous-sol

Etat limite ultime : ELU

$$q_{u \text{ palier}} = 1,35G_1 + 1,5Q = 1,35 \times 5,36 + 1,5 \times 3,5 = 12,49 \text{ kN/ml}$$

$$q_{u \text{ paillasse}} = 1,35G_2 + 1,5Q = 1,35 \times 8,46 + 1,5 \times 3,5 = 16,67 \text{ kN/ml}$$

Etat limite de service : ELS

$$q_{s \text{ palier}} = G_1 + Q = 5,36 + 3,5 = 8,86 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s \text{ paillasse}} = G_2 + Q = 8,46 + 3,5 = 11,96 \text{ kN/ml}$$

- **Combinaison des charges : Premier sous-sol**

**Etat limite ultime : ELU**

$$q_u \text{ palier} = 1.35G_1 + 1.5Q = 1.35 \times 6.11 + 1.5 \times 3.5 = 13.5 \text{ kN/ml}$$

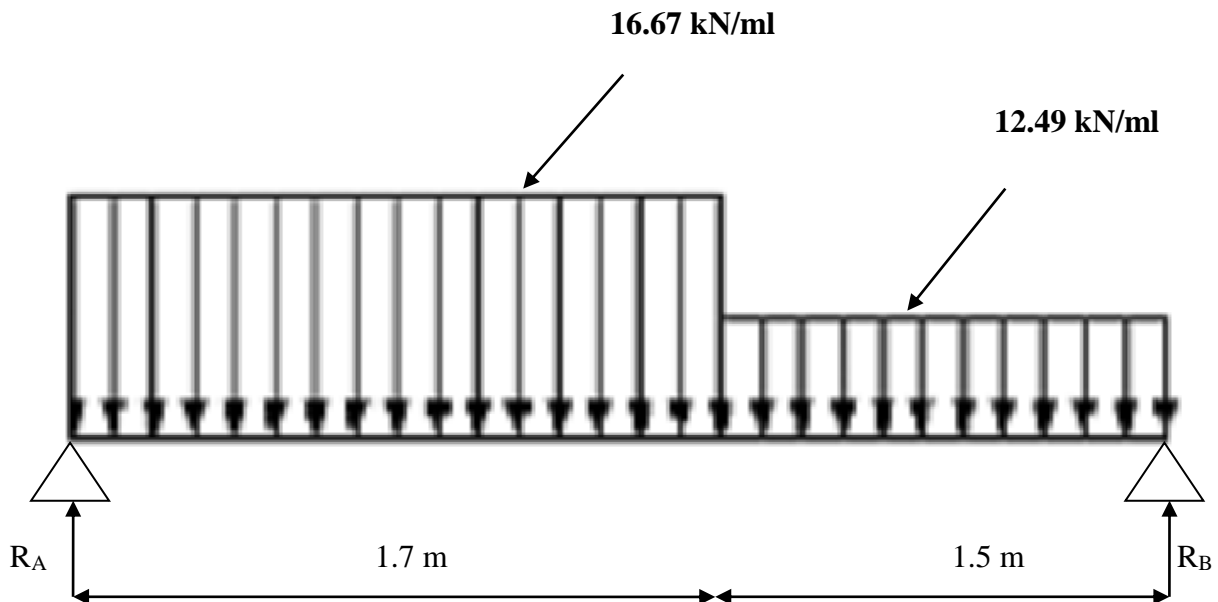
$$q_u \text{ paillasse} = 1.35G_2 + 1.5Q = 1.35 \times 9.31 + 1.5 \times 3.5 = 17.82 \text{ kN/ml}$$

**Etat limite de service : ELS**

$$q_s \text{ palier} = G_1 + Q = 6.11 + 3.5 = 9.61 \text{ kN/ml}$$

$$q_s \text{ paillasse} = G_2 + Q = 9.31 + 3.5 = 12.81 \text{ kN/ml}$$

**III.9.11. Calcul à l'ELU : Première volée du 2<sup>ème</sup> sous-sol**



**-Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 16.67 \times 1.7 + 12.49 \times 1.5 = 47.07 \text{ KN}$$

$$R_A = 25.2 \text{ KN}$$

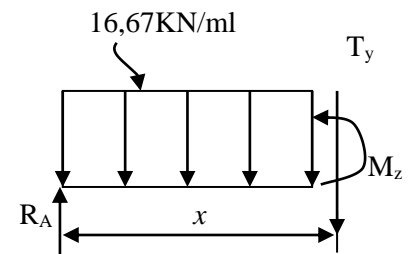
$$R_B = 21.87 \text{ KN}$$

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

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.7 \text{ m}$  :

$$T_y = -16.67x + 25.2 \Rightarrow \begin{cases} T_y = +25.2 \text{ KN} & \longrightarrow x = 0 \text{ m} \\ T_y = -3.14 \text{ KN} & \longrightarrow x = 1.7 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -16.67 \frac{x^2}{2} + 25.2 x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 18.75 \text{ KN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 1.7 \text{ m} \end{cases}$$



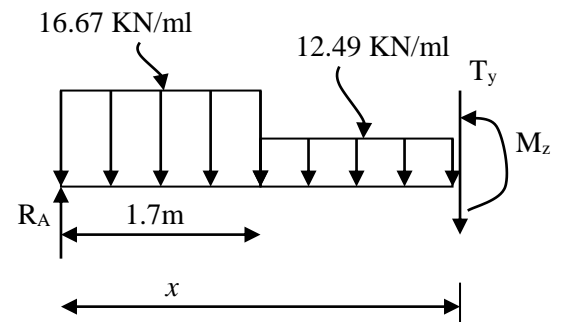
2<sup>ème</sup> tronçon :  $1.7 \text{ m} \leq x \leq 3.2 \text{ m}$  :

$$T_y = -12.49x + 18.09$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = -3.14 \text{ KN} & \longrightarrow \text{pour } x = 1.7\text{m} \\ T_y = -21.88 \text{ KN} & \longrightarrow \text{pour } x = 3.2\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = 25.2x - (16.67 \times 1.7) \left(x - \frac{1.7}{2}\right) - 12.49 \frac{(x-1.7)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_z = 18.75 \text{ KN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 1.7\text{m} \\ M_z = 0 & \longrightarrow \text{pour } x = 3.2\text{m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -12.49x + 18.09 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.45 \text{ m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1.45\text{m}$ .

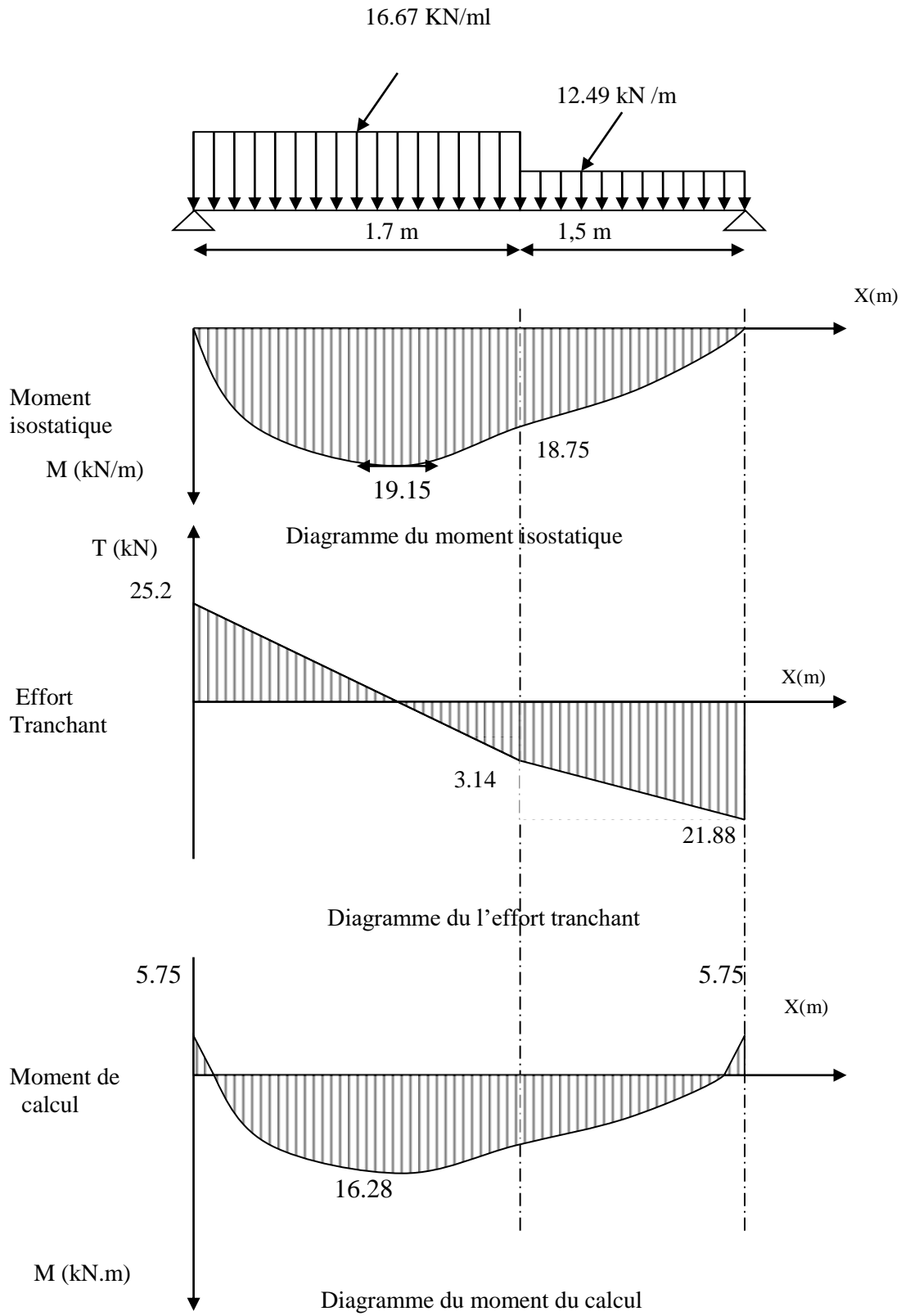
Donc :

$$M_z^{max} = 19.15 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis :  $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -5.75 \text{ KN.m}$
- en travées :  $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 16.28 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur les diagrammes ci-dessous :



- Calcul des armatures:

❖ Aux appuis :

$$M_u = 5,75 \text{ KN.m}$$

• Armatures principales :

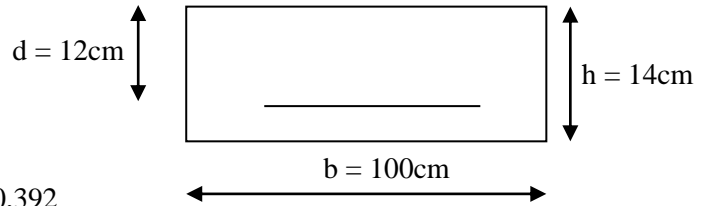
$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,75 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,028 < \mu_r = 0,392$$

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

$$\mu_a = 0,028 \Rightarrow \beta_u = 0,986$$

$$A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{5,75 \times 10^3}{0,986 \times 12 \times 348} = 1,39 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA8/ml ( $A_a = 2,52 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$ .



• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{2,52}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA6/ml ( $A_{ar} = 1,13 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

❖ En travées :

$$M_t = 16,28 \text{ KN.m}$$

• Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16,28 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,0796 < \mu_r = 0,392$$

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

$$\mu_a = 0,0796 \Rightarrow \beta_u = 0,958$$

$$A_t = \frac{M_{u_a}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{16,28 \times 10^3}{0,958 \times 12 \times 348} = 4,07 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12 ( $A_t = 5,65 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA8/ml ( $A_{rt} = 2,01 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**III.9.12. Verification à l'ELU :**

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

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_a = 2,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,449 \text{ cm}^2$ ..... La condition est vérifiée.

- En travées :  $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,449 \text{ cm}^2$ ..... La condition est vérifiée.

• **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Aux appuis : } e = 20\text{cm} \\ - \text{En travées : } e = 20\text{cm} \end{array} \right\} < \text{Min } \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Aux appuis : } e = 25\text{cm} \\ - \text{En travées : } e = 25\text{cm} \end{array} \right\} < \text{Min } \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

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

$$T_{\text{umax}} = 25.2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{25.2 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0,21 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

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

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

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25.2 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 188,4} = 1,24 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Ancrage des armatures aux appuis :**

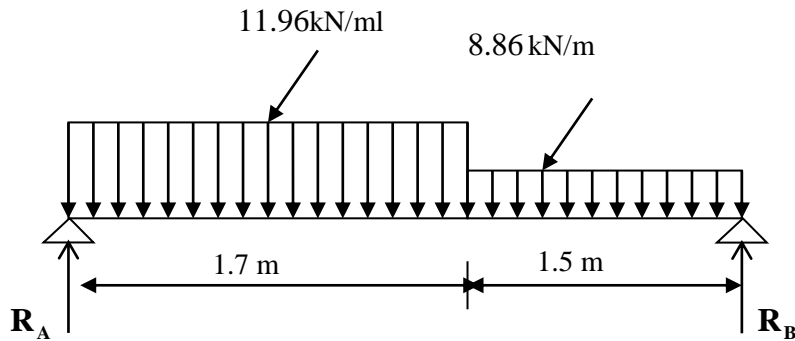
$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

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

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  $0,4 L_s$

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

**III.9.13. Etat limite de service :**



**- Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 33,62 \text{ KN}$$

$$R_A = 18,05 \text{ KN}$$

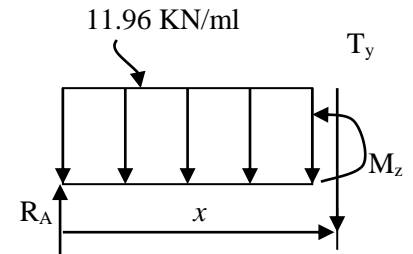
$$R_B = 15,57 \text{ KN}$$

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

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,7 \text{ m}$  :

$$T_y = -11,96x + 18,05 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 18,05 \text{ KN} & \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ T_y = -2,28 \text{ KN} & \longrightarrow \text{pour } x = 1,7 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -11,96 \frac{x^2}{2} + 18,05x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 13,4 \text{ KNm} & \longrightarrow \text{pour } x = 1,7 \text{ m} \end{cases}$$



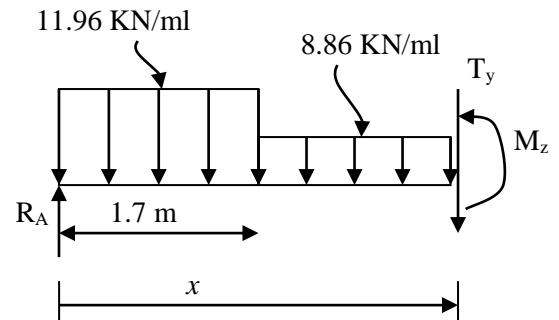
2<sup>ème</sup> tronçon :  $1,7 \text{ m} \leq x \leq 3,2 \text{ m}$  :

$$T_y = -8,86x + 12,78$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_y = -2,28 \text{ KN} & \longrightarrow \text{pour } x = 1,7 \text{ m} \\ T_y = -15,57 \text{ KN} & \longrightarrow \text{pour } x = 3,2 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = 18,05x - (11,96 \times 1,7)(x - \frac{1,7}{2}) - 8,86 \frac{(x-1,7)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_z = 13,4 \text{ KN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 2,40 \text{ m} \\ M_z = 0 & \longrightarrow \text{pour } x = 3,80 \text{ m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -8,86x + 12,78 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1,44 \text{ m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 1,44 \text{ m}$ .

Donc :

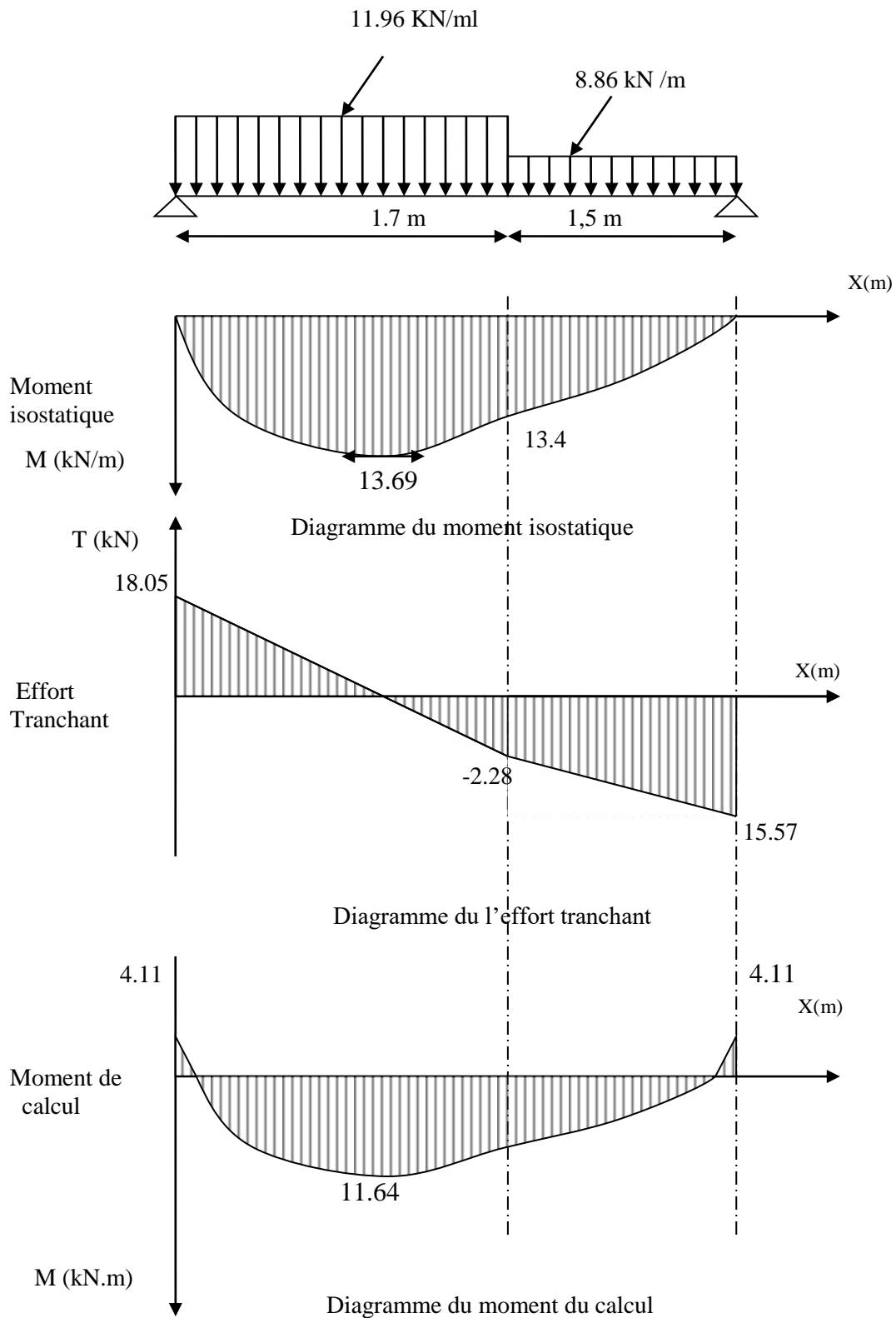
$$M_z^{max} = 13,69 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis :  $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -4,11 \text{ KN.m}$

- en travées :  $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 11,64 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur les diagrammes ci-dessous :



**13.1.Vérification à l'ELS :**

- Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K\sigma_{St} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6fc_{28} = 15 \text{ MPa}$

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

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 12} = 0,47$$

$$\rho = 0,47 \Rightarrow \beta_1 = 0,913 \Rightarrow \alpha_1 = 0,261 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,261 \Rightarrow K = 0,023$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s . \beta d} = \frac{11.64 \times 10^3}{5.65 \times 0,913 \times 12} = 188,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,023 \times 188,04 = 4,32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis** :  $A_a = 2.52 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.52}{100 \times 12} = 0,21$$

$$\rho = 0,134 \Rightarrow \beta_1 = 0,939 \quad , \quad \alpha_1 = 0,183 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,183 \Rightarrow K = 0,0149$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s . \beta d} = \frac{4.11 \times 10^3}{2.52 \times 0,939 \times 12} = 144,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,0149 \times 188,04 = 2,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche :**

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

a)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,14}{3,20} = 0,044 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$

b)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,14}{3,20} = 0,044 < \frac{11,64}{10 \times 13,69} = 0,085 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$

c)  $\frac{A_t}{b_0 . d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 12} = 0,0047 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche

• **Calcul de la flèche :**

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

Avec :

$E_v$  : Module de déformation longitudinale diffère.

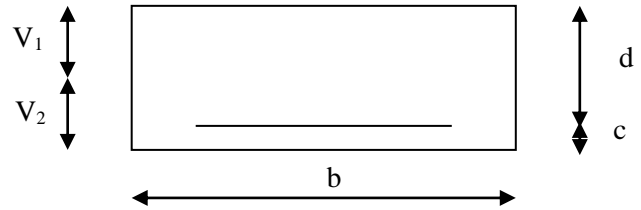
$$E_v = 3700 \sqrt[3]{fc_{28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$q_s = \max \{ 11,96 \text{ KN/ml} , 8,86 \text{ KN/ml} \} = 11,96 \text{ KN/ml.}$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

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

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



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

$B_0$  : Aire de la section homogénéisée ;  $B_0 = b.h + 15A_t$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 14^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 12}{100 \times 14 + 15 \times 5.65} = 7.29 \text{ cm}$$

$V_2 = h - V_1 = 14 - 7.29 = 6.71 \text{ cm}$

D'où :

$$I = \frac{100}{3}(7.29^3 + 6.71^3) + 15 \times 5.65(6.71 - 2)$$

$I = 28468.58 \text{ cm}^4$

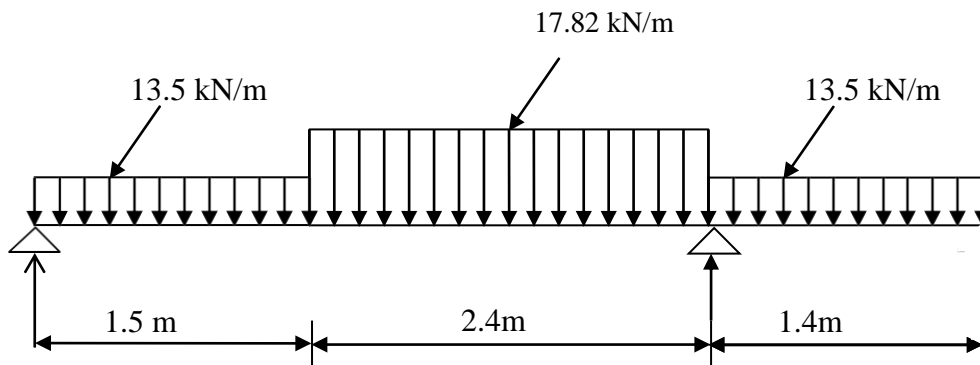
$$f = \frac{5 \times (11.96 \times 3,2^4)}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 28468.58 \times 10^{-8}} = 0,0053 \quad f < \bar{f} = 320/500 = 0,64 \text{ cm}$$

⇒ La Condition est vérifiée

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

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

**III.9.14. Calcul à l'ELU : Premier sous-sol:**



**-Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 13.5 \times 1.5 + 17.82 \times 2.4 + 13.5 \times 1.4 = 47.07 \text{ KN}$$

$R_A = 26.12 \text{ KN}$

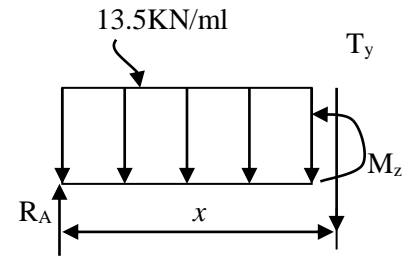
$R_B = 55.8 \text{ KN}$

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

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$  :

$$T_y = -13.5x + 26.12 \Rightarrow \begin{cases} T_y = +26.12 \text{ KN} \longrightarrow & x = 0 \text{ m} \\ T_y = 5.87 \text{ KN} \longrightarrow & x = 1.7 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -13.5 \frac{x^2}{2} + 26.12 x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 23.99 \text{ KN.m} \longrightarrow & \text{pour } x = 1.7 \text{ m} \end{cases}$$

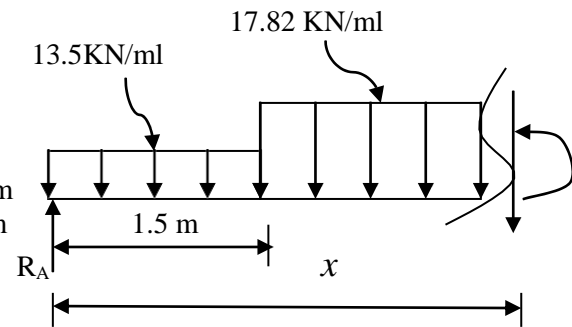


2<sup>ème</sup> tronçon :  $1.5 \text{ m} \leq x \leq 3,9 \text{ m}$  :

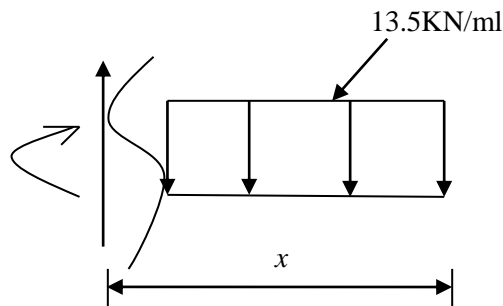
$$T_y = -17.8x + 32.57 \Rightarrow \begin{cases} T_y = + 5.87 \text{ KN} \longrightarrow & x = 1.5 \text{ m} \\ T_y = - 36.85 \text{ KN} \longrightarrow & x = 3.9 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = 26.12x - (13.5 \times 1.5)(x - \frac{1.5}{2}) - 17.82 \frac{(x-1.5)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_z = 23.99 \text{ KN.m} \longrightarrow & \text{pour } x = 1.5 \text{ m} \\ M_z = - 13.24 \text{ KN.m} \longrightarrow & \text{pour } x = 3,9 \text{ m} \end{cases}$$



3<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 1.4 \text{ m}$  :



$$T_y = 13.5x \Rightarrow \begin{cases} T_y = 0 \text{ KN} \longrightarrow & x = 0 \text{ m} \\ T_y = 18.9 \text{ KN} \longrightarrow & x = 1.4 \text{ m} \end{cases}$$

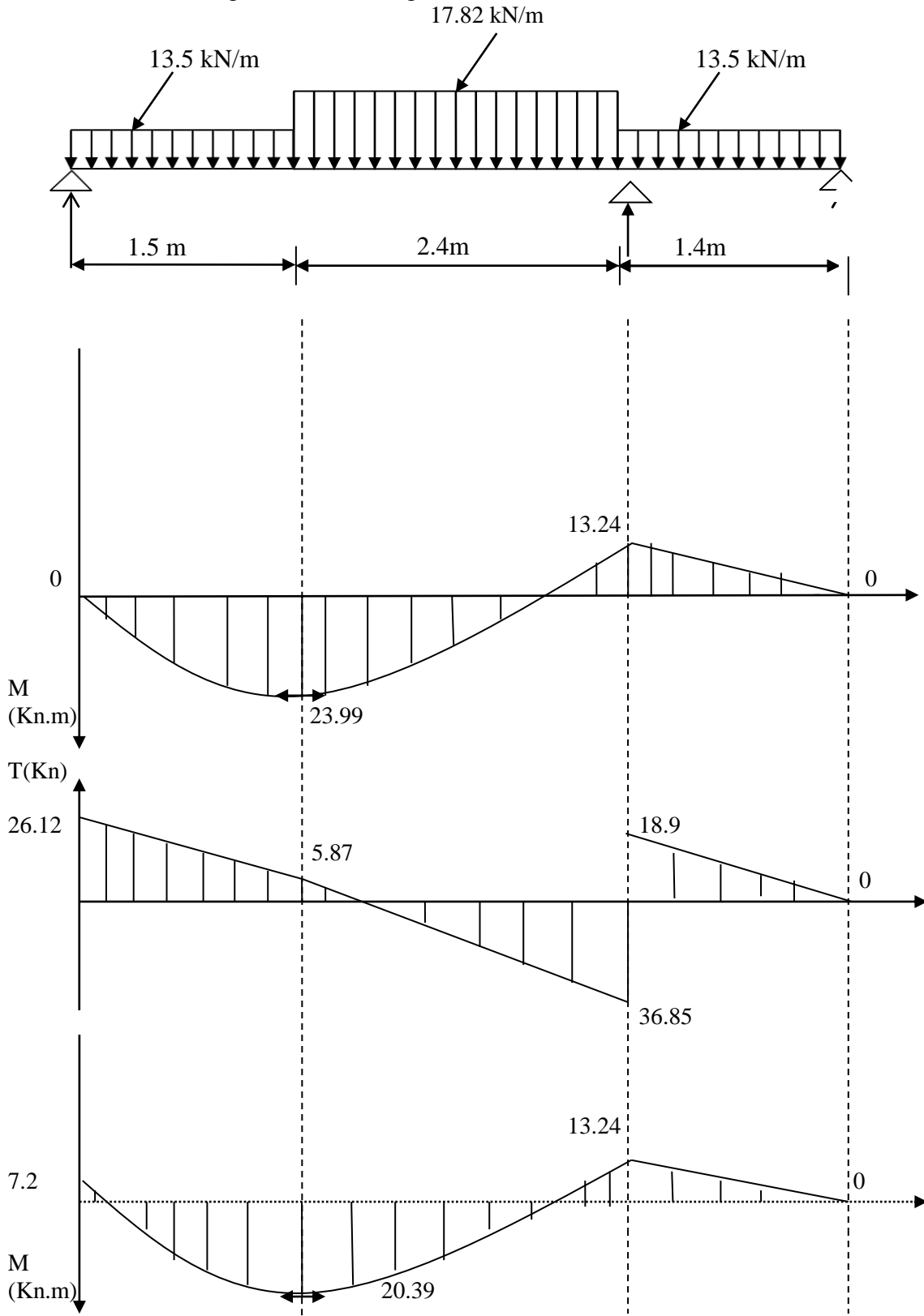
$$M_z = - 13.5 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_z = 0 \text{ KN.m} \longrightarrow & \text{pour } x = 0 \text{ m} \\ M_z = - 13.23 \text{ KN.m} \longrightarrow & \text{pour } x = 1.4 \text{ m} \end{cases}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis :  $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = - 7.2 \text{ KN.m}$
- en travées :  $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 20.39 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur les diagrammes ci-dessous :



- Calcul des armatures:

❖ Aux appuis :

$$M_u = 7.2 \text{ KN.m}$$

• Armatures principales :

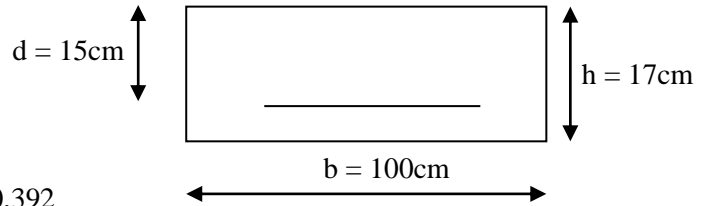
$$\mu_a = \frac{M_{u_a}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{13.24 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,041 < \mu_r = 0,392$$

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

$$\mu_a = 0,041 \Rightarrow \beta_u = 0,979$$

$$A_a = \frac{M_{u_a}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{13.24 \times 10^3}{0,979 \times 15 \times 348} = 2.59 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA10/ml ( $A_a = 3.93 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement de  $S_t = 20 \text{ cm}$ .



• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

On opte pour 4HA6/ml ( $A_{ar} = 1.13 \text{ cm}^2$ ), avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

❖ En travées :

$$M_t = 20.39 \text{ KN.m}$$

• Armatures principales :

$$\mu_t = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{20.39 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,0638 < \mu_r = 0,392$$

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

$$\mu_a = 0,0937 \Rightarrow \beta_u = 0,967$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{20.39 \times 10^3}{0,967 \times 15 \times 348} = 4.04 \text{ cm}^2$$

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

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

**14.1. Vérification à l'ELU :**

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

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 15 \times \frac{2,1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2$ ..... La condition est vérifiée.

- En travées :  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,81 \text{ cm}^2$ ..... La condition est vérifiée.

• **Espacement des barres :**

- **Armatures principales :**

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Aux appuis : } e = 20\text{cm} \\ - \text{En travées : } e = 20\text{cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{3h, 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Aux appuis : } e = 25\text{cm} \\ - \text{En travées: } e = 25\text{cm} \end{array} \right\} < \text{Min} \{4h, 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

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

$$T_{\text{umax}} = 25.2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{umax}}}{bd} = \frac{36.9 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0,246 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.246 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

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

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

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{36.9 \times 10^3}{0,9 \times 150 \times 188,4} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

• **Ancrage des armatures aux appuis :**

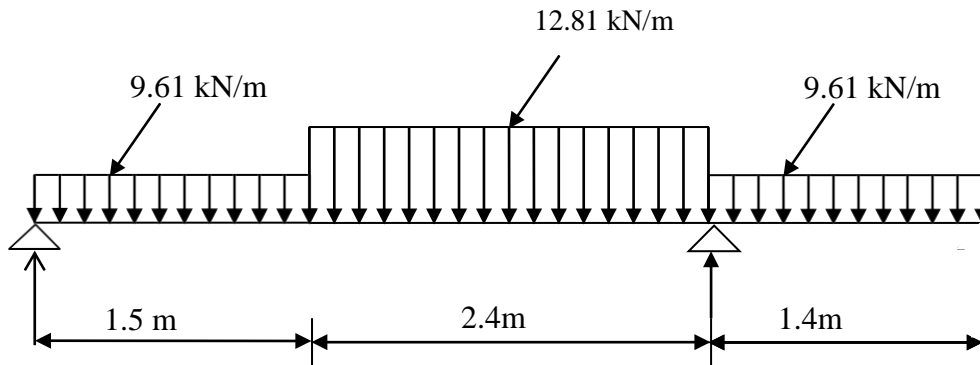
$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6\psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

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

**RQ :** Vu que  $L_s$  dépasse la largeur du la poutre palière dans laquelle il sera ancré, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à  $0,4 L_s$

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

**III.9.15. Calcul à l'ELS : Premier sous-sol:**



**Calcul des réactions d'appuis :**

$$R_A + R_B = 9,61 \times 1,5 + 12,81 \times 2,4 + 9,61 \times 1,4 = 58,61 \text{ KN}$$

$$R_A = 18,68 \text{ KN}$$

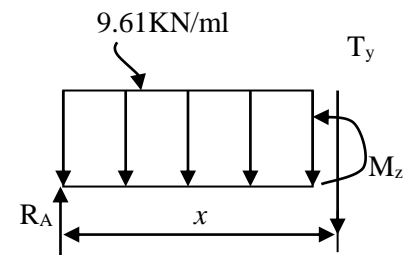
$$R_B = 39,913 \text{ KN}$$

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

1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$  :

$$T_y = -9,61x + 18,68 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 18,68 \text{ KN} \longrightarrow x = 0 \text{ m} \\ T_y = 4,27 \text{ KN} \longrightarrow x = 1,5 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -9,61 \frac{x^2}{2} + 18,68x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 \longrightarrow \text{pour } x = 0 \\ M_z = 17,21 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 1,5 \text{ m} \end{cases}$$

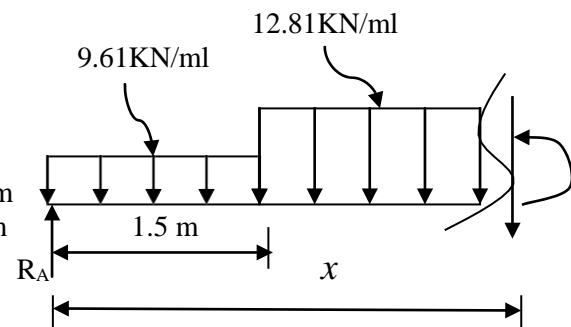


2<sup>ème</sup> tronçon :  $1,5 \text{ m} \leq x \leq 3,9 \text{ m}$  :

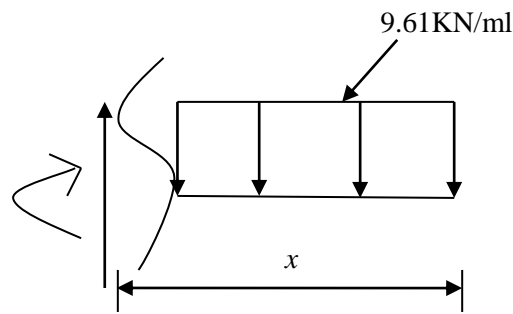
$$T_y = -12,81x + 23,47 \Rightarrow \begin{cases} T_y = + 4,27 \text{ KN} \longrightarrow x = 1,5 \text{ m} \\ T_y = - 26,49 \text{ KN} \longrightarrow x = 3,9 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = 18,68x - (9,61 \times 1,5)(x - \frac{1,5}{2}) - 12,81 \frac{(x-1,5)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M_z = 17,21 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 1,5 \text{ m} \\ M_z = - 9,42 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{pour } x = 3,9 \text{ m} \end{cases}$$



3<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 1.4 \text{ m}$  :



$$T_y = 9.61x \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T_y = + 0 \text{ KN} & \longrightarrow x = 0 \text{ m} \\ T_y = 13.45 \text{ KN} & \longrightarrow x = 1.4 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = - 9.61 x^2/2$$

$$\begin{cases} M_z = 0 \text{ KN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 0 \text{ m} \\ M_z = - 9.42 \text{ KN.m} & \longrightarrow \text{pour } x = 1.4 \text{ m} \end{cases}$$

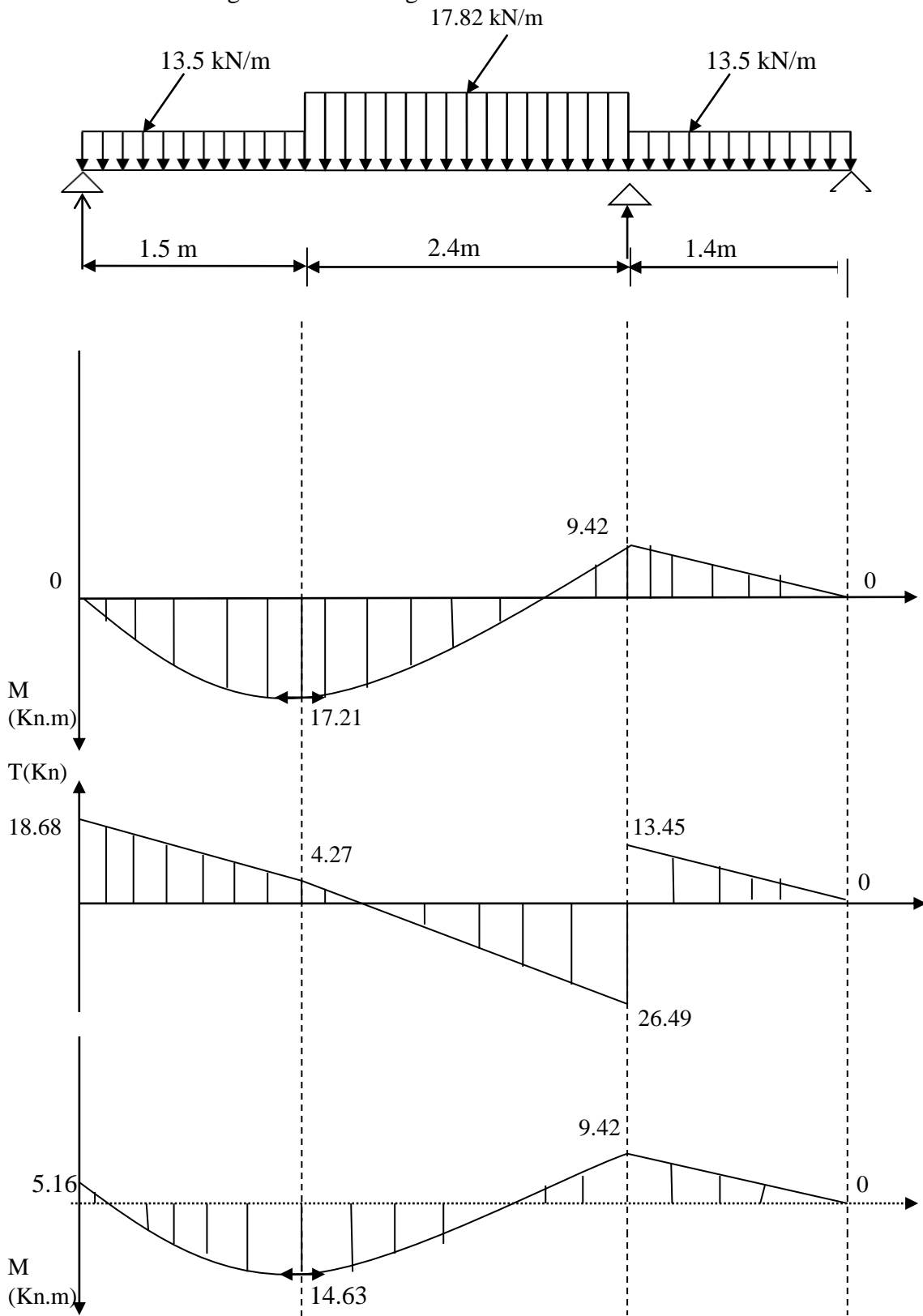
En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$M_z^{max} = 17.21$$

- Aux appuis :  $M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = - 5.16 \text{ KN.m}$

- en travées :  $M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 14.63 \text{ KN.m}$

les résultats trouvés figurent sur les diagrammes ci-dessous :



**15.1.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 :**  $A_t = 5.65 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 15} = 0,377$$

$$\rho = 0,377 \Rightarrow \beta_1 = 0,905 \Rightarrow \alpha_1 = 0,261 \Rightarrow K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha = 0,261 \Rightarrow K = 0,023$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{14.63 \times 10^3}{5.65 \times 0,905 \times 15} = 190.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,023 \times 190.75 = 4.39 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  .....La condition est vérifiée.

-**Aux appuis :**  $A_a = 2.52 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100.A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.52}{100 \times 15} = 0.168$$

$$\rho = 0,168 \Rightarrow \beta_1 = 0,939 \quad , \quad \alpha_1 = 0,183 \quad \text{et} \quad K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)}$$

$$\alpha_1 = 0,183 \Rightarrow K = 0,0149$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{9.42 \times 10^3}{2.52 \times 0,939 \times 15} = 265.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{St} = 0,0149 \times 265.39 = 3.95 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 3.95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$  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)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,17}{5.3} = 0,032 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$  condition non vérifiée

b)  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,17}{5.3} = 0,032 < \frac{14.63}{10 \times 17.21} = 0,085 \Rightarrow$  condition non vérifiée

c)  $\frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 15} = 0,0037 < \frac{4.2}{400} = 0,0105 \Rightarrow$  condition vérifiée

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche

• **Calcul de la flèche :**

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

Avec :

$E_v$  : Module de déformation longitudinale diffère.

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

$$q_s = \max \{ 13.5 \text{ KN/ml} , 17.82 \text{ KN/ml} \} = 17.82 \text{ KN/ml}.$$

$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

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

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

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

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

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 17^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 15}{100 \times 17 + 15 \times 5.65} = 9.16 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 9.16 = 7.84 \text{ cm}$$

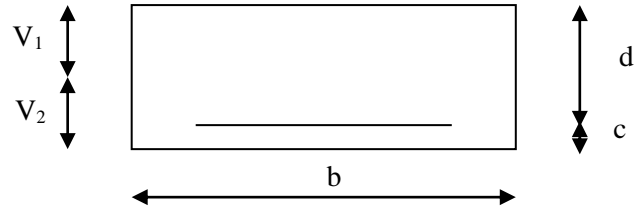
D'où :

$$I = \frac{100}{3} (9.16^3 + 7.84^3) + 15 \times 5.65 (7.84 - 2)^2$$

$$I = 44552.19 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \times (17.82 \times 5.3^4)}{384 \times 10818,86 \times 10^3 \times 44552.19 \times 10^{-8}} = 0,0379 \quad f < \bar{f} = 530/500 = 1.06 \text{ cm}$$

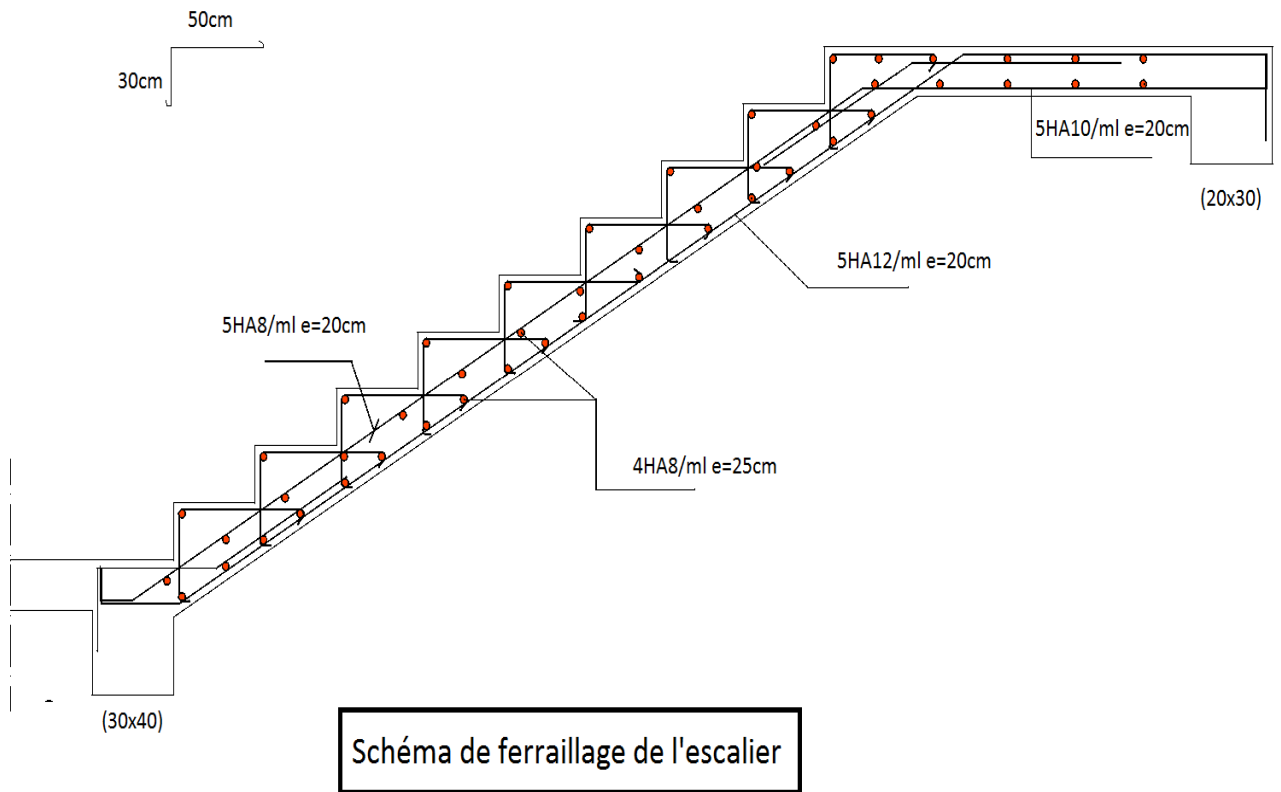
⇒ La Condition est vérifiée



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

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

Exemple :  
Escalier du premier s-sol :



**III.10. Calcul de la poutre palière :**

**III.10.1.Introduction :**

C'est une poutre de section rectangulaire, semi encastrée à ces deux extrémités qui est destinée à supporter son poids propre et la réaction de la paillasse et du palier.

**III.10.2.Prè dimensionnement :**

➤ La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

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

$h_t$  : Hauteur de la poutre.

$L_{\max}$  : Longueur libre de la poutre entre nu d'appuis.

$$L_{\max} = 340 \text{ cm} \Rightarrow \frac{340}{15} \leq h_t \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22.66 \text{ m} \leq h_t \leq 34 \text{ cm.}$$

Soit  **$h_t = 30\text{cm}$**

➤ La largeur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \quad \text{d'où } 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Soit  **$b = 20\text{cm}$** .

• **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.10.3.Détermination des charges :**

- Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0,20 \times 0,3 = 1,5 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier et de la paillasse à l'ELU : .....= 55.8 KN/ml
- Réaction du palier et de la paillasse à l'ELS : .....= 39.913 KN/ml

**III.10.4. Calcul à l'ELU :**

a) **Calcul du moment et de l'effort :**

$$q_u = 1,35(1.5) + 55.8 = 57.83 \text{ KN/ml}$$

$$R_A + R_B = 196.62 \text{ Kn}$$

$$R_A = R_B = 98.31 \text{ Kn}$$

Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{57.83 \times 3.4^2}{8} = 83.56 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 83.56 \text{ KN.m}$$

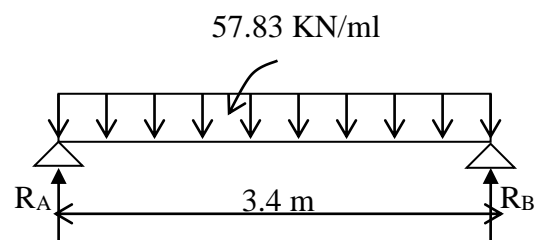
Effort tranchant :

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{57.83 \times 3.4}{2} = 98.31 \text{ KN}$$

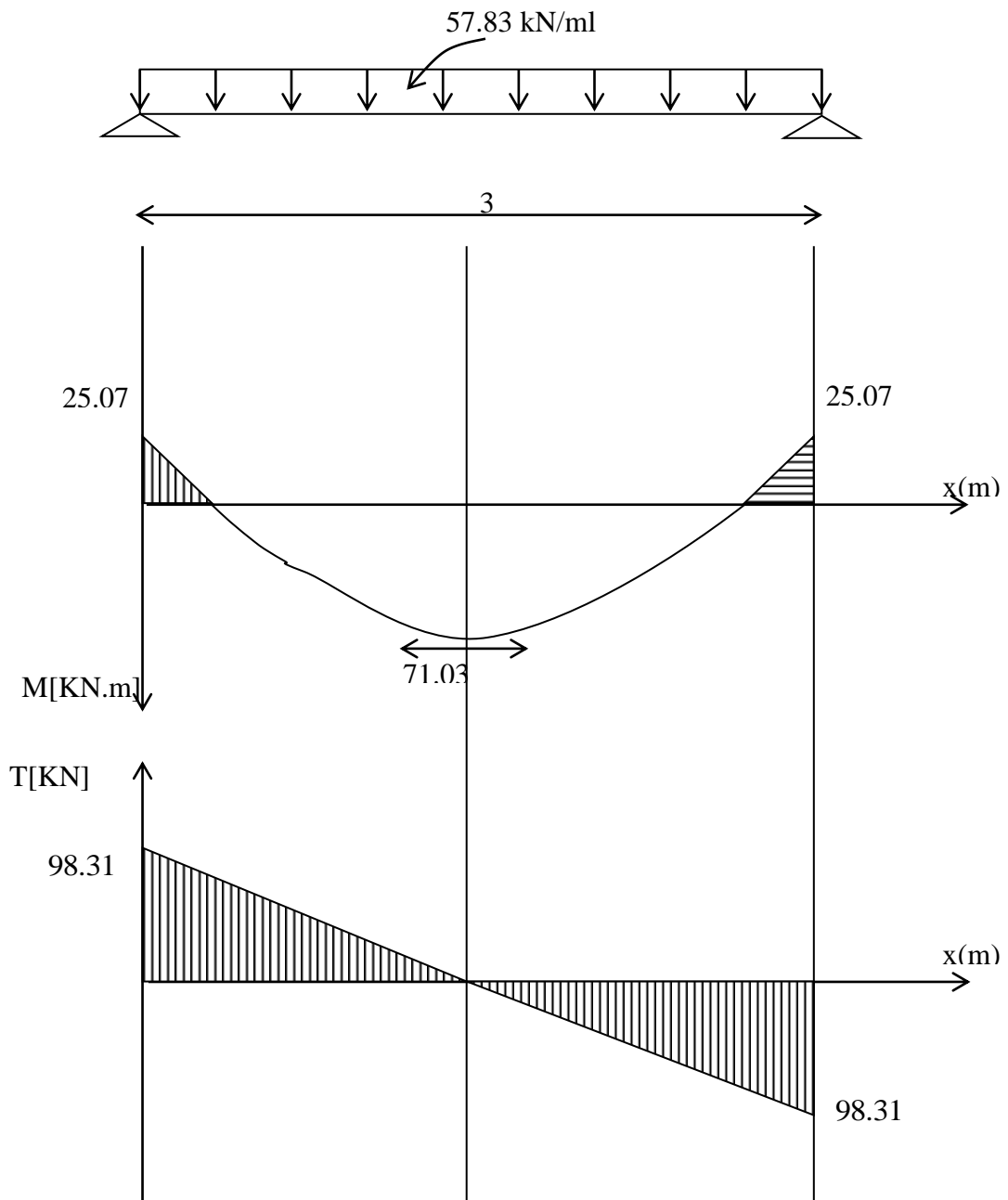
En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0,3.M_u = -25.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0,85.M_u = 71.03 \text{ KN.m}$$



b) Diagramme du moment et de l'effort tranchant :



**c) Ferrailage :**

**En travées :** h = 30 cm ; d = 28 cm ; c = 2 cm ; b = 20 cm

$$\mu_t = \frac{M_t}{b.d.\sigma_{bc}} = \frac{71.03 \times 10^6}{200(280)^2 14,2} = 0.319$$

$\mu_t = 0.319 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow$  la section est simplement armée.

$$\mu_t = 0,319 \Rightarrow \beta_1 = 0,872$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_1.d.\sigma_{st}} = \frac{71.03 \times 10^3}{0,872 \times 28 \times 348} = 8.36 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{ut} = 3 \text{ HA } 12 + 3 \text{ HA } 16 = 9.42 \text{ cm}^2$

**Aux appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b.d.\sigma_{bc}} = \frac{25.07 \times 10^6}{200(280)^2 14,2} = 0,112$$

$\mu_t = 0.112 < \mu_r = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée

$$\mu_t = 0,112 \Rightarrow \beta_1 = 0,940$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1.d.\sigma_{st}} = \frac{25.07 \times 10^5}{0,940 \times 28 \times 348 \times 10^2} = 2.74 \text{ cm}^2$$

On prend :  $A_{ut} = 3 \text{ HA } 14 = 4.62 \text{ cm}^2$

**N.B :**

Article 7.5.2.1 du R.P.A : Le pourcentage minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5%.

$$\frac{0.5 \times b \times h}{100} = \frac{0.5 \times 20 \times 30}{100} = 3.00 \text{ cm}^2$$

$9.42 + 4.62 = 14.04 \text{ cm}^2 > 3.00 \dots\dots\dots$ La condition est vérifiée.

**d) Vérification :**

**1. Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23b.d \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 20 \times 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,652 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A_t = 9.42 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,652 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  La condition est vérifiée.

**Aux appuis :**  $A_a = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,652 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ La condition est vérifiée.

**2. Condition de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2, BAEL 91)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{98.31 \times 10^3}{200 \times 280} = 1.76 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_d} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{La Condition est vérifiée}$$

**3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : Art. 5.1.3.2, BAEL 91**

- **Influence sur les armatures inférieures :**

$$A_u = \frac{T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}}{f_e / 1.15} = \frac{98.31 \times 10^3 + \frac{25.07 \times 10^5}{0.9 \times 28}}{348 \times 10^4} = 0.0568 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 4.62 \geq A_u = 0.0568 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Influence sur le béton :**

$$T_{u \max} \leq 0.4 b \cdot 0.9 \cdot d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$0.4 \times 0.9 b \cdot d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 200 \times 0.9 \times 280 \frac{25}{1.5} = 336$$

$$336 \text{ KN} > T_u = 98.31 \text{ KN} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

**4. 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.

$$\sum u_i = \sum n \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,19 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{98.31 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 13.19 \times 10} = 2.96$$

$\tau_u = 2.96 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$   
 Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

**e) Armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 14 ; 8,57 ; 20 \} = 8,57 \text{ cm}$$

On choisit 4T8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 24,3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \} = 24.3 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Espacement des barres :**

Article 7.5.2.2 RPA 99 :

**-En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi \right\} = \min \{ 7,5 \text{ cm} ; 9,6 \text{ cm} \}$$

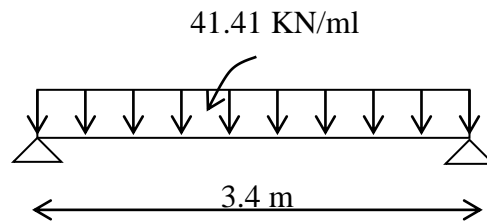
On prend:  $S_t = 7 \text{ cm}$

**-En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$At^{\min} = 0.03 \times S \times b = 0.003 \times 15 \times 20 = 0.9 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

**III.10.5. Calcul à l'ELS :**



**a) Combinaison des charges :**

$$q_s = 1,5 + 39.913 = 41.41 \text{ KN/ml}$$

- Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{41.41 \times 3.4^2}{8} = 59.84 \text{ KN}$$

- L'effort tranchant :

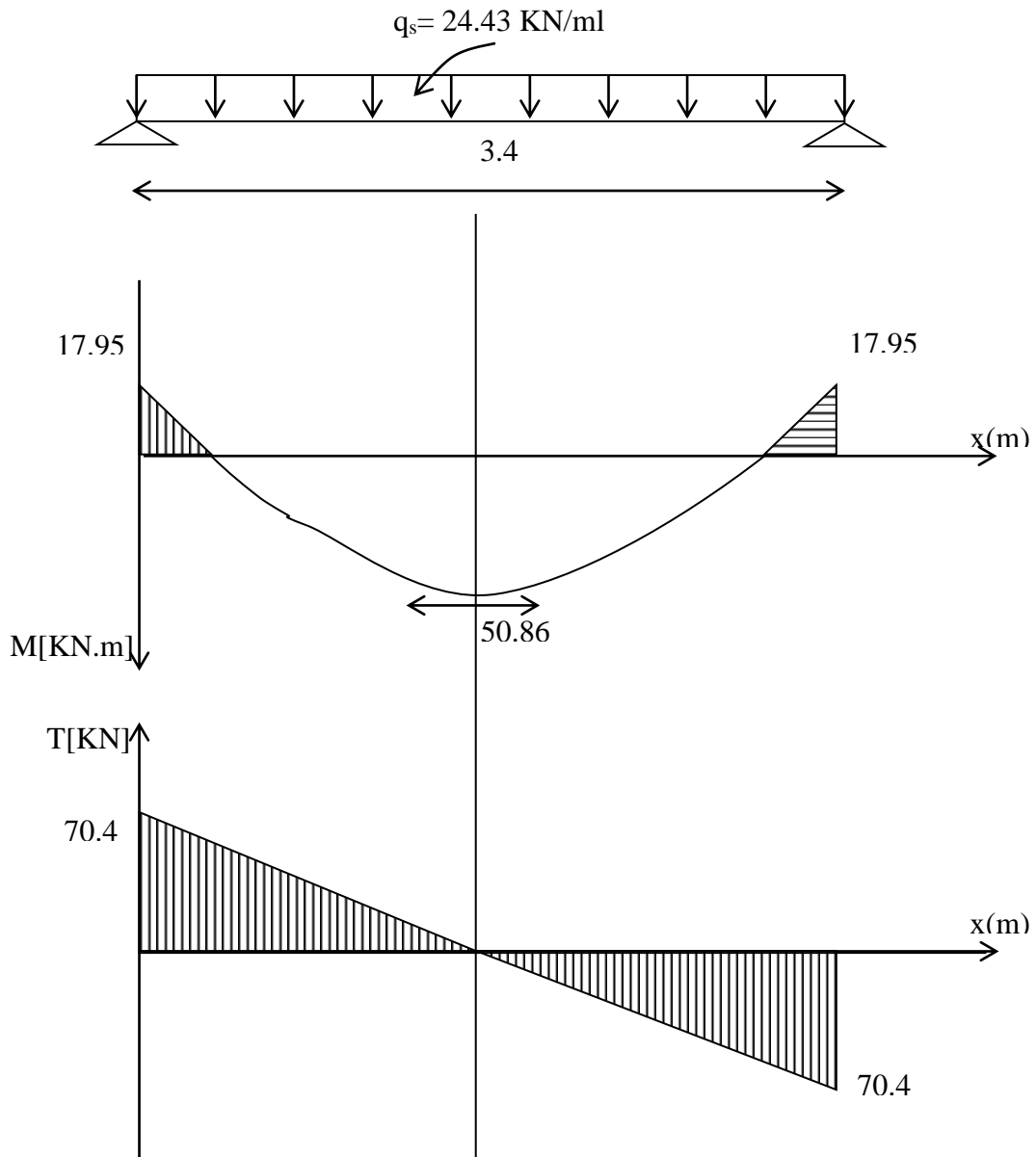
$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{41.41 \times 3.4}{2} = 70.4 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement :

$$M_{sa} = -0,3M_s = -17.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = 0,85M_s = 50.86 \text{ KN.m}$$

b) Diagramme du moment et de l'effort tranchant :



c) Vérification des contraintes :

- Etat limite de compression du béton

$$\sigma_b \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

-Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{app}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.62}{20 \times 28} = 0,825$$

$$\rho_1 = 0,825 \Rightarrow \beta = 0,885 \Rightarrow \alpha = 0.345 \Rightarrow K = 0,035$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sap}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{ap}} = \frac{17.95 \times 10^3}{0,885 \times 28 \times 4.62} = 156.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 156.79 \times 0,035 = 5.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

-En travée :

$$\rho_1 = \frac{100.A_t}{b.d} = \frac{100 \times 9,42}{20 \times 28} = 1,68$$

$$\rho_1 = 1,68 \Rightarrow \beta = 0,870 \Rightarrow \alpha = 0,390 \Rightarrow K = 0,043$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1.d.A_t} = \frac{50,86 \times 10^3}{0,870 \times 28 \times 9,42} = 221,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} K \sigma_s = 0,043 \times 221,64 = 9,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures :** BAEL 91 Art A5.3.4

La fissuration étant peu nuisible, donc aucune vérification n'est à effectuer.

- **Etat limite de déformation :**

-Vérification de la flèche :

Nous pouvons dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

a)  $h / L > 1/16 \Rightarrow \frac{0,30}{3,4} = 0,088 > 1/16 = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

b)  $h / L > 1/10 \times M_t / M_0 \Rightarrow \frac{0,30}{3,4} = 0,088 > 50,86 / 10 \times 59,84 = 0,085 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$

c)  $\frac{A_t}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{9,42}{20 \times 28} = 0,0168 > \frac{4,2}{400} = 0,011 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$

L'une des conditions n'est pas vérifiée, alors on va procéder au calcul de la flèche.

- **Calcul de la flèche :**

$$f = \frac{5.q.L^4}{384.E_v.I_v} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$E_v$  : Module de déformation longitudinale diffère.

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

$$q_s = 24,43 \text{ KN/ml}$$

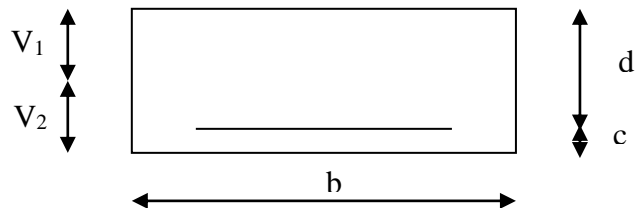
$I$  : Moment d'inertie de la section homogénéisée.

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

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

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

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



$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{20 \times 30^2}{2} + 15 \times 9.42 \times 28}{20 \times 30 + 15 \times 9.42} = 17.48 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 30 - 17.48 = 12.52 \text{ cm}$$

D'où :

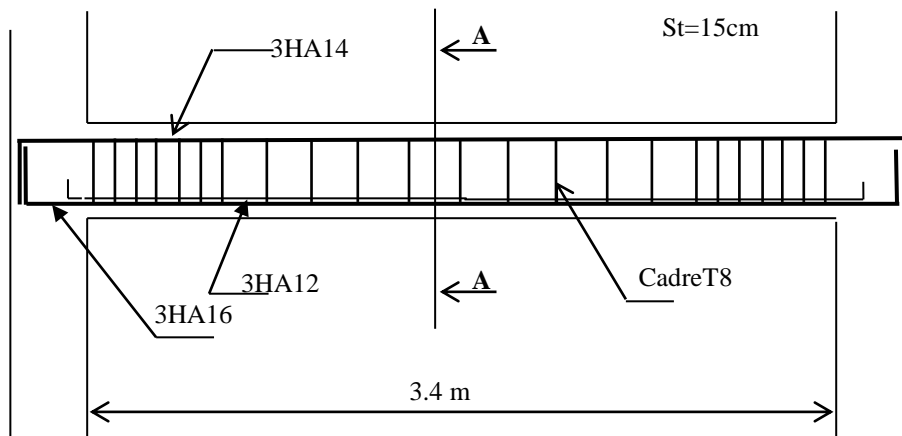
$$I = \frac{20}{3} (17.48^3 + 12.52^3) + 15 \times 9.42 (12.52 - 2)^2$$

$$I = 50176.72 \text{ cm}^4$$

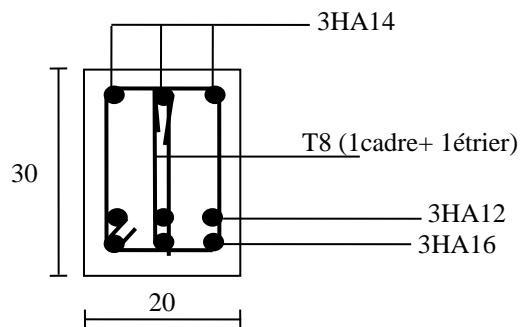
$$f = \frac{5 \times (24.43 \times 3.4^4)}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 50176.72 \times 10^{-8}} = 0.0078 \quad \Leftrightarrow f < \bar{f} = 340 / 500 = 0.68 \text{ cm}$$

Conclusion : La condition est vérifiée.

**III.10.6. Plan de ferrailage de la poutre palière :**



**Fig.III.8.Ferrailage de la poutre palière**



**Fig.III.9.Ferrailage de la poutre palière coupe A-A**



**II : Planchers**

**I. Introduction:**

Notre structure comporte des planchers en dalles pleines et en corps creux (20+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant phonique et thermique, d'épaisseur de 20cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier (treillis soudé) ayant comme fonction :
  - a) Limiter les risques de fissuration par retrait.
  - b) Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites.
  - c) Réalise un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux surcharges.

RQ : Nous avons étudié le plancher le plus sollicité qui est celui des **2 SOUS-SOL** et celui du **RDC**.

**II. Calcul de la dalle de compression:**

La dalle de compression sera coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par le B.A.E.L. (Art B.6.8 ,423) :

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

**II.1. Détermination des dimensions de la section en T :**

- $h = 20+4 = 24$  cm (hauteur total du plancher)
  - $h_0 = 4$  cm (épaisseur de la dalle de compression)
  - $C = 2$  cm (enrobage)
  - $d = 23$  cm (hauteur utile)
  - $b_1$  : largeur de l'hourdis
- avec :

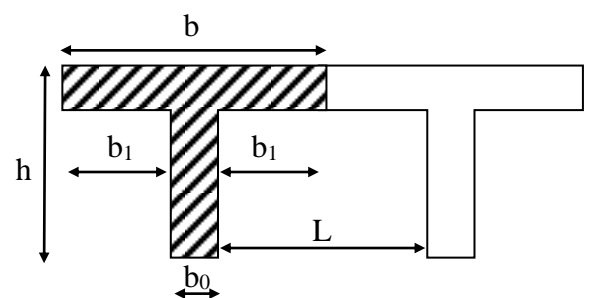
$L$  : distance entre faces voisines de deux nervures.

**II.2. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$L$  : distance entre axe des poutrelles ( $50 \text{ cm} < L < 80 \text{ cm}$ ).

Soit :  $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{mL}$  ;  $e = 20 \text{ cm}$

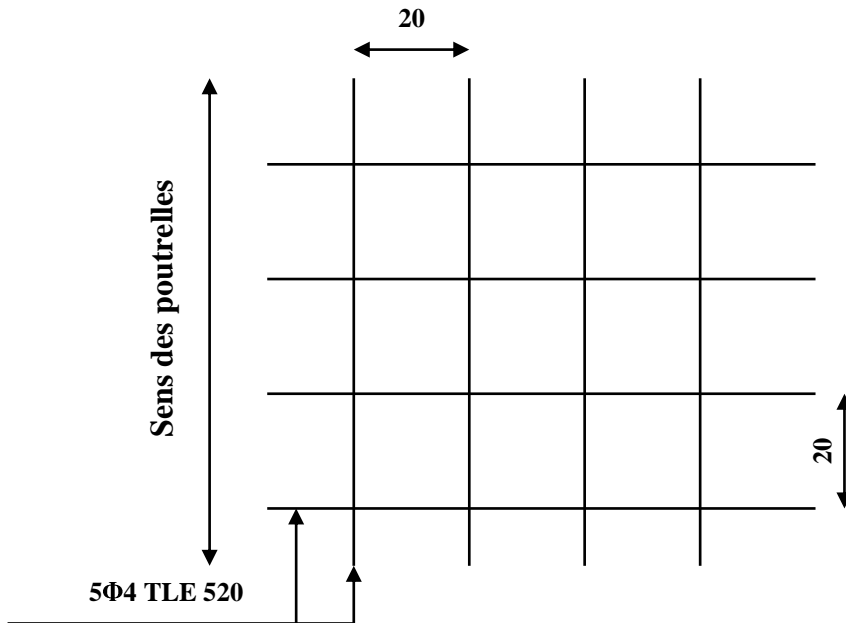


**figure1 : schémas de la poutrelle**

**II.2. Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{\parallel} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $e = 20 \text{ cm}$ .



**Fig 2 : Ferrailage de la dalle de compression**

- On adopte pour le Ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé 5Φ4 TLE 520

**III. Calcul de la poutrelle à l'ELU:**

**III.1. Avant le coulage :** La poutrelle est considérée comme étant une poutre de section rectangulaire de  $(12 \times 4) \text{ cm}^2$  simplement appuyée à ces deux extrémités. Et soumise aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle :  $25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/ml} = 0.012 \text{ t/ml}$
- poids propre du corps creux :  $0.65 \times 1.15 = 0.75 \text{ KN/ml} = 0.075 \text{ t/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml} = 0.1 \text{ t/ml}$

**III.1.1. combinaison d'actions :**

A l'ELU :  $q_u = 1,35 G + 1.5 Q = 1.35 (0.12 + 0.75) + 1.5 \times 1 = 2.67 \text{ KN/ml} = 0.267 \text{ t/ml}$

**III.1.2. calcul du moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.67 \times 5^2}{8} = 8.34 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.67 \times 5}{2} = 6.68 \text{ KN}$$

**III.1.3. ferrailage de la poutrelle :**

$b=12 \text{ cm}; d= h-c; h= 4 \text{ cm}; c= 2\text{cm}$

La hauteur utile:  $d= h - c = 4-2 =2 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2f_b} = \frac{8.34 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 12.24 > 0.392$$

$\mu_b > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow$  **S.D.A (section doublement armée)**

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

**III.2. Après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

- Poids du plancher :  $G = 5.4 \times 0.65 = 3.51 \text{KN/ml}$
- Charge d'exploitation :  $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ KN/ml}$

**III.2.1. Combinaison d'actions :**

À l'ELU :  $Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.151 \text{ KN/ml}$

À l'ELS :  $Q_s = G + Q = 5.785 \text{ KN/ml}$

**III.2.2. Choix de la méthode :**

**Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire.**

$$1. \left\{ \begin{array}{l} Q=5\text{KN/ml} < 2G=6.62\text{KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN} \end{array} \right. \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité  $\Rightarrow$  condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :  $(0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq$

1.25) on a :

$$\frac{2,6}{4,2} = 0,62 ; \frac{4,2}{4,3} = 0,97 ; \frac{4,3}{2,2} = 1,95 \quad \frac{2,2}{4,31} = 0,51 \quad \frac{4,31}{4,98} = 0,86 ; \frac{4,98}{4} = 1,24 \quad \frac{4}{4} = 1 \Rightarrow \text{Condition}$$

non vérifiée

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable.  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

**Conclusion :** les conditions sont pas toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, en opte pour la méthode des trois moments.

**III.2.3.Principe de la méthode:**

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi n poutre isostatiques simplement appuyées, les encastremets aux extrémités seront transformés en des travées isostatiques de longueurs L=0 cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

**1) ELU :**

**a) Calcul des moments aux appuis :**

Appuis	$L_i$ (m)	$L_{i+1}$ (m)	$Q_i = Q_{i+1}$ (m)	$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -[\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}]$	$M_i$ (KN.m)
1	0	2,6	8,151	$5,2M_1 + 2,6 M_2 = -35,81$	-2,82
2	2,6	4,2	8,151	$2,6M_1 + 13,6 M_2 + 4,2M_3 = -186,78$	-8,13
3	4,2	4,3	8,151	$4,2M_2 + 17 M_3 + 4,3M_4 = -312,99$	-14,34
4	4,3	2,2	8,151	$4,3M_3 + 13 M_4 + 2,2M_5 = -183,71$	-8,15
5	2,2	4,31	8,151	$2,2M_4 + 13,02 M_5 + 4,31M_6 = -184,85$	-7,29
6	4,31	4,98	8,151	$4,31M_5 + 18,58 M_6 + 4,98M_7 = -413,69$	-16,7
7	4,98	4	8,151	$4,98M_6 + 17,96M_7 + 4M_8 = -382,09$	-14,45
8	4	4	8,151	$4M_7 + 16 M_8 + 4M_9 = -260,83$	-9,84
9	4	0	8,151	$4M_8 + 8 M_9 = -130,41$	-11,37

NB : La résolution de système d'équations s'est fait avec le logiciel **SCILAB**.

**Remarque :**

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis au détriment des moments en travées, on diminue ces derniers de **1/3** et on augmente les moments en travées de **1/3**.

**• Les moments corrigés sont :**

Appuis	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<b>Moments Corrigés</b>	-1,88	-5,42	-9,56	-5,43	-4,86	-11,1	-9,63	-6,56	-7,58

**Moment en travée :**

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q_u \frac{x}{2} (l-x) + M_i [1 - \frac{x}{l}] + M_{i+1} \frac{x}{l}$$

$x$  : la position du point dont le moment est maximale.

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u l}$$

**b) Calcul des moments en travées :**

N° travée	L(m)	$q_u(KN.ml)$	$M_i(KN.ml)$	$M_{i+1}(KN.ml)$	X(m)	$M_{max}(KN.m)$
(1)	2,6	8,151	-2,82	-8,13	1,05	1,668
(2)	4,2	8,151	-8,13	-14,34	1,92	6,871
(3)	4,3	8,151	-14,34	-8,15	2,32	7,72
(4)	2,2	8,151	-8,15	-7,29	1,19	-2,321
(5)	4,31	8,151	-7,29	-16,7	1,88	7,223
(6)	4,98	8,151	-16,7	-14,45	2,55	9,705
(7)	4	8,151	-14,45	-9,84	2,14	4,238
(8)	4	8,151	-9,84	-11,37	1,95	6,706

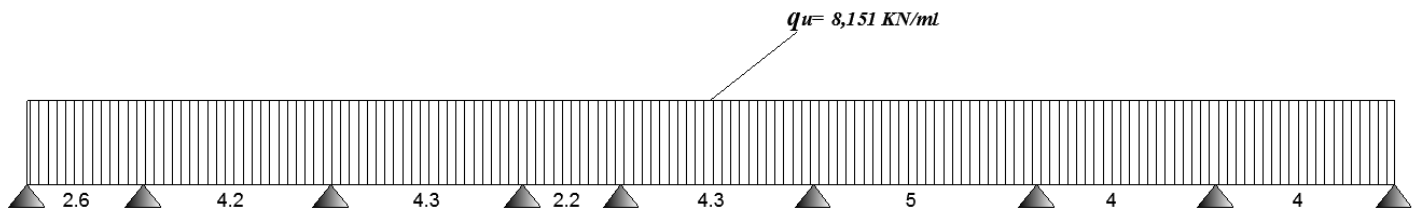
**Tableau. 1 : les moments en travées**

**Les moments corrigés :**

On augmente les moments en travées de 1/3.

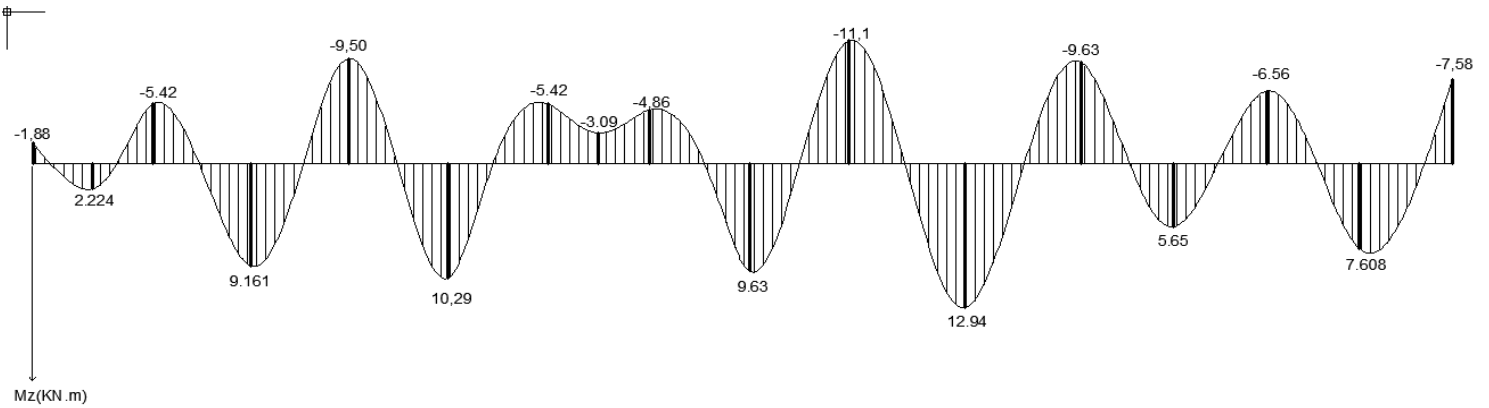
Travée	1	2	3	4	5	6	7	8
<b>Moments Corrigés</b>	2,224	9,161	10,29	-3,09	9,63	12,94	5,65	7,608

**Schéma statique de calcul :**



**Fig 3 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur neuf appuis.**

Les diagrammes des moments fléchissant :



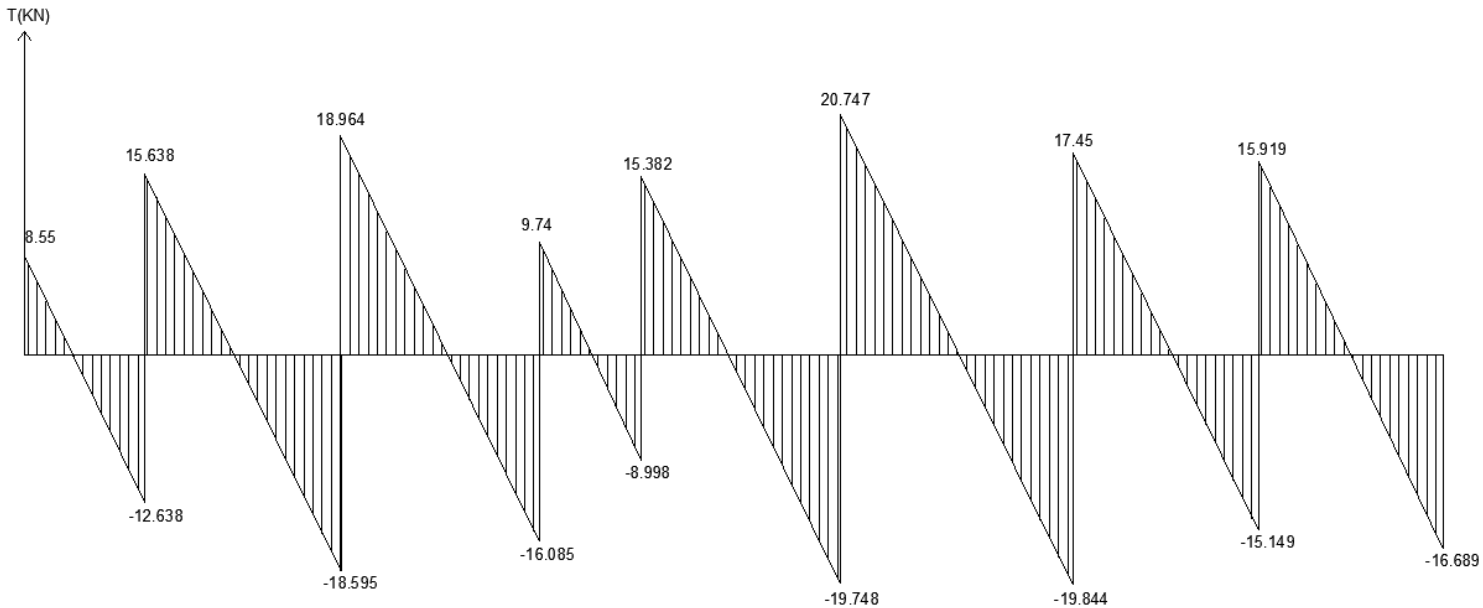
Calcul des efforts tranchants :

$$T(x=0) = \frac{q_u l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} ; T(x=L) = -\frac{q_u l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

c) Calcul des efforts tranchants :

Travée	L(m)	Qu (kn)	Moment MAX (Kn x m)	V(x) (KN)	
				x = 0	x = L
1_2	2,6	8,151	2,224	8,55	-12,638
2_3	4,2	8,151	9,161	15,638	-18,595
3_4	4,3	8,151	10,29	18,964	-16,085
4_5	2,2	8,151	-3,09	9,74	-8,998
5_6	4,31	8,151	9,63	15,382	-19,748
6_7	4,98	8,151	12,94	20,747	-19,844
7_8	4	8,151	5,65	17,45	-15,149
8_9	4	8,151	7,608	15,919	-16,684

Tableau 2 : Tableau des efforts tranchants



**Le diagramme des efforts tranchants**

**Conclusion :**

$$M_{ut}^{max} = 12,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua}^{max} = -11,13 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{max} = 20,747 \text{ KN}$$

**A) Ferraillage a l'ELU :**

**A ; I : Armatures longitudinales :**

La poutrelle sera calculée comme une section en (T) avec les caractéristiques géométriques suivantes :

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

. En travées:

$$M_t^{max} = 9,186 \text{ KN}$$

Le moment équilibré par la table de compression:

- a) En travées :

- **Positon de l'axe neutre :**

▪

Si  $M_t > M_0 \longrightarrow$  l'axe neutre est dans la nervure.

Si  $M_t < M_0 \longrightarrow$  l'axe neutre est dans la table de compression.

$M_0$  : Le moment qui peut être repris par la table de compression :

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

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

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

$M_t < M_0 \longrightarrow$  l'axe neutre est dans la table de compression.

Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (65x20).

Avec  $M_t^{\max} = 12,94 \text{ kN.m}$ .

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12,94 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 100} = 0,0432$$

$$\mu = 0,0432 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,0324 \longrightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{st} = \frac{M_{t\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec } \delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{12,94 \times 10^5}{0,984 \times 18 \times 348 \times 10^2} \Rightarrow A_{st} = 2,099 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA10 = 2,35 cm<sup>2</sup>

**b) Aux appuis :**

Le moment maximal aux appuis

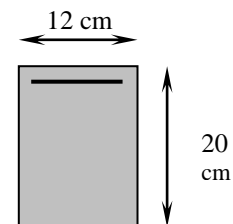
$$M_a^{\max} = 5,26 \text{ KN.m}$$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,13 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,201 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,201 \rightarrow \beta = 0,886$$

$$A^a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11,13 \times 10^3}{0,886 \times 18 \times 348} = 2,005 \text{ cm}^2$$



Soit :  $A^a = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$

**A ;2 : Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \theta_\ell^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 8 \right\} = 0,56 \text{ cm}$$

$\theta_\ell^{\max}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales

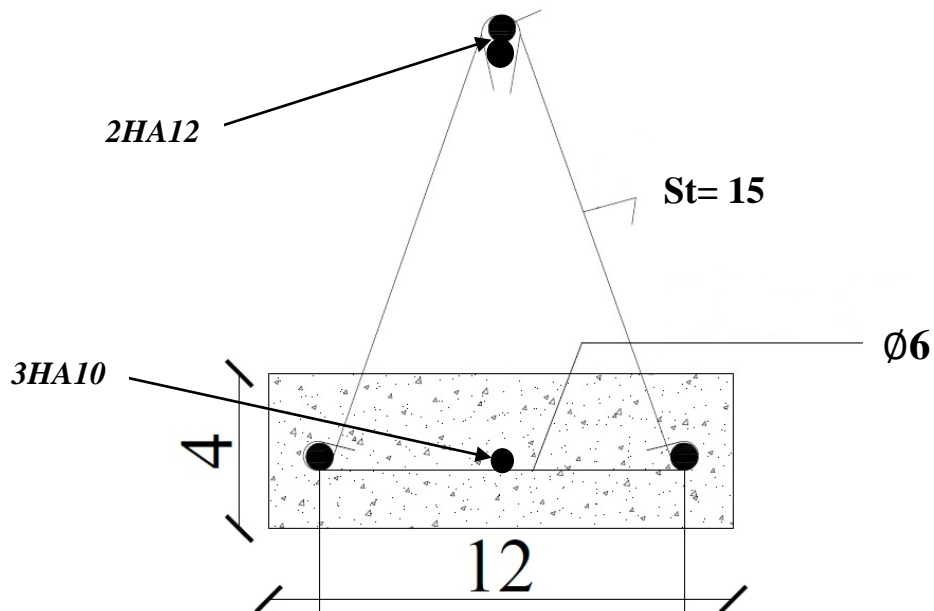
On choisi un cadre Ø6 avec  $A_t = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$

**3- L'espacement entre cadre :**

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Soit un espacement  $St = 15 \text{ cm}$

❖ **Plan de ferrailage de la poutrelle :**



**Fig 4 : ferrailage de la poutrelle**

❖ *Vérification au cisaillement:*

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

*Fissuration peu nuisible*

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{20,747 \times 10}{12 \times 18} = 0,960 \text{ MPa}$$

Puisque  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

$$V^{\max}_u < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_0 = \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V^{\max}_u = 20,747 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

➤ *B) Sur l'acier :*

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V^{\max}_u + \frac{M_a^{\max}}{0,9 d} \right)$$

$$A_a = 1,51 \geq \frac{1,15}{400} \left( 20,747 + \frac{11,13}{0,9 \times 18} \right) = 0,616$$

$$A_a \geq 0,616 \Rightarrow \text{condition.verifiée.}$$

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \quad \text{avec} \quad \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (3 \times 10) = 94,2 \text{ mm:}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,747 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 1,359 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,359 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

• **L'ancrage des barres : (BAEL91/ Art 6.1,23):**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42.40 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec  $L_s = 0.4 L_s$

$$L_s = 0.4 \times 42.4 = 16.96 \text{ cm}$$

$$L_s = 17 \text{ cm}$$

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

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times T_s}$$

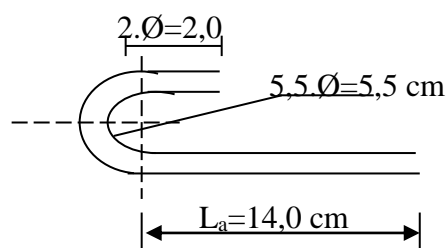
$$\frac{L_s}{\phi} = 35 \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa et Fe400}$$

$$\text{Pour } \phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_s = 35 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL91 (Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par

un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à  $L_a = 0,4.l_s$  pour les aciers HA

$L_a$  : Longueur hors crochets normaux adoptés ; avec  $L_a = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$



**Fig5 : L'ancrage des barres**

**A) - Vérification à L'ELS :**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à L'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient  $q_s/q_u$

À l'ELU :  $Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8,151 \text{ KN/ml}$

À l'ELS :  $Q_s = G + Q = 5,785 \text{ KN/ml}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,785}{8,151} = 0,709$$

**1) Les moments en travée :**

N° de la Travée	Les moments à l'ELU	Coefficient ( $q_s/q_u$ )	Les moments à l'ELS
01	2,224	0,709	1,576
02	9,161	0,709	6,495
03	10,29	0,709	7,295
04	-3,094	0,709	-2,19
05	9,63	0,709	6.827
06	12,94	0,709	9,174
07	5,65	0,709	4,006
08	7,608	0,709	5,394

**Tableau 3 : moments en travée**

**2) Les moments aux appuis :**

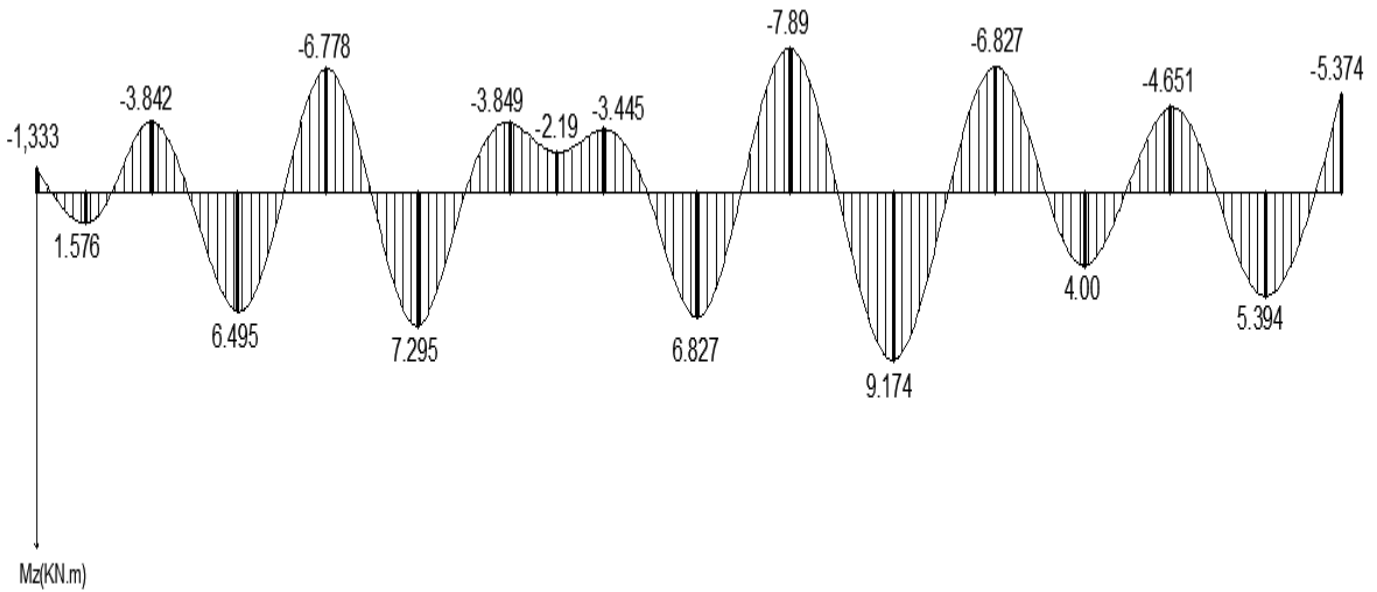
N° de l'appui	Les moments à l'ELU (kn.m)	Coefficient ( $q_s/q_u$ )	Les moments à l'ELS (kn.m)
01	-1,88	0,709	-1,333
02	-5,42	0,709	-3,842
03	-9,56	0,709	-6,778
04	-5,43	0,709	-3,849
05	-4,86	0,709	-3,445
06	-11,13	0,709	-7,89
07	-9,63	0,709	-6,827
08	-6,56	0,709	-4,651
09	-7,58	0,709	-5,374

**Tableau 4 : moments aux appuis**

3) Efforts tranchants :

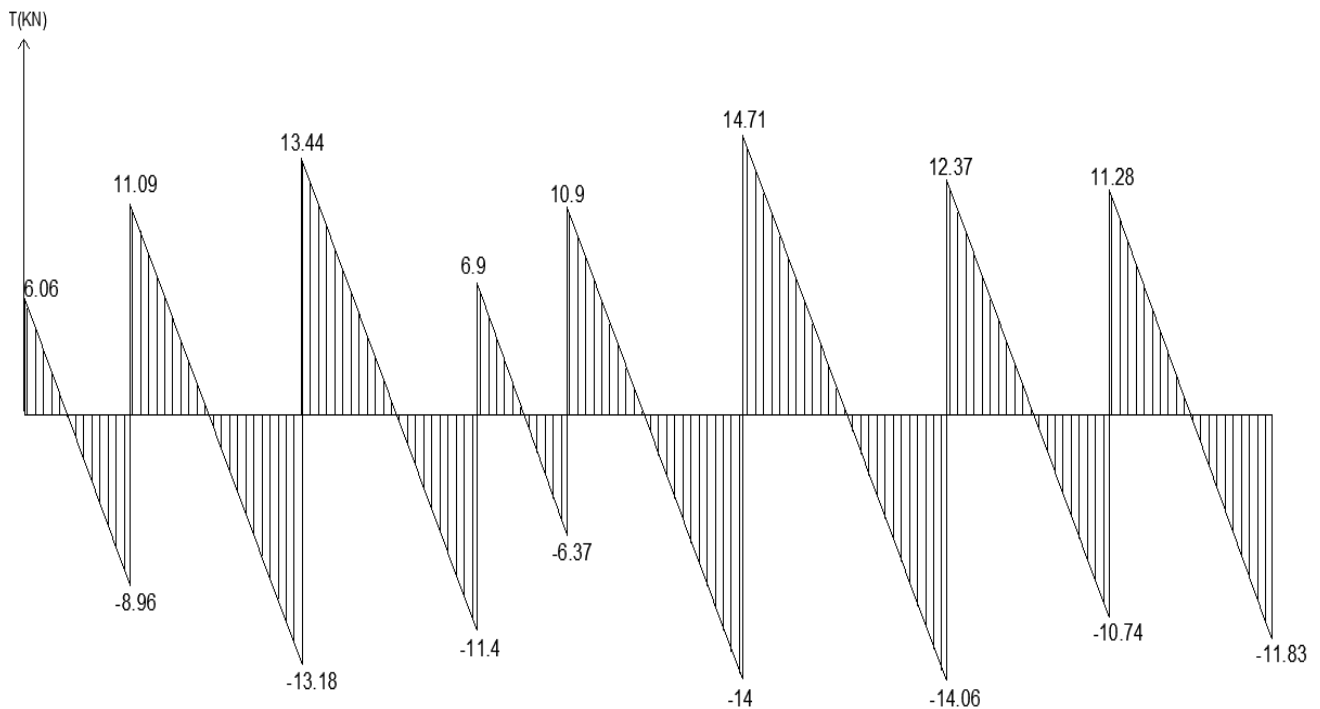
Travée	Efforts tranchant a l'ELS (KN)		Coefficient (q <sub>s</sub> /q <sub>u</sub> )	Efforts tranchant a l'ELS (KN)	
	x = 0	x = L		x = 0	x = L
1	8,55	-12,64	0,709	6,06	-8,96
2	15,64	-18,59	0,709	11,09	-13,18
3	18,96	-16,09	0,709	13,44	-11,4
4	9,74	-8,99	0,709	6,9	-6,37
5	15,38	-19,75	0,709	10,9	-14
6	20,75	-19,84	0,709	14,71	-14,06
7	17,45	-15,15	0,709	12,37	-10,74
8	15,92	-16,69	0,709	11,28	-11,83

**Tableau 5 : tableau des efforts tranchants**



**Fig 6. Diagramme des moments fléchissant**

**Effort tranchant à l'E.L.S**



**Fig7. diagramme des efforts tranchants**

• **Vérification à l'E.L.S**

**a- Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu préjudiciables,

⇒ Aucune vérification n'est à effectuer.

**b) Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)**

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

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \text{ Article B.6.5.1 BAEL91}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$$

avec :

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

*M*<sub>0</sub> : Moment isostatique

*L* : portée libre

*M*<sub>t</sub> : moment de flexion

*B*<sub>0</sub> : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{410} = 0,048 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \quad \text{«condition vérifiée »}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0,048 > \frac{6,19}{15 \times 9,34} = 0,044 \quad \text{«condition vérifiée »}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1,51}{18 \times 12} = 0,0069 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{«condition vérifiée »}$$

Les trois conditions sont vérifiées, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche

**Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression de 4 cm doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

**Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_T = \frac{4L_x}{f_c} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5 \phi 4 = 0,63 \text{ cm}^2$ , avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_T}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2,$$

Soit :  $3 \phi 4 = 0,38 \text{ cm}^2$ , avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Conclusion :**

On adoptera un treillis soudés  $Ts_6 (200 \times 200)$ .

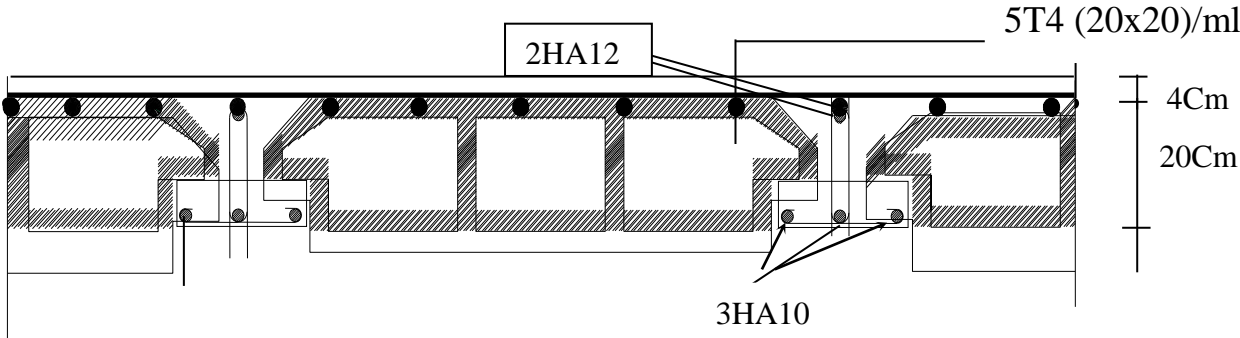


Figure 7 : Plan de ferrailage du plancher

**II : Planchers**

**I. Introduction:**

Notre structure comporte des planchers en dalles pleines et en corps creux (20+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

Les planchers à corps creux sont constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance, la distance entre axes des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisés comme coffrage perdu, et comme isolant phonique et thermique, d'épaisseur de 20cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'acier (treillis soudé) ayant comme fonction :
  - a) Limiter les risques de fissuration par retrait.
  - b) Résistance sous l'effet des charges appliquées sur les surfaces réduites.
  - c) Réalise un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux surcharges.

RQ : Nous avons étudié le plancher le plus sollicité qui est celui des **2 SOUS-SOL** et celui du **RDC**.

**II. Calcul de la dalle de compression:**

La dalle de compression sera coulée sur place, elle est de 4cm d'épaisseur, armée d'un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs indiquées par le B.A.E.L. (Art B.6.8 ,423) :

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

**II.1. Détermination des dimensions de la section en T :**

- $h = 20+4 = 24$  cm (hauteur total du plancher)
- $h_0 = 4$  cm (épaisseur de la dalle de compression)
- $C = 2$  cm (enrobage)
- $d = 23$  cm (hauteur utile)
- $b_1$  : largeur de l'hourdis
- avec :

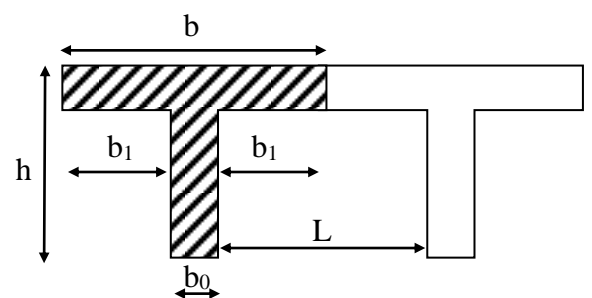
$L$  : distance entre faces voisines de deux nervures.

**II.2. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$L$  : distance entre axe des poutrelles ( $50 \text{ cm} < L < 80 \text{ cm}$ ).

Soit :  $A_{\perp} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{mL}$  ;  $e = 20 \text{ cm}$

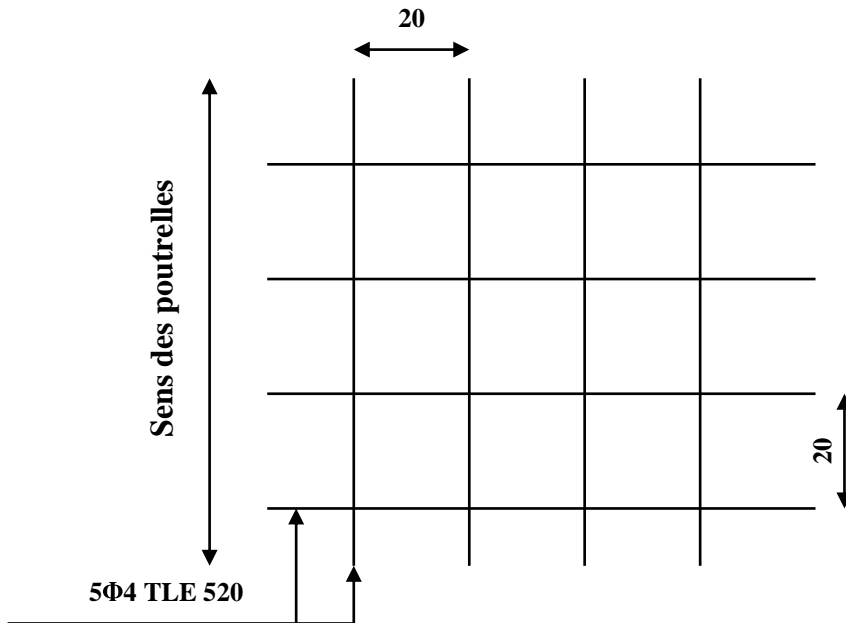


**figure1 : schémas de la poutrelle**

**II.2. Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{\parallel} = 5T4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$  ;  $e = 20 \text{ cm}$ .



**Fig 2 : Ferrailage de la dalle de compression**

- On adopte pour le Ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé 5Φ4 TLE 520

**III. Calcul de la poutrelle à l'ELU:**

**III.1. Avant le coulage :** La poutrelle est considérée comme étant une poutre de section rectangulaire de  $(12 \times 4) \text{ cm}^2$  simplement appuyée à ces deux extrémités. Et soumise aux charges suivantes :

- poids propre de la poutrelle :  $25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/ml} = 0.012 \text{ t/ml}$
- poids propre du corps creux :  $0.65 \times 1.15 = 0.75 \text{ KN/ml} = 0.075 \text{ t/ml}$
- surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml} = 0.1 \text{ t/ml}$

**III.1.1. combinaison d'actions :**

A l'ELU :  $q_u = 1,35 G + 1.5 Q = 1.35 (0.12+0.75) + 1.5 \times 1 = 2.67 \text{ KN/ml} = 0.267 \text{ t/ml}$

**III.1.2. calcul du moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.67 \times 5^2}{8} = 8.34 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.67 \times 5}{2} = 6.68 \text{ KN}$$

**III.1.3. ferrailage de la poutrelle :**

$b=12 \text{ cm}; d= h-c; h= 4 \text{ cm}; c= 2\text{cm}$

La hauteur utile:  $d= h - c = 4-2 =2 \text{ cm}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_b} = \frac{8.34 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 12.24 > 0.392$$

$\mu_b > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A (section doublement armée)}$

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, et comme la section de la poutrelle est très réduite il est impossible de les placer, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

**III.2. Après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre continue en T qui repose sur plusieurs appuis, partiellement encastré à ces deux extrémités elle est soumise aux charges suivantes :

- Poids du plancher :  $G = 5.4 \times 0.65 = 3.51 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation :  $Q = 3.5 \times 0.65 = 2.275 \text{ KN/ml}$

**III.2.1. Combinaison d'actions :**

À l'ELU :  $Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8.151 \text{ KN/ml}$

À l'ELS :  $Q_s = G + Q = 5.785 \text{ KN/ml}$

**III.2.2. Choix de la méthode :**

**Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire.**

$$1. \left\{ \begin{array}{l} Q=5 \text{ KN/ml} < 2G=6.62 \text{ KN/ml} \\ Q \leq 5 \text{ KN} \end{array} \right. \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité  $\Rightarrow$  condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :  $(0.80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq$

1.25) on a :

$$\frac{2,6}{4,2} = 0,62 ; \frac{4,2}{4,3} = 0,97 ; \frac{4,3}{2,2} = 1,95 \quad \frac{2,2}{4,31} = 0,51 \quad \frac{4,31}{4,98} = 0,86 ; \frac{4,98}{4} = 1,24 \quad \frac{4}{4} = 1 \Rightarrow \text{Condition}$$

non vérifiée

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable.  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

**Conclusion :** les conditions sont pas toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, en opte pour la méthode des trois moments.

**III.2.3.Principe de la méthode:**

La poutre est décomposée au droit des appuis, on obtiendra ainsi n poutre isostatiques simplement appuyées, les encastremets aux extrémités seront transformés en des travées isostatiques de longueurs L=0 cette méthode nous permettra de déterminer les moments sur appuis.

**1) ELU :**

**a) Calcul des moments aux appuis :**

Appuis	$L_i$ (m)	$L_{i+1}$ (m)	$Q_i = Q_{i+1}$ (m)	$M_{i-1}l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -[\frac{q_i l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}]$	$M_i$ (KN.m)
1	0	2,6	8,151	$5,2M_1 + 2,6 M_2 = -35,81$	-2,82
2	2,6	4,2	8,151	$2,6M_1 + 13,6 M_2 + 4,2M_3 = -186,78$	-8,13
3	4,2	4,3	8,151	$4,2M_2 + 17 M_3 + 4,3M_4 = -312,99$	-14,34
4	4,3	2,2	8,151	$4,3M_3 + 13 M_4 + 2,2M_5 = -183,71$	-8,15
5	2,2	4,31	8,151	$2,2M_4 + 13,02 M_5 + 4,31M_6 = -184,85$	-7,29
6	4,31	4,98	8,151	$4,31M_5 + 18,58 M_6 + 4,98M_7 = -413,69$	-16,7
7	4,98	4	8,151	$4,98M_6 + 17,96M_7 + 4M_8 = -382,09$	-14,45
8	4	4	8,151	$4M_7 + 16 M_8 + 4M_9 = -260,83$	-9,84
9	4	0	8,151	$4M_8 + 8 M_9 = -130,41$	-11,37

NB : La résolution de système d'équations s'est fait avec le logiciel **SCILAB**.

**Remarque :**

Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis au détriment des moments en travées, on diminue ces derniers de **1/3** et on augmente les moments en travées de **1/3**.

**• Les moments corrigés sont :**

Appuis	1	2	3	4	5	6	7	8	9
<b>Moments Corrigés</b>	-1,88	-5,42	-9,56	-5,43	-4,86	-11,1	-9,63	-6,56	-7,58

**Moment en travée :**

Le moment en travée est donné par la relation suivante :

$$M(x) = q_u \frac{x}{2} (l-x) + M_i [1 - \frac{x}{l}] + M_{i+1} \frac{x}{l}$$

$x$  : la position du point dont le moment est maximale.

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u l}$$

**b) Calcul des moments en travées :**

N° travée	L(m)	$q_u$ (KN.ml)	$M_i$ (KN.ml)	$M_{i+1}$ (KN.ml)	X(m)	$M_{max}$ (KN.m)
(1)	2,6	8,151	-2,82	-8,13	1,05	1,668
(2)	4,2	8,151	-8,13	-14,34	1,92	6,871
(3)	4,3	8,151	-14,34	-8,15	2,32	7,72
(4)	2,2	8,151	-8,15	-7,29	1,19	-2,321
(5)	4,31	8,151	-7,29	-16,7	1,88	7,223
(6)	4,98	8,151	-16,7	-14,45	2,55	9,705
(7)	4	8,151	-14,45	-9,84	2,14	4,238
(8)	4	8,151	-9,84	-11,37	1,95	6,706

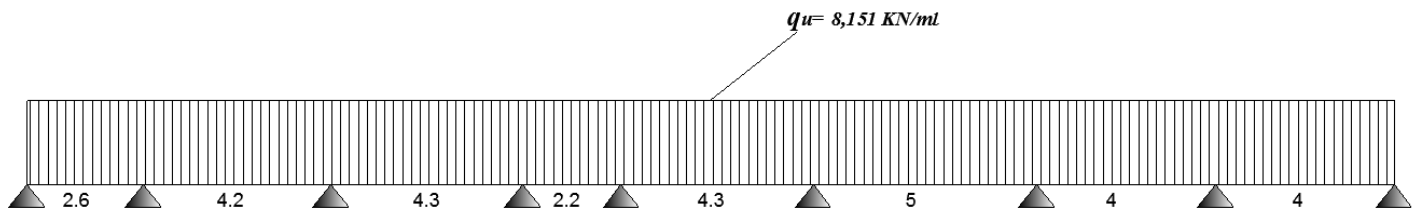
**Tableau. 1 : les moments en travées**

**Les moments corrigés :**

On augmente les moments en travées de 1/3.

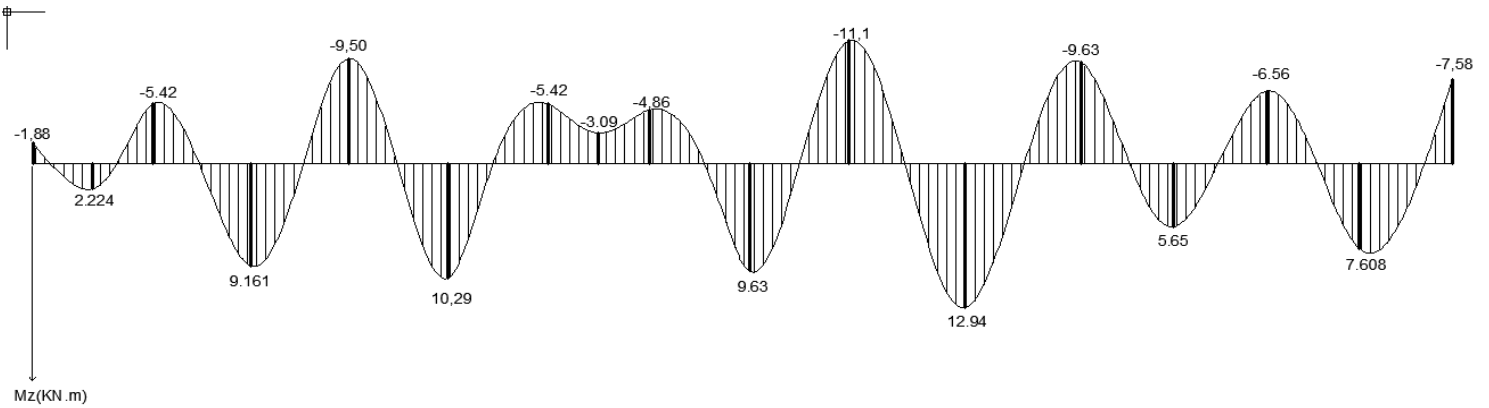
Travée	1	2	3	4	5	6	7	8
<b>Moments Corrigés</b>	2,224	9,161	10,29	-3,09	9,63	12,94	5,65	7,608

**Schéma statique de calcul :**



**Fig 3 : Schéma statique de la poutre continue reposant sur neuf appuis.**

Les diagrammes des moments fléchissant :



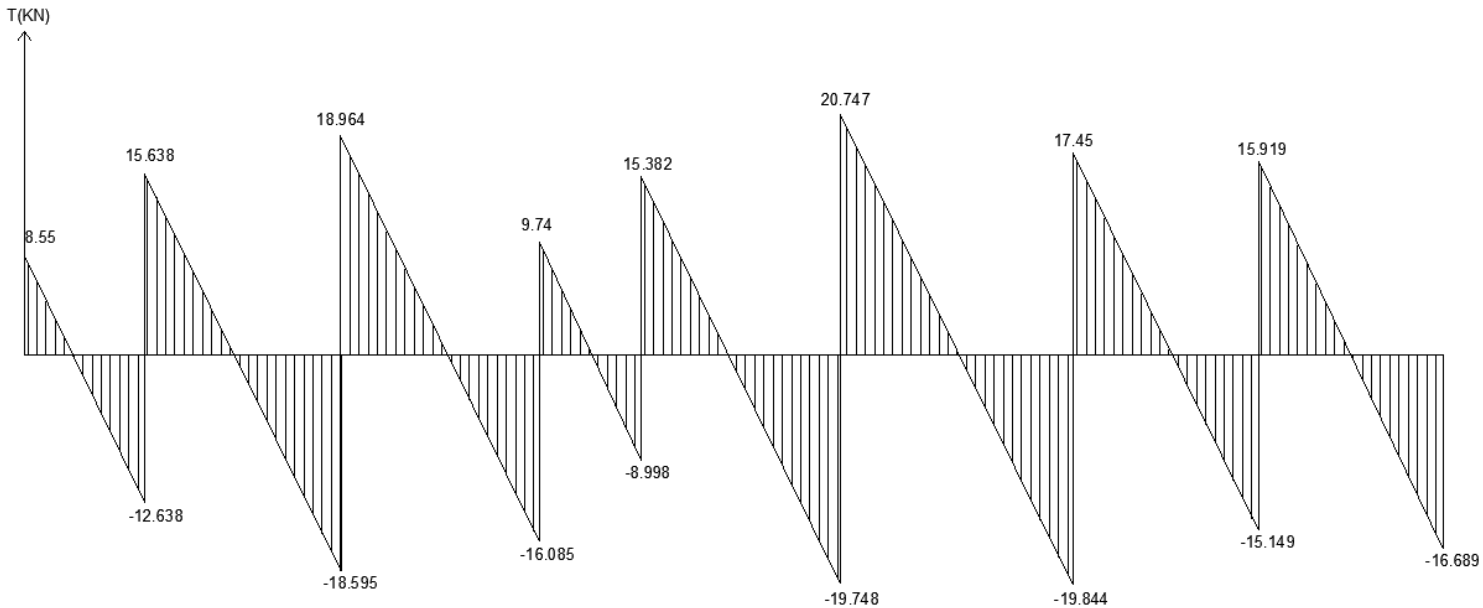
Calcul des efforts tranchants :

$$T(x=0) = \frac{q_u l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} ; T(x=L) = -\frac{q_u l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

c) Calcul des efforts tranchants :

Travée	L(m)	Qu (kn)	Moment MAX (Kn x m)	V(x) (KN)	
				x = 0	x = L
1_2	2,6	8,151	2,224	8,55	-12,638
2_3	4,2	8,151	9,161	15,638	-18,595
3_4	4,3	8,151	10,29	18,964	-16,085
4_5	2,2	8,151	-3,09	9,74	-8,998
5_6	4,31	8,151	9,63	15,382	-19,748
6_7	4,98	8,151	12,94	20,747	-19,844
7_8	4	8,151	5,65	17,45	-15,149
8_9	4	8,151	7,608	15,919	-16,684

Tableau 2 : Tableau des efforts tranchants



**Le diagramme des efforts tranchants**

**Conclusion :**

$$M_{ut}^{max} = 12,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua}^{max} = -11,13 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{max} = 20,747 \text{ KN}$$

**A) Ferraillage a l'ELU :**

**A ; I : Armatures longitudinales :**

La poutrelle sera calculée comme une section en (T) avec les caractéristiques géométriques suivantes :

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

. En travées:

$$M_t^{max} = 9,186 \text{ KN}$$

Le moment équilibré par la table de compression:

- a) En travées :

- **Positon de l'axe neutre :**

▪

Si  $M_t > M_0 \longrightarrow$  l'axe neutre est dans la nervure.

Si  $M_t < M_0 \longrightarrow$  l'axe neutre est dans la table de compression.

$M_0$  : Le moment qui peut être repris par la table de compression :

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

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

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

$M_t < M_0 \longrightarrow$  l'axe neutre est dans la table de compression.

Le calcul se fera en considérant une section rectangulaire ( $b \times h$ ) = (65x20).

Avec  $M_t^{max} = 12,94 \text{ kN.m}$ .

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12,94 \times 10^5}{65 \times 18^2 \times 14,2 \times 100} = 0,0432$$

$$\mu = 0,0432 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,0324 \longrightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{st} = \frac{M_{tmax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \quad \text{avec } \delta_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{12,94 \times 10^5}{0,984 \times 18 \times 348 \times 10^2} \Rightarrow A_{st} = 2,099 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA10 = 2,35 cm<sup>2</sup>

**b) Aux appuis :**

Le moment maximal aux appuis

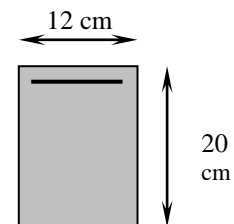
$$M_a^{max} = 5,26 \text{ KN.m}$$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ )

$$\mu = \frac{M_a^{max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,13 \times 10^3}{12 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,201 < 0,392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,201 \rightarrow \beta = 0,886$$

$$A^a = \frac{M_a^{max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11,13 \times 10^3}{0,886 \times 18 \times 348} = 2,005 \text{ cm}^2$$



Soit :  $A^a = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$

**A ;2 : Armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \theta_\ell^{\max} \right\} = \min \left\{ \frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 8 \right\} = 0,56 \text{ cm}$$

$\theta_\ell^{\max}$  : Diamètre maximal des armatures longitudinales

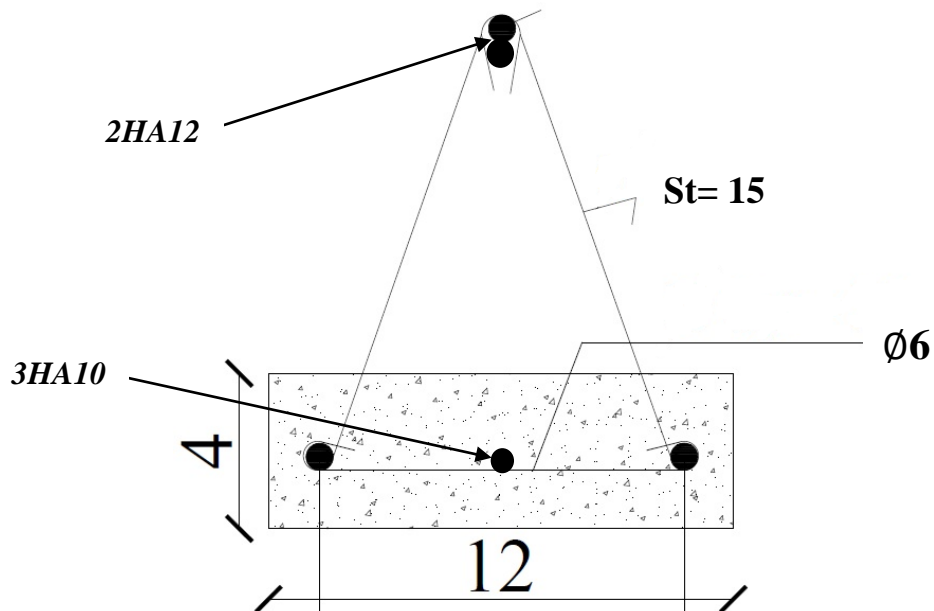
On choisi un cadre Ø6 avec  $A_t = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$

**3- L'espacement entre cadre :**

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (0,9 \times 18 ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

Soit un espacement  $St = 15 \text{ cm}$

❖ **Plan de ferrailage de la poutrelle :**



**Fig 4 : ferrailage de la poutrelle**

❖ *Vérification au cisaillement:*

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

*Fissuration peu nuisible*

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{20,747 \times 10}{12 \times 18} = 0,960 \text{ MPa}$$

Puisque  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

$$V^{\max}_u < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0,9 d b_0 = \bar{V}_u$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times \frac{25 \times 10^{-1}}{1,5} \times 0,9 \times 18 \times 12 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V^{\max}_u = 20,747 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN}$$

➤ *B) Sur l'acier :*

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V^{\max}_u + \frac{M_a^{\max}}{0,9 d} \right)$$

$$A_a = 1,51 \geq \frac{1,15}{400} \left( 20,747 + \frac{11,13}{0,9 \times 18} \right) = 0,616$$

$$A_a \geq 0,616 \Rightarrow \text{condition.verifiée.}$$

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i \quad \text{avec} \quad \sum u_i = n \times \Pi \times \Phi = 3.14 \times (3 \times 10) = 94,2 \text{ mm:}$$

$$\tau_{se} = \frac{20,747 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 94,2} = 1,359 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,359 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$\Rightarrow$  Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

• **L'ancrage des barres : (BAEL91/ Art 6.1,23):**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} , \text{ avec } \psi_s = 1,5 \text{ pour HA}$$

$$\text{La longueur de scellement droit : } L_s = \phi \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_{su}} = 1,2 \times \frac{400}{4 \times 2,83} = 42,40 \text{ cm}$$

On adopte des crochets à 45° avec  $L_s = 0,4 L_s$

$$L_s = 0,4 \times 42,4 = 16,96 \text{ cm}$$

$$L_s = 17 \text{ cm}$$

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

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times T_s}$$

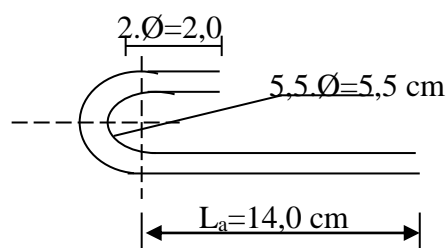
$$\frac{L_s}{\phi} = 35 \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa et Fe400}$$

$$\text{Pour } \phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_s = 35 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL91 (Art. A.6.1) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par

un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à  $L_a = 0,4.l_s$  pour les aciers HA

$L_a$  : Longueur hors crochets normaux adoptés ; avec  $L_a = 0,4 \times 35 = 14 \text{ cm}$



**Fig5 : L'ancrage des barres**

**A) - Vérification à L'ELS :**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qui est le cas pour nos poutrelles, pour obtenir les valeurs à L'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à L'ELU par le coefficient  $q_s/q_u$

À l'ELU :  $Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 8,151 \text{ KN/ml}$

À l'ELS :  $Q_s = G + Q = 5,785 \text{ KN/ml}$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5,785}{8,151} = 0,709$$

**1) Les moments en travée :**

N° de la Travée	Les moments à l'ELU	Coefficient ( $q_s/q_u$ )	Les moments à l'ELS
01	2,224	0,709	1,576
02	9,161	0,709	6,495
03	10,29	0,709	7,295
04	-3,094	0,709	-2,19
05	9,63	0,709	6.827
06	12,94	0,709	9,174
07	5,65	0,709	4,006
08	7,608	0,709	5,394

**Tableau 3 : moments en travée**

**2) Les moments aux appuis :**

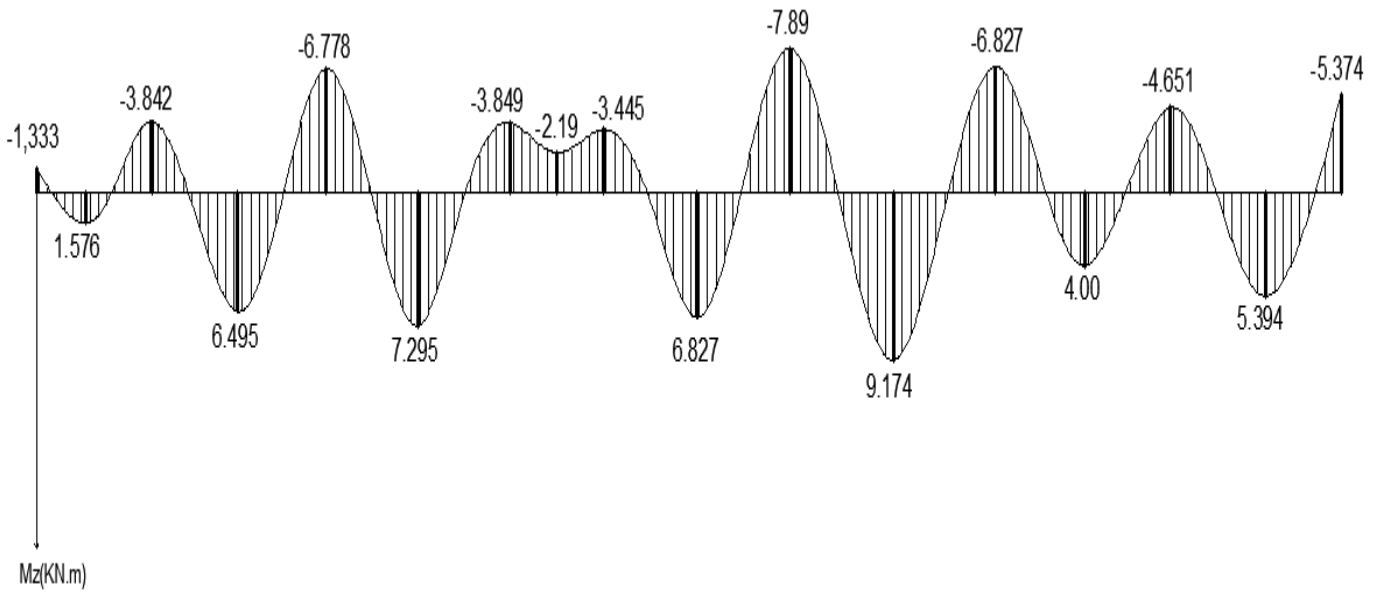
N° de l'appui	Les moments à l'ELU (kn.m)	Coefficient ( $q_s/q_u$ )	Les moments à l'ELS (kn.m)
01	-1,88	0,709	-1,333
02	-5,42	0,709	-3,842
03	-9,56	0,709	-6,778
04	-5,43	0,709	-3,849
05	-4,86	0,709	-3,445
06	-11,13	0,709	-7,89
07	-9,63	0,709	-6,827
08	-6,56	0,709	-4,651
09	-7,58	0,709	-5,374

**Tableau 4 : moments aux appuis**

3) Efforts tranchants :

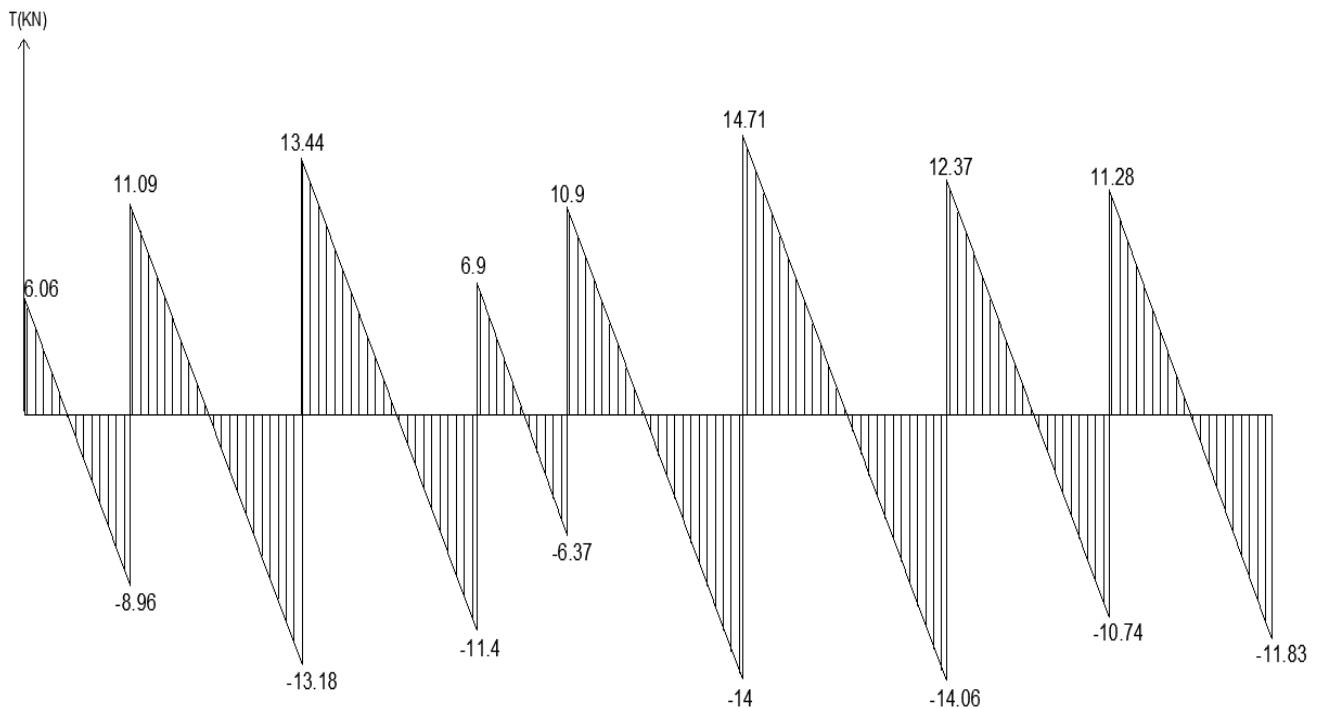
Travée	Efforts tranchant a l'ELS (KN)		Coefficient (q <sub>s</sub> /q <sub>u</sub> )	Efforts tranchant a l'ELS (KN)	
	x = 0	x = L		x = 0	x = L
1	8,55	-12,64	0,709	6,06	-8,96
2	15,64	-18,59	0,709	11,09	-13,18
3	18,96	-16,09	0,709	13,44	-11,4
4	9,74	-8,99	0,709	6,9	-6,37
5	15,38	-19,75	0,709	10,9	-14
6	20,75	-19,84	0,709	14,71	-14,06
7	17,45	-15,15	0,709	12,37	-10,74
8	15,92	-16,69	0,709	11,28	-11,83

**Tableau 5 : tableau des efforts tranchants**



**Fig 6. Diagramme des moments fléchissant**

**Effort tranchant à l'E.L.S**



**Fig7. diagramme des efforts tranchants**

• **Vérification à l'E.L.S**

**a- Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu préjudiciables,

⇒ Aucune vérification n'est à effectuer.

**b) Etat limite de déformation : (BAEL91. AB68.4.24)**

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

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \text{ Article B.6.5.1 BAEL91}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{F_e}$$

avec :

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

*M<sub>0</sub>* : Moment isostatique

*L* : portée libre

*M<sub>t</sub>* : moment de flexion

*B<sub>0</sub>* : largeur de nervure

$$1- \frac{h}{L} = \frac{20}{410} = 0,048 > \frac{1}{22,5} 0,044 \quad \text{«condition vérifiée »}$$

$$2- \frac{h}{L} = 0,048 > \frac{6,19}{15 \times 9,34} = 0,044 \quad \text{«condition vérifiée »}$$

$$3- \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{1,51}{18 \times 12} = 0,0069 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \text{«condition vérifiée »}$$

Les trois conditions sont vérifiées, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche

**Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression de 4 cm doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- 30 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

**Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_T = \frac{4L_x}{f_c} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Soit :  $5 \phi 4 = 0,63 \text{ cm}^2$ , avec  $S_t = 20 \text{ cm}$

**Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_T}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2,$$

Soit :  $3 \phi 4 = 0,38 \text{ cm}^2$ , avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

**Conclusion :**

On adoptera un treillis soudés  $Ts_6 (200 \times 200)$ .

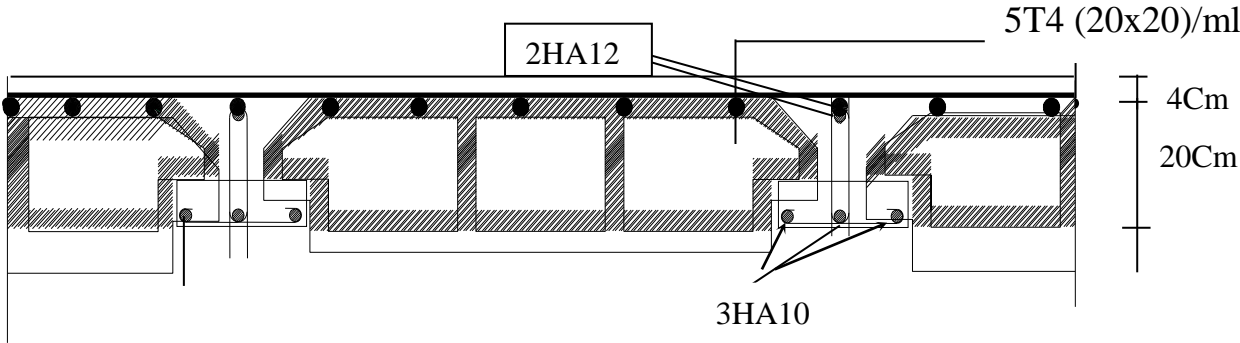
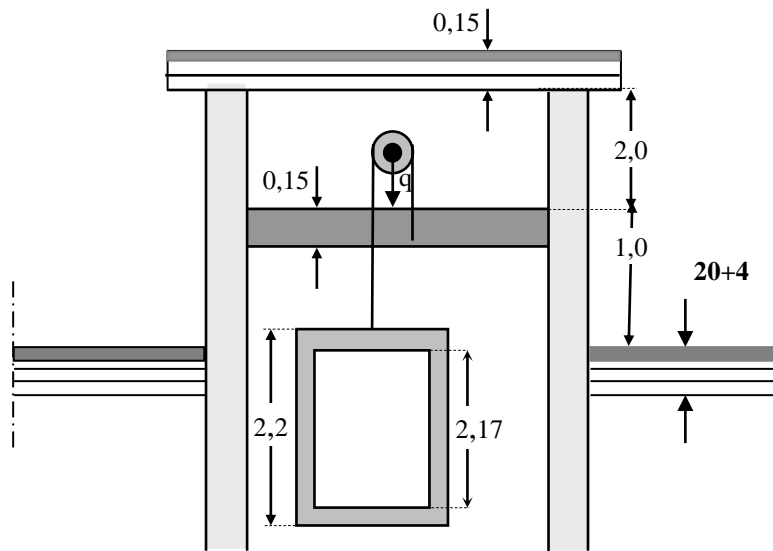


Figure 7 : Plan de ferrailage du plancher

**III.14.Calcul de la dalle pleine de la salle de machine**

**III.14.1.Introduction**

Notre immeuble est constitué d'une seule cage d'ascenseur, de vitesse d'entraînement  $V=$  (1m/s), pouvant charger 8 personnes de 6,3kN, la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 9 tonnes.



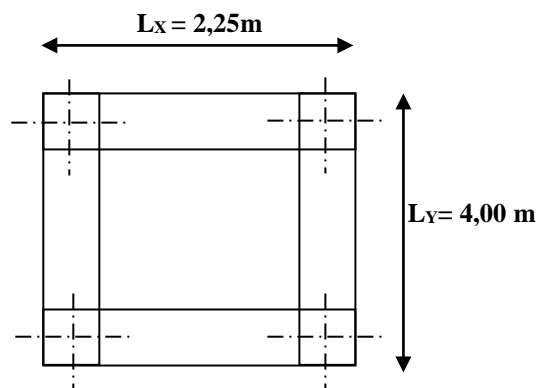
**III.14.2.Dimensionnement**

$$h_t \geq \frac{l_{MAX}}{30} = \frac{400}{30} = 13,33 \text{ cm}$$

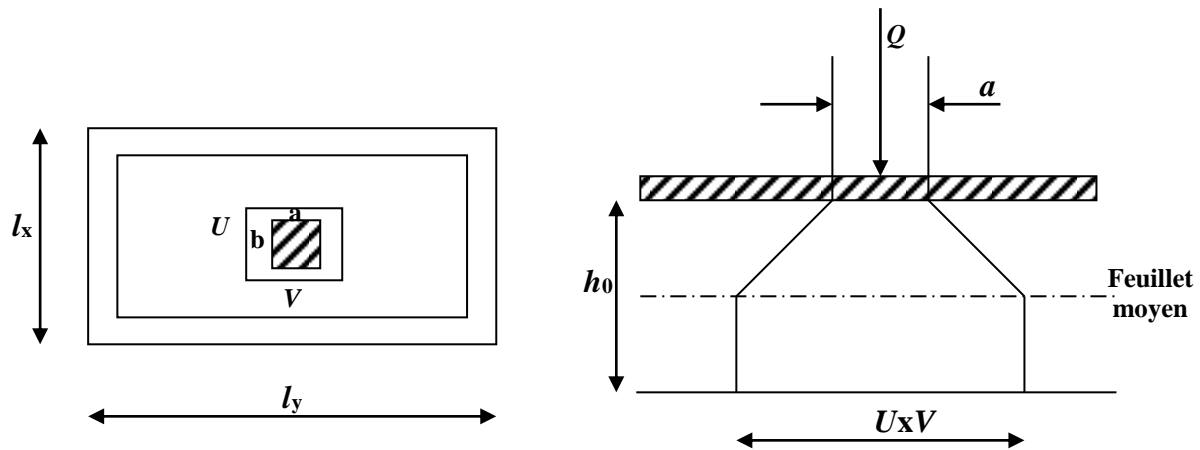
$h_t$  doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

Soit :  $h_t = 15\text{cm}$

Avec  $h_t$  : hauteur de la dalle



La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.



$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2,25}{4,00} = 0,6 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

On a:  $U = a + e.K + h_0$

$$V = B + e.K + h_0$$

Avec :  $e$  : épaisseur du revêtement

$h_0$  = hauteur de la dalle ( $h_0 = 15\text{cm}$ )

$K$  : revêtement aussi solide que le béton ( $K = 2$ ).

$a = b = 0,80\text{ cm}$  (côte de rectangle dans lequel  $q$  est concentrée), au niveau du feuillet moyen

$$\Rightarrow U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{ Cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{ Cm}$$

**2.1. Condition de non poinçonnement**

$$P \leq 0,045 \frac{\mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} \text{ (aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée).}$$

Avec  $\mu_c$  : périmètre de contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2\text{ m.}$$

$$P = 9t \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 47,25\text{ t} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

**2.2 Les moments  $M_{x1}$ ,  $M_{y1}$  du système de levage**

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu M_2)q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu M_1)q \end{cases}$$

$\nu$  : Coefficient de poisson  $\Rightarrow \nu = 0$  à l'ELU et  $\nu = 0,2$  à l'ELS

$M_1$  et  $M_2$  coefficients donnés en fonction de  $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$  à partir des abaques de PIGEAUD.

$$\Rightarrow M_1 = 0,13 \text{ et } M_2 = 0,074$$

A l'ELU  $M_{x1} = q M_1$

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 90 + 1,5 \times 0 = 121,5 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 121,5 \times 0,013 = 15,795 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 121,5 \times 0,074 = 8,991 \text{ KN.m}$$

**2.3. Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine  $M_{x2}; M_{y2}$**

$\rho = 0,6 > 0,4 \Rightarrow$  La dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0,6 \Rightarrow \mu_x = 0,0565 \quad \mu_y = 0,595$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

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

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,562 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0905 \times 6,562 \times (2,25)^2 = 1,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,595 \times 1,89 = 1,12 \text{ KN.m}$$

**Superposition des moments agissant au centre du panneau**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 17,685 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10,111 \text{ KN.m}$$

**III.14.3. Ferrailage :**

Sens X-X

Aux appuis

$$M_a = 0,3 \times 17,685 = 5,30 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{5,30 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,022 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5,30 \cdot 10^3}{0,989 \times 13 \times 348} = 1,18 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>

Avec : St = 25 cm

En travée

$$M_t = 0,85 \times 17,685 = 15,03 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{15,03 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,062 \quad \Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A_t = \frac{15,03 \cdot 10^3}{0,968 \times 13 \times 348} = 2,97 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup> Avec : St = 25 cm

Sens y- y

Aux appuis

$$Ma = 0,3 \times 10,111 = 3,033 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{Ma}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3,033 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,012 \quad \Rightarrow \text{S.S.A.} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,994.$$

$$Aa = \frac{Ma}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{3,033 \times 10^3}{0,994 \times 13 \times 348} = 0,67 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4 HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec St = 25cm.

En travée

$$Mt = 0,85 \times 10,111 = 8,59 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{Mt}{b d^2 f_{bc}} = \frac{8,59 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,035 \quad \Rightarrow \text{S.S.A.} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0,983$$

$$At = \frac{Mt}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{8,59 \times 10^3}{0,983 \times 13 \times 348} = 1,93 \text{ cm}^2.$$

Soit : 4HA10 = 3.14cm<sup>2</sup> avec St = 25 cm.

### **3.1.Vérification à l'ELU**

#### **1-Condition de non fragilité**

Armatures principales

$$A \geq b h \frac{W_0}{2} (3 - \rho_x) = 100 \times 15 \frac{0,0008}{2} (3 - 0,6) = 1,44 \text{ cm}^2$$

**Ax > Ay > A**  $\Rightarrow$  Condition vérifiée dans les deux sens.

#### **2-Ecartement des barres** $\longrightarrow$ (Art A.8.2.42 BAEL 91)

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

Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

$$St = 25 \text{ cm} < \min(2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}.$$

$$: St = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

### 3-Contrainte tangentielle

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de U : } T_{\max} = Vu = \frac{P}{2a + b} = \frac{121,5}{2 \times 0,8 + 0,8} = 50,625 \text{ KN}.$$

$$\text{Au niveau de V : } T_{\max} = Vu = \frac{P}{2a + b} = \frac{121,5}{2 \times 0,8 + 0,8} = 50,625 \text{ KN}.$$

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left( \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau} ; \text{ La fissuration est peu nuisible donc}$$

$$\tau_u = 1,16 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{50,625 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,389 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### 3.2.Vérification de l'E.L.S

#### **-Les moments à l'E.L.S**

Moments engendrés par le système de levage

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) q_s .$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) q_s .$$

$$q_s = G + Q = 4,75 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0,13 + 0,2 \times 0,074) \times 90 = 13,032 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0,074 + 0,2 \times 0,13) \times 90 = 9 \text{ KN.m}$$

Moments engendrés par le poids propre de la dalle

$$q_s = G + Q = (25 \times 0,15) + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = 0,60 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0632. \\ \mu_y = 0,71. \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0632 \times 4,75 \times (1,45)^2 = 0,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,44 \text{ KN.m}.$$

Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13,032 + 0,63 = 13,662 \text{ KN.m}.$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9 + 0,44 = 9,44 \text{ KN.m}.$$

Contrainte de compression dans le béton :

Sens x-x

Aux appuis  $M_a = 5,30 \text{ KN.m}$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 13} = 0,193 \quad \Rightarrow \quad k = 55,42 \text{ et } \beta = 0.969.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{5,30 \times 10^6}{0,969 \times 130 \times 2,01 \times 10^2} = 209,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s / k = 84,24 / 55,42 = 3,77 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En travée  $M_t = 15,03 \text{ KN.m.}$

On doit vérifier

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,309 \quad k = 151,7 \text{ et } \beta = 0.93$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{15,03 \times 10^6}{0,93 \times 130 \times 3,14 \times 10^2} = 395,91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s / k = 395,91 / 151,7 = 2,6 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

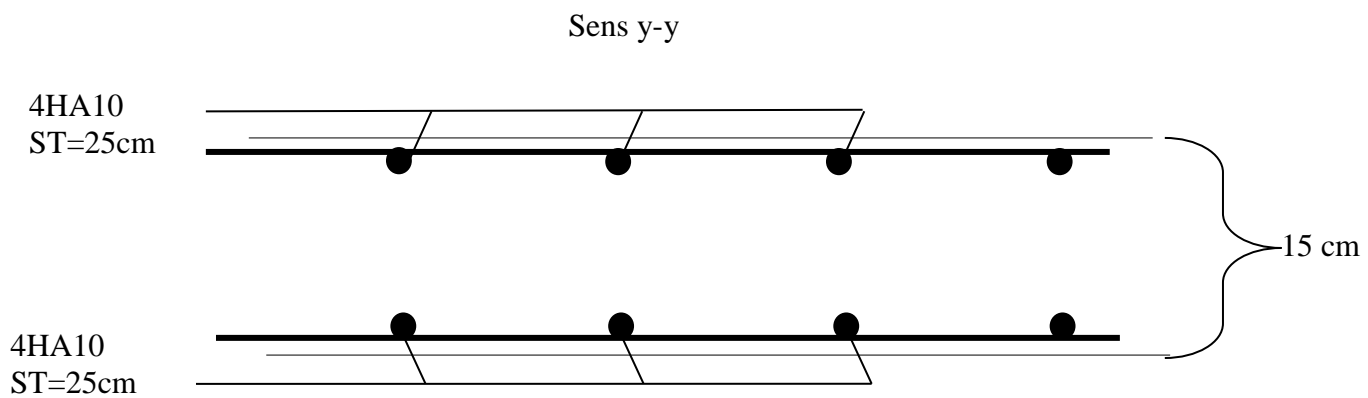
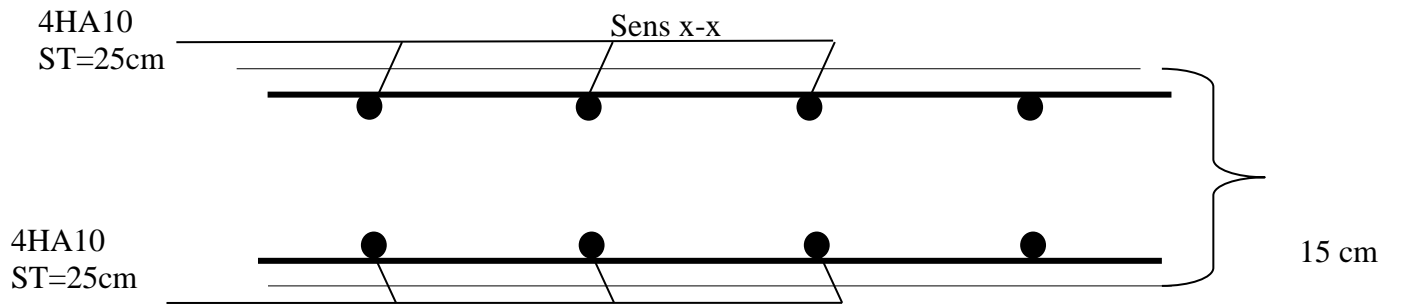
On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

#### **-Etat limite de fissuration**

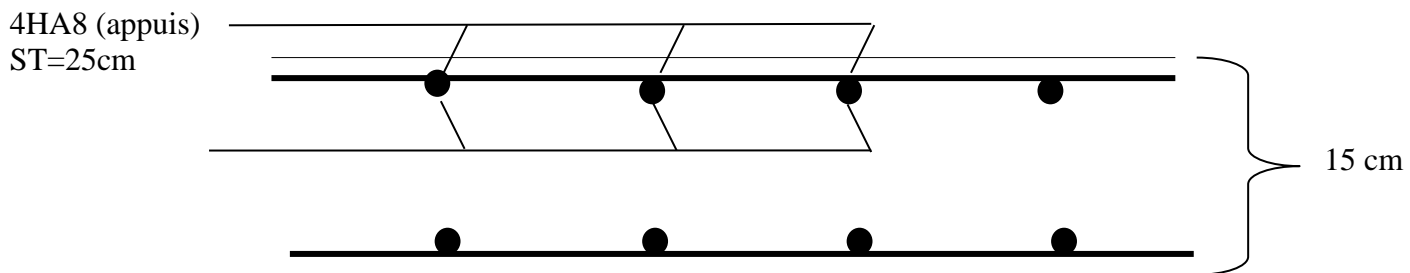
La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

**Ferraillage de la dalle salle machine :**

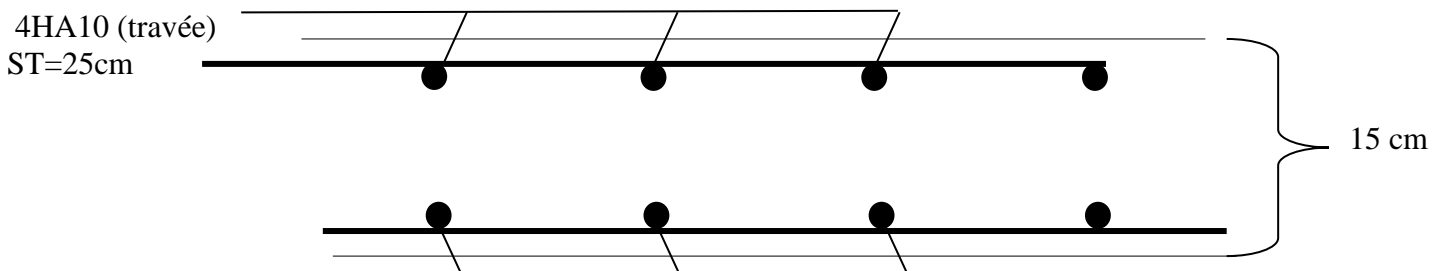
**Le même ferraillage dans les deux sens :**



**Ferraillage au niveau de l'encastrement dans les 2 sens :**



**<< Ferraillage de la dalle salle machine en appuis >>**



**<< Ferraillage de la dalle salle machine en travée >>**

# **Chapitre IV :**

## **Présentation SAP2000 et étude au contreventement**

### IV.1. Description du logiciel SAP2000 (Structural Analysis Program ou bien programme d'analyse structurelle) :

Le **SAP2000** est un logiciel de calcul conçu pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI ... etc.). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments.

En effet, grâce à ses diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau ...etc.)

### IV.2. Modélisation de la structure :

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

1. Les éléments en portique (poutres – poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre «*frame*» à deux nœuds ayant six degrés de liberté (DDL) par nœud.
2. Les voiles ont été modélisés par des éléments coques «*Area*» à quatre nœuds.
3. Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
4. Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

- **Rappel : (Terminologie)**
- **Edit Grid Data** : Données de système de grille.
- **Joints** : Nœuds.
- **Frame** : Portique (cadre).
- **Area** : Voile.
- **Restraints** : Degrés de liberté (DDL).
- **Loads**: Charges.
- **Uniformed loads**: Charges uniformes.
- **Define** : Définir.
- **Materials** : Matériaux.
- **Matériau Type Concret** : Béton.
- **Matériau Type Steel** : Acier.
- **Frame section** : Coffrage.

### IV.3. Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- ✓ Introduction de la géométrie du modèle.
- ✓ Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- ✓ Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.).
- ✓ Définition des charges statiques (G, Q).
- ✓ Introduction du spectre de réponse (E) selon le *RPA99 /version2003*.
- ✓ Définition de la charge sismique E.
- ✓ Chargement des éléments.
- ✓ Introduction des combinaisons d'actions.
- ✓ Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

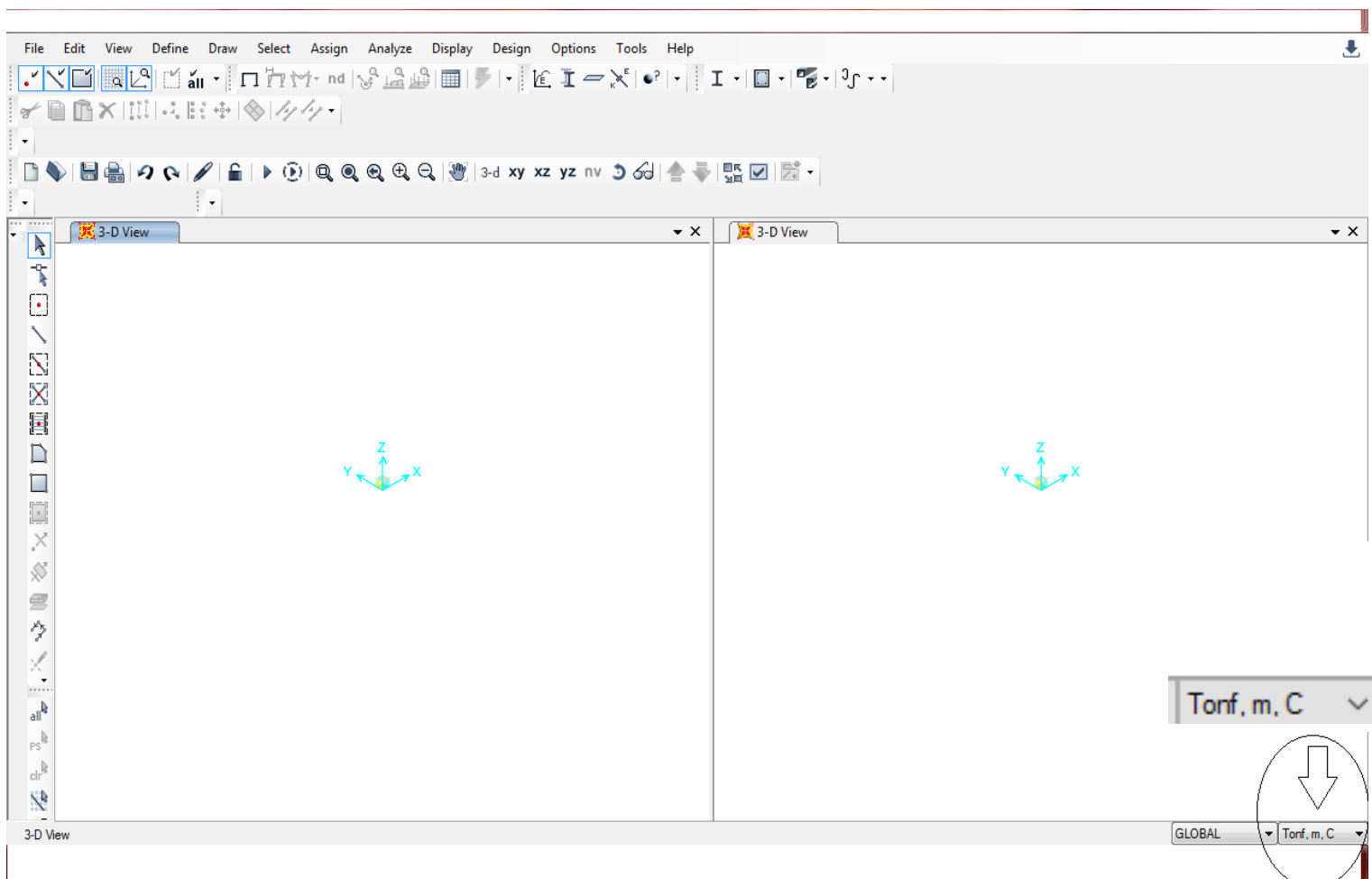
#### 3.1. Introduction de la géométrie du modèle :

##### a. Choix des unités

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'application SAP2000.

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans le SAP2000. En bas de l'écran, on sélectionne [T.m] qui sera notre unité de travail.

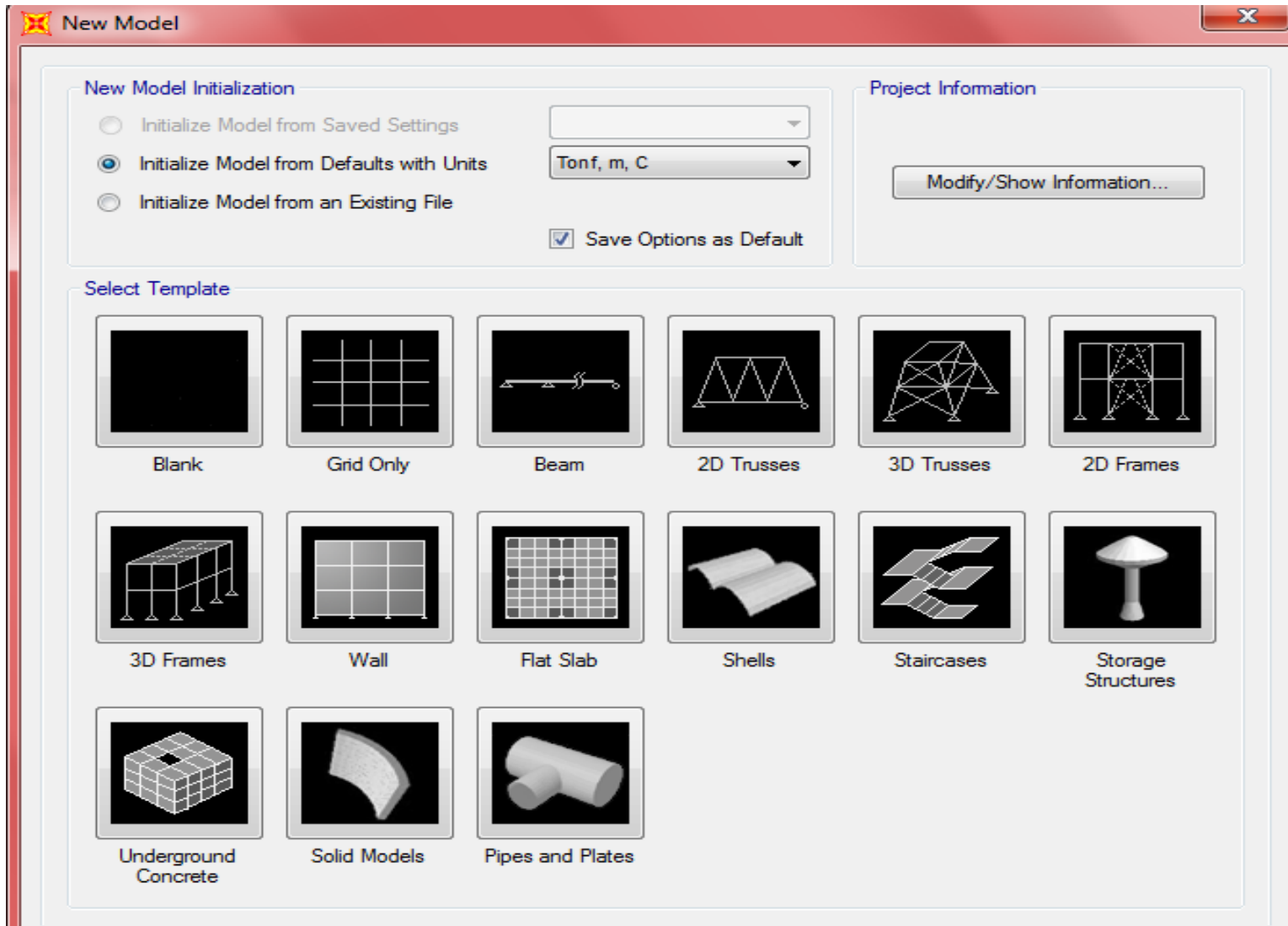
-Choix de l'unité :



### b. Géométrie de base

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne :

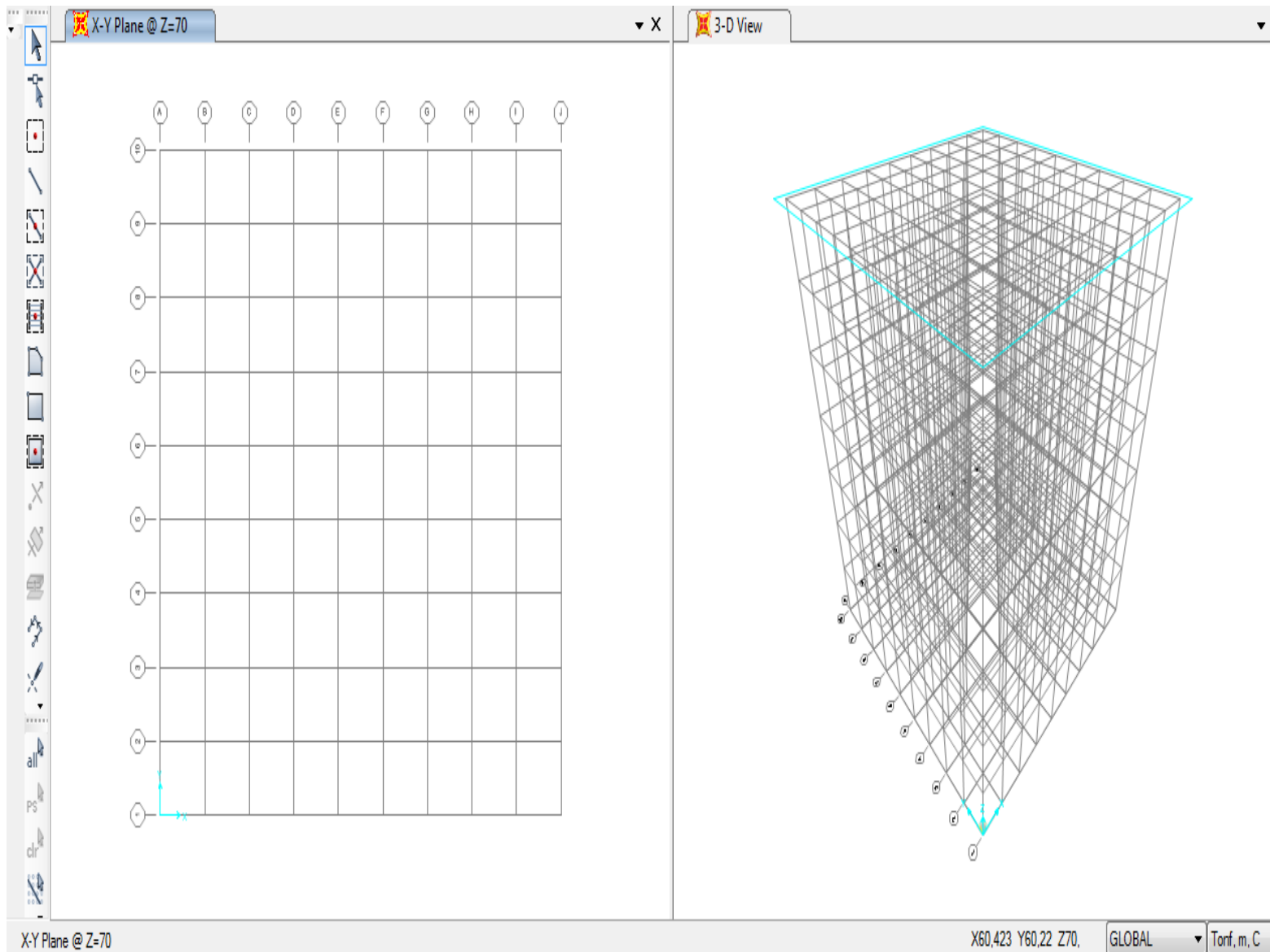
*File*  $\Rightarrow$  *New model*  $\Rightarrow$  *Grid Only*  $\Rightarrow$  *Cartesian*.



Ces opérations nous permettent de spécifier ou bien modifier les paramètres suivants :

- ✓ Le nombre de ligne suivant les deux directions X et Y.
- ✓ Le nombre de travée dans les deux sens X et Y.
- ✓ Les hauteurs des différents étages.
- ✓ Le nombre d'étages.
- ✓ Les longueurs des travées.

Après introduction des données précédentes comme indiqué sur les images, on valide les étapes et on obtient deux fenêtres représentant la structure différemment l'une en 3D et l'autre en 2D comme l'indique la capture ci-dessous.



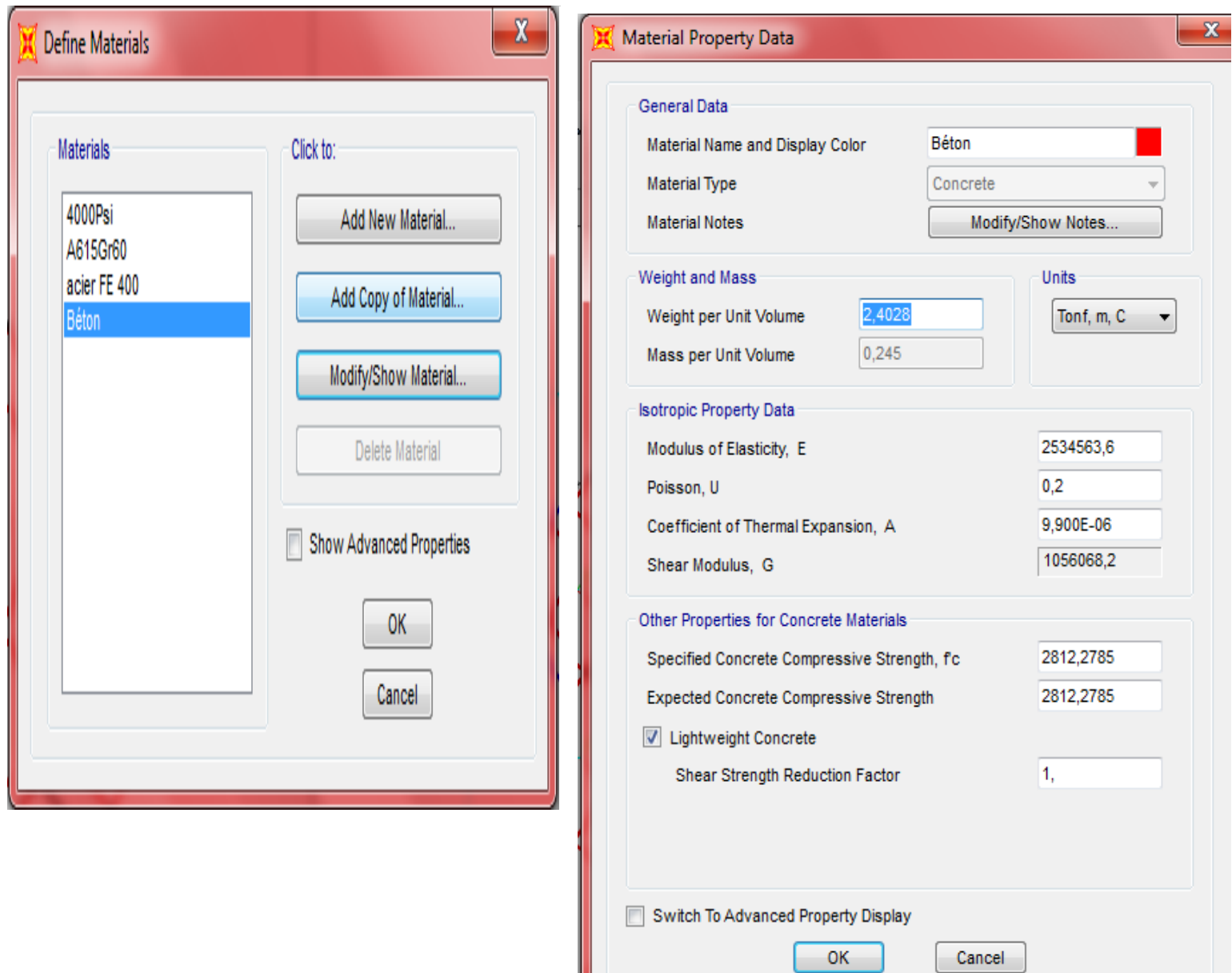
### 3.2. Spécification des propriétés mécaniques des matériaux

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux (béton, acier et autres) pour cela on procède comme suit :

***Define***  $\Rightarrow$  ***Materials***  $\Rightarrow$  ***Add New Material***  $\Rightarrow$  ***Region User***  $\Rightarrow$  ***Material Type: Steel (Acier) et Concrete (Béton).***

Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Dans notre cas on définit le béton et ses propriétés.



### 3.3. Spécification des propriétés géométriques des éléments

La troisième étape consiste à créer les éléments de notre structure et leur affecter leurs propriétés géométriques.

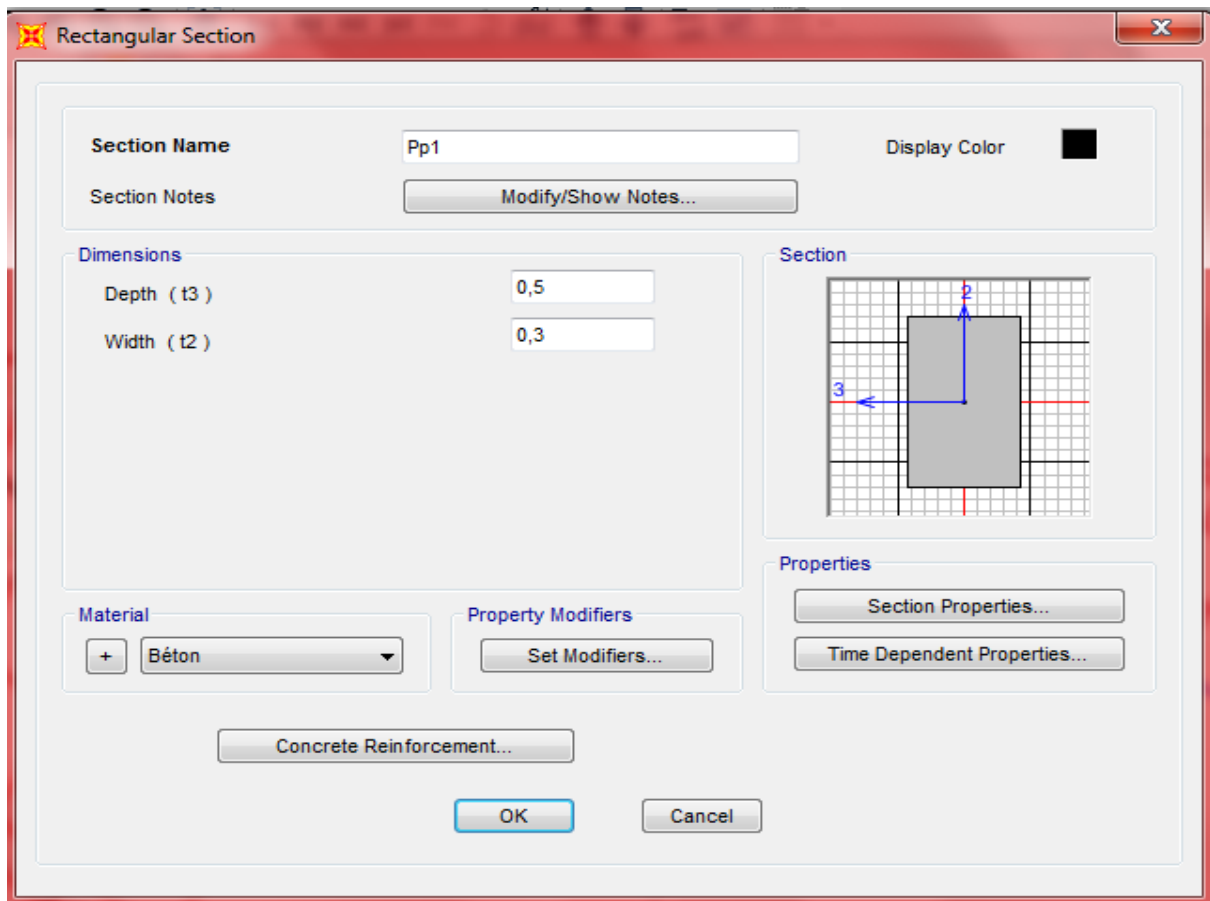
- **Les poutres**

On commence par les poutres principales (PP) ensuite les secondaires (PS). On procède comme suit :

*Define* ⇒ *Sections Properties* ⇒ *Frame Sections* ⇒ *Add New Property*.

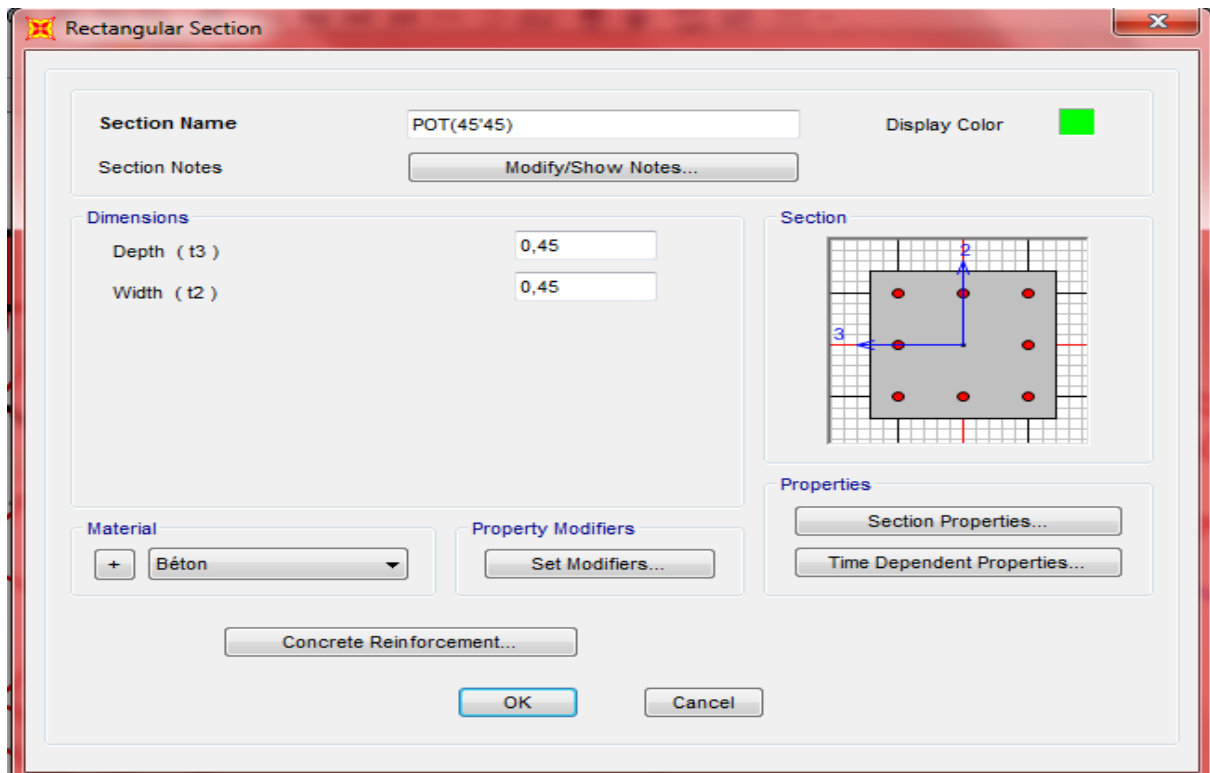
Pour les poutres on sélectionne *Rectangular* ⇒ *Concrete*.

*Reinforcement Concrete* ⇒



- **Les poteaux :**

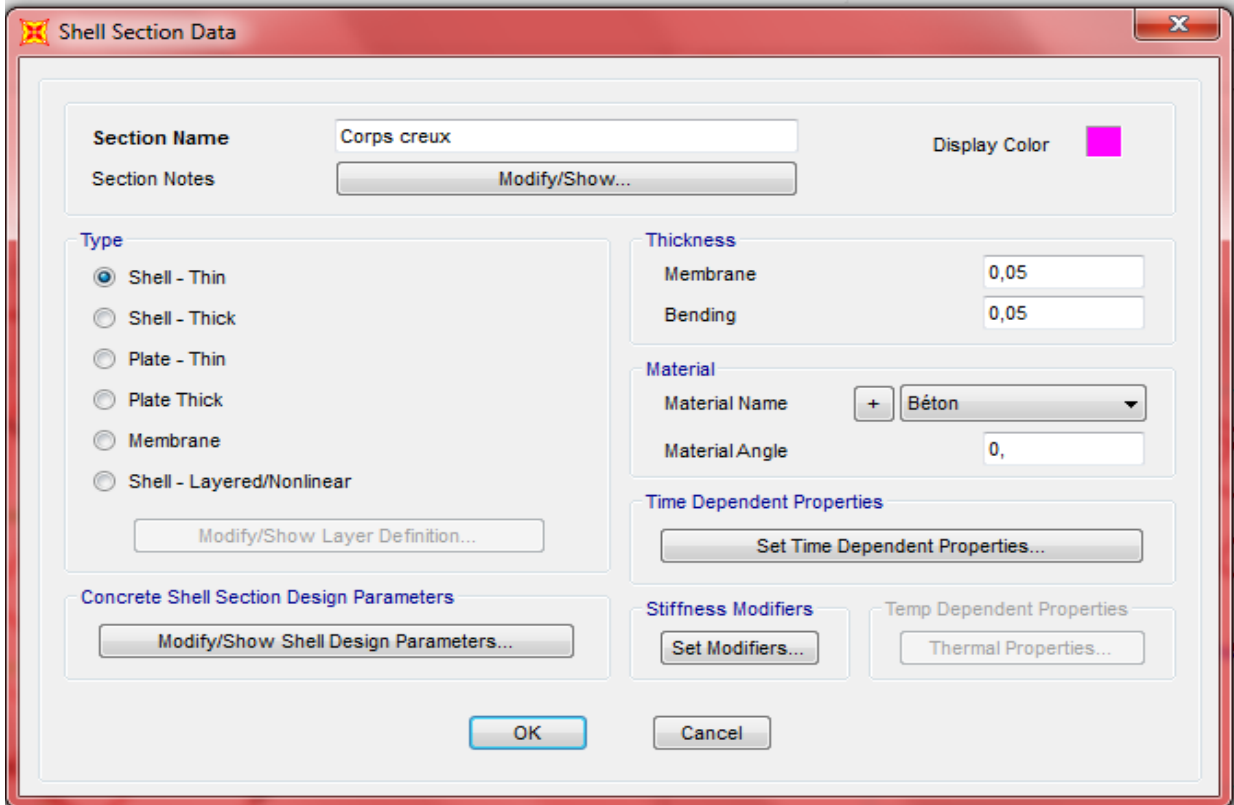
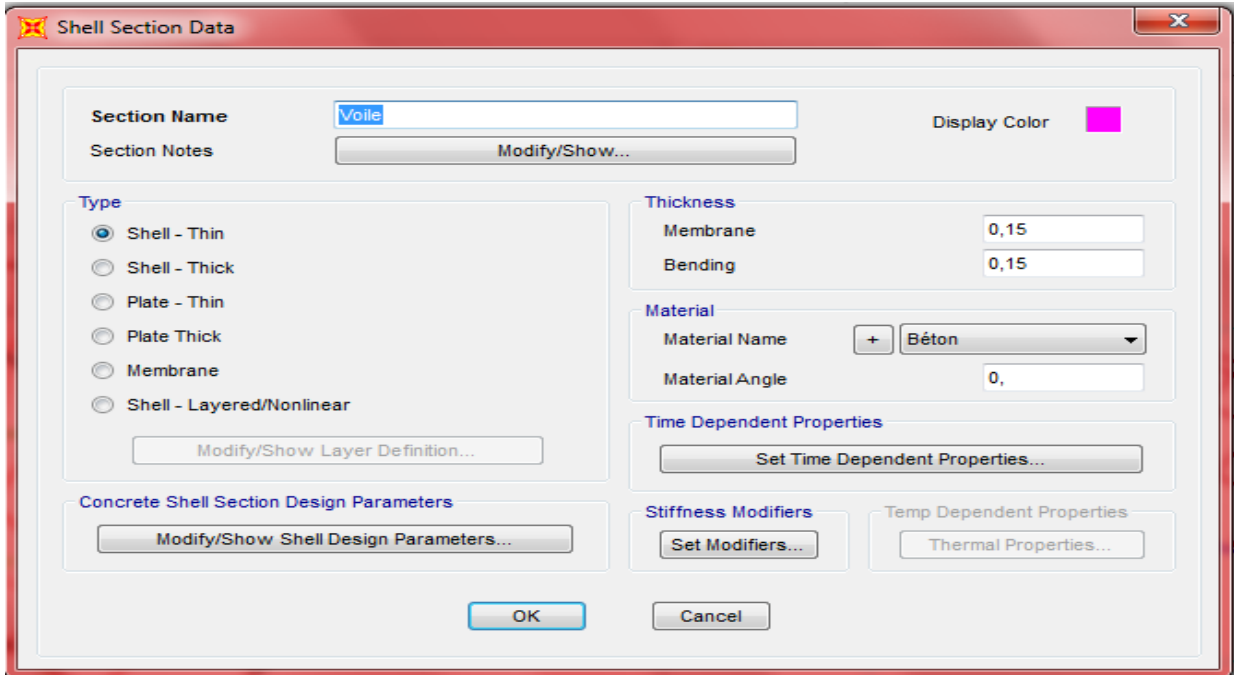
La procédure est la même pour les poteaux



- Les voiles :

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux, poutres et chaînage), on passe aux éléments plaques, planchers, dalles pleines et voiles, on commence par définir leurs caractéristiques géométriques, la procédure est comme suit :

*Define* ⇒ *Area sections* ⇒ *Add new Section.*



On définit les propriétés comme indiqué.

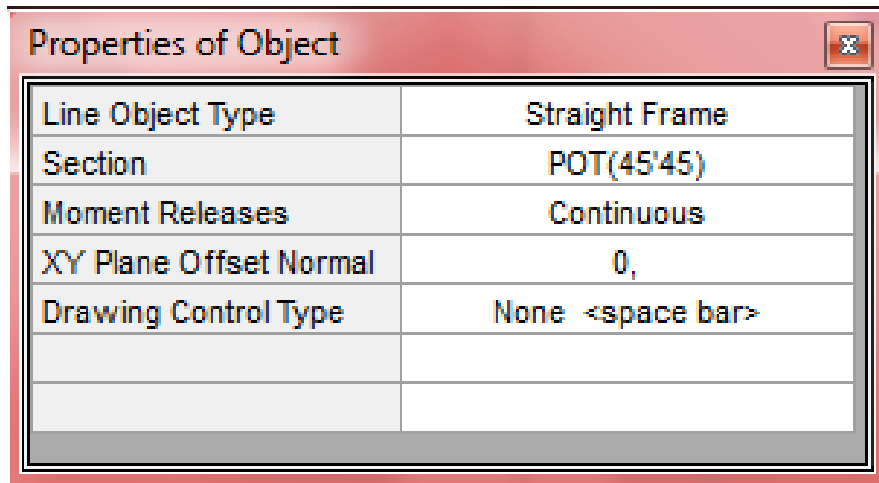
**3.3. Mise en place des éléments de la structure**

Pour affecter les sections définies aux différents éléments on doit suivre les étapes qui suivent :

- les poteaux



On clique gauche sur l'icône . Dans la boîte de dialogue qui apparait, on selectionne dans property le type de poteaux à placer: POT45'45

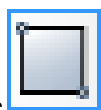


- les poutres

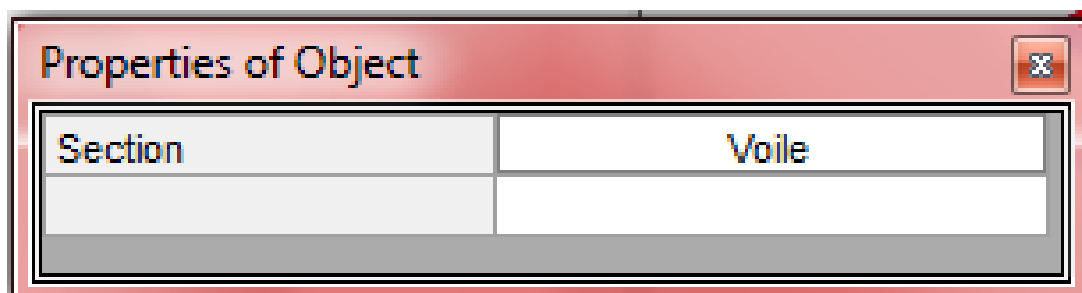


On clique à gauche sur l'icône . Dans la boîte de dialogue qui apparait, on selectionne dans property le type de poutre à placer: Pp1



- Les voiles

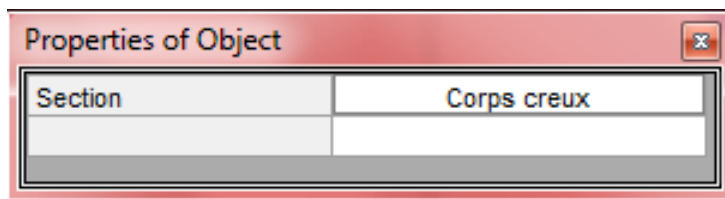
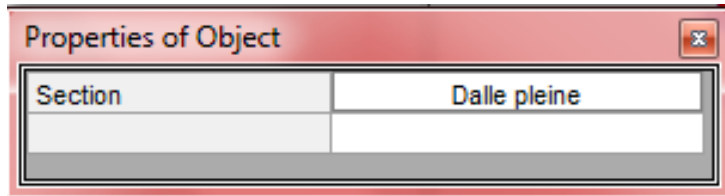


On clique sur l'icône .dans la boîte de dialogue qui apparait, on selectionne dans property le type section à placer: voile



- Les dalles pleines et corps creux :

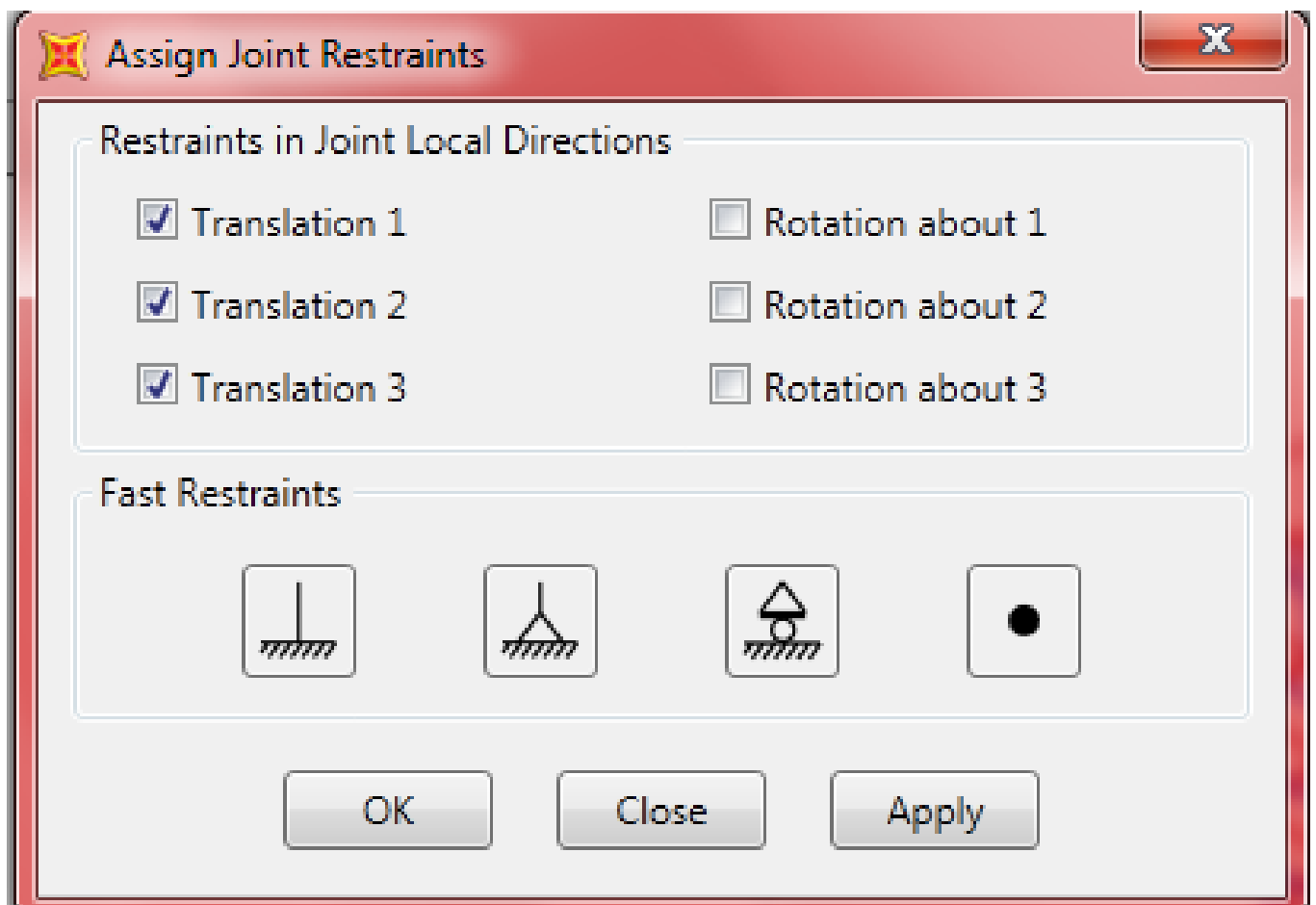
On clique sur l'icône  pour les corps creux et  pour les dalles pleines. Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on sélectionne dans property le type section à placer: corps creux ou dalle pleine



Après la définition des éléments et la modélisation de ces derniers, on doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment .On se positionnant à la base :

**sélectionne tout**  $\Rightarrow$  **Assign**  $\Rightarrow$  **joint**  $\Rightarrow$  **Restraints**

Dans la fenêtre qui s'affichera, on bloque toutes les translations et les rotations et on valide la sélection.



**3.3. Masse source**

L'inertie massique est déterminée comme suite :

1<sup>ère</sup> méthode manuelle (notre cas) : Pour mieux comprendre la notion d'axes principaux, le calcul sera fait manuellement.

Pour avoir le CDG, la surface et les moments d'inerties on utilise AutoCAD DWG Launcher.

Exemple étages courants : le résultat est dans le tableau suivant

----- REGIONS -----	
Aire:	453.9105
Périmètre:	91.8139
Zone de contour:	X: 0.0399 -- 26.5480
	Y: -0.0310 -- 29.6910
Centre de gravité:	X: 10.8847
	Y: 15.1011
Moments d'inertie:	X: 124106.9708
	Y: 73316.1017
Produits d'inertie:	XY: 64810.8229
Rayon de giration:	X: 16.5353
	Y: 12.7091
Moments principaux et directions X-Y autour du centre de gravité:	
	I: 10254.8086 le long de [0.6878 -0.7259]
	J: 29880.1676 le long de [0.7259 0.6878]

Notre bâtiment étant d'une forme très irrégulière, les axes principaux (O, I, J) sont décalés d'un angle  $\alpha$  par rapport aux axes de bases (O, X, Y).

**Exemple de calcul niveau : 11.05 m**

On calcule l'angle des axes principaux  $Tg(2\alpha) = 2I_{xy} / -I_x + I_y$ .

L'inertie massique :  $I_m = m (I_i + I_j) / \text{Surface}$ .

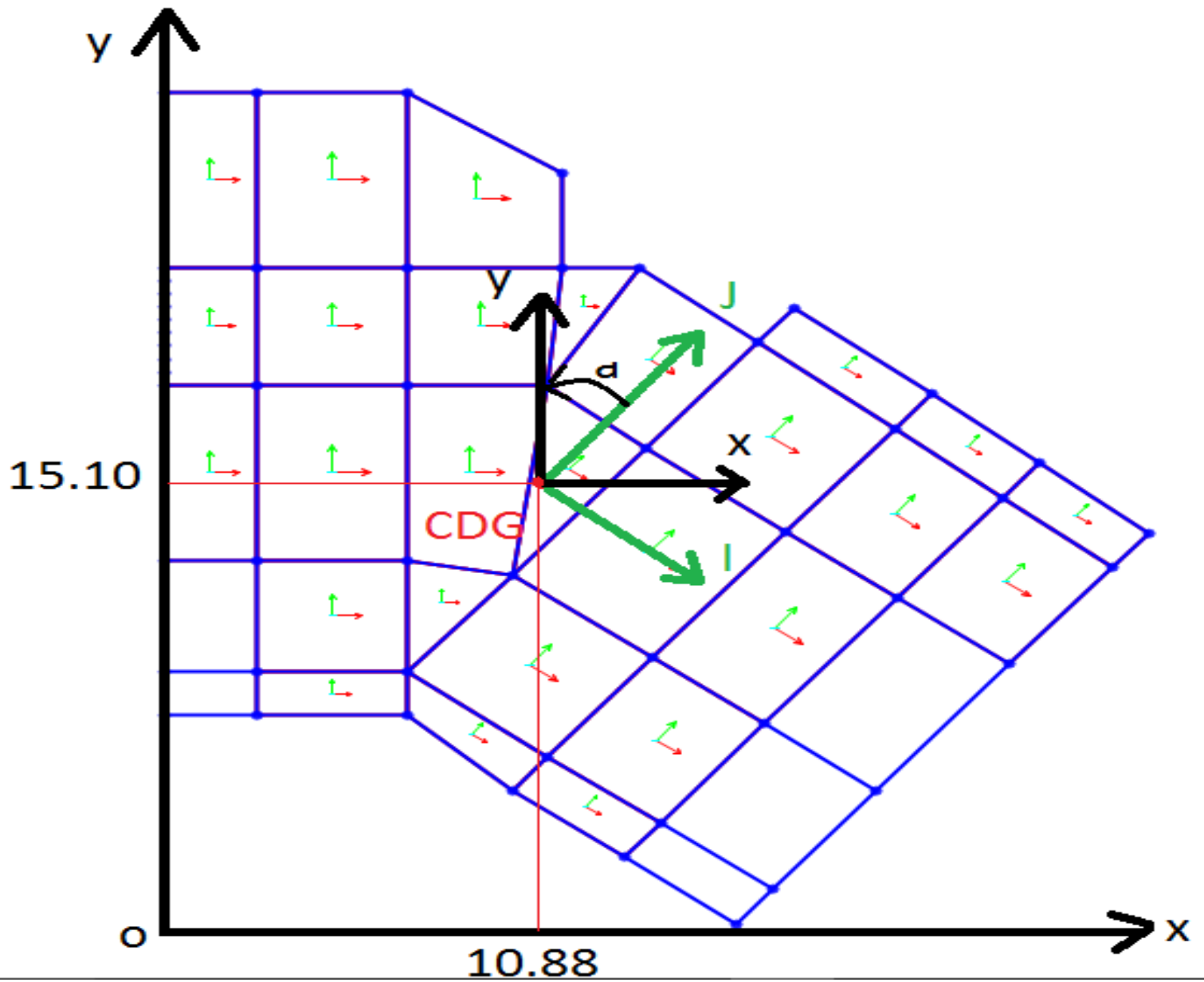
$I_i$  et  $I_j$  sont obtenu par le logiciel **Sapslab.exe**

$$Tg(2\alpha) = 2 \times 64810.8229 / 73316.1 - 124106.971 = -2.55$$

$$\alpha = -34.30^\circ$$

$$I_m = 36.31 (10254.81 + 29880.17) / 453.91 = 3210.55 \text{ t.m}^2$$

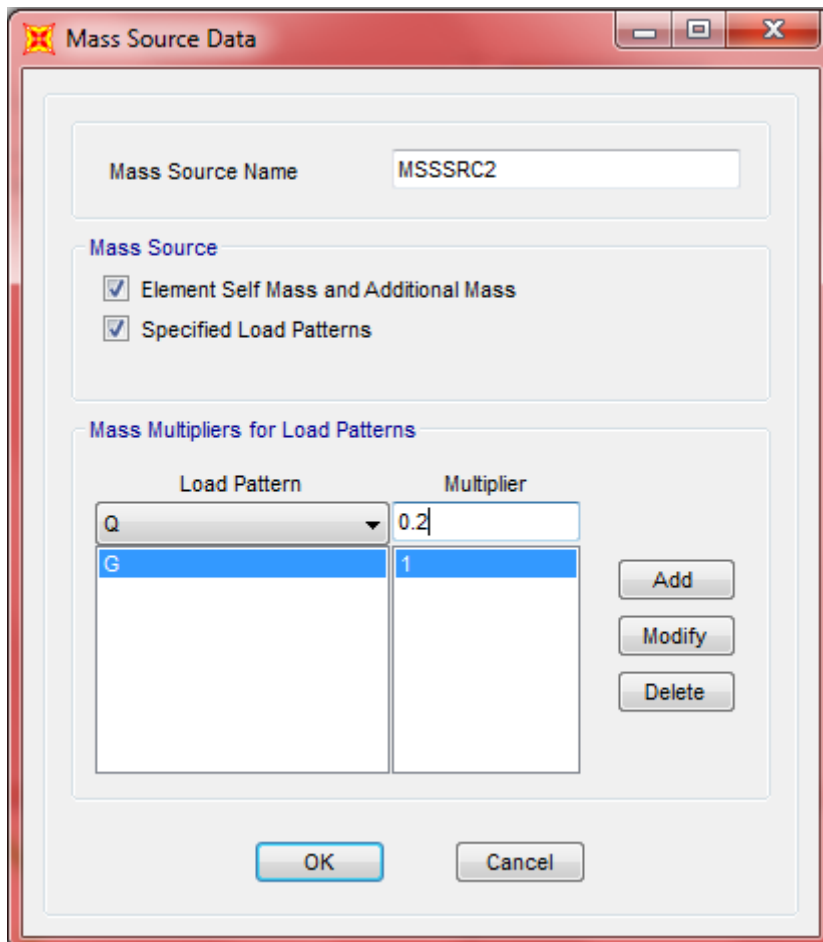
- de +11,05 a + 27,37 ( $X_G = 10,8847$ ) ( $Y_G = 15,1011$ ) ( $\alpha = -34,30$ ).
- de  $\pm 00,00$  a + 07,67 ( $X_G = 11,8132$ ) ( $Y_G = 13,2517$ ) ( $\alpha = -42,83$ ).



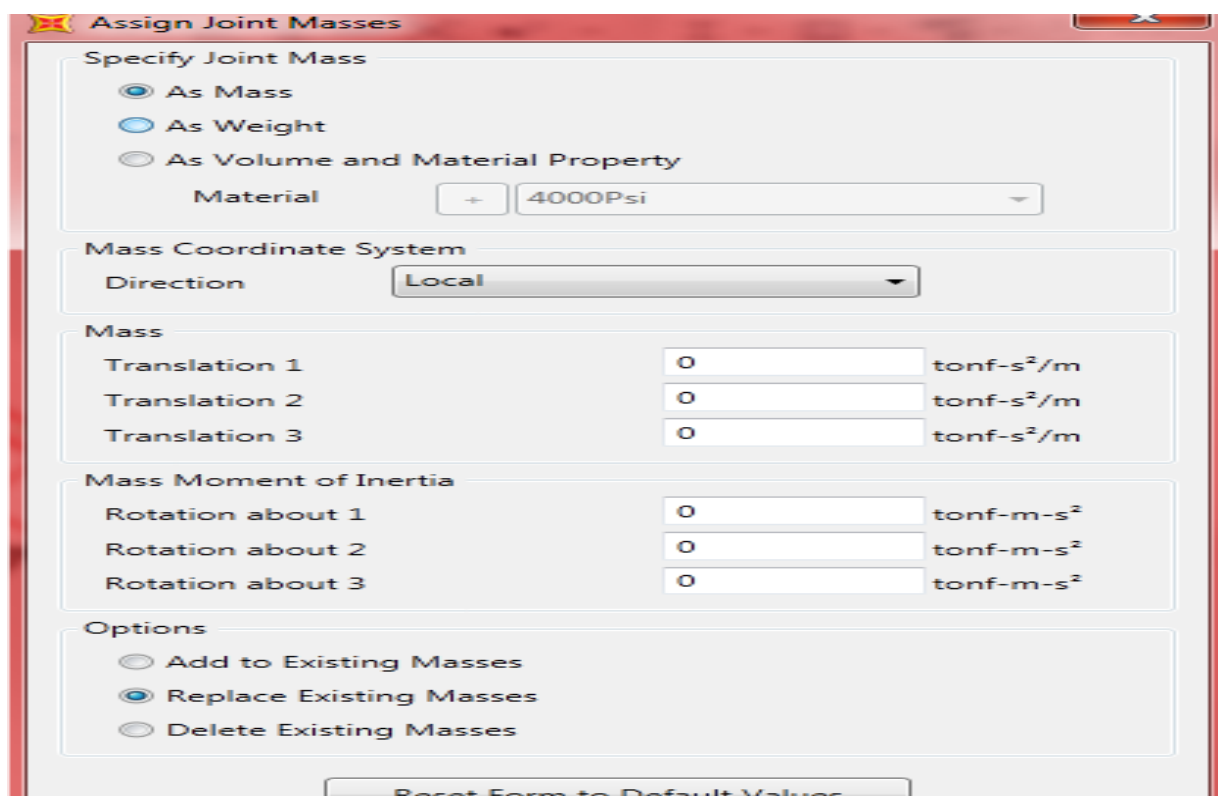
2<sup>ème</sup> méthode Sap2000 :

On introduit cela sur *SAP2000* comme suit :

*Define*  $\Rightarrow$  *Masse source*  $\Rightarrow$  *from self and Specified Masse and Loads.*



On sélection le CDG  $\Rightarrow$  Assign  $\Rightarrow$  Joint  $\Rightarrow$  Masses



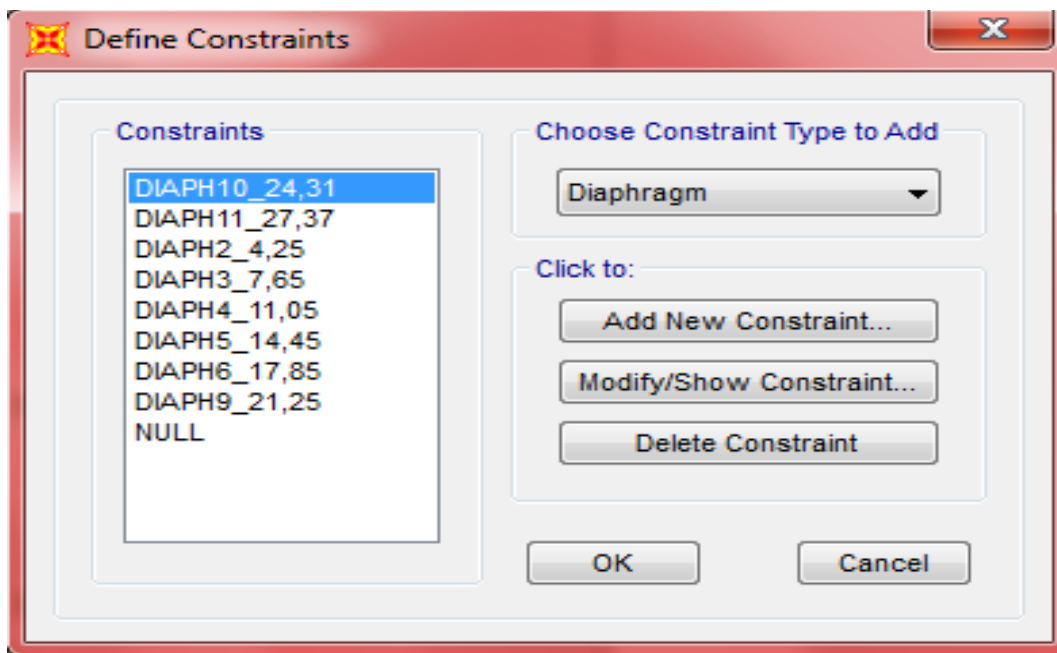
### 3.4. Diaphragm

Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de «Nœuds Maitres».

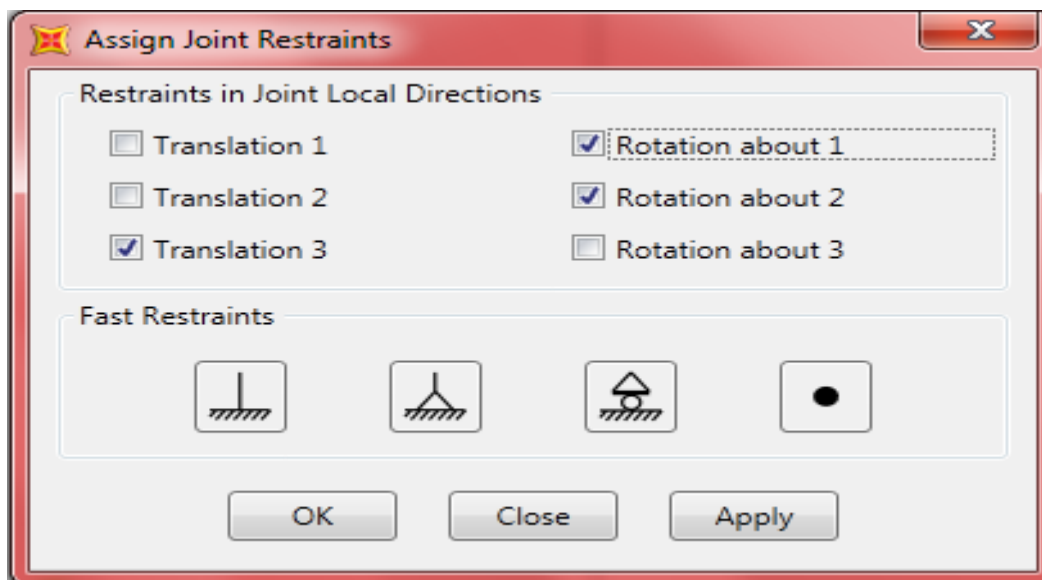
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par SAP2000.

On sélectionne les joints y compris le CDG puis on va dans :

**Define**  $\Rightarrow$  **Joint Constraints**  $\Rightarrow$  **Diaphragms**



On sélectionne le CDG  $\Rightarrow$  **Assign**  $\Rightarrow$  **Joint**  $\Rightarrow$  **Restraints**



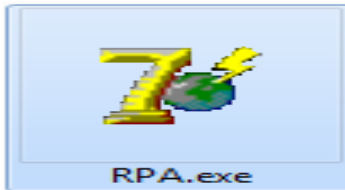
On suit la même procédure pour les différents étages.

( Dans notre structure nous avons huit planchers ce qui nous donne huit diaphragmes ).

**3.5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA/version2003**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s'agit d'une courbe de réponse permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

Pour la création du spectre de réponse nous avons utilisé le logiciel de calcul RPA99



Données à introduire dans le logiciel :

**A** : Coefficient d'accélération de zone, dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage 1B
  - Zone sismique IIa
- } → **A = 0.20 (Tableau 4.1 RPA 99. V2003)**

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen. **D<sub>x</sub> = 2.20**

**D<sub>y</sub> = 2.17**

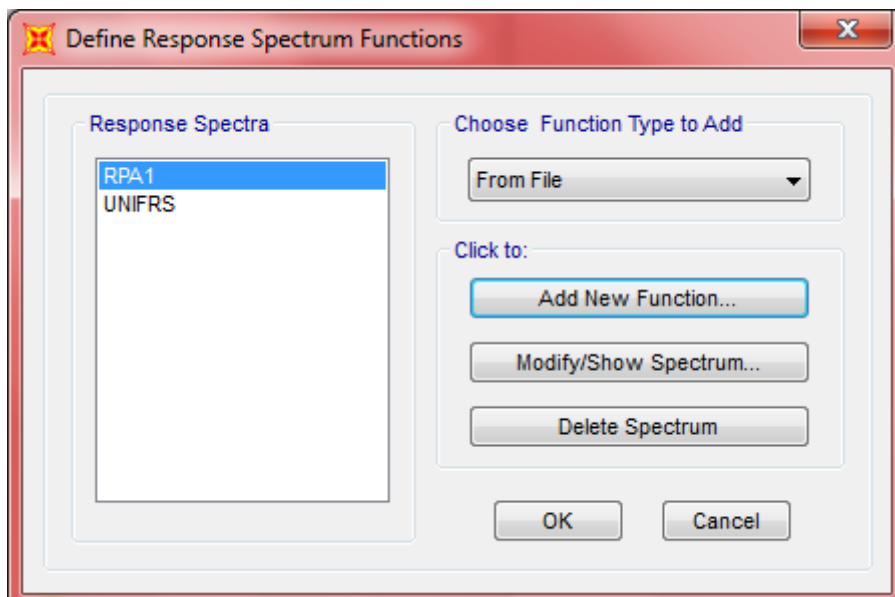
- Les rigidités des portiques > 25%.
- Les voiles sont surtout sur les rives et supporte moins de 20% des charges verticales.

**R** : Coefficient de comportement global de la structure. **R = 5**

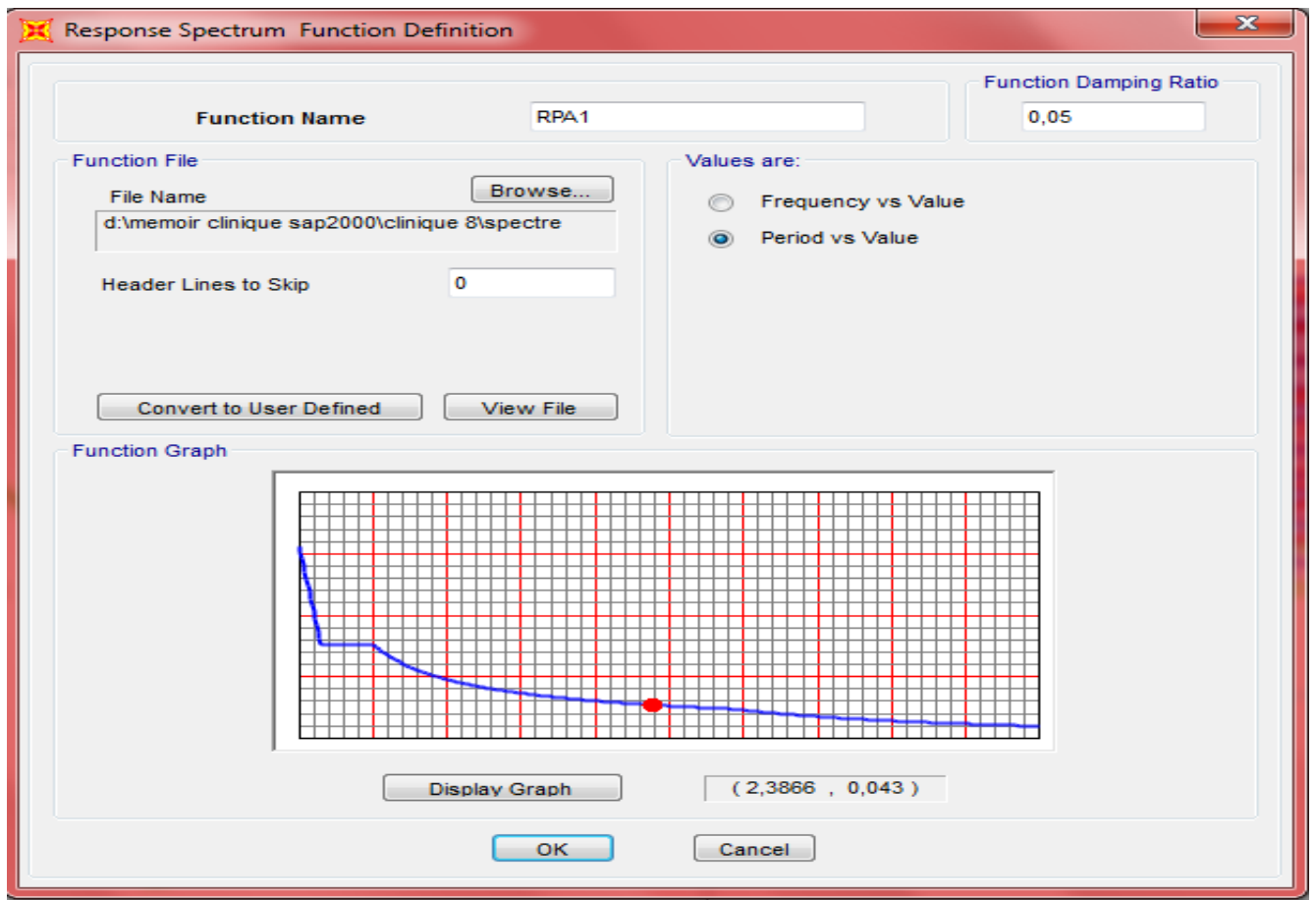
**Q** : Facteur de qualité. **Q = 1,1**

Pour introduire le spectre dans le logiciel SAP2000 on suit la procédure suivante :

*Define* ⇔ *Function* ⇔ *Reponse Spectrum* ⇔ *From File*



Brows ⇒ Introduire la sauvgarde de spectre calculé avec le logiciel RPA



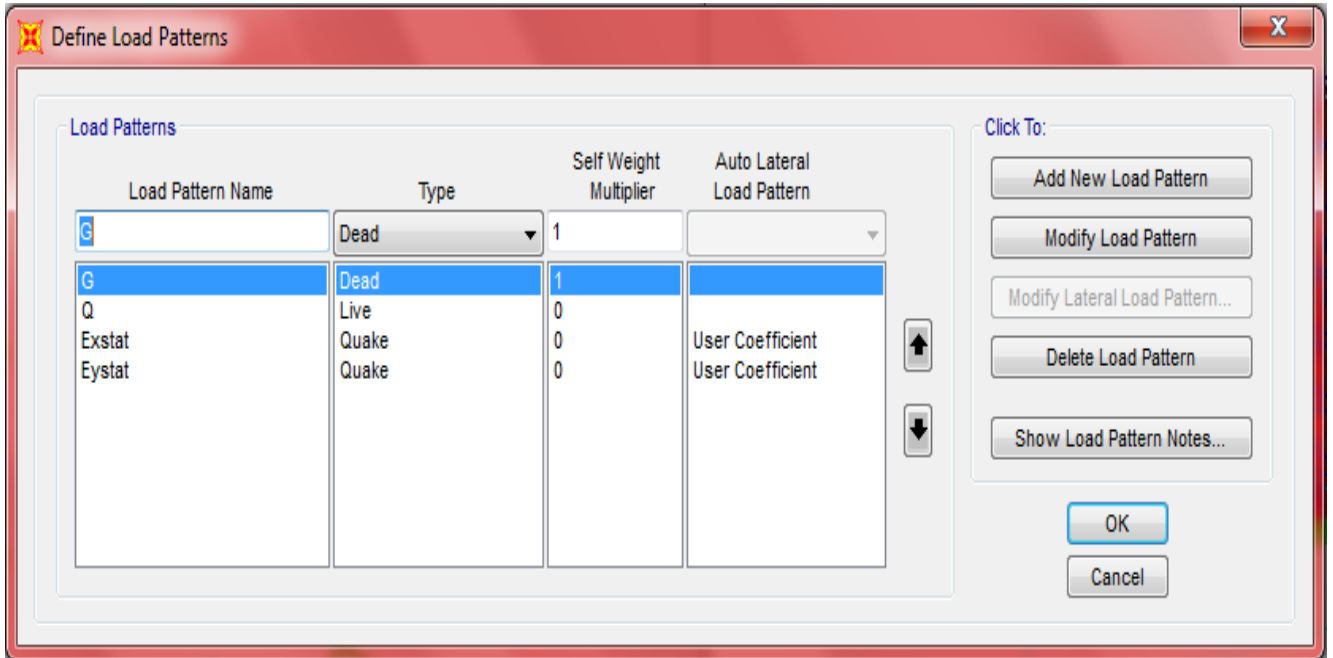
Partie du fichier resultat :

0,000	0,375	0,310	0,198	0,620	0,172	0,930	0,131
0,010	0,363	0,320	0,198	0,630	0,170	0,940	0,130
0,020	0,351	0,330	0,198	0,640	0,168	0,950	0,129
0,030	0,340	0,340	0,198	0,650	0,167	0,960	0,128
0,040	0,328	0,350	0,198	0,660	0,165	0,970	0,128
0,050	0,316	0,360	0,198	0,670	0,163	0,980	0,127
0,060	0,304	0,370	0,198	0,680	0,162	0,990	0,126
0,070	0,293	0,380	0,198	0,690	0,160	1,000	0,125
0,080	0,281	0,390	0,198	0,700	0,159	1,010	0,124
0,090	0,269	0,400	0,198	0,710	0,157	1,020	0,123
0,100	0,257	0,410	0,198	0,720	0,156	1,030	0,123
0,110	0,246	0,420	0,198	0,730	0,154	1,040	0,122
0,120	0,234	0,430	0,198	0,740	0,153	1,050	0,121
0,130	0,222	0,440	0,198	0,750	0,151	1,060	0,120
0,140	0,210	0,450	0,198	0,760	0,150	1,070	0,119
0,150	0,198	0,460	0,198	0,770	0,149	1,080	0,119
0,160	0,198	0,470	0,198	0,780	0,148	1,090	0,118
0,170	0,198	0,480	0,198	0,790	0,146	1,100	0,117
0,180	0,198	0,490	0,198	0,800	0,145	1,110	0,117
0,190	0,198	0,500	0,198	0,810	0,144	1,120	0,116
0,200	0,198	0,510	0,196	0,820	0,143	1,130	0,115
0,210	0,198	0,520	0,193	0,830	0,142	1,140	0,115
0,220	0,198	0,530	0,191	0,840	0,140	1,150	0,114
0,230	0,198	0,540	0,189	0,850	0,139	1,160	0,113
0,240	0,198	0,550	0,186	0,860	0,138	1,170	0,113
0,250	0,198	0,560	0,184	0,870	0,137	1,180	0,112
0,260	0,198	0,570	0,182	0,880	0,136	1,190	0,111
0,270	0,198	0,580	0,180	0,890	0,135	1,200	0,111
0,280	0,198	0,590	0,178	0,900	0,134	1,210	0,110
0,290	0,198	0,600	0,176	0,910	0,133	1,220	0,109
0,300	0,198	0,610	0,174	0,920	0,132	1,230	0,109

**IV.4. Définition des Charges et des Actions du séisme :**

La structure est soumise à des charges permanentes (*G*), des charges d'exploitations (*Q*) et des actions du séisme que l'on doit définir afin de charger notre structure comme suit :

*Define* ⇒ *Load Patterns*.



On définit aussi  $V_{SE}$  qui permettra au SAP2000 de calculer l'effort tranchant de la méthode statique équivalente en suivant les étapes suivantes :

$$\text{Base Shear Coefficient } C = \frac{A \times D \times Q}{R}$$

$$A = 0.20$$

$$Q = 1.1$$

$$R = 5$$

**D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure  $T$ .

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

$T_2$  : Période associée à la catégorie du site. Elle est donnée par le tableau 4.7 du RPA99/V2003.

$$T_2 = 0.5 \text{ Sec}$$

$$T = 0.09h_n / D^{0.5}$$

$$h_n = 27.37 \text{ m}$$

$$D_x = 26.92 \text{ m}$$

$$D_y = 23.76 \text{ m}$$

$$T_x = 0.47 \text{ Sec}$$

$$T_y = 0.51 \text{ Sec}$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

$\xi$  : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif de la structure et de l'importance de remplissages.

Portique et remplissage dense et  $\Rightarrow \xi = 7$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+7)}} = 0.88 \geq 0.7$$

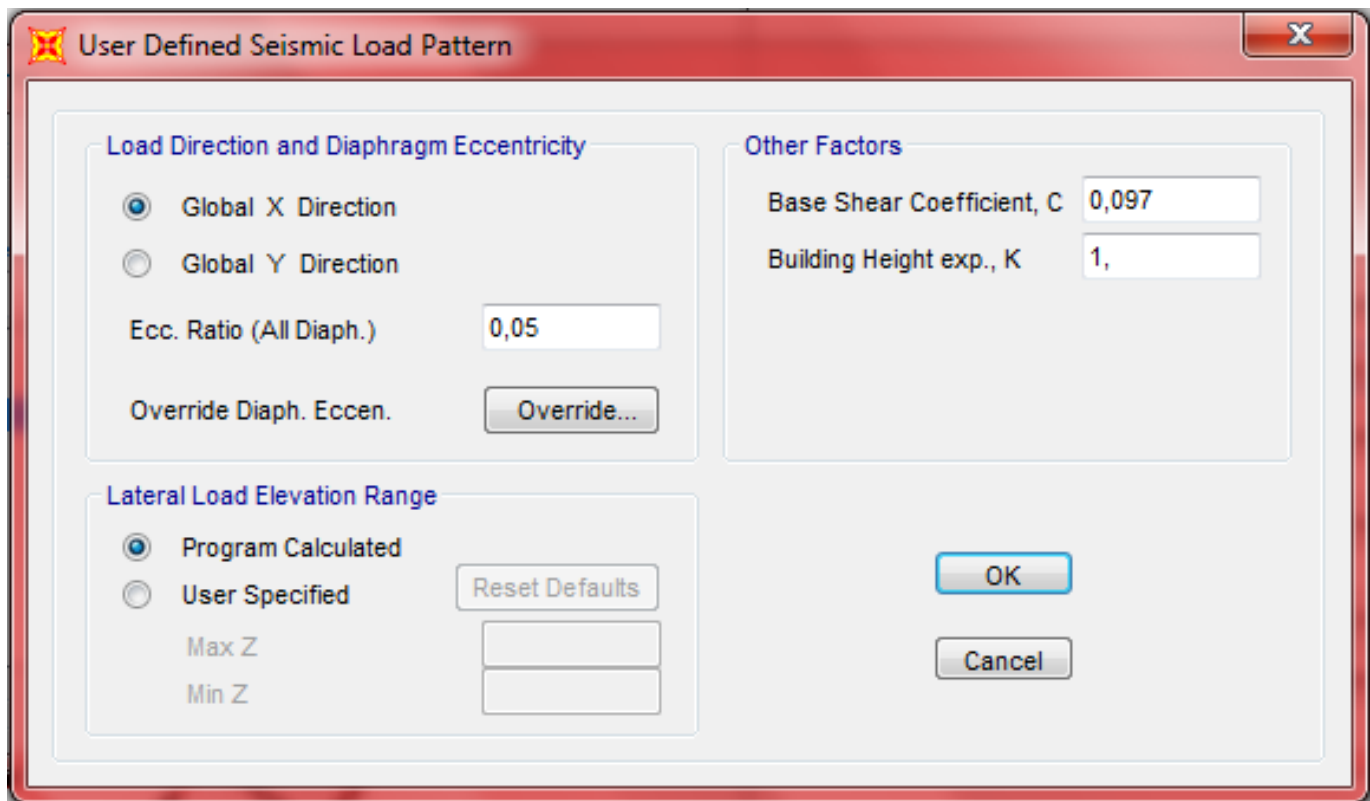
$$T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ Sec}$$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow D_y = 2.17$$

$$0 \leq T_x \leq T_2$$

$$D_x = 2.5 \eta \Rightarrow D_x = 2.2$$

Avec  $C = A.D.Q / R$



**User Defined Seismic Load Pattern**

**Load Direction and Diaphragm Eccentricity**

Global X Direction

Global Y Direction

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

**Other Factors**

Base Shear Coefficient, C

Building Height exp., K

**Lateral Load Elevation Range**

Program Calculated

User Specified

Max Z

Min Z

**Load Case Data - Response Spectrum**

Load Case Name

Notes

Load Case Type

**Modal Combination**

CQC  SRSS  Absolute  GMC  NRC 10 Percent  Double Sum

GMC f1

GMC f2

Periodic + Rigid Type

**Directional Combination**

SRSS  CQC3  Absolute

Scale Factor

**Modal Load Case**

Use Modes from this Modal Load Case

Standard - Acceleration Loading

Advanced - Displacement Inertia Loading

**Mass Source**

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	RPA1	9,81
Accel	U1	RPA1	9,81

Show Advanced Load Parameters

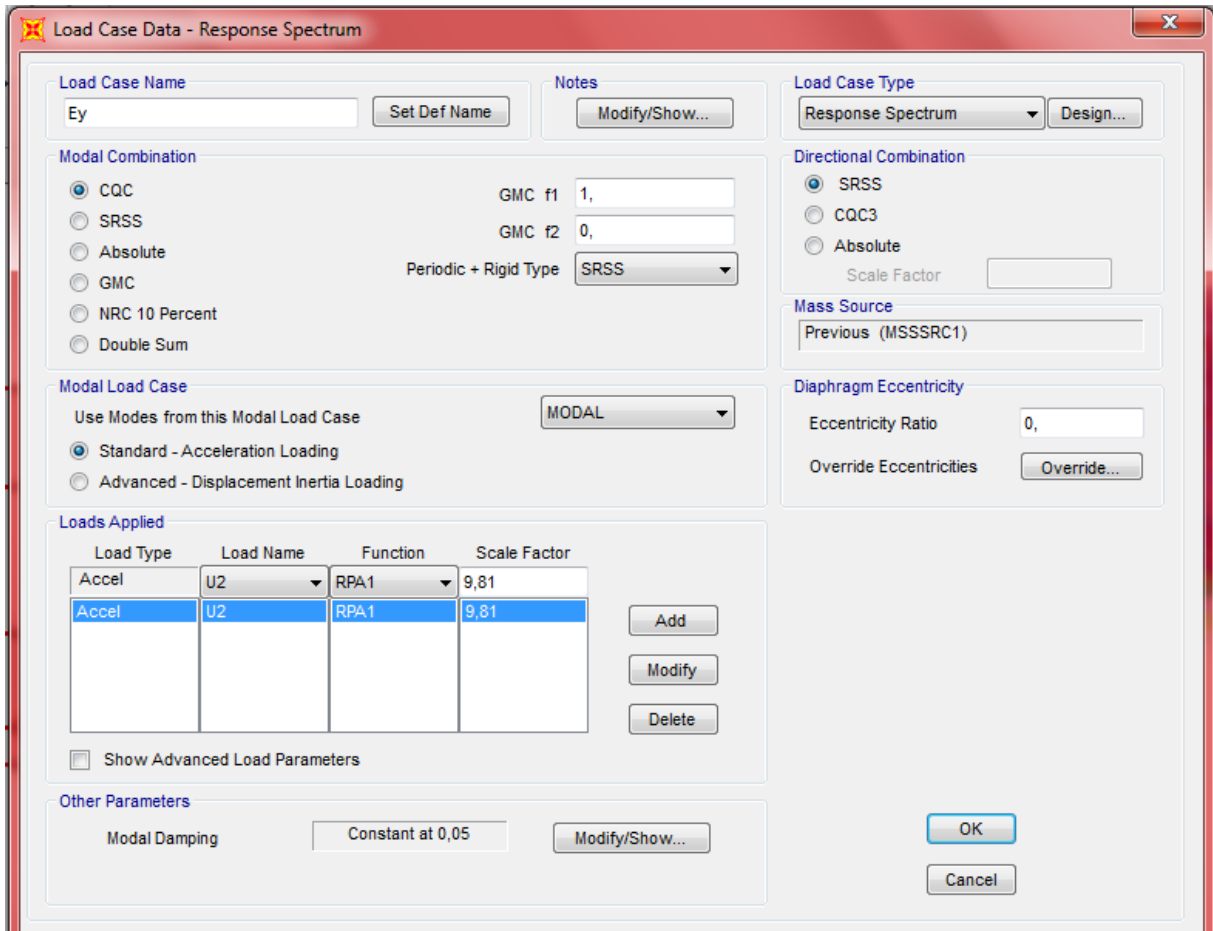
**Diaphragm Eccentricity**

Eccentricity Ratio

Override Eccentricities

**Other Parameters**

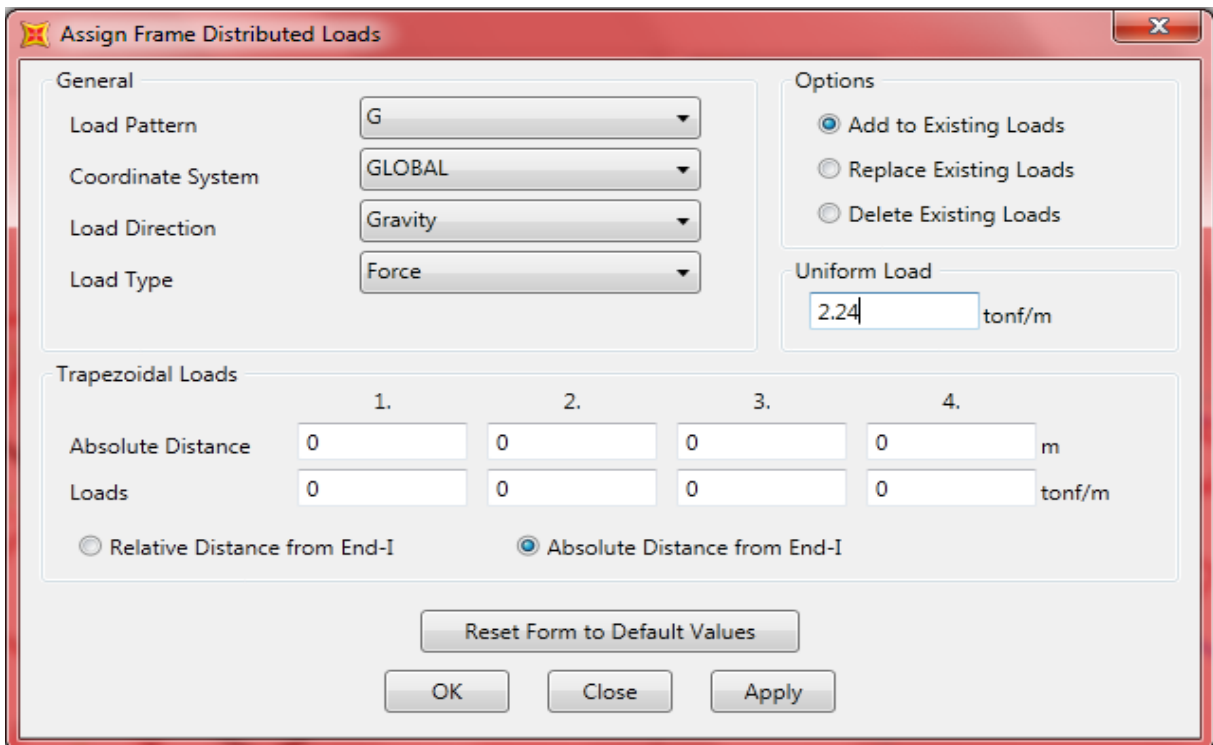
Modal Damping



**4.1.Chargement des éléments**

-Pour la charge permanente (G) :

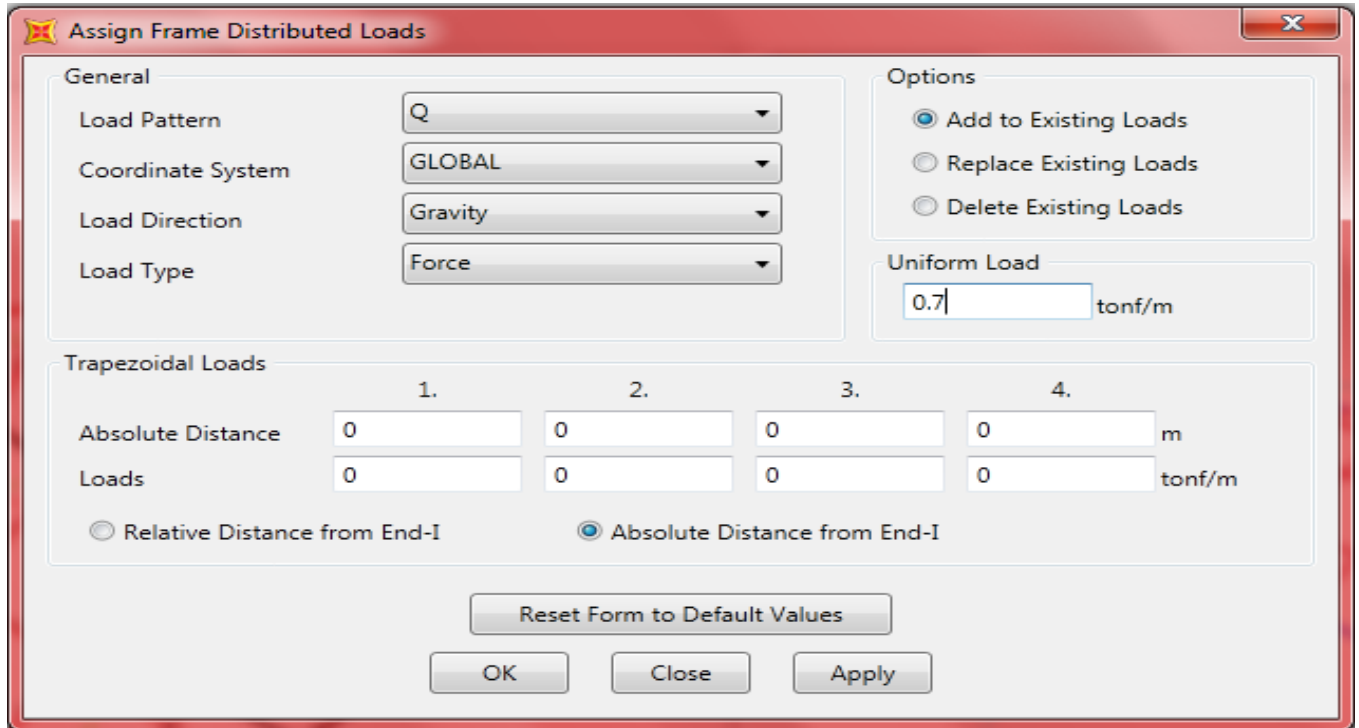
*Assign*  $\Rightarrow$  *Frame loads*  $\Rightarrow$  *Distributed*  $\Rightarrow$  *G*.



-Pour les charges d'exploitation (Q)

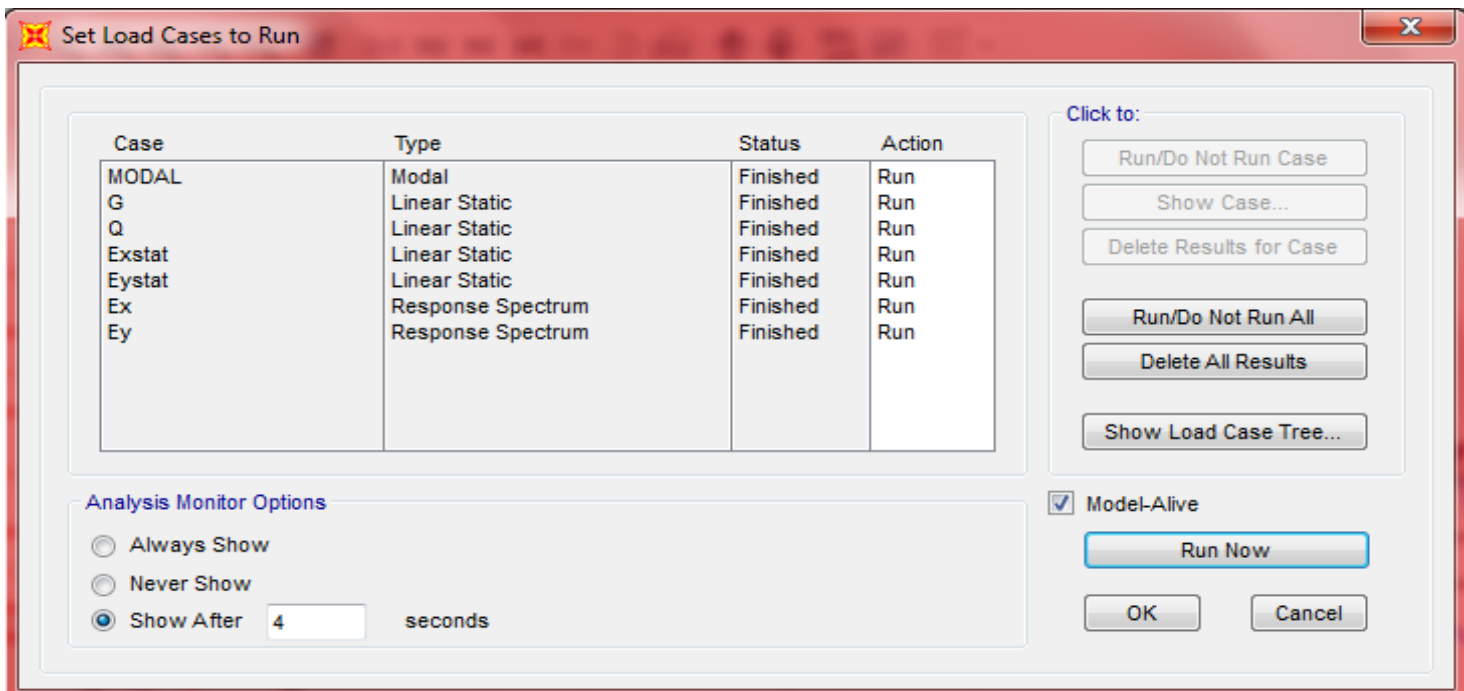
On prend les surcharges dans le (DTR)

Assign  $\Rightarrow$  Frame loads  $\Rightarrow$  Distributed  $\Rightarrow$  Q.



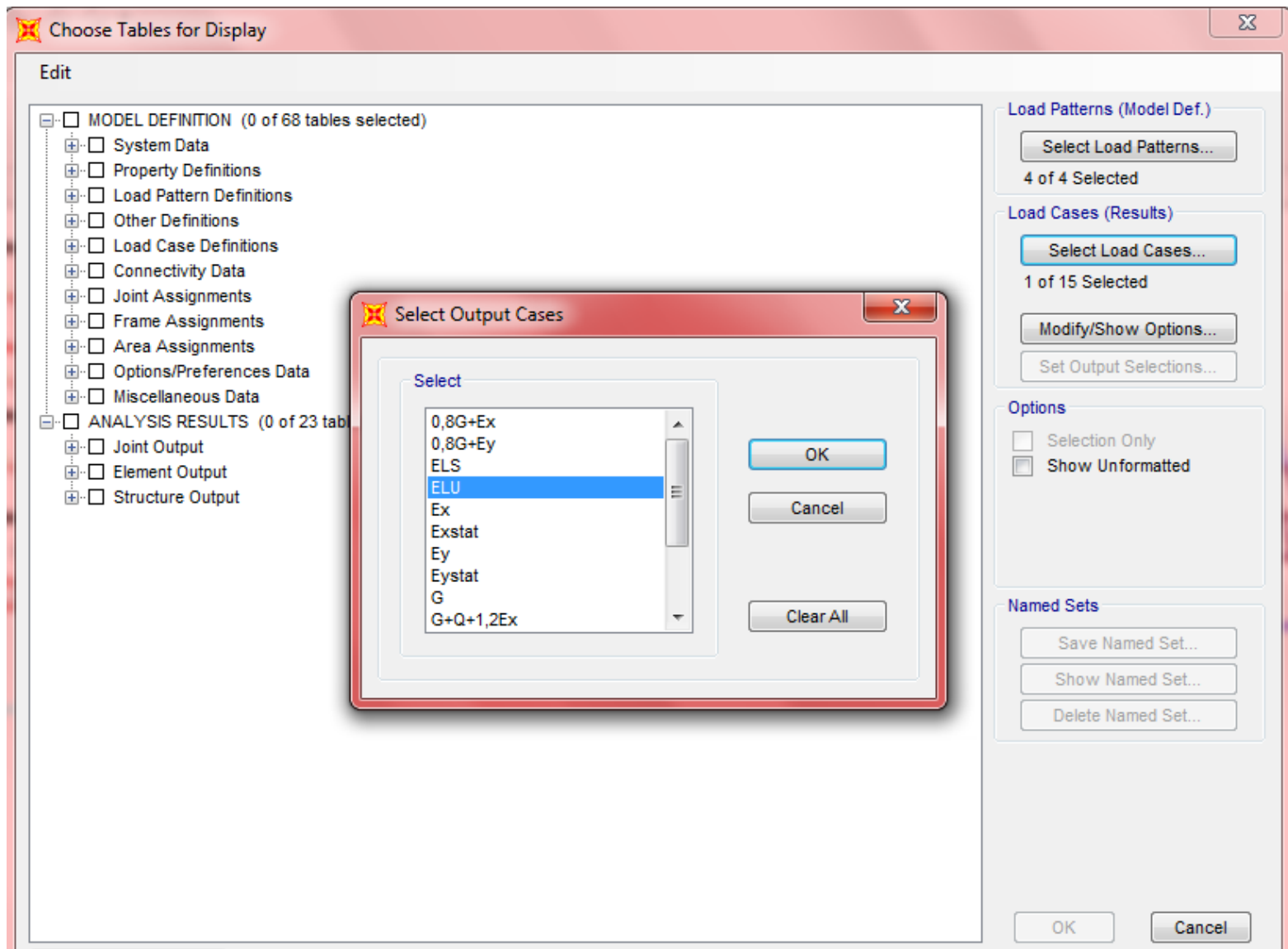
Après avoir définie et affecté les charges nous procéderons à la vérification d'erreur par le logiciel :

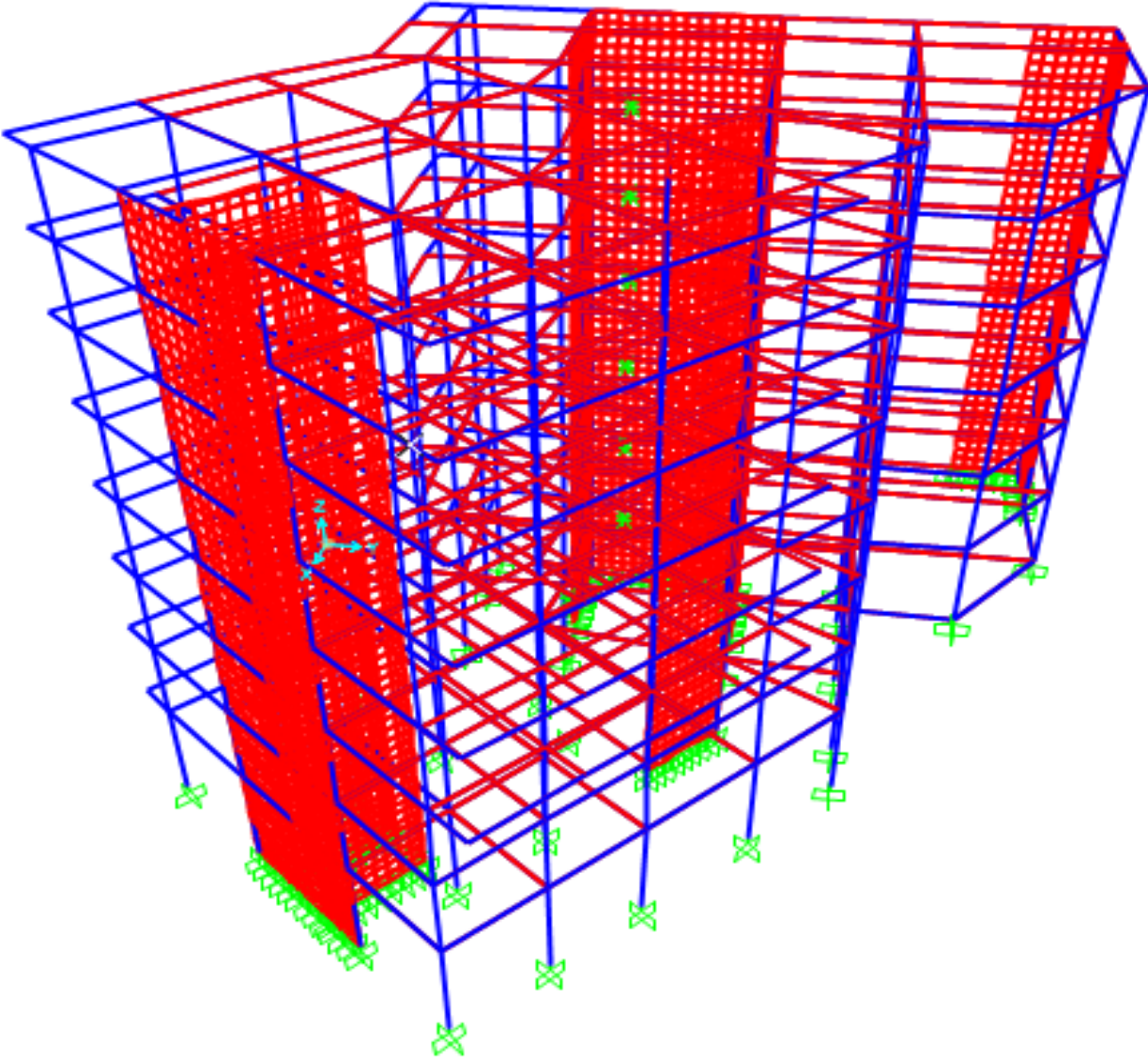
Analyze  $\Rightarrow$  Run Analyzis  $\Rightarrow$  on coche Model-Alive  $\Rightarrow$  Ok



Si notre travail ne contient pas d'erreurs on lance nos calculs :

**Display**  $\Rightarrow$  **Show tables**





**Fig.IV. La structure après la modélisation**

# **Chapitre V :**

## **Vérification RPA**

**V.1.Introduction :**

Dans ce chapitre nous allons extraire les résultats obtenus par le logiciel, et vérifier nos résultats vis-à-vis des exigences du RPA 99(Version 2003).

- **Régularité de la structure :**

a) Régularité en élévation : Le bâtiment doit présenter vis-à-vis les deux directions X et Y une configuration symétrique, ainsi qu'une bonne distribution des rigidités.

b) Excentricité :

$$e_x = |X_{CR} - X_{CM}| \leq 5\% L_X = 1,346 \text{ m}$$

$$0.00\text{m à } 07.65\text{m: } e_Y = |Y_{CR} - Y_{CM}| \leq 5\% L_Y = 1.188 \text{ m}$$

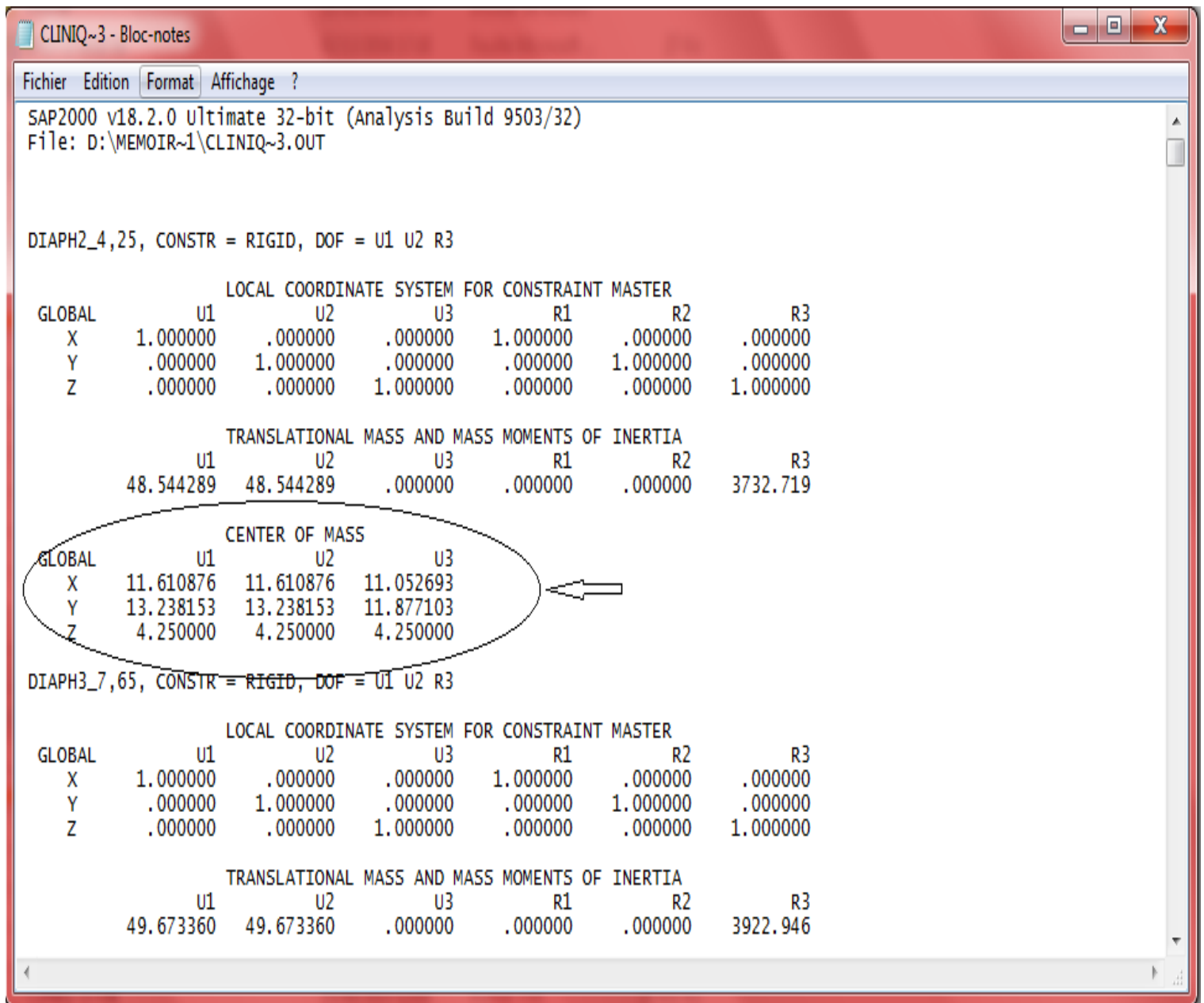
$$7.65\text{m à } 27.37\text{m: } e_Y = |Y_{CR} - Y_{CM}| \leq 5\% L_Y = 1.538$$

**Dans notre cas le centre de rigidité a été calculé manuellement par la méthode suivante :**

$$X_{cj} = \frac{\sum_{t=1}^{t=k} R_{jy}^{(t)} x_j^{(t)}}{\sum_{t=1}^{t=k} R_{jy}^{(t)}} \quad ; \quad Y_{cj} = \frac{\sum_{l=1}^{l=m} R_{jx}^{(l)} y_j^{(l)}}{\sum_{l=1}^{l=m} R_{jx}^{(l)}}$$

### Formule du barycentre

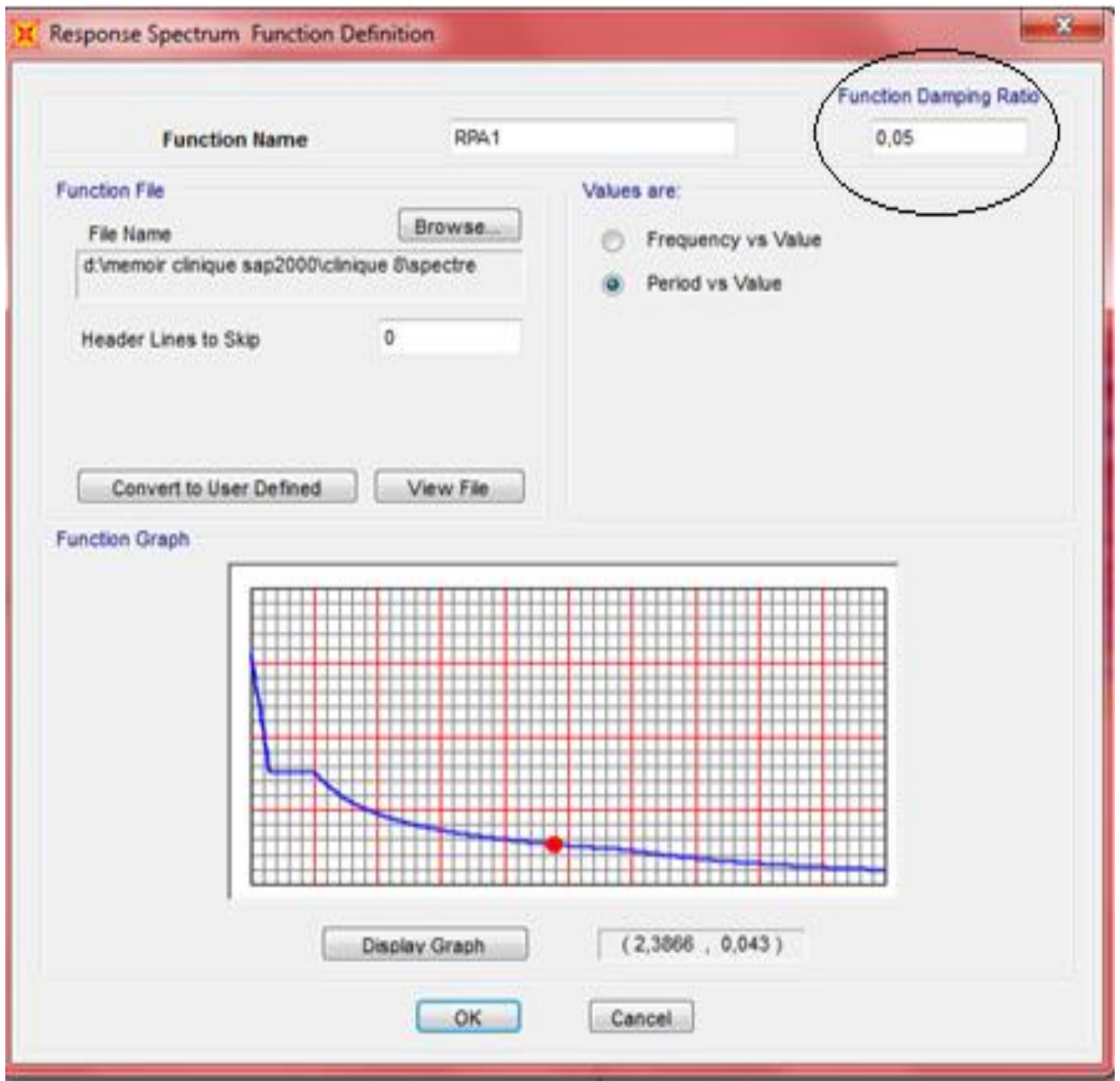
**Note:** les voiles inclinés ont été calculés par la méthode des projections.



NIV	XCM	YCM	XCR	YCR	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>
27.37	10.8475	15.1022	10.32	14.36	0.52	0.74
24.31	10.8569	15.0890	10.32	14.36	0.54	0.73
21.25	10.8576	15.0876	10.32	14.36	0.54	0.72
17.85	10.8628	15.0836	10.32	14.36	0.54	0.72
14.45	10.8867	15.0811	10.32	14.36	0.54	0.72
11.05	10.8722	15.0783	10.32	14.36	0.55	0.71
7.65	11.3995	13.5546	11.05	13.32	0.34	0.23
4.25	11.610576	13.2381	11.05	13.32	0.56	-0.08

Tableau : excentricité de la structure

Les excentricités de tous les niveaux sont inférieurs à 5% de  $L_x$  et  $L_y$ , on doit donc tenir compte d'une excentricité accidentelle de 5% soit  $e_x=e_y=1.538m$ .  
 Ce qui a été fait dans le spectre de réponse (voir figure ci-dessous)



- **Sollicitations normales :**

Selon le RPA99 modifié en 2003 (**Art.7.4.3.1.**), outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dû au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

V : effort normal réduit.

$N_d$  : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$  : l'aire (section brute) de béton.

$f_{c28}$  : résistance caractéristique du béton.

**A partir du logiciel sap 2000 on tire  $N_d$ , on respectant les étapes suivantes :**

$$N_d = 1496.44 \text{ [KN]}$$

Donc on aura :

$$V = \frac{1320.11 \times 1000}{450 \times 450 \times 25} = 0.261 \leq 0.3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Modes de vibration :**

Le nombre de mode à considérer :

Pour les structures représentés par des modes plan dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des directions d'excitations doit être tel que :

-La somme des masses totales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.

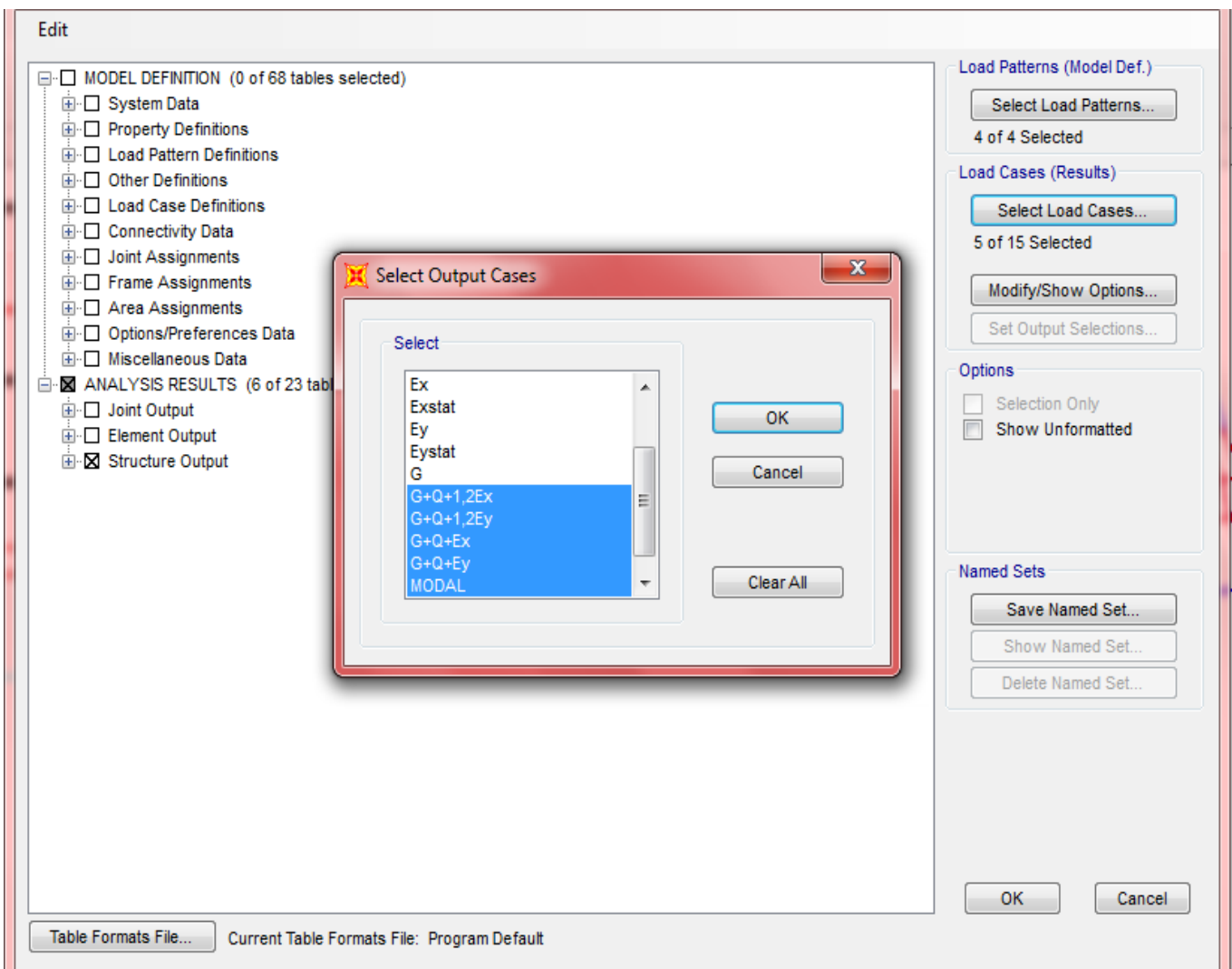
-Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à **5%** de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

-Le minimum de mode à retenir est de **03** dans chaque direction considérés.

-Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion. Le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \cdot \sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : **N** est le nombre de niveaux au dessus du sol et **T<sub>K</sub>** la période du mode **K**.



Modal Participating Mass Ratios

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless						
▶	MODAL	Mode	1	0,698465	0,472595	0,13						
	MODAL	Mode	2	0,640052	0,170383	0,342481	5,738E-06	0,642977	0,47382	2,3E-05	0,16793	
	MODAL	Mode	3	0,363459	0,000107	0,136186	1,672E-06	0,643085	0,610007	2,4E-05	0,08025	
	MODAL	Mode	4	0,163834	0,126253	0,057131	7,5E-05	0,769337	0,667137	0,0001	0,04759	
	MODAL	Mode	5	0,143606	0,073517	0,086876	2,6E-05	0,842854	0,754013	0,000126	0,06886	
	MODAL	Mode	6	0,094419	0,004177	0,014948	4,274E-06	0,847031	0,768961	0,00013	0,01092	
	MODAL	Mode	7	0,080542	0,000107	5,986E-07	0,159156	0,847138	0,768962	0,159286	0,02061	
	MODAL	Mode	8	0,07805	0,000461	0,001035	0,070571	0,847599	0,769997	0,229857	3,603E-0	
	MODAL	Mode	9	0,075423	0,008885	0,016566	0,000887	0,856484	0,786563	0,230745	0,00314	
	MODAL	Mode	10	0,074826	0,022785	0,041744	0,002902	0,879269	0,828307	0,233647	0,06890	
	MODAL	Mode	11	0,071916	0,0001	0,000836	0,025655	0,879369	0,829143	0,259302	0,0115	
	MODAL	Mode	12	0,070345	4,8E-05	4,7E-05	0,002207	0,879417	0,829191	0,261509	0,00525	

Record << < 1 > >> of 12

Add Tables... Done

Pour notre bâtiment au 9eme mode on obtient 82% de participation dans les 2 sens. Entre le 9eme et le 18eme mode la participation demeure faible 87%<90%. Les formes très irrégulières en plan et en élévation engendrent une torsion.

Pour cela on utilis la 2eme condition du RPA (Art 4-3-4 (14)) :  $K \geq 3 \cdot \sqrt{N}$  et  $T_K \leq 0.20$  sec

Le nombre de modes  $K \geq 3 \cdot \sqrt{N} = 3 \cdot \sqrt{8} = 8.48$  . On prend donc 9 modes.  $K = 9$

Et la période  $T_K$  du dernier mode (9) donnée par SAP est  $T_9 = 0.075423 < 0.20$  sec

**Cette 2eme condition est donc vérifiée pour 9 modes.**

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless	RX Unitless
	MODAL	Mode	1	0,698465	0,472595	0,131339	1,7E-05	0,472595	0,131339	1,7E-05	0,05040
	MODAL	Mode	2	0,640052	0,170383	0,342481	5,738E-06	0,642977	0,47382	2,3E-05	0,16793
	MODAL	Mode	3	0,363459	0,000107	0,136186	1,672E-06	0,643085	0,610007	2,4E-05	0,08025
	MODAL	Mode	4	0,163834	0,126253	0,057131	7,5E-05	0,769337	0,667137	0,0001	0,04759
	MODAL	Mode	5	0,143606	0,073517	0,086876	2,6E-05	0,842854	0,754013	0,000126	0,06886
	MODAL	Mode	6	0,094419	0,004177	0,014948	4,274E-06	0,847031	0,768961	0,00013	0,01092
	MODAL	Mode	7	0,080542	0,000107	5,986E-07	0,159156	0,847138	0,768962	0,159286	0,02061
	MODAL	Mode	8	0,07805	0,000461	0,001035	0,070571	0,847599	0,769997	0,229857	3,603E-0
	MODAL	Mode	9	0,075423	0,008885	0,016566	0,000887	0,856484	0,786563	0,230745	0,00314
	MODAL	Mode	10	0,074826	0,022785	0,041744	0,002902	0,879269	0,828307	0,233647	0,06890
	MODAL	Mode	11	0,071916	0,0001	0,000836	0,025655	0,879369	0,829143	0,259302	0,0115
	MODAL	Mode	12	0,070345	4,8E-05	4,7E-05	0,002207	0,879417	0,829191	0,261509	0,00525

**Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Selon le **RPA 99** (article 4 -2 -4. Page 31), la période empirique peut être calculée de deux manières :

$$\checkmark T = C_T (h_N)^{3/4} ; \text{ Avec :}$$

$h_N$  : hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_N = 27.37 \text{ m}$$

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Portiques auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie.

$$C_T = 0.05 \text{ (tableau 4.6 du RPA)}$$

$$T = 0.05 (27.37)^{3/4} = 0.598$$

D'où :

$$T_1 = 0.598 \times 1.3 = 0.778 \text{ s} > T_{Log} = 0.698 \text{ s}$$

- **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

➤ **Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

**A = 0.20**

**R = 5** (structure mixte avec interaction) .....(les rigidités des portiques > 25%)

**W = 2968.19 T** (poids total de la structure)

**Q :** facteur de qualité ; il est en fonction de :

- La Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

Sa valeur est donnée par la formule : **Q = 1 + ΣP<sub>q</sub>** (formule 4 – 4 RPA page 29)

**P<sub>q</sub> :** est la pénalité à retenir selon les critères de qualité « satisfait ou non ». Sa valeur est donnée par le tableau (4 – 4 RPA 99) tel que :

Critère « q »	/	
	Observé ou non	P <sub>q</sub>
<b>1. Condition minimale sur les files de contreventement</b>	Oui	0.00
<b>2. Redondance en plan</b>	Oui	0.00
<b>3. Régularité en plan</b>	Non	0.05
<b>4. Régularité en élévation</b>	Non	0.05
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	Oui	0.00
<b>6. Contrôle de la qualité l'exécution</b>	Oui	0.00
<b>Somme</b>		1.10

**Tableau : pénalité à retenir selon les critères de qualité**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{et } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$$W_{G1} = 0.54 \times 388.21 + 0.37 \times 80.87 \times 3.4 = 311.37t$$

$$W_{G2} = 0.54 \times 388.21 + 0.37 \times 80.87 \times 3.4 = 311.37t$$

$$W_{G3} = 0.54 \times 453.91 + 0.37 \times 91.81 \times 3.4 = 360.61t$$

$$W_{G4} = \quad // \quad = 360.61t$$

$$W_{G5} = \quad // \quad = 360.61t$$

$$W_{G6} = 0.54 \times 453.91 + 0.37 \times 91.81 \times 3.06 = 349.06t$$

$$W_{G7} = \quad // \quad = 349.61t$$

$$W_{G8} = 0.588 \times 453.91 + 0.24 \times 91.81 \times 1.2 = 293.34t$$

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitations.

$$W_{Q1} = 0.35 \times 388.21 = 135t$$

$$W_{Q2} = 0.35 \times 388.21 = 135t$$

$$W_{Q3} = 0.30 \times 453.91 = 136.17t$$

$$W_{Q4} = \quad // \quad = 136.17t$$

$$W_{Q5} = \quad // \quad = 136.17t$$

$$W_{Q6} = \quad // \quad = 136.17t$$

$$W_{Q7} = 0.15 \times 453.91 = 68.09t$$

$$W_{Q8} = \quad // \quad = 68.09t$$

$\beta$  : Coefficient de pondération donné par le tableau (4.5) du RPA :

$\beta = 0.3$  pour les 6 premiers niveaux.

$\beta = 0.2$  pour les 2 derniers niveaux.

$$W = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + W_7 + W_8$$

$$W_1 = 311.37 + 0.3 \times 135.87 = 352.131t$$

$$W_2=311.37+0.3 \times 135.87=352.131t$$

$$W_3=360.61+0.3 \times 136.17=401.46t$$

$$W_4=360.61+0.3 \times 136.17=401.46t$$

$$W_5=360.61+0.3 \times 136.17=401.46t$$

$$W_6=349.06+0.3 \times 136.17=389.91t$$

$$W_7=349.06+0.2 \times 68.09=362.68t$$

$$W_8=293.34+0.2 \times 68.09=306.96t$$

$$W=2968.19t$$

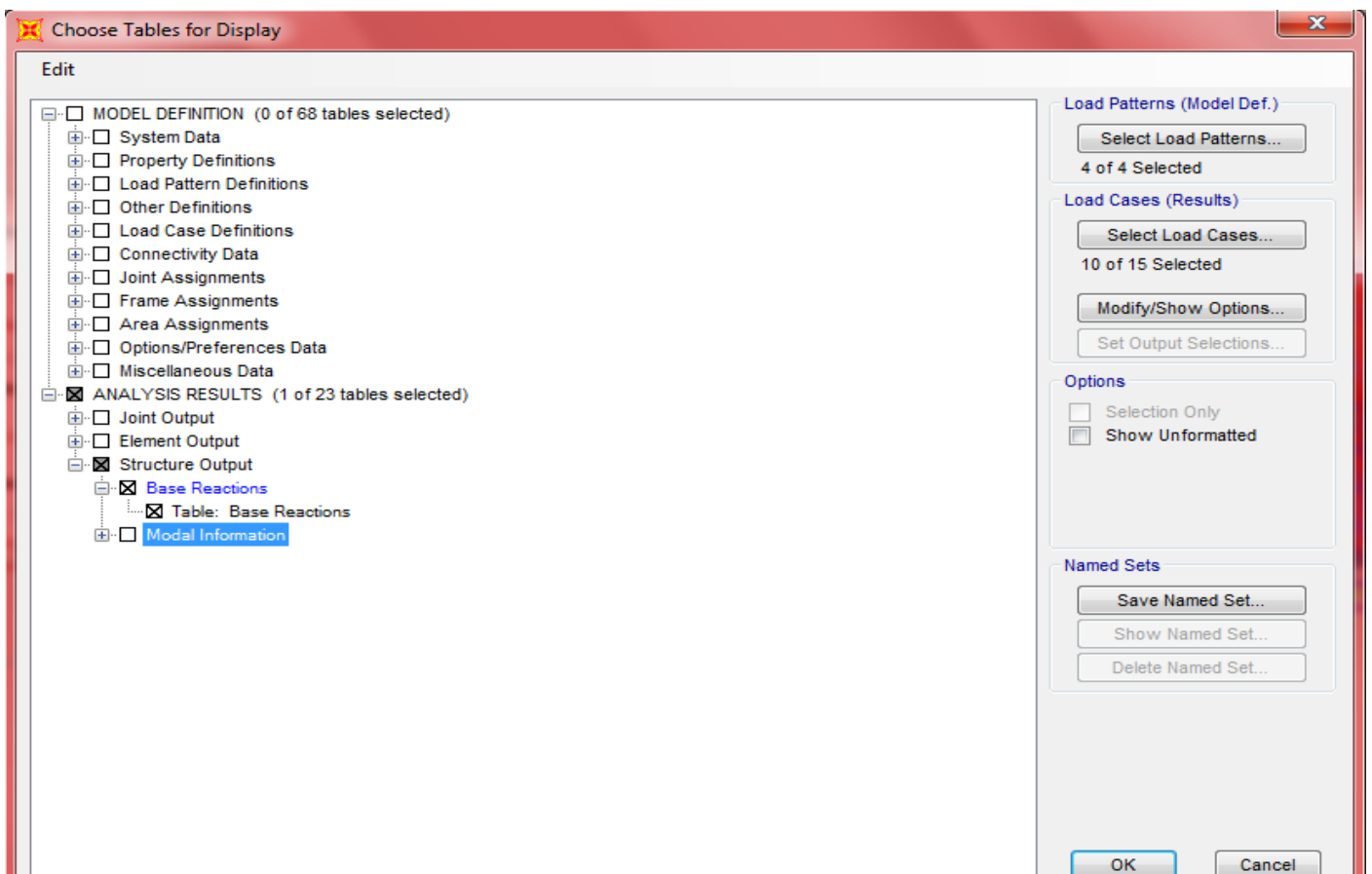
**D :** (facteur d'amplification dynamique calculé dans le chapitre de modélisation).

$$D_x=2.2 \text{ et } D_y=2.17$$

**Application numérique :**

$$V_x = 287.32t$$

$$V_Y = 283.40t$$



	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Tonf	GlobalFY Tonf	GlobalFZ Tonf	GlobalMX Tonf-m	GlobalMY Tonf-m	GlobalMZ Tonf-m	GlobalX m	GlobalY m
▶	Ex	LinRespSpec	Max	280,9986	122,0806	3,4802	2296,92815	5651,98647	3986,80247	0	
	Ey	LinRespSpec	Max	122,0806	233,0782	2,8282	4748,90166	2309,94352	4183,93853	0	

Tableau : tableau donnant les efforts tranchants au niveau de la base de la structure.

**Vérifications :**

$V_{X\ dyn} = 280.9986t > 80 \% V_X = 229.856t$  *condition vérifiée.*

$V_{Y\ dyn} = 233.0782t > 80 \% V_Y = 226.72t$  *condition vérifiée*

**Conclusion :**

La résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente **V**.

- **Vérification des déplacements :**

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$\delta_k = R \times \delta_{ek}$  (article 4.4.3 âge 37 RPA)

Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$  avec :  $\Delta_k < 1\% h_e$  (RPA 99 article 5.10) page 40.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**SENS X-X :**

NIV	$\delta_{ky}(m)$	$\delta_{ky-1}(m)$	$\Delta_{ky}(m)$	1% he(m)	condition
TERASSE	0,016683	0,014289	0,002394	0,0306	vérifiée
ETAGE5	0,014289	0,011806	0,002483	0,0306	vérifiée
ETAGE4	0,011806	0,009014	0,002792	0,0340	vérifiée
ETAGE3	0,009014	0,006508	0,002506	0,0340	vérifiée
ETAGE2	0,006508	0,004252	0,002256	0,0340	vérifiée
ETAGE1	0,004252	0,002308	0,001944	0,0340	vérifiée
RDC	0,002308	0,000974	0,001334	0,0340	vérifiée
S-SOL	0,000974	0	0,000974	0,0425	vérifiée

**Tableau : tableau donnant le déplacement inter étages suivant l'axe x-x.**

**SENS Y-Y :**

NIV	$\delta_{ky}(m)$	$\delta_{ky-1}(m)$	$\Delta_{ky}(m)$	1% he(m)	condition
TERASSE	0,016611	0,014106	0,002505	0,0306	vérifiée
ETAGE5	0,014106	0,011505	0,002601	0,0306	vérifiée
ETAGE4	0,011505	0,008592	0,002913	0,0340	vérifiée
ETAGE3	0,008592	0,005842	0,002750	0,0340	vérifiée
ETAGE2	0,005842	0,003403	0,002439	0,0340	vérifiée
ETAGE1	0,003403	0,001546	0,001857	0,0340	vérifiée
RDC	0,001546	0,00068	0,000866	0,0340	vérifiée
S-SOL	0,00068	0	0,00068	0,0425	vérifiée

**Tableau : tableau donnant le déplacement inter étages suivant l'axe y-y.**

**Conclusion :**

Les déplacements relatifs de tous les niveaux de la structure et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible, donc la condition est vérifiée.

**Vérification de l'effet P-Delta**

Les effets du 2° ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$$

Si :

- $\theta_k \leq 0,1$  effet P-Delta peut être négligé.
- $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$  amplifiant les effets de l'action sismique par  $1/(1-\theta_k)$ .
- $\theta_k \geq 0,2$  structure instable et doit être redimensionnée.

Avec :

**$P_k$**  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau(k)

**$V_k$**  : Effort tranchant d'étage au niveau (k)  $\Sigma F_i$

**$\Delta_k$**  : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1)

**$h_k$**  : Hauteur d'étage.

Niveau	P(KN)	Sens x-x			Sens y-y		
		$\Delta_k(m)$	Vk x Hk	$\theta_x$	$\Delta_k(m)$	Vk x Hk	$\theta_y$
Ssol	4472.4	0.000974	12210.675	0,00036	0,00068	12044.5	0.000252
RDC	4472.4	0,001334	8609.752	0,00069	0,008660	8492.52	0,000456
ETAG1	4967.8	0,001944	7450.842	0,00112	0,001857	7349.43	0,00126
ETAG2	4967.8	0,002256	6129.755	0,00183	0,002439	6129.75	0,00198
ETAG3	4967.8	0,002506	4808.470	0,00203	0,002750	4742.90	0,00288
ETAG4	4852.3	0,002792	3487.186	0,00388	0,002913	3439.63	0,00411
ETAG5	4171.5	0,002483	1983.523	0,00522	0,002601	1956.47	0,00555
TERASSE	3614.3	0,002394	909.248	0,00952	0,002510	896.825	0,01010

**Remarque :**

Les effets du second ordre peuvent être négligés, du moment que :  $\theta_k \leq 0,1$

**Conclusion :**

Les exigences du RAP ont été observées, donc nous allons passer au ferrailage des éléments structuraux avec les résultats donnés par notre modélisation.

# **Chapitre VI :**

## **Ferraillage des poteaux**

**V1.1.Introduction :**

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. En précédant à des vérifications à l'ELS, Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91 :} \\ \text{Selon le RPA99 version 2003 :} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \\ G + Q + 1.2 E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$$

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- effort normal maximal et le moment correspondant.
- effort normal minimal et le moment correspondant.
- moment fléchissant maximal (négatif et positif) et l'effort normal correspondant.

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

**VI.2.Recommandations et exigences du RPA99 révisé 2003 :****2.1.Armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets.
- Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera de  $0,8\% \times b \times h$  (en zone II)

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\min} = 0,008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\min} = 0,008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) : A_{\min} = 0,008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de  $6\% .b.h$  (en zone II)

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\max} = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\max} = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) : A_{\max} = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage maximal en zone courante sera  $4\% \times b \times h$  (en zone II)

$$\text{Poteau } (45 \times 45) : A_{\max} = 0,04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (40 \times 40) : A_{\max} = 0,04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau } (35 \times 35) : A_{\max} = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$$

-Le diamètre minimum est de 12[mm]

-La longueur minimale de recouvrement  $L_R = 40 \Phi$  en zone II

-La distance entre les barres longitudinales dans une face ne doit pas dépasser 25 cm en zone II

-Les jonctions par recouvrement doivent être si possibles à l'extérieur des zones nodales (critiques).

**a)Exposé de la méthode de calcul :**

Pour la détermination des armatures longitudinales deux cas peuvent se représenter :

**a.1) Calcul des armatures à l'ELU :**

La section est partiellement comprimée si N et M vérifient la relation suivant :

$$(d - c') N_u - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu} \Rightarrow \text{DAVIDOVICI P87.}$$

**Section partiellement comprimée (SPC) :**

La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left( \frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}. \end{array} \right.$$

Avec :

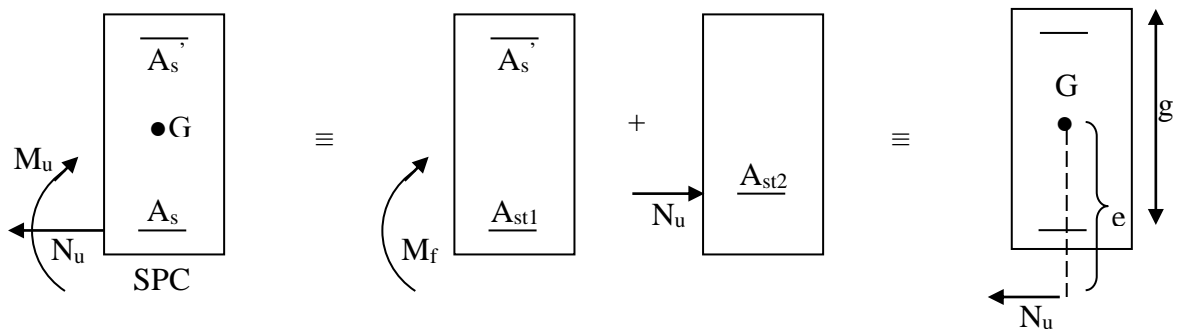
$M_f$  : moment fictif.

$$M_f = N_u \times g = N_u \left( \frac{h}{2} - c + e \right) = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

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

$\gamma_b = 1,5$  et  $\theta = 1$  Pour fissuration durable

$\gamma_b = 1,15$  et  $\theta = 0,85$  Pour fissuration accidentelle



En flexion composée, la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} .$$

Si  $\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

$$\text{D'où la section réelle est } A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} .$$

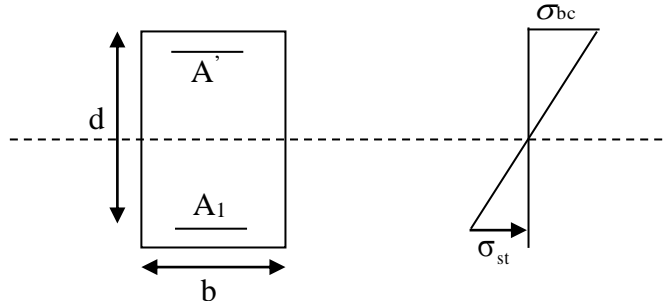
Si  $A_s$  est négative  $A_s \geq \left\{ \max \frac{bh}{1000} , 0,23bh \frac{f_{t28}}{F_e} \right\}$ .

Si  $\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la section est doublement armée (SDA).

On calcul:

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

$M_r$ : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

La section réelle d'armature est  $A'_s = A'$  ,  $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$ .

**Section entièrement comprimée (SEC) :**

La section est entièrement comprimée si :

$$\left\{ \begin{aligned} e = \frac{M_u}{N_u} &\leq \left( \frac{h}{2} - c \right) \\ N_u (d - c') - M_f &> \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \end{aligned} \right.$$

Deux cas peuvent se présenter :

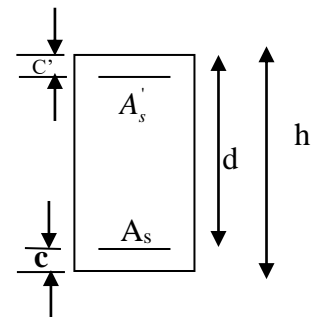
Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f - (d - 0,5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$



Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 < N_u (d - c') - M_f < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A'_s > 0 \text{ et } A_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_s' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0.$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,351 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

**2.2. Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étrier, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre  $\Phi_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à ;

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \Phi_L^{\max}.$$

Avec :  $\Phi_L$  : le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$S_t \leq \min \{15\Phi_L^{\min}, 40cm, (a + 10)cm\} \quad (\text{BAEL 91 Art 8.1.3})$$

Avec :

a : la petite dimension transversale des poteaux.

D'après le **RPA 99 revise 2003** :

$$S_t \leq \min \{10\Phi_L^{\min}, 15cm\} \text{ en zone nodale.}$$

$$S_t \leq 15\Phi_L^{\min} \text{ en zone de courante.}$$

**Le rôle des armatures transversales consiste à :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales
- Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 révisée 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

$V_u$  : effort tranchant de calcul.

$h_t$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g \leq 5. \end{cases}$$

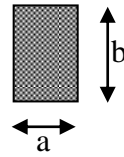
$A_t$  : armatures transversales.

$S_t$  : espacement des armatures transversales.

Avec :  $\lambda_g$  élancement géométrique.

▪ Calcul d'élancement : (élancement géométrique)

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

$L_f$  : longueur de flambement.

▪ Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisée 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$  en % est donnée comme suite :

Si  $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$ .

Si  $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$ .

Si  $3 < \lambda_g < 5$  interpoler entre les valeurs limites précédentes.

a) **Verifications à l'ELS:**

Dans le cas des poteaux , il y a lieu de vérifier

➤ état limite d'ouverture des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ état limite de compression du béton :

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

Deux cas peuvent se présenter :

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$  section entièrement comprimée.

Si  $e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$  section partiellement comprimée.

**Section partiellement comprimée :**  $e_s > \frac{h}{6}$

Pour vérifier les contraintes du béton on doit calculer :

$$y_{ser} = y_2 + l_c$$

Avec :

$Y_{ser}$  : la distance entre l'axe neutre à L' ELS et la fibre la plus comprimée ;

$y_2$  : la distance entre l'axe neutre à L' ELS et le centre de pression  $C_P$  ;

$l_c$  : la distance entre l'axe de pression  $C_P$  et la fibre la plus comprimée ;

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$$y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$$

Avec :

$$l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

$$p = -3 \times l_c^2 - 6.n.A_s' \cdot \frac{l_c - c'}{b} + 6.n.A_s \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 6.n.A_s' \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6.n.A_s \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si  $\Delta \geq 0 : t = 0,5(\sqrt{\Delta} - q); u = \sqrt[3]{t}; y_2 = u - \frac{p}{3.u}$

Si  $\Delta > 0 \Rightarrow$  l'équation admet trois racines

$$y_2^1 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); y_2^2 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right); y_2^3 = a \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right)$$

Avec :

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3.q}{2.p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On choisit parmi les trois solutions  $y_2^1, y_2^2$  et  $y_2^3$  celles qui donne  $0 < y_{ser} < h$ .

Donc :  $y_{ser} = y_2 + l_c$

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 \times \left[ A_s \cdot (d - y_{ser})^2 + A_s' \cdot (y_{ser} - c')^2 \right]$$

**-Vérification des contraintes de compression dans le béton (BAEL91 Art .A.4.5.2)**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} \cdot y_{ser} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

**-Section entièrement comprimée :**  $e_s < \frac{h}{6}$

On calcul l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A_s')$$

On détermine la position du centre de gravité résistant qui est situé à une distance  $X_G$  au dessus du CDG géométrique :

$$X_G = 15 \cdot \frac{A'_s \cdot (0,5h - c') - A_s \cdot (d - 0,5h)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A'_s)}$$

On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot X_G^2 + 15 \cdot [A'_s \cdot (0,5h - c' - X_G)^2 + A_s \cdot (d - 0,5h + X_G)^2]$$

Les contraintes dans le béton sont données par les formules suivantes :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} \cdot (e_s - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

**Remarque :**

La section est entièrement comprimée si ces deux contraintes sont positives ; sinon on recommence le calcul avec une section partiellement comprimée.

On vérifie que la plus grande de ces contraintes ne dépasse pas la contrainte admissible du béton.

$$\text{Max} (\sigma_{sup} ; \sigma_{inf}) \leq \overline{\sigma_b}$$

**VI.3.Ferraillage à l'ELU :**

Les résultats numériques de calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

**a) Situation durable**

**(1,35G+1,5Q)**

					$A_{sup}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{inf}$ (cm <sup>2</sup> )	OBS
Les deux Sous-sol et RDC	N min	141.316	M cor	-0.748	0	0	SEC
	M max	21.753	N cor	0.645	0	0	SEC
	M min	124.222	N cor	-2.634	0	0	SEC
Les deux premiers étages	N min	92.12	M cor	-1.851	0	0	SEC
	M max	11.776	N cor	-0.024	0	0	SEC
	M min	61.223	N cor	-2.269	0	0	SEC
Les trois derniers étages	N min	45.793	M cor	-1.644	0	0	SEC
	M max	0.751	N cor	-0.013	0	0	SEC
	M min	15.335	N cor	-2.209	0,24	0	SPC

b) Situation accidentelle (G+ Q ± 1.2 E)

					A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	OBS
Les deux Sous-sol et RDC	N min	101.86	M cor	2.83	8.74	11.64	SET
	M max	9.211	N cor	101.623	5.44	14.89	SET
	M max	-8.01	N cor	-132.011	1.73	0.91	SEC
Les deux premiers étages	N min	56.491	M cor	1.311	4.98	6.32	SET
	M max	10.363	N cor	-50.938	0.00	0.05	SEC
Les trois derniers étages	N min	19.861	M cor	1.062	1.44	2.53	SET
	M max	-8.67	N cor	-41.184	0,03	0.00	SEC

1 TABLE: Element Forces - Frames												
2	Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem
3	Text	m	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	Text
983	50	0	G+Q+1,2Ex	Combination	Min	-104,2909	-2,0693	-2,0804	-0,08766	-3,49425	-4,03365	50-1
984	50	1,7	G+Q+1,2Ex	Combination	Min	-103,4637	-2,0693	-2,0804	-0,08766	0,00784	-0,52065	50-1
985	50	3,4	G+Q+1,2Ex	Combination	Min	-102,6366	-2,0693	-2,0804	-0,08766	1,42042	-0,97454	50-1
986	50	0	G+Q+1,2Ey	Combination	Max	-94,8778	0,1037	0,0097	0,1373	0,25255	0,49419	50-1
987	50	1,7	G+Q+1,2Ey	Combination	Max	-94,0506	0,1037	0,0097	0,1373	0,24442	0,33327	50-1
988	50	3,4	G+Q+1,2Ey	Combination	Max	-93,2235	0,1037	0,0097	0,1373	4,78701	1,90003	50-1
989	50	0	G+Q+1,2Ey	Combination	Min	-102,7161	-1,3042	-2,813	-0,12692	-4,77797	-2,54577	50-1
990	50	1,7	G+Q+1,2Ey	Combination	Min	-101,889	-1,3042	-2,813	-0,12692	-0,00436	-0,34404	50-1
991	50	3,4	G+Q+1,2Ey	Combination	Min	-101,0618	-1,3042	-2,813	-0,12692	0,21854	0,13002	50-1
992	51	0	G+Q+1,2Ex	Combination	Max	101,6228	13,141	2,4242	0,34768	3,51542	9,21097	51-1
993	51	0,48571	G+Q+1,2Ex	Combination	Max	101,8591	13,141	2,4242	0,34768	2,33803	2,82909	51-1
994	51	0,48571	G+Q+1,2Ex	Combination	Max	89,5488	4,1005	2,4457	0,36648	2,3064	3,12298	51-2
995	51	0,97143	G+Q+1,2Ex	Combination	Max	89,7851	4,1005	2,4457	0,36648	1,12039	1,13698	51-2

**Fig.VI.tableau (N<sub>max</sub> et M<sub>coresp</sub>) dans les poteaux**

a) Situation accidentelle (0.8G ± E)

					A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	OBS
Les deux Sous-sol et RDC	N min	92.90	M cor	2.34	8.09	10.49	SET
	M max	7.51	N cor	92.71	5.42	13.12	SET
Les deux premiers étages	N min	50.924	M cor	0.938	4.61	5.57	SET
	M max	7.788	N cor	-28.869	0.00	0.85	SPC
Les trois derniers étages	N min	17.857	M cor	0.755	1.40	2.17	SET
	M max	-6.453	N cor	-28.566	0,20	0.00	SPC

Sections des poteaux (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adoptée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>total</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	Ferrailage Total
(45 × 45)	14.89	16.1	48.24	8Ø16	24 Ø16
(40× 40)	6.32	8.04	24.12	4Ø16	12Ø16
(35 × 35)	2.53	4.52	13.56	4Ø12	12Ø12

**Tableau VI.2.Choix des armatures longitudinales**

**VI.4.Vérification à l'ELS :**

Niveau	Effort Normal (T)	Moment (T.m)	Section (b×h) (cm) <sup>2</sup>	e (m)	$\frac{h}{6}$ (m)	OBS	$\sigma_{inf}$ (MPa)	$\sigma_{sup}$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	Observation
<b>Les deux S SOL +RDC</b>	Nmax= -32,1	Mcor = 0,25	45×45	0.008	0.075	SEC	1,96	1,24	15	vérifiée
	Nmin =164.85	Mcor = 5.52		0,033	0.075	SEC	1,96	0,76		
	Ncor = 163.19	Mmax = - 5.62		0,034	0.075	SEC	2,09	0		
<b>Les deux premiers étages</b>	Nmax = -16.64	Mcor = 0.14	40×40	0.008	0,067	SEC	0	0	15	vérifiée
	Nmin = -114.21	Mcor = 5.19		0.045	0.067	SEC	4,8	4,69		
	Ncor = -78.68	Mmax = - 6.32		0.080	0.067	SPC	5,22	2,9		
<b>Les trois derniers étages</b>	Nmax = -2.9	Mcor = 0.83	35×35	0.286	0.058	SPC	5,78	5,76	15	vérifiée
	Nmin = -50.82	Mcor = 4.74		0.093	0.058	SPC	5,21	4,62		
	Ncor = -35.14	Mmax = 5.22		0.149	0.058	SPC	3,88	2,71		

**4.1. Recommandations et exigences du RPA99 :**

Leur pourcentage maximal est  $\left\{ \begin{array}{l} > 4\% \text{ en zone courante (ZC)} \\ > 6\% \text{ en zone de recouvrement (ZR)} \end{array} \right.$

niveaux	Section (b × h) ( cm <sup>2</sup> )	Section Adopté (cm)	A <sub>max</sub> (ZC)	A <sub>max</sub> (ZR)	Observation
Les deux Sous-sol et RDC	45 x 45	48.24	81	121.5	vérifiée
Les deux premiers étages	40 x 40	24.12	64	96	vérifiée
Les trois derniers étages	35 x 35	13.56	49	73.5	vérifiée

**4.2. Longueur de recouvrement**

La longueur minimale de recouvrement des armatures longitudinales

$$L_r = 40 \phi^{\min} = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$$

**VI.5. Armatures transversales :**

**Exemple de calcul pour le RDC :**

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales doit être égal au moins à :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} \rightarrow \phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm.} = 8 \text{ mm}$$

Avec :  $\phi_l$  le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\Phi 8$

$$A_t = 3,02 \text{ cm}^2 = 6 \text{ HA}8$$

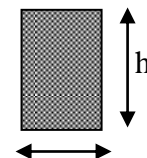
**5.1. Espacement des barres : (BAEL91/Art8.13)**

$$S_t \leq \min(15\phi_L^{\min}, 40 \text{ cm}, a + 10 \text{ cm}) = \min(15 \times 1.2, 40 \text{ cm}, 45 + 10 \text{ cm}).$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm.}$$

Avec a : le plus petit des côtés pour les poteaux.

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$



**-Recommandations du RPA 99 révisé 2003 /Art7.4.22 :**

**•en zone nodale :**

$$S_t \leq (10\phi_L^{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm.}$$

**•en zone courante :**

$$S_t \leq (15\phi_L^{\min}) = 24 \text{ cm.}$$

L'écartement ( $S_t$ ) des armatures transversales sera égal à :

En zone nodale  $S_t=10\text{cm}$ .

En zone courante  $S_t=15\text{cm}$ .

**Commentaire :**

La zone nodale est très sensible aux séismes ce qui nous pousse à ajouter des armatures en U superposées (avec : alternances d'orientation) à fin de la consolider et ainsi, la rendre moins vulnérable.

**5.2. Vérification de la quantité d'armatures transversales RPA99/Art7.4.22 :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} \rightarrow L_f = 0,7he = 0,7 \times 3,4 = 2,38m.$$

(Tel que b est le plus petit côté des poteaux, parallèle au plan de flambement)

he : Longueur de flambement.

$$\lambda_g = \frac{0,7he}{0,45} = 5.29 > 5 \Rightarrow A_{\min} = S_t \times b \times 0,003 = 15 \times 45 \times 0.003 = 2,025\text{cm}^2.$$

$$A_{\min} = 2.025\text{cm}^2 < 3.02\text{cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$A_t = 3.02 \text{ cm}^2 = 6\text{HA8}$$

**5.3. Vérification de l'effort tranchant (RPA99/Art7.4.32) :**

$$\tau_b \leq \tau_b = \rho_d f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875\text{MPa}$$

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

Avec :  $f_{c28}=25\text{MPa}$ .

$$\text{et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_d = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_d = 0,04 \end{cases}$$

**5.4. Armatures transversales et vérification au cisaillement : (RPA99/Art7.4.22)**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Niv	V <sub>u</sub> (Ton)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>a</sub>	b (cm)	h <sub>1</sub> (cm)	ρ <sub>d</sub>	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>t</sub> (min)	A <sub>ad</sub> pt	S <sub>t</sub> (cm)	τ <sub>b</sub> (MPa)	τ <sub>b</sub> (MPa)	observation
Les deux S SOL +RDC	394.02	5.2 9	2.5	45	45	0,075	3,02	2,025	3,0 2	Zones nodales S <sub>t</sub> =10[cm] Zones courantes S <sub>t</sub> =15[cm]	2.08	1,875	Non vérifiée
Les deux premiers étages	217.82	5.9 5	2.5	40	40	0,075	3.02	1.8	3.0 2		1.47	1,875	vérifiée
Les trois derniers étages	196.91	6.1 2	2.5	35	35	0,075	3.02	1.575	3.0 2		1.75	1,875	vérifiée

**Tableau VI.3.vérification aux contraintes de cisaillement.**

**NB :** Pour les poteaux des deux s-sols et du RDC la condition du RPA étant non vérifiée donc on doit rigidifier ces poteaux soit par l'augmentation de leurs sections soit par la réalisation d'un voile.

**5.5. Délimitation de la zone nodale**

$$L' = 2 \times h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} = \left\{ \frac{340}{6}, 45, 45, 60 \text{ cm} \right\}$$

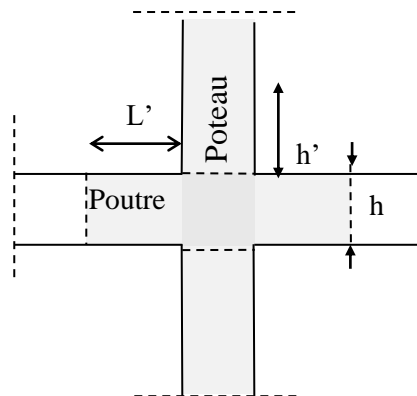
h : hauteur de la poutre.

b<sub>1</sub> et h<sub>1</sub> : dimensions du poteau.

h<sub>e</sub> : hauteur entre nus des poutres.

$$h' = \max \{ 56.67, 45, 45, 60 \}$$

On aura : h' = 60 cm



**fig1: Zone nodale**

# **Chapitre VII :**

## **Ferraillage des poutres**

**VII.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 avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

**VII.2.Recommandation du RPA99 pour le ferrailage des poutres**

**2.1.Armatures longitudinales (Art 7.5.2.2)**

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre et de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.
- La longueur minimal de recouvrement est de  $40\varnothing$  (zone II<sub>a</sub>).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

	Pourcentage minimal $A_{min}=0.5\% b h$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal (cm <sup>2</sup> )	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\% b h$	Zone courante $A_{max}=4\% b h$
Poutres principales (30×50)	7.5	90	60
Poutres secondaires (30×40)	6	72	48
Poutres de chaînage	5	60	40

**Tableau VII.1 : Récapitulatif des sections d’acier recommandées par RPA**

**2.2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2)**

- La quantité des armatures transversales minimales est donnée par:

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaire, le minimum (**h/4 ; 12φ**)
- En dehors de la zone nodale:  $S_t \leq h/2$ .

Avec :

Ø c'est le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$S_t$  : espacement maximal entre les armatures transversales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**2.3. Etapes de calcul des armatures longitudinales :**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

- $A_s$  : section inférieure tendue la moins comprimée selon le cas.
- $A'_s$  : section supérieure la plus comprimée.

$M_u$  : Un moment de flexion supporté par la section.

On calcul le moment réduit : 
$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$$

**Situation courante :**

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \gamma_b = 1,5 \rightarrow f_{bc} = 14,2MPa.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \gamma_s = 1,15 \rightarrow \sigma_{st} = 348MPa.$$

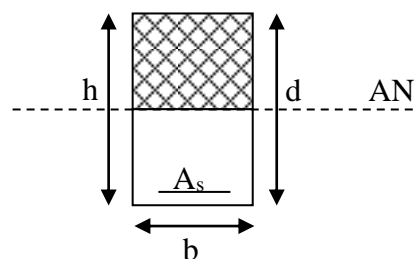
**Situation accidentelle :**

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}, \gamma_b = 1,15 \rightarrow f_{bc} = 18,50MPa.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \gamma_s = 1 \rightarrow \sigma_{st} = 400MPa.$$

Si  $\mu_b \leq \mu_l = 0,392$  la section est simplement armée donc la section comprendra que les aciers tendus alors :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$



Si  $\mu_b \geq \mu_l = 0,392$  la section est doublement armée c à d, la section comportera des aciers tendus et des aciers comprimés.

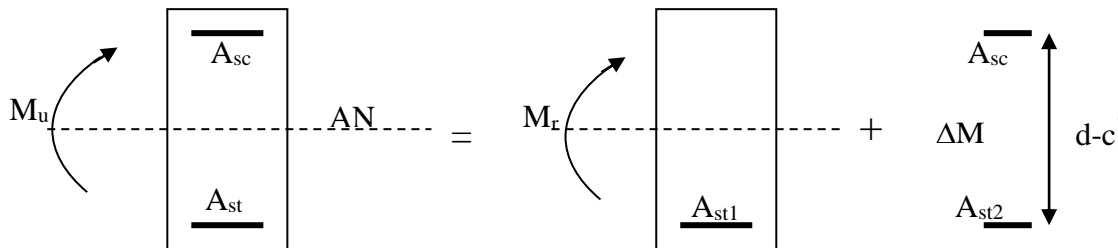
On calcule :  $M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$   
 $\Delta M = M_u - M_r$

Avec :

$M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$M_u$  : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- Armatures tendues :  $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$
- Armatures comprimées :  $A'_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$



**Remarque:** une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total :  $\Delta M < 0,4 M_u$  (Art BAEL B.6 .6)

**2.4.Vérification à l'ELS :**

Les états limites de service sont définis en tenant compte des amplifications de la durabilité de la construction.

**• Etat limite de résistance de béton :**

Il faut vérifier la contrainte dans le béton  $\sigma_{bc} = k \times \sigma_s \leq 0,6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$ .

Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$

(A : armatures adoptées à l'ELU)

On calcule :  $\rho_1 = \frac{100 A_{adopt}}{b_0 d}$

$\rho_1 \xrightarrow{\text{Abaque}} \beta_1 \xrightarrow{\text{Abaque}} k_1$

**• Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les fissurations étant peu nuisibles, alors aucune vérification n'est nécessaire.

**2.5. Vérification du BAEL 91 :**

Les vérifications à effectuer sont les suivantes :

- **Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A64) :**

$$A_{\min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

**2.6. Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}, \quad \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi f_{c28}$$

Avec

$\tau_{se}$  : Contrainte d'adhérence calculée.

$\bar{\tau}_{se}$  : Contrainte d'adhérence admissible.

$V_u^{\max}$  : Effort tranchant max.

$d$  : Hauteur utile.

$\Psi$  : Coefficient qui dépend de la nature de l'acier utilisé.

$\mu_i$  : Périmètre des aciers.

**2.7. Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 Art 521) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2}{\gamma_s} f_{c28}, 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa. (Fissuration peu nuisible).}$$

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

**2.8. Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 521) :**

- **Influence sur le béton :**

$$V_u \leq 0,267 \times 0,9d \times b \times f_{c28}$$

- **Influence sur les armatures :**

$$\frac{A_s f_e}{\gamma_s} \geq \left[ V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right]$$

**2.9. Etat limite de déformation :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche si les inégalités suivantes sont vérifiées.

$$1) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16}. \quad \text{avec } L : \text{ portée de la travée entre nu d'appuis.}$$

$$2) \frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}. \quad M_t : \text{ moment fléchissant maximal en travée.}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e}. \quad M_0 : \text{ moment isostatique.}$$

$A$  : section d'armatures tendues.

**VII.3.Ferrailage des poutres principales à l'ELU:**

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1	Text	m	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	Text	m
2	Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
3	540	3,33217	ELU	Combination	2,082E-17	-0,1844	5,692E-20	-0,04649	6,967E-19	8,33174	540-1	3,33217
317	546	0	ELU	Combination	0	-9,2326	-8,782E-19	0,05369	-2,212E-18	-8,69341	546-1	0
318	549	0	ELU	Combination	-6,245E-17	-9,6672	-1,252E-18	0,06194	-1,171E-18	-8,85487	549-1	0
319	566	1,2334	ELU	Combination	-5,329E-16	9,9504	-3,955E-17	2,40166	1,912E-17	-8,92283	566-1	1,2334
320	554	4,70558	ELU	Combination	1,665E-16	10,8177	7,969E-19	0,10104	-1,392E-18	-8,95512	554-1	4,70558
321	553	0	ELU	Combination	-6,328E-16	-11,1334	0	-0,04209	8,457E-19	-9,22374	553-1	0
322	563	0,815	ELU	Combination	0	9,6998	5,204E-18	1,32497	5,126E-18	-9,24756	563-1	0,815
323	550	0	ELU	Combination	-1,499E-16	-9,9596	-5,855E-19	0,00634	0	-9,79365	550-1	0
324	542	0	ELU	Combination	0	-10,8194	-5,692E-20	0,01571	-8,945E-19	-10,32319	542-1	0
325	562	1,2225	ELU	Combination	0	8,8892	5,204E-18	-1,46343	3,005E-18	-10,4626	562-1	1,2225
326	561	1,63	ELU	Combination	0	10,0159	5,204E-18	-0,95087	8,847E-19	-10,51054	561-1	1,63
327	542	6,00808	ELU	Combination	0	10,9843	-5,692E-20	0,01571	-5,525E-19	-10,81854	542-1	6,00808
328	540	6,66435	ELU	Combination	2,082E-17	11,9082	5,692E-20	-0,04649	5,07E-19	-11,20106	540-1	6,66435
329	565	1,22287	ELU	Combination	-1,199E-15	10,0421	2,81E-17	-0,15352	-1,095E-17	-11,87923	565-1	1,22287
330	564	1,21234	ELU	Combination	0	10,4034	-2,862E-17	0,41363	2,013E-17	-12,01331	564-1	1,21234
331	539	0	ELU	Combination	0	-11,8219	0	-0,0212	-5,367E-19	-12,24197	539-1	0
332	538	0	ELU	Combination	0	-11,8271	0	-0,00215	-5,367E-19	-12,35996	538-1	0
333	540	0	ELU	Combination	2,082E-17	-12,2771	5,692E-20	-0,04649	8,863E-19	-12,43028	540-1	0
334	539	6,55	ELU	Combination	0	11,9485	0	-0,0212	-5,367E-19	-12,65667	539-1	6,55
335	538	6,55	ELU	Combination	0	11,9432	0	-0,00215	-5,367E-19	-12,74025	538-1	6,55
336	541	6,00187	ELU	Combination	2,331E-16	11,823	-3,334E-19	0,0982	1,253E-18	-12,9448	541-1	6,00187
337	563	1,2225	ELU	Combination	0	9,8782	5,204E-18	1,32497	3,005E-18	-13,23657	563-1	1,2225
338	566	1,64454	ELU	Combination	-5,329E-16	11,8054	-3,955E-17	2,40166	3,538E-17	-13,39512	566-1	1,64454
339	562	1,63	ELU	Combination	0	9,0677	5,204E-18	-1,46343	8,847E-19	-14,12132	562-1	1,63
340	565	1,63049	ELU	Combination	-1,199E-15	10,2206	2,81E-17	-0,15352	-2,24E-17	-16,00898	565-1	1,63049
341	564	1,61645	ELU	Combination	0	10,5804	-2,862E-17	0,41363	3,17E-17	-16,2532	564-1	1,61645
342	540	7,14037	ELU	Combination	2,082E-17	13,6357	5,692E-20	-0,04649	4,799E-19	-17,28084	540-1	7,14037

Echantillon de tableau des moments dans les poutres à l'ELU (SAP 2000)

**2.1. Poutres principales (30 x 50)**

**Aux appuis :** (Moments max extraits des tableaux donnés par SAP 2000)

Niv	Comb	M (T.m)	$\mu$	OBS	$\beta$	As	A <sub>max</sub>	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	ferrailage adoptée	
						(cm <sup>2</sup> )			choix	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
S-SOL	ELU	17.281	0,184	SSA	0,897	11.78	11.78	7.5	4HA16+4HA16	16.1
	0.8G+E	7.396	0,079		0,959	4.72				
	G+Q+E	12.758	0,136		0,927	8.41				
1 <sup>er</sup> ETAGE	ELU	22.166	0,236	SSA	0,863	15.70	15.70	7.5	4HA16+4HA16	16.1
	0.8G+E	11.68	0,124		0,934	7.65				
	G+Q+E	16.306	0,173		0,904	11.03				
3 <sup>ème</sup> ETAGE	ELU	22.182	0,236	SSA	0,863	15.71	15.71	7.5	4HA16+4HA16	16.1
	0.8G+E	10.141	0,108		0,943	6.57				
	G+Q+E	16.355	0,174		0,904	11.06				
5 <sup>ème</sup> ETAGE	ELU	20.32	0,216	SSA	0,877	14.17	14.17	7.5	4HA16+4HA16	16.1
	0.8G+E	7.438	0,079		0,959	4.74				
	G+Q+E	8.436	0,070		0,964	5.35				
TERRAS SE	ELU	17.848	0,189	SSA	0,894	12.21	12.21	7.5	4HA16+4HA16	16.1
	0.8G+E	10.527	0,112		0,940	6.85				
	G+Q+E	13.941	0,148		0,920	9.26				

En travées : (Moments max extraits des tableaux données par SAP 2000)

Niv	Comb	M (T.m)	M	OBS	$\beta$	As	A <sub>max</sub>	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	ferraillage adopté	
						(cm <sup>2</sup> )		choix	A <sub>adop</sub> t	
S-SOL	ELU	13.39	0.142	SSA	0.923	8.87	8.87	7.5	4HA16 + 4HA14	14.28
	0.8G+E	9.61	0.102		0.946	6.21				
	G+Q+E	11.99	0.127		0.9315	7.87				
1 <sup>er</sup> ETAGE	ELU	17.29	0.186	SSA	0.896	11.93	11.93	7.5	4HA16 + 4HA14	14.28
	0.8G+E	10.57	0.112		0.940	6.87				
	G+Q+E	13.75	0.146		0.921	9.13				
3 <sup>ème</sup> ETAGE	ELU	18.74	0.199	SSA	0.888	12.9	12.90	7.5	4HA16 + 4HA14	14.28
	0.8G+E	10.53	0.112		0.940	6.85				
	G+Q+E	15.59	0.166		0.909	10.48				
5 <sup>ème</sup> ETAGE	ELU	16.44	0.175	SSA	0.903	11.13	11.13	7.5	4HA16 + 4HA14	14.28
	0.8G+E	10.41	0.111		0.941	6.76				
	G+Q+E	14.11	0.150		0.930	9.28				
TERRASSE	ELU	11.65	0.124	SSA	0.934	7.63	7.63	7.5	4HA16 + 4HA14	14.28
	0.8G+E	7.87	0.084		0.956	5.03				
	G+Q+E	9.97	0.106		0.944	6.46				

## 3.2. Poutres secondaires (30 x 40)

Aux appuis :

Niv	Comb	M (T.m)	$\mu$	OBS	$\beta$	As	A <sub>max</sub>	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	ferrailage adoptée	
						(cm <sup>2</sup> )			choix	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
S-SOL	ELU	6.575	0.113	SSA	0.940	5.43	5.43	6	3HA16 + 3HA16	12.1
	0.8G+E	4.132	0.071		0.963	3.33				
	G+Q+E	5.513	0.095		0.924	4.63				
1 <sup>er</sup> ETAGE	ELU	6.550	0.112	SSA	0.924	5.51	8.09	6	3HA16 + 3HA16	12.1
	0.8G+E	8.251	0.141		0.924	6.94				
	G+Q+E	9.483	0.163		0.910	8.09				
3 <sup>ème</sup> ETAGE	ELU	7.451	0.128	SSA	0.931	6.22	11.00	6	3HA16 + 3HA16	12.1
	0.8G+E	10.455	0.179		0.901	9.01				
	G+Q+E	12.448	0.213		0.879	11.00				
5 <sup>ème</sup> ETAGE	ELU	8.387	0.144	SSA	0.922	7.06	11.77	6	3HA16 + 3HA16	12.1
	0.8G+E	10.794	0.185		0.897	9.35				
	G+Q+E	13.182	0.226		0.870	11.77				
TERRAS SE	ELU	7.277	0.125	SSA	0.933	6.06	9.56	6	3HA16 + 3HA16	12.1
	0.8G+E	8.953	0.154		0.916	7.59				
	G+Q+E	11.000	0.189		0.894	9.56				

En travées :

Niv	Comb	M (T.m)	$\mu$	OBS	$\beta$	As	A <sub>max</sub>	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	ferrailage adoptee	
						(cm <sup>2</sup> )			choix	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
S-SOL	ELU	3.470	0.059	SSA	0.970	2.78	4.51	6	3HA16 + 3HA12	9.42
	0.8G+E	4.132	0.071		0.963	3.33				
	G+Q+E	5.513	0.095		0.950	4.51				
1 <sup>er</sup> ETAGE	ELU	5.087	0.087	SSA	0.954	4.14	8.34	6	3HA16 + 3HA12	9.42
	0.8G+E	8.309	0.142		0.923	6.99				
	G+Q+E	9.753	0.167		0.908	8.34				
3 <sup>ème</sup> ETAGE	ELU	5.673	0.097	SSA	0.949	4.64	7.19	6	3HA16 + 3HA12	9.42
	0.8G+E	6.871	0.118		0.937	5.70				
	G+Q+E	8.532	0.146		0.921	7.19				
5 <sup>ème</sup> ETAGE	ELU	5.784	0.099	SSA	0.948	4.74	5.80	6	3HA16 + 3HA12	9.42
	0.8G+E	6.324	0.108		0.943	5.21				
	G+Q+E	6.991	0.120		0.936	5.80				
TERRAS SE	ELU	5.221	0.089	SSA	0.953	4.25	5.83	6	3HA16 + 3HA12	9.42
	0.8G+E	6.342	0.109		0.942	5.23				
	G+Q+E	7.026	0.120		0.936	5.83				

**3.3. Poutres de chainage (25x40)**

Aux appuis:

Niv	Comb	M (T.m)	$\mu$	OBS	$\beta$	As	A <sub>max</sub>	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	ferrailage adoptee	
						(cm <sup>2</sup> )			choix	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
S-SOL	ELU	3.59	0.074	SSA	0.962	2.90	2.90	5	3HA16	6.03
	0.8G+E	2.05	0.042		0.979	1.63				
	G+Q+E	2.73	0.056		0.971	2.18				
1 <sup>er</sup> ETAGE	ELU	4.65	0.096	SSA	0.949	1.04	2.88	5	3HA16	6.03
	0.8G+E	2.73	0.056		0.971	2.18				
	G+Q+E	3.57	0.073		0.962	2.88				
3 <sup>ème</sup> ETAGE	ELU	4.92	0.095	SSA	0.949	3.78	3.78	5	3HA16	6.03
	0.8G+E	2.72	0.056		0.971	2.18				
	G+Q+E	3.56	0.073		0.962	2.87				
5 <sup>ème</sup> ETAGE	ELU	4.09	0.084	SSA	0.956	3.32	3.32	5	3HA16	6.03
	0.8G+E	2.5	0.051		0.973	2.00				
	G+Q+E	3.18	0.065		0.966	2.56				
TERRAS SE	ELU	1.80	0.037	SSA	0.981	1.43	1.43	5	3HA16	6.03
	0.8G+E	1.07	0.022		0.989	0.84				
	G+Q+E	1.42	0.029		0.985	1.12				

En travées :

Niv	Comb	M (T.m)	$\mu$	OBS	$\beta$	As	A <sub>max</sub>	A <sub>min</sub> (RPA) (cm <sup>2</sup> )	ferrailage adoptee	
						(cm <sup>2</sup> )			choix	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
S-SOL	ELU	1.86	0.038	SSA	0.981	1.47	2.18	5	3HA16	6.03
	0.8G+E	2.05	0.042		0.979	1.63				
	G+Q+E	2.73	0.056		0.971	2.18				
1 <sup>er</sup> ETAGE	ELU	3.71	0.076	SSA	0.960	3.00	3.16	5	3HA16	6.03
	0.8G+E	2.73	0.056		0.971	2.18				
	G+Q+E	3.9	0.080		0.958	3.16				
3 <sup>ème</sup> ETAGE	ELU	4.02	0.083	SSA	0.956	3.27	3.27	5	3HA16	6.03
	0.8G+E	1.9	0.039		0.980	1.51				
	G+Q+E	2.23	0.046		0.976	1.81				
5 <sup>ème</sup> ETAGE	ELU	3.8	0.078	SSA	0.959	3.08	3.08	5	3HA16	6.03
	0.8G+E	1.67	0.034		0.943	1.38				
	G+Q+E	1.87	0.038		0.981	1.48				
TERRAS SE	ELU	1.43	0.029	SSA	0.985	1.13	1.13	5	3HA16	6.03
	0.8G+E	0.91	0.019		0.990	0.71				
	G+Q+E	1.25	0.026		0.987	0.98				

**3.4. Armatures transversales :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_L \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi_{lim}, \frac{b}{10} \right)$$

**Note :** Pour les poutres de chaînage on adopte les mêmes armatures transversales que les poutres secondaires.

**Poutres principales :**

$$\Phi_t \leq \min (500/35, 16, 300/10) = 14.29 \text{ mm}; \text{ Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**Poutres secondaires :**

$$\Phi_t \leq \min (400/35, 12, 300/10) = 11.43 \text{ mm}; \text{ Soit } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

**3.5. Espacement d'armatures :**

**Poutres principales :**

**Zone nodale :**  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi_L \right)$

$$S_t \leq \min \left( \frac{50}{4}, 12 \times 1,6 \right) = 12.5 \text{ cm}; \text{ Soit } S_t = 10 \text{ cm}$$

**Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}.$$

**Poutres secondaires :**

**Zone nodale :**  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi_L \right)$

$$S_t \leq \min \left( \frac{40}{4}, 12 \times 1,2 \right) = 10 \text{ cm}.$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}.$

**Zone courante :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{ soit } S_t = 15 \text{ cm}.$$

**3.6. Armatures transversales minimales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003S_t b$$

• **Sens principales :**  $A_t^{\min} = 0,003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$

• **Sens secondaire :**  $A_t^{\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

$$A_t^{adop} \geq A_t^{\min} \rightarrow \text{ condition vérifiée}$$

**VII.4. Vérification à ELU:****4.1. Vérification de la condition de non fragilité : (BAEL 99/Art4.2.1)**

- **Sens principale :**

$$A_s \geq A_{\min} .$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 47 \times \frac{2,1}{400} = 1,70 \text{cm}^2 .$$

D'où  $A_s \geq A_{\min} \Rightarrow$  condition vérifiée

- **Sens secondaire :**

$$A_s \geq A_{\min} .$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{cm}^2 .$$

D'où  $A_s \geq A_{\min} \Rightarrow$  condition vérifiée

**7-2) Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres au niveau des appuis:**

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28}$$

Avec :  $\Psi = 1,5$  pour les aciers HA

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

$\sum U_i$  : Somme des périmètres des barres

- **Sens principal :**

$$\sum U_i = n\pi\Phi = 8 \times 3,14 \times 1,6 = 40,19 \text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{136,36 \times 1000}{0,9 \times 470 \times 376,8} = 0,86 \text{MPa} .$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa} > 0,86 \text{MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Sens secondaire :**

$$\sum U_i = n\pi\Phi = 6 \times 3,14 \times 1,6 = 30,14 \text{cm}$$

$$\tau_{se}^{\max} = \frac{76,32 \times 1000}{0,9 \times 370 \times 301,4} = 0,76 \text{MPa} .$$

$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{MPa} > 0,76 \text{MPa} \Rightarrow$  Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

**4.2. Vérification de la contrainte tangentielle :**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd} \leq \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right) = 3,33 \text{MPa} .$$

La fissuration est peu nuisible donc  $\bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$  .

➤ **Sens principal :**

$$V_u^{MAX} = 13.636 \text{ T.}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{136.36 \times 1000}{300 \times 470} = 0,967 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u^{MAX} = 7.632 \text{ KN.}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{76.32 \times 1000}{300 \times 370} = 0,688 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**4.3. Influence de l'effort tranchant aux appuis : (BAEL 99/Art A.5.1.321)**

• **Influence sur le béton :**

$$\text{Il faut vérifier que : } V_u \leq 0,40 \times \frac{0,9 \times d \times b}{\gamma_b} \times f_{c28}.$$

➤ **Sens principal :**

$$V_u \leq 300 \times 0,9 \times 470 \times 0,8 \times 3,4 \times 2,85 \times 10^{-3} = 983,71 \text{ KN.}$$

$$V_u = 136,36 \leq 983,71 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Sens secondaire :**

$$V_u \leq 300 \times 0,9 \times 370 \times 0,8 \times 3,4 \times 2,85 \times 10^{-3} = 774,33 \text{ KN.}$$

$$V_u = 76,32 \text{ KN} \leq 774,33 \text{ KN} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Influence sur les armatures :**

Lorsqu'au droit d'un appui :

$$\left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) > 0$$

On doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale a :  $(V_u + M_u/0,9d) \times 1/\sigma_{st}$  d'où :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right).$$

Poutres principales (30x50) :

$$123,25 - 178,48 / 0,9 \times 0,47 = -298,69 < 0$$

Poutres secondaires (30x40) :

$$76,3 - 65,75 / 0,9 \times 0,37 = -121,15 < 0$$

**Donc :** Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**4.4. Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \zeta_u}$$

Avec :  $\xi_u = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$ .

$\tau_{su}$  est la contrainte d'adhérence à l'ancrage.

Les barres que nous avons utilisé sont avec des diamètres ( $\varnothing 16$  et  $\varnothing 12$ ) ; donc leurs longueurs de scellements sont respectivement  $l_s = 56.44 \text{ cm}$  ;  $l_s = 42.33 \text{ cm}$ .

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à :  $0.4 l_s$  pour les aciers HA.

-Pour les **HA 12** :  $l_c = 16.93 \text{ cm}$

-Pour les **HA 16** :  $l_c = 22.57 \text{ cm}$

**4.5. Délimitation de la zone nodale : (RPA99ver 2003/Art 7.4.2.1)**

$L' = 2 \times h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$  : poutres principales.

$L' = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$  : poutres secondaires.

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\} = \left\{ \frac{650}{6}, 50, 50, 60 \text{ cm} \right\}$$

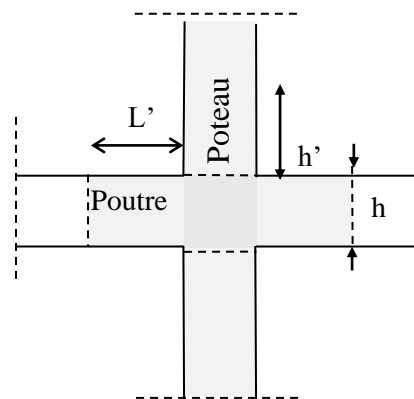
$h$  : hauteur de la poutre.

$b_1$  et  $h_1$  : dimensions du poteau.

$h_e$  : hauteur entre nus des poutres.

$$h' = \max \{ 108.33, 50, 50, 60 \}$$

On aura :  **$h' = 108.33 \text{ cm}$**



**Fig : Zone nodale**

**NB** : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à **5cm** au plus du nu d'appui.

**VII.5. Vérification à l'ELS :**

**5.1. Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**5.2. Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

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

**On calcul :**

$$P_1 = 100 \times A_s / b_0 \times d \Rightarrow (\alpha_1, \beta_1) \Rightarrow K = \alpha_1 / 15 \times (1 - \alpha_1)$$

**Avec:**

$$\sigma_s = M_s / \beta \times d \times A_s \text{ (} A_s \text{ : armatures adoptées à l'ELU)}$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Verification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres principales									
Niv	M <sub>s</sub> max (kn.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	P1	K	β <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
S-SOL	97.36	8.04	0.570	0.038	0.879	293.11	11.14	15	verifié
1 <sup>er</sup> ETAGE	115.45	8.04	0.570	0.038	0.879	347.58	13.21	15	✓
3 <sup>ème</sup> ETAGE	115.53	8.04	0.570	0.038	0.879	347.82	13.21	15	✓
5 <sup>ème</sup> ETAGE	105.51	8.04	0.570	0.038	0.879	317.65	12.07	15	✓
TERRASSE	53.83	8.04	0.570	0.038	0.879	162.06	6.16	15	✓

**Tableau VII.2.Vérification des contraintes en travées à l'ELS (PP)**

Verification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres principales									
Niv	M <sub>s</sub> max (kn.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	P1	K	β <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
S-SOL	127.25	16.1	1.142	0.046	0.863	194.86	8.96	15	✓
1 <sup>er</sup> ETAGE	162.28	16.1	1.142	0.046	0.863	248.50	11.43	15	✓
3 <sup>ème</sup> ETAGE	162.39	16.1	1.142	0.046	0.863	248.67	11.44	15	✓
5 <sup>ème</sup> ETAGE	149.01	16.1	1.142	0.046	0.863	228.18	10.50	15	✓
TERRASSE	129.62	16.1	1.142	0.046	0.863	198.49	9.13	15	✓

**Tableau VII.3.Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS (PP)**

Verification de la contrainte de compression du béton en travées des poutres secondaires									
Niv	M <sub>s</sub> max (kn.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	P1	K	β <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
S-SOL	22.10	9.42	0.849	0.042	0.870	72.88	3.06	15	✓
1 <sup>er</sup> ETAGE	20.43	9.42	0.849	0.042	0.870	67.37	2.83	15	✓
3 <sup>ème</sup> ETAGE	28.15	9.42	0.849	0.042	0.870	92.83	3.90	15	✓
5 <sup>ème</sup> ETAGE	33.66	9.42	0.849	0.042	0.870	111.00	4.66	15	✓
TERRASSE	27.07	9.42	0.849	0.042	0.870	89.27	3.75	15	✓

**Tableau VII.4.Vérification des contraintes en travées à l'ELS (PS)**

Verification de la contrainte de compression du béton aux appuis des poutres secondaires									
Niv	M <sub>s</sub> max (kn.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	P1	K	β <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
S-SOL	48.12	12.1	1.090	0.046	0.863	124.55	5.73	15	✓
1 <sup>er</sup> ETAGE	48.04	12.1	1.090	0.046	0.863	124.34	5.72	15	✓
3 <sup>ème</sup> ETAGE	54.48	12.1	1.090	0.046	0.863	141.01	6.49	15	✓
5 <sup>ème</sup> ETAGE	60.49	12.1	1.090	0.046	0.863	156.56	7.20	15	✓
TERRASSE	52.52	12.1	1.090	0.046	0.863	135.93	6.25	15	✓

**Tableau VII.5.Vérification des contraintes aux appuis à l'ELS (PS)**

**5.3. Etat limite de déformation (la flèche) :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

**a) Calcul de la flèche :**

On fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens **BAEL99 (A.6.5.2)**

- **Sens des poutres principales (30x50)**

La flèche admissible :  $\overline{f} = L / 1000 + 0.5 = 714 / 1000 + 0.5 = 12.14$  mm

- **Sens des poutres secondaires (30x40)**

La flèche admissible :  $\overline{f} = L / 1000 + 0.5 = 524 / 1000 + 0.5 = 10.24$  mm

La valeur de la flèche est :  $f = M_s \times L^2 / 10 \times E_v \times I_{fv}$

**Avec :**  $E_v = 3700.3 \sqrt{f_{c28}} = 3700.3 \sqrt{25} = 10818.86$  MPa

$I_{fv}$  : Inertie fictive de la section pour des charges de longue durée :

$$I_{fv} = 1.1 \times I_0 / 1 + (\lambda \times \mu)$$

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

$$I_0 = (bh^3 / 12) + 15 \left[ A_s (h/2 - c')^2 \right]$$

$P$  : Rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure (pourcentage d'armatures).

$$P = A / b_0 \times d$$

La contrainte dans les aciers tendus :  $\sigma_s$  est calculée précédemment.

Calcul des coefficients :  $\lambda_v = 0.02 \times f_{t28} / 5 \times P = 0.0084 / P$

$$\left\{ \mu = \max \left[ 1 - (1.75 \times f_{t28} / 4 \times P \times \sigma_s + f_{t28}) ; 0 \right] \right\}$$

b) Les résultats sont représentés dans les tableaux suivants :

$$\bar{f} = 12.14 \text{ mm}$$

Vérification de la flèche dans les poutres principales													
niveaux	Ms (kN,m)	L (cm)	Ev (Mpa)	h (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	P	$\lambda_v$	$\sigma_s$ (Mpa)	$\mu$	Io (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )	f (mm)	Obs
S-SOL	127.25	714	10818.87	50	16.1	1.142	0.0074	194.86	0.996	429386	668868.849	8.96	√
1 <sup>er</sup> étage	162.28	714	10818.87	50	16.1	1.142	0.0074	248.50	0.997	429386	668865.404	11.43	√
3 <sup>ème</sup> étage	162.39	714	10818.87	50	16.1	1.142	0.0074	248.67	0.997	429386	668865.404	11.44	√
5 <sup>ème</sup> étage	149.01	714	10818.87	50	16.1	1.142	0.0074	228.18	0.996	429386	668868.849	10.50	√
Terrasse	129.62	714	10818.87	50	16.1	1.142	0.0074	198.49	0.996	429386	668868.849	9.13	√

**Tableau VII.5.Vérification de la flèche dans les poutres principales**

$$\bar{f} = 10.24 \text{ mm}$$

Vérification de la flèche dans les poutres secondaires												
niveaux	Ms (kN,m)	L (cm)	Ev (Mpa)	h (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	P	$\lambda_v$	$\sigma_s$ (Mpa)	$\mu$	Io (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )	f (mm)
S-SOL	48.12	524	10818.87	30	12.1	1.090	0.0077	124.55	0.993	57812	212453.5	5.75
1 <sup>er</sup> étage	48.04	524	10818.87	30	12.1	1.090	0.0077	124.34	0.993	57812	212453.5	5.74
3 <sup>ème</sup> étage	54.48	524	10818.87	30	12.1	1.090	0.0077	141.01	0.993	57812	212453.5	6.51
5 <sup>ème</sup> étage	60.49	524	10818.87	30	12.1	1.090	0.0077	156.56	0.994	57812	212453.5	7.23
Terrasse	52.52	524	10818.87	30	12.1	1.090	0.0077	135.93	0.993	57812	212453.5	6.27

**Tableau VII.6.Vérification de la flèche dans les poutres secondaires**

**Conclusion : la flèche est vérifiée.**

# **Chapitre VIII :**

## **Ferraillage des voiles**

**VIII.1.Introduction :**

Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, sous les combinaisons suivantes :

- a- 1,35G + 1,5Q : à L'ELU.  
G + Q : à L'ELS.
- b- G + Q + E : RPA99 révisé 2003.  
0,8G ± E : RPA99 révisé 2003.

Pour cela, nous avons devisé notre structure en trois zone de calcule :

**Zone I:** 1<sup>er</sup> S-Sol, 2<sup>ème</sup> S-Sol, RDC.

**Zone II:** 1<sup>er</sup>, 2eme, 3eme étage.

**Zone III:** 4eme ,5eme étage.

On classe nos voiles par groupes en fonction de leurs caractéristiques géométriques et on adoptera pour le ferrailage de chaque groupe celui du voile le plus sollicité.

❖ **Sens longitudinal :**

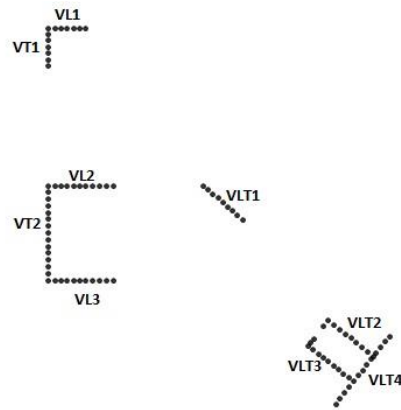
$$VL1 + (VL2=VL3)$$

❖ **Sens transversal :**

$$VT1 + VT2.$$

❖ **Sens longitudinal et transversal :**

$$VLT1 + (VLT2=VLT3) + VLT4$$



**Fig.VIII.1. disposition des voiles**

Le calcul se fera par la méthode des tronçons de la RDM, qui se fait pour une bande de largeur (d).

**VIII.2.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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier :  $V=V' = \frac{L}{2}$

L : étant la longueur du voile

Le calcul se fera pour des bandes de longueur « d » donnée par :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

$h_e$  : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

$L_c$  : la longueur de la zone comprimée

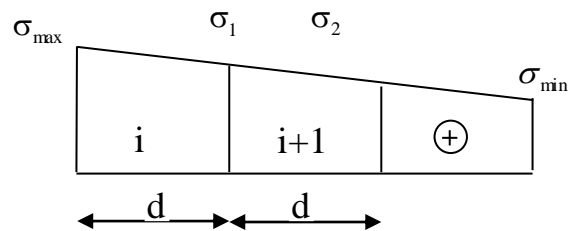
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues.

**1.1 Armatures verticales :**

**a) Section entièrement comprimée et entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



Avec :  $e$  : épaisseur du voile

Pour une Section entièrement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{\sigma_s}$$

$B$  : section du voile et  $\sigma_s = 348$  MPa

**Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

Pour une Section entièrement tendue

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

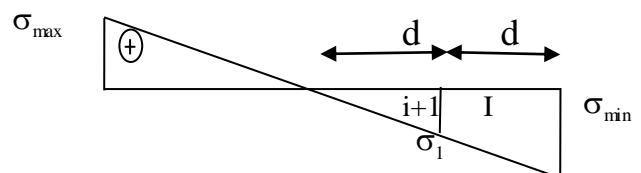
**Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23 B f_{t28}}{f_e}; 0.005 B \right\}$$

**b) Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad \text{avec} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

**Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

**1.2. Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\Phi$  et disposées de manière à servir de cadres aux armatures verticales.

$$A_h \geq \frac{A_v}{4}$$

$A_h \geq 0.15\% B$  globalement dans la section du voile

$A_h \geq 0.10\% B$  en zone courante

B : Section du béton

$A_v$  : Section d'armatures verticales.

**1.3. Armature de couture :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e} \quad \text{avec} \quad \bar{T} = 1.4 T$$

T : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**1.4. Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

**1.5. Armature pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

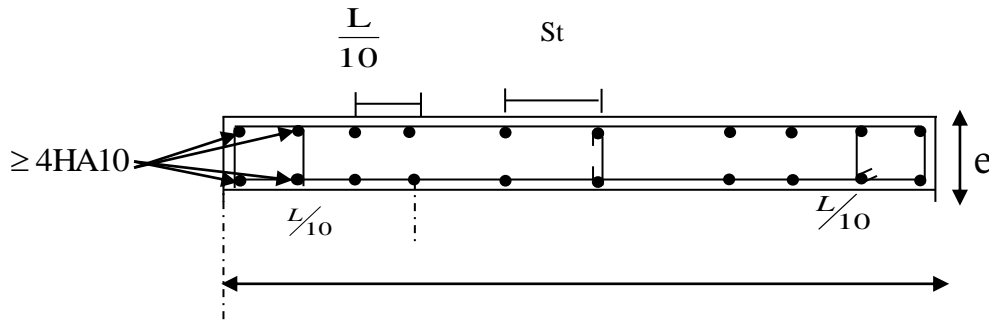
**1.6. Dispositions constructives :****➤ Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_r \leq \min \{1,5e,30cm \} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 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 : ..... **Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)**

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement 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 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20mm$$

**1.7.Vérification :**

**a) Vérification à L'ELS :**

Pour cet état, il considéré :

$$N_s = G + Q$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N<sub>s</sub> : Effort normal appliqué

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

**b) Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Selon le RPA99 (version 2003) :

$$\tau_b = \frac{1.4T}{e \cdot d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 h)

h : Hauteur totale de la section brute

Selon le BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{MPa.}$$

Avec :  $\tau_u$  : contrainte de cisaillement.

**VIII.3.Exemple de calcul : VL2=VL3 :**

Caractéristiques géométriques :

L = 4,5m      e = 0,20 m      V=V'=L/2=2,25m      I=1,518 m<sup>4</sup>      B=0,9 m<sup>2</sup>

StepType	S11Top	S22Top	S12Top	SMaxTop	SMinTop	SAngleTop	SVMTop	S11Bot	S22Bot
Min	-180,91	-904,53	-70,12	0	0	0	0	-175,96	<b>-879,78</b>
Min	-83,29	-416,44	-30,25	0	0	0	0	-172,54	-862,68
Min	-49,94	-867,9	-118,59	0	0	0	0	-51,77	-854,44
Min	-89,08	-445,42	-32,41	0	0	0	0	-151,48	-757,38
Min	-145,9	-729,52	5,1	0	0	0	0	-149,74	-748,7

StepType	S11Top	S22Top	S12Top	SMaxTop	SMinTop	SAngleTop	SVMTop	S11Bot	S22Bot
Text	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2	Degrees	Tonf/m2	Tonf/m2	Tonf/m2
Max	57,89	289,47	46,41	0	0	0	0	60,98	<b>304,92</b>
Max	57,89	289,47	12,32	0	0	0	0	60,98	304,92
Max	1,52	277,46	8	0	0	0	0	2,76	293,91
Max	8,76	43,8	-6,99	0	0	0	0	58,49	292,46
Max	14,02	273,96	-19,3	0	0	0	0	14,01	290,44
Max	8,47	276,16	2,6	0	0	0	0	8,76	289,33

**Fig.VIII.2. Tableaux donnant les contraintes maximales et minimales dans les voiles VL2=VL3**

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 3049,2 \text{kN} / \text{m}^2 \\ \sigma_{\min} = -8797,8 \text{kN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

⇒ la section est partiellement comprimée.

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = 1,15 \text{m}$$

Largeur de la zone tendue :

$$L_t = L - L_c = 4,5 - 1,15 = 3,35 \text{m}$$

**3.1. Calcul de la longueur (d) :**

$$\text{Avec } d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 0,76 \text{ m}$$

$$d = \frac{L_t}{2} = 1,67 \text{ m.}$$

On prend  $d=0,76 \text{ m}$

**3.2. Détermination des armatures :**

**1<sup>ère</sup> bande : d= 0,76m**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d)\sigma_{\min}}{L_t} = 6801,88 \text{ kN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{8797,8 + 6801,88}{2} \times 0,76 \times 0,2 = 1185,57 \text{ kN}$$

**Armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{1185,57 \times 10}{348} = 34,07 \text{ cm}^2$$

**2<sup>ème</sup> bande : d=2,59 m**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{6801,88 \times 2,59 \times 0,2}{2} = 1761,68 \text{ kN}$$

**-Armatures verticales :**

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{1761,68 \times 10}{348} = 50,62 \text{ cm}^2$$

**Section minimale :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,23 d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}; 0,005 d \cdot e \right\}$$

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{0,23 \times 0,76 \times 0,2 \times 2,1}{400}; 0,005 \times 0,76 \times 0,2 \right\} = 7,6 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \{A_{v1} = 34,07 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{v2} = 14,85 \text{ cm}^2\}$$

**Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = \frac{1,54 T}{f_e} = \frac{1,54 \times 762,6 \times 10}{400} = 29,3 \text{ cm}^2$$

$$A_{c_{v1}} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 47,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{c_{v2}} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 22,46 \text{ cm}^2$$

Le voile est ferrailé symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion de l'action sismique.

**1<sup>ère</sup> bande : 20HA16 = 40,21 cm<sup>2</sup>/d<sub>1</sub> soit: 10HA16 /nappe .avec espacement de 10 cm.**

**2<sup>ème</sup> bande : 20HA20 = 62,83 cm<sup>2</sup>/d<sub>2</sub> soit: 5HA16/nappe avec espacement de 10 cm.**

**Armatures horizontales :**

D'après le BAEL 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{36,19}{4} = 10,05 \text{ cm}^2$$

$$A_h \geq \max \left\{ \frac{A_v}{4}; 0.15\% B \right\}$$

Soit **20HA10 = 15,05 cm<sup>2</sup>** soit 10HA10/nappe avec : **St = 25 cm**

**Armature transversale :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

**Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{1,5e, 30 \text{ cm} \} = 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**Vérification des contraintes de cisaillement:**

**Selon le RPA99 :**

$$\tau_b = \frac{1,4T}{e d}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 762,6}{0,2 \times 0,9 \times 2,75} \times 10^{-3} = 2,15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

**D'après le BAEL 91 :**

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

$$\tau_u = \frac{762,6}{0,2 \times 0,9 \times 2,75} \times 10^{-3} = 1,54 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_v} \Rightarrow \sigma_b = \frac{1349,83 \times 10^{-3}}{0,226 + 15(40,21) \times 10^{-4}} = 1,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,01 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Le ferrailage des autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux.

-Ferrailage des voiles transversales VT2 :

	Zones	Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	6,55	6,55	6,55	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	1,31	1,31	1,31	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	2100,7	2896,9	546,1	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-7053,5	-6209,5	-1613,7	
	Nature de la section	SPT	SPT	SPT	
	V <sub>u</sub> (kN)	822,32	842,92	346,91	
	L <sub>t</sub> (m)	5,05	4,47	4,89	
	L <sub>c</sub> (m)	1,50	2,08	1,66	
	d (m)	2,523	2,233	2,447	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3526,750	3104,750	806,850	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	2669,88	2080,03	592,29
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>66,75</b>	<b>52,00</b>	<b>14,81</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )/Bande		31,66	32,45	13,36
	A <sub>v</sub> calculée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>74,66</b>	<b>60,11</b>	<b>18,15</b>
	A <sub>v</sub> calculée (cm <sup>2</sup> )		<b>82,18</b>	<b>95,18</b>	<b>35,75</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/Bande		26,50	23,45	25,69
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		68,78	68,78	68,78
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Totale	<b>83,45</b>	<b>98,17</b>	<b>73,63</b>
	Ferrailage des voiles	Choix des barres Verticales	<b>2*17HA25</b>	<b>2*20HA25</b>	<b>2*15HA25</b>
		S <sub>t</sub> (cm)	St (cm) extrémité	<b>15</b>	<b>10</b>
St (cm) zone courante			<b>25</b>	<b>20</b>	<b>25</b>
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		7,57	6,70	7,34	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )		19,65	19,65	19,65	
A <sub>Hmin</sub> =A <sub>v</sub> adopté/4		20,86	24,54	18,41	
Choix des barres Horizontales		<b>2*11HA16</b>	<b>2*8HA20</b>	<b>2*10HA16</b>	
A <sub>H</sub> adopté /ml (cm <sup>2</sup> )		<b>22,12</b>	<b>25,13</b>	<b>20,11</b>	
S <sub>t</sub> (cm)	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>		
Vérification des contraintes	Armature transversal	<b>4 Epingles HA10/m<sup>2</sup></b>			
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,993	1,530	0,630
		$\tau_b$ (MPa)	1,390	2,142	0,882
ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1913,88	1218,63	627,58	

-Ferrailage du voile longitudinale et transversale VLT1 :

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,6	3,6	3,6	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	0,72	0,72	0,72	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-1045,6	2648,9	2066,5	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-7731,1	-9300,4	-5424,2	
	Nature de la section	SET	SPT	SPT	
	V <sub>u</sub> (kN)	750,28	355,98	189,12	
	L <sub>t</sub> (m)	3,04	2,80	2,61	
	L <sub>c</sub> (m)	0,56	0,80	0,99	
	d (m)	1,520	1,401	1,303	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	3865,550	4650,200	2712,100	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1762,69	1954,45	1060,51
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>44,07</b>	<b>48,86</b>	<b>26,51</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )/Bande		28,89	13,71	7,28
	A <sub>v</sub> calculée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>51,29</b>	<b>52,29</b>	<b>28,33</b>
	A <sub>v</sub> calculée (cm <sup>2</sup> )		<b>68,41</b>	<b>35,22</b>	<b>20,11</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/Bande		15,96	14,71	13,69
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		37,80	37,80	37,80
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Totale	<b>73,63</b>	<b>53,41</b>	<b>40,21</b>
	Ferrailage des voiles	Choix des barres Verticales		<b>2*15HA25</b>	<b>2*17HA20</b>
St (cm)		St (cm) extrémité	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
		St (cm) zone courante	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		4,56	4,20	3,91	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )		10,80	10,80	10,80	
A <sub>Hmin</sub> =A <sub>v</sub> adopté/4		18,41	13,35	10,05	
Choix des barres Horizontales		<b>2*10HA16</b>	<b>2*10HA14</b>	<b>2*10HA12</b>	
A <sub>H</sub> adopté /ml (cm <sup>2</sup> )		<b>20,11</b>	<b>15,39</b>	<b>11,31</b>	
St (cm)		<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA10/m<sup>2</sup></b>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,906	0,646	0,343
		$\tau_b$ (MPa)	1,269	0,905	0,481
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1625	1190,37	522,89

-Ferrailage des voiles longitudinales et transversales VLT2 et VLT3 :

	Zones		Zone I	Zone II	zone III
Caractéristiques géométriques	L (m)		4	4	4
	e (m)		0,2	0,2	0,2
	B (m <sup>2</sup> )		0,8	0,8	0,8
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		5452,7	3646,6	474,5
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]		-8838,8	-5104	-971,1
	Nature de la section		<b>SPT</b>	<b>SPT</b>	<b>SPT</b>
	Vu (kN)		752,55	722,06	202,37
	Lt(m)		2,47	2,33	2,69
	Lc(m)		1,53	1,67	1,31
	d (m)		1,237	1,167	1,344
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]		4419,400	2552,000	485,550
	N (kN)	N <sub>1</sub>	1639,95	893,11	195,70
	Av (cm <sup>2</sup> )	Av <sub>1</sub>	<b>41,00</b>	<b>22,33</b>	<b>4,89</b>
	Av <sub>j</sub> (cm <sup>2</sup> )/Bande		28,97	27,80	7,79
	Av calculée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =Av <sub>1</sub> +Av <sub>j</sub> /4	<b>48,24</b>	<b>29,28</b>	<b>6,84</b>
	Av calculée (cm <sup>2</sup> )		<b>93,69</b>	<b>95,32</b>	<b>23,20</b>
	Amin (cm <sup>2</sup> )/Bande		12,99	12,25	14,11
	Amin (cm <sup>2</sup> )		42,00	42,00	42,00
	Av adopté (cm <sup>2</sup> )	<b>Totale</b>	<b>98,17</b>	<b>98,17</b>	<b>43,98</b>
Ferrailage des voiles	Choix des barres Verticales		<b>2*20HA25</b>	<b>2*20HA25</b>	<b>2*14HA20</b>
	St (cm)	St (cm) extrémité	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>15</b>
		St (cm) zone courante	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>25</b>
	AH <sub>min</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		3,71	3,50	4,03
	AH <sub>min</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )		12,00	12,00	12,00
	AH <sub>min</sub> =Avadopté/4		24,54	24,54	11,00
	Choix des barres Horizontales		<b>2*16HA14</b>	<b>2*16HA14</b>	<b>2*10HA14</b>
	AH adopté /ml (cm <sup>2</sup> )		<b>24,63</b>	<b>24,63</b>	<b>15,39</b>
St (cm)		<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA10/m<sup>2</sup></b>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,909	1,311	0,367
		$\tau_b$ (MPa)	1,272	1,835	0,514
ELS	Ns (kN)	1659,38	958,37	405,1	

-Ferrailage des voiles longitudinales et transversales VLT4:

Zones		Zone I	Zone II	zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	5,99	5,99	5,99	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m <sup>2</sup> )	1,198	1,198	1,198	
Sollicitations de calcul	$\sigma_{max}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	9272,4	6457	3140,4	
	$\sigma_{min}$ [KN/m <sup>2</sup> ]	-14600,4	-9165,7	-4395,3	
	Nature de la section	SPT	SPT	SPT	
	V <sub>u</sub> (kN)	763,01	742,48	133,5	
	L <sub>t</sub> (m)	3,66	3,51	3,49	
	L <sub>c</sub> (m)	2,33	2,48	2,50	
	d (m)	1,832	1,757	1,747	
	$\sigma_1$ [KN/m <sup>2</sup> ]	7300,200	4582,850	2197,650	
	N (kN)	N <sub>1</sub>	4011,57	2415,81	1151,71
	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>v1</sub>	<b>100,29</b>	<b>60,40</b>	<b>28,79</b>
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )/Bande		29,38	28,59	5,14
	Av calculée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	<b>107,63</b>	<b>67,54</b>	<b>30,08</b>
	Av calculée (cm <sup>2</sup> )		<b>96,06</b>	<b>97,45</b>	<b>17,62</b>
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )/Bande		19,23	18,45	18,34
	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )		62,90	62,90	62,90
	A <sub>v</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )	Totale	<b>98,17</b>	<b>98,17</b>	<b>43,98</b>
Ferrailage des voiles	Choix des barres Verticales		<b>2*20HA25</b>	<b>2*20HA25</b>	<b>2*14HA20</b>
	St (cm)	St (cm) extrémité	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>15</b>
		St (cm) zone courante	<b>20</b>	<b>20</b>	<b>25</b>
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		5,50	5,27	5,24
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )		17,97	17,97	17,97
	A <sub>Hmin</sub> =A <sub>v</sub> adopté/4		24,54	24,54	11,00
	Choix des barres Horizontales		<b>2*16HA14</b>	<b>2*16HA14</b>	<b>2*10HA14</b>
	A <sub>H</sub> adopté /ml (cm <sup>2</sup> )		<b>24,63</b>	<b>24,63</b>	<b>15,39</b>
St (cm)		<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	
Vérification des contraintes	Armature transversal		<b>4 Epingles HA10/m<sup>2</sup></b>		
	contrainte	$\tau_u$ (MPa)	0,922	1,348	0,242
		$\tau_b$ (MPa)	1,290	1,887	0,339
ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1854,32	1529,84	223,4	

# **Chapitre IX :**

## **Etude des infrastructures**

**IX.1.Introduction**

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des éléments spéciaux (puits, pieux).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge vertical centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** : qui peut s'exercer dans différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures :

**a)Fondations superficielles**

Ces semelles sont utilisées lorsque la couche résistante de terrain est capable de reprendre les charges et les surcharges de la construction, se trouve à une faible profondeur (semelles isolées, filantes et les radiers).

**b) Fondations profondes**

Ce type de fondation est généralement utilisé dans le cas où le bon sol se trouve à une profondeur importante ; il s'agit de fondations sur puits si cette profondeur est entre 2 et 5 m mais si elle dépasse les 5 m on opte alors pour des fondations sur pieux).

**1.1. Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier, les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2.43 \text{ bars}$ .
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**1.2. Choix du type de fondation :**

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- Le tassement du sol.

- La facilité d'exécution.
- L'économie.

**Remarque :** Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m<sup>3</sup> de ciment.

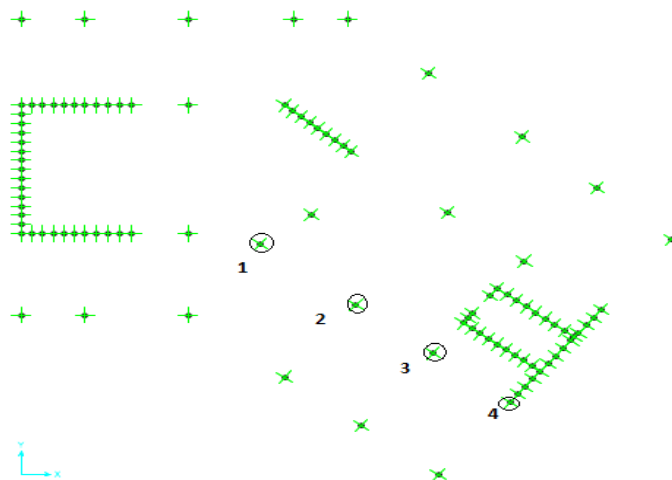
Les armatures verticales des murs et des poteaux doivent être prolongées jusqu'à la base de la semelle.

## **IX.2. Pré-dimensionnement des fondations :**

### **2.1.Fondations niveau « 0.00 m » :**

#### **2.1.1. Semelles filantes sous poteaux :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.



**Fig.IX.1.Les poteaux les plus sollicités**

#### **Étape du calcul :**

1. Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$ .
2. Détermination des coordonnées de la résultante  $R$  :  $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$
3. Détermination de la distribution par (ml) de semelle :  
 $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{Ns}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q_{\left(\frac{B}{4}\right)} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{Ns}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

4. Détermination de la largeur de la semelle :  $B \geq q_{(L/4)} / \sigma_{sol}$

5. Détermination de la hauteur de la semelle :  $L / 9 \leq h_t \leq L / 6$

Avec : L la distance entre nus des poteaux.

Tableau qui résume le calcul :

Poteau	P= G+Q (kN)	ei (m)	P .ei (kNm)	Mi
1	2316.87	+6.52	+15105.99	13.41
2	2091.17	+1.5	+3136.75	6.95
3	1868.60	-2.52	-4708.87	9.05
4	1507.36	-6.52	-9827.99	1.31
Σ	7784.00	/	+3705.88	30.72

**Tableau IX.1 : Surface de semelles filantes sous poteaux a la base.**

○ **Résultante :**

$$R = \sum N_i = 7784 \text{ KN}$$

$$e_1 = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{3705.88 + 30.72}{7784} = 0.47 \text{ m}$$

Donc l'excentricité  $e = 0.47 \text{ m}$ .

○ **Distribution par (ml) de la semelle :**

$$e = 0.47 \leq \frac{13.04}{6} = 2.17 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{7784}{13.04} \left( 1 + \frac{6 \times 0.47}{13.04} \right) = 725.86 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{7784}{13.04} \left( 1 - \frac{6 \times 0.47}{13.04} \right) = 467.84 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{7784}{13.04} \left( 1 + \frac{3 \times 0.47}{13.04} \right) = 661.47 \text{ KN/ml}$$

○ **calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{661.47}{243} = 2.72 \text{ m}$$

**On prend B=2.72 m.**

On aura donc,  $S_p = 2.72 \times (13.04 + 6.8 + 22.77 + 27.33 + 30.62) = 273.52 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

n : nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale de la structure :  $S_{\text{bat}} = 388.21 \text{ m}^2$ .

La surface des semelles est de 70% de la surface de la structure.

**Conclusion :**

Les semelles filantes sous poteaux uniquement présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **70%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous optons pour un radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- La réduction de la pression apportée par la structure
- La réduction des tassements différentiels
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol
- La facilité d'exécution

**2.1.2. Etude du radier :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

**2.1.3. Pré-dimensionnement du radier :**

La hauteur du radier doit avoir minimum au 25 cm ( $h_{min} \geq 25 \text{ cm}$ )

➤ **La dalle : Les conditions forfaitaires**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$h_d \geq L_{max} / 20$  Avec une hauteur minimale de 25 cm.

$h_d \geq 714 / 20 = 35.7 \text{ cm}$

On opte pour  **$h_d = 40 \text{ cm}$**

➤ **La nervure (poutre) :**

La hauteur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{7.14}{10} = 0.71 \text{ m} \quad \text{Soit} \quad \mathbf{h_n = 80 \text{ cm}}$$

$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \rightarrow 32 \text{ Cm} \leq b_n \leq 56 \text{ Cm}$

**$B_n = 50 \text{ Cm.}$**

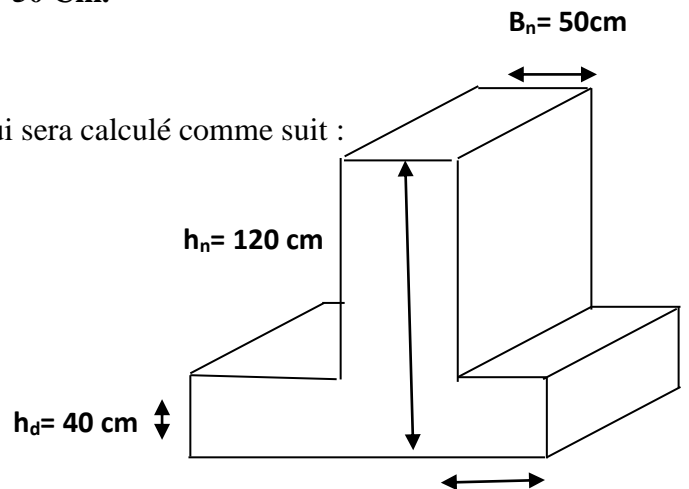
➤ **Détermination des efforts :**

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max \left( \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{80}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 40 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de

**$L_{deb} = 50 \text{ cm}$**



**Fig IX.2. Schémas de dimensionnement du radier**

Donc la surface totale du radier :  $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 388.21 + 40.515 = \mathbf{428,73 \text{ m}^2}$

**-Charges permanente :**

Poids du bâtiment : **48341.667 kN**

Poids de la dalle :  $[(428.73) \times 25 \times 0.40] = \mathbf{4287.3 \text{ kN}}$

Poids de la nervure :  $[2065.59] = \mathbf{6352.89 \text{ kN}}$

Poids du remblai en TVO :  $[(0.80 - 0.15) \times (428.73 - 103.795) \times 17] = \mathbf{3590.532 \text{ kN}}$

Poids de la dalle flottante :  $[(428.73 - 103.795) \times 0.15 \times 25] = \mathbf{1607.74 \text{ kN}}$

Poids du radier : Poids de [la dalle + la nervure + TVO + dalle flottante] = **11551.116 kN**

$G_{tot}$  = Poids du bâtiment + Poids du radier = **59892.783 kN**

**-Surcharge du radier :**

Surcharges du bâtiment  $Q_{bat}$  = **10362.643 kN**

Surcharges du radier  $Q_{rad}$  = **2.5x 428.73 = 1071.825 kN**

$Q_{tot}$  = **11434.47 kN**

**- Combinaisons d'actions :**

A l'ELU :  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 98006.962 \text{ kN}$

A l'ELS :  $N_s = G + Q = 71327.253 \text{ kN}$

**2.1.4. Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{A l'ELU} \quad S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{98006.962}{1,33 \times 243} = 303.25 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS} \quad S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{71327.253}{243} = 293.53 \text{ m}^2$$

**D'où :**

$$S_{bat} = \max(S_{rad}; S_{nrad}) = 303.25 \text{ m}^2$$

$S_{bat} > S_{nrad}$  ..... **Condition vérifiée.**

**Remarque :** La surface totale du bâtiment à la surface nécessaire au radier.

**IX.3. Vérifications :**

**3.1. Vérification à la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1\text{ m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,40 = 0,36\text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{98006,962 \times 1}{428,73} \times \frac{6,1}{2} = 697,225\text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{697,225 \times 1000}{100 \times 36 \times 100} = 1,94\text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### **3.2. Vérification de la stabilité du radier :**

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**$X_G = 11,81\text{ m}$  et  $Y_G = 13,25\text{ m}$**

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = 8054,99\text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 19258,58\text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à vérifier des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (**N**) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (**M**) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec : } \sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

**-Sens longitudinal :**

**A l'ELU**

$$M = 39868.80 + 2809.99 \times 1.2 = 43240.79 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{80805.214}{428.73} + \frac{43240.79}{8054.99} \times 15.46 = 271.47 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{80805.214}{428.73} - \frac{43240.79}{8054.99} \times 15.46 = 105.48 \text{ kN/m}^2$$

**D'où**

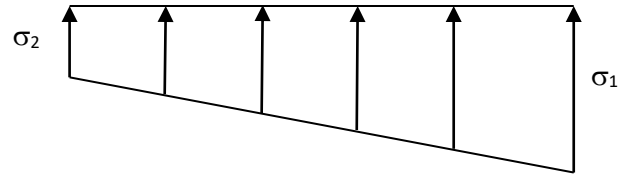
$$\sigma_m = \frac{3 \times 271.47 + 105.48}{4} = 229.97 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad 1.33 \sigma_{SOL} = 1.33 \times 243 = 323.19 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**A l'ELS**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{58704.309}{428.73} + \frac{43240.79}{8054.99} \times 15.46 = 219.92 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{58704.309}{428.73} - \frac{43240.79}{8054.99} \times 15.46 = 129.01 \text{ kN/m}^2$$



**FigIX.3. Diagramme des contraintes**

**D'où**

$$\sigma_m = \frac{3 \times 219.92 + 129.01}{4} = 197.19 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 243 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**- Sens transversal :****A P'ELU:**

$$M = 41839.39 + 2330.78 \times 1.2 = 44636.33 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{80805.214}{428.73} + \frac{44636.33}{19258.58} \times 15.46 = 224.31 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{80805.214}{428.73} - \frac{44636.33}{19258.58} \times 15.46 = 152.64 \text{ kN/m}^2$$

**D'où**

$$\sigma_m = \frac{3 \times 224.31 + 152.64}{4} = 206.39 \text{ kN/m}^2 ; 1.33\sigma_{SOL} = 1.33 \times 243 = 323.19 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**A P'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{58704.309}{428.73} + \frac{44636.33}{19258.58} \times 15.46 = 172.76 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{58704.309}{428.73} - \frac{44636.33}{19258.58} \times 15.46 = 101.09 \text{ kN/m}^2$$

**D'où**

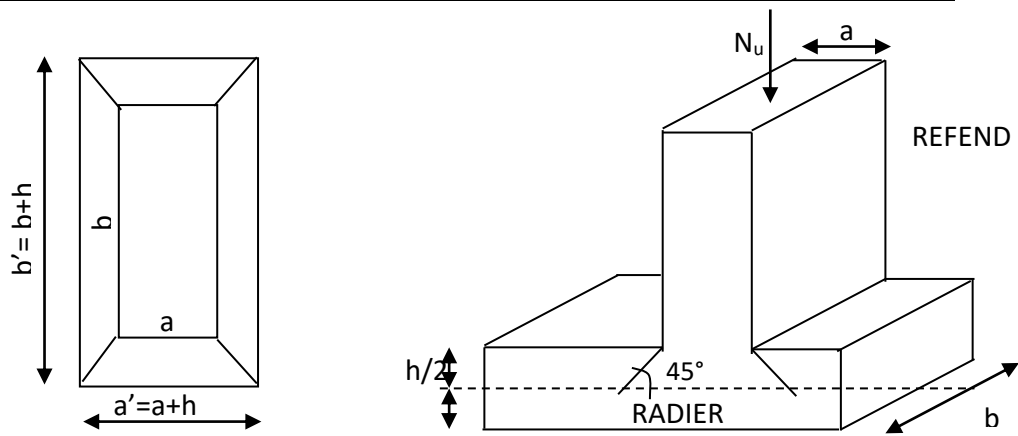
$$\sigma_m = \frac{3 \times 172.76 + 101.09}{4} = 154.84 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 243 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**3.3. Vérification au poinçonnement :**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$



**Fig.IX.4. Périmètre utile des voiles et des poteaux**

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile

**3.4. Calcul du périmètre utile  $\mu_c$**

**Poteau le plus sollicité :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 1) = 5.8 \text{ ml}$$

$$N_u = 3187.72 \text{ Kn}$$

$$N_u < 0,045 \times 5.8 \times 1 \times 25000 / 1.5 = 4350 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Voile le plus sollicité :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 3.6 + 2 \times 1) = 11.6 \text{ m}$$

$$N_u = 4064.94 \text{ KN}$$

$$N_u < 0,045 \times 11.6 \times 1 \times 25000 / 1.5 = 8700 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**IX.4.Ferraillage du radier :**

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

**4.1. Ferraillage des panneaux encastres sur 4 appuis**

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :**

Si  $\alpha < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas :**

Si  $0,4 \leq \alpha \leq 1$  le panneau travaille dans les deux directions, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée  $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad (L_x < L_y).$$

**4.2. Identification du panneau le plus sollicité :**

On choisira le panneau le plus défavorable.

**-Ferrailage du panneau :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{6.01} = 0.83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0533 \\ \mu_y = 0.6411 \end{cases}$$

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les 2 sens.

Pour le calcul du ferrailage, on va soustraire de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre de radier, ce dernier étant directement repris par le sol,

**A'ELU :**  $q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 206.39 - \frac{1.35 \times 11551.116}{428.73} = 170.02 \text{ kN/m}^2$

**A'ELS :**  $q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 154.84 - 1.35 \frac{11551.116}{428.73} = 118.47 \text{ kN/m}^2$

**Remarque :**

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

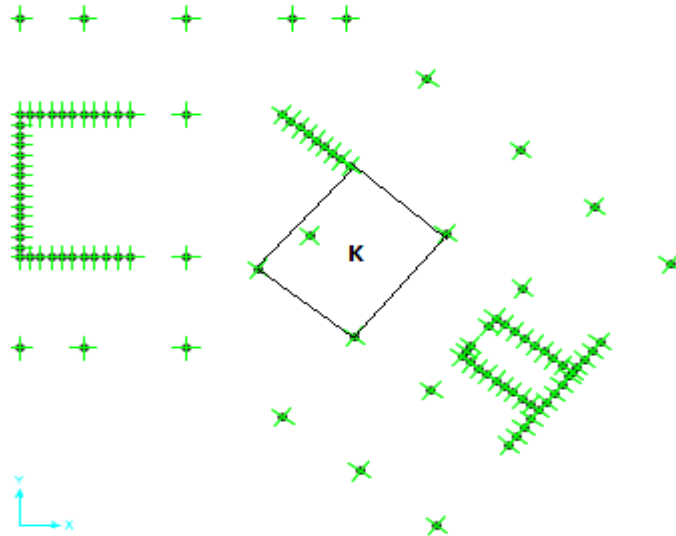
- moment en travée :  $0,75M_{ox}$  ou  $0,75M_{oy}$
- moment sur appuis :  $0,5M_{ox}$  ou  $0,5M_{oy}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

- moment en travée :  $0,75M_{ox}$  ou  $0,75M_{oy}$

- moment sur appui de rive :  $0,3M_{0X}$  ou  $0,3M_{0Y}$
- moment sur appui intermédiaire :  $0,5M_{0X}$  ou  $0,5M_{0Y}$

Après calcul des moments isostatiques des différents panneaux dans les deux sens on constate que le panneau **K** est le plus défavorable. Pour cela on adoptera le ferrillage de ce dernier pour les autres panneaux.



**Fig.IX.5.Le panneau le plus sollicité**

**Sens X-X :**

**Moments aux appuis :**

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u\max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 145.24$$

$$M_{ua} = 113.28 \text{ kN.m}$$

**Moments en travée :**

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u\max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 226.55$$

$$M_{ut} = 169.91 \text{ KN.m}$$

**a) Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{113.28 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,058 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,058 \rightarrow \beta_u = 0,970$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{113.28 \times 10^3}{0,970 \times 37 \times 348} = 9.07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 9.07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **6HA14/ ml = 9.24cm<sup>2</sup> / ml** avec un espacement de **20 cm**

**b) En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{169.91 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0.087 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,087 \rightarrow \beta_u = 0,955$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{169.91 \times 10^3}{0,955 \times 37 \times 348} = 13.82 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 13.82 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **7HA16/ml = 14.1cm<sup>2</sup> / ml** avec un espacement de **15 cm**

**Sens Y-Y :****Moments aux appuis :**

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 145.24$$

$$M_{ua} = 72.62 \text{ kN.m}$$

**Moments en travée :**

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 145.24$$

$$M_{ut} = 108.93 \text{ KN.m}$$

**a) Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{72.62 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,037 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,037 \rightarrow \beta_u = 0,981$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{72.62 \times 10^3}{0,981 \times 37 \times 348} = 5.75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 5.75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **6HA12/ ml = 6.78cm<sup>2</sup> / ml** avec un espacement de **20 cm**

**b) En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{108.93 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0.056 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,056 \rightarrow \beta_u = 0,971$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{108.93 \times 10^3}{0,971 \times 37 \times 348} = 8.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 8.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **6HA14/ml = 9.24 cm<sup>2</sup> / ml** avec un espacement de **20 cm**

**Remarque :** Les armatures en travées constituent le lit supérieur, et les armatures aux appuis le lit inférieur.

### **4.3. Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0.8\% \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 40 \left( 3 - \frac{0.83}{2} \right) = 3.47 \text{ cm}^2.$$

### **Sens X-X :**

**Aux appuis :**  $A_{ua} = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.47 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow$  condition vérifiée

**En travée :**  $A_{ua} = 14.1 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.47 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow$  condition vérifiée

### **Sens Y-Y :**

**Aux appuis :**  $A_{ua} = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.47 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow$  condition vérifiée

**En travée :**  $A_{ua} = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.47 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow$  condition vérifiée

## **IX.5. Calcul à l'ELS :**

**Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$M_x = 0,0533 \times 118,47 \times (5)^2 = 157.86 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0.6411 \times 157.86 = 101.2 \text{ kN.m}$$

### **Sens X-X :**

**Moments en travée**

$$M_{sa} = 0,75 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = 0,75 \times 157,86$$

$$M_{sa} = 118,39 \text{ kN.m}$$

**Moments aux appuis**

$$M_{st} = 0,5 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = 0,5 \times 157,86$$

$$M_{st} = 78,93 \text{ kN.m}$$

**5.1. Vérification des contraintes dans le béton**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Aux appuis**

$$\gamma = \frac{113,28}{78,93} = 1,44 \quad \text{et } \mu = 0,040 \rightarrow \alpha = 0,0510$$

$$\alpha = 0,0510 < \frac{1,44 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**En travée**

$$\gamma = \frac{196,91}{118,39} = 1,66 \quad \text{et } \mu = 0,060 \rightarrow \alpha = 0,0774$$

$$\alpha = 0,0774 < \frac{1,66 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,58 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

**Sens Y-Y :****Moments en travée**

$$M_{sa} = 0,75 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = 0,75 \times 101,2$$

$$M_{sa} = 75,9 \text{ kN.m}$$

**Moments aux appuis**

$$M_{st} = 0,5 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = 0,5 \times 101,2$$

$$M_{st} = 50,6 \text{ kN.m}$$

**5.2. Vérification des contraintes dans le béton**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Aux appuis**

$$\gamma = \frac{72.62}{50.6} = 1.44 \quad \text{et } \mu = 0.026 \rightarrow \alpha = 0.0350$$

$$\alpha = 0.0350 < \frac{1.44 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**En travée**

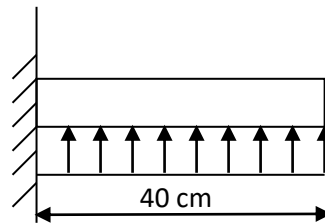
$$\gamma = \frac{108.93}{75.9} = 1.44 \quad \text{et } \mu = 0.039 \rightarrow \alpha = 0.0498$$

$$\alpha = 0.0498 < \frac{1.44 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.47$$

Etant donné que les inégalités précédentes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

**IX.6.Ferraillage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.

**Fig.IX.6. Schéma statique du débord****6.1. Sollicitation de calcul :**

**A l'ELU :**

$$P_u = 170.02 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-170.02 \times 0.50^2}{2} = -21.25 \text{ kN.m}$$

**A l'ELS**

$$P_s = 118.47 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-118.47 \times 0.5^2}{2} = -14.81 \text{ kN.m}$$

**6.2.Calcul des armatures :**

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 37 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}.$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21.25 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.20} = 0,0109 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,011 \rightarrow \beta_u = 0,9945$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21.25 \times 10^3}{0,9945 \times 37 \times 348} = 1.66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 4 \text{ HA12} / \text{ml}$$

**6.3. Vérification à l'ELU****a) La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2.1}{400} = 4.46 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.46 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On adopte **4 HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>**

**b) Calcul de l'espacement :**

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

**6.4. Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } \mathbf{4 \text{ HA } 10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2}$$

**S<sub>t</sub> = 25 cm**

**6.5. Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{21.25}{14.81} = 1.43 \quad \mu = 0.008 \rightarrow \alpha = 0.01$$

$$\alpha = 0,01 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,465 \Rightarrow \text{Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.}$$

Remarque : Les armatures de la dalle sont supérieures aux armatures nécessaires au débord , afin d'homogénéiser le ferrailage ,les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

**IX.7. Ferrailage des nervures:**

**7.1. Répartition des charges :**

Les charges réparties sur la nervure sont triangulaires ou trapézoïdales.

A fin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties ; on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante a un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Ainsi sous le chargement devenu uniformément reparti, le calcul devient classique.

**Pour les charges triangulaires :**

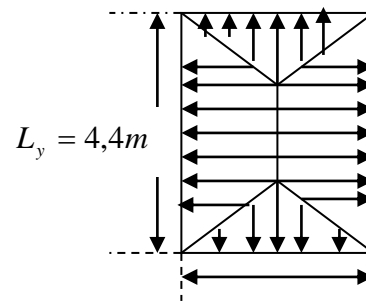
$$l_m = 0.333 \times l_x = 1.67m$$

$$l_t = 0.25 \times l_x = 1.25m$$

**Pour les charges trapézoïdales :**

$$l_m = l_x \cdot (0.5 - \rho_x^2/6) = 1,87m$$

$$l_t = l_x \cdot (0.5 - \rho_x/4) = 1,42m$$



**Fig.IX.7 .Répartition des charges sur la nervure**

**Sens X-X**

$$\left. \begin{aligned} Q_u &= q_u \times l_m = 170.02 \times 1.67 = 283.93 \text{ Kn} \\ Q_s &= q_s \times l_m = 118.47 \times 1.67 = 197.84 \text{ Kn} \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} Q_u &= q_u \times l_t = 170.02 \times 1.25 = 212.53 \text{ Kn} \\ Q_s &= q_s \times l_t = 118.47 \times 1.25 = 148.09 \text{ Kn} \end{aligned} \right\}$$

Pour les moments fléchissants.

Pour les efforts tranchant.

**Sens Y-Y**

$$\left. \begin{aligned} Q_u &= q_u \times l_m = 170.02 \times 1.87 = 317.94 \text{ Kn} \\ Q_s &= q_s \times l_m = 118.47 \times 1.87 = 221.54 \text{ Kn} \end{aligned} \right\}$$

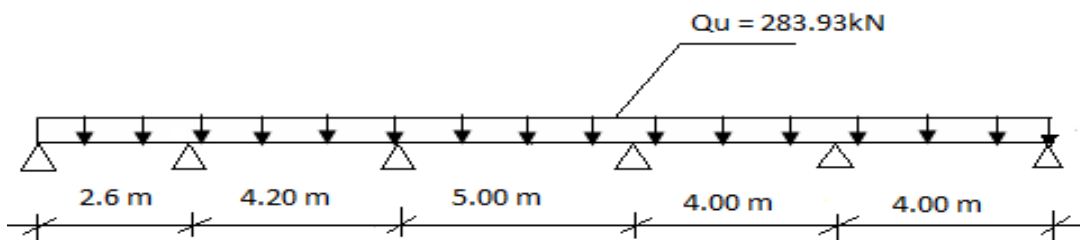
$$\left. \begin{aligned} Q_u &= q_u \times l_t = 170.02 \times 1.42 = 241.43 \text{ Kn} \\ Q_s &= q_s \times l_t = 118.47 \times 1.42 = 168.23 \text{ Kn} \end{aligned} \right\}$$

Pour les moments fléchissants.

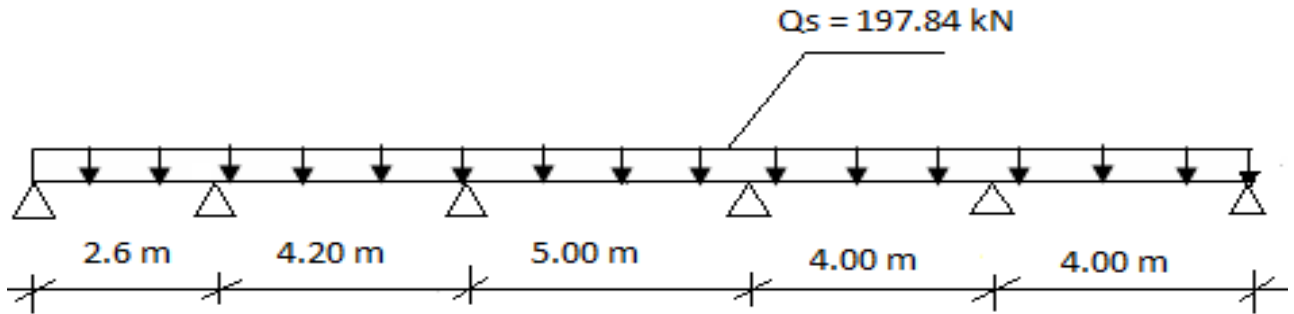
Pour les efforts tranchant.

**Sens X-X :**

**ELU :**

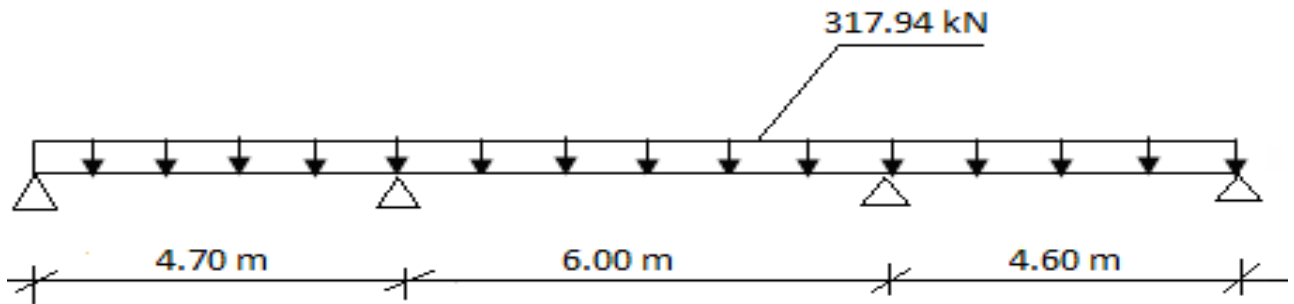


**ELS :**

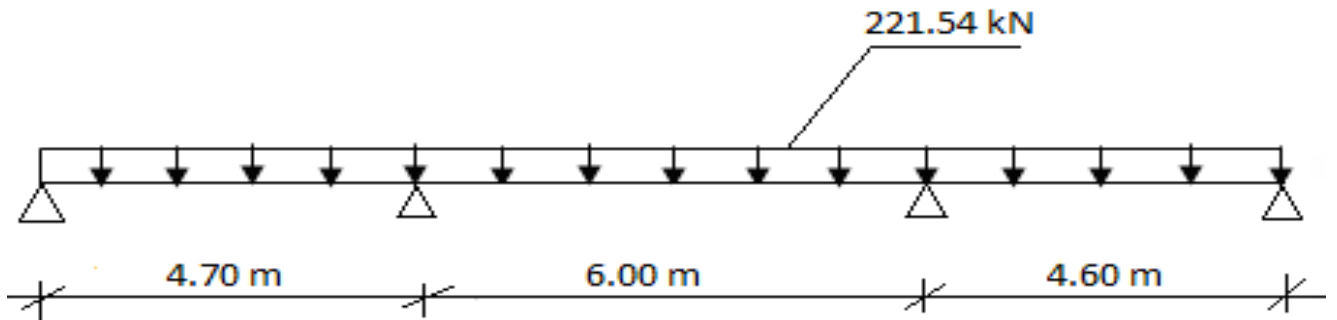


**Sens Y-Y :**

**ELU :**



**ELS :**



**7.2. Détermination des efforts:**

La condition d'application de la méthode forfaitaire ( $0.8 < L_i/L_{i+1} < 1.25$ ) n'étant pas vérifiée, donc il faut utiliser la méthode des trois moments :

**Aux appuis :**

$$M_{i-1} \cdot L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + (M_{i+1} \cdot L_{i+1}) = -q/4 (L_i^3 + L_{i+1}^3)$$

**Sens X-X :**

$$5.2 M_1 + 2.6 M_2 = -4.394 q$$

$$2.6 M_1 + 13.6 M_2 + 4.2 M_3 = -22.916 q$$

$$4.2 M_2 + 18.4 M_3 + 5.00 M_4 = -49.772 q$$

$$5.0 M_3 + 18 M_4 + 4.00 M_5 = -47.25 q$$

$$4.0 M_4 + 16 M_5 + 4.00 M_6 = -32 q$$

$$4.00 M_5 + 8 M_6 = -16 q$$

**Sens Y-Y :**

$$9.4 M_1 + 4.7 M_2 = -25.95q$$

$$4.7 M_1 + 21.4 M_2 + 6 M_3 = -79.95 q$$

$$9.2 M_4 + 4.6 M_3 = -24.33 q$$

**En travée :**

$$M_x(i+1) = [ q \cdot L(i+1) / 2 ] x - q \cdot x^2 / 2 - M_i + [ ( M_i - M_{i+1} ) / L_{i+1} ] x$$

**$M_x(i)$  prend la valeur Max lorsque :**

$$d(M_x(i+1)) = 0 \text{ ou } x = L_{i+1} / 2 + M_i - M_{i+1} / q \cdot L_{i+1}$$

**NB :** La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travées ; pour cela, on réduit les moments sur appuis de 1/3 de la valeur trouvée ainsi qu'on augmente, en travées, de 1/3 des valeurs trouvées.

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

**Moments sur appuis :**

**Sens X-X :**

<b>Aux appuis</b>	<b>M1</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	<b>M4</b>	<b>M5</b>	<b>M6</b>
<b>ELU</b>	-119.96	-258.38	-676.17	-321.01	-1064.21	-283.93

**Tableau.IX.2 : les moments sur appuis à l'ELU**

<b>Aux appuis</b>	<b>M1</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	<b>M4</b>	<b>M5</b>	<b>M6</b>
<b>ELS</b>	-83.59	-180.03	-438.3	-205.21	-865.67	-197.84

**Tableau.IX.3 : les moments sur appuis à l'ELS**

**Sens Y-Y :**

<b>Aux appuis</b>	<b>M1</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	<b>M4</b>
<b>ELU</b>	-438.96	-877.51	-762.91	-420.48

**Tableau.IX.3.les moments sur appuis à l'ELU**

<b>Aux appuis</b>	<b>M1</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	<b>M4</b>
<b>ELS</b>	-305.86	-611.46	-531.56	-292.98

**Tableau.IX.4.les moments sur appuis à l'ELS**

**Moments en travée : Sens X-X**

<b>ELU</b>	<b>L</b>	<b>G</b>	<b>Mi</b>	<b>Mi+1</b>	<b>X</b>	<b>Mt</b>
<b>1</b>	2.60	283.93	-119.96	-258.38	1.11	55.64
<b>2</b>	4.20	283.93	-258.38	-676.17	1.75	69.09
<b>3</b>	5.00	283.93	-676.17	-321.01	2.75	334.72
<b>4</b>	4.00	283.93	-321.01	-1064.21	1.35	-91.97
<b>5</b>	4.00	283.93	-283.93	-1064.21	1.31	39.13

**Tableau.IX.5.les moments en travée à ELU**

<b>ELS</b>	<b>L</b>	<b>G</b>	<b>Mi</b>	<b>Mi+1</b>	<b>X</b>	<b>Mt</b>
<b>1</b>	2.60	197.84	-83.59	-180.03	1.1	45.25
<b>2</b>	4.20	197.84	-180.03	-438.3	1.79	56.74
<b>3</b>	5.00	197.84	-438.3	-205.21	2.74	301.0
<b>4</b>	4.00	197.84	-205.21	-865.67	1.17	-70.85
<b>5</b>	4.00	197.84	-197.84	-865.67	1.16	13.49

**Tableau.IX.6.les moments en travée à ELS**

**Sens Y-Y :**

<b>ELU</b>	<b>L</b>	<b>G</b>	<b>Mi</b>	<b>Mi+1</b>	<b>X</b>	<b>Mt</b>
<b>1</b>	4.70	317.94	-438.96	-877.51	1.4	164.85
<b>2</b>	6.00	317.94	-877.51	-762.91	3.06	611.1
<b>3</b>	4.60	317.94	-420.48	-762.91	2.06	257.96

**TableauIX.7.les moments en travée à ELU**

<b>ELS</b>	<b>L</b>	<b>G</b>	<b>Mi</b>	<b>Mi+1</b>	<b>X</b>	<b>Mt</b>
<b>1</b>	4.70	221.54	-305.86	-611.48	2.05	162.6
<b>2</b>	6.00	221.54	-611.48	-531.56	3.06	425.81
<b>3</b>	4.60	221.54	-292.98	-531.56	2.06	179.78

**TableauIX.8.les moments en travée à ELU**

**7.3. Le ferrailage :**

**Sens X-X :**

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 446.29kn.m \quad M_a^{\max} = 709.47kn.m$$

Zone	M <sub>u</sub> (kn m)	μ	μe	β	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)	A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)
Appuis	709.47	0.076	0.392	0.960	7.54	18.47	15	4HA20+4HA14= 18,73
Travée	446.29	0.048	0.392	0.975	7.54	11.44	15	8HA14 = 12,32

$$b = 50cm; \quad d = 115 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2MPa; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

**Tableau.IX.9.ferrailage de la nervure a l'ELU aux appuis et en travée**

**Sens Y-Y :**

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 665.04kn.m \quad M_a^{\max} = 871.42kn.m$$

$$b = 50cm; \quad d = 115 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2MPa; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Zone	M <sub>u</sub> (kn m)	μ	μe	β	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)	A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)
Appuis	877.51	0.093	0.392	0.9515	7.54	22.88	15	8HA20 = 25.13
Travée	611.10	0.070	0.392	0.9965	7.54	16.68	15	4HA20+4HA12 = 17.09

**Tableau.IX.10.ferrailage de la nervure a l'ELU aux appuis et en travée**

**7.4.Armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

- *Espacement des armatures*

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \{ 20 ; 24 \} = 15 \text{ cm}$$

$S_t = 15 \text{ cm}$  en zone nodale ;  $S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm}$   $\longrightarrow$   $S_t = 30 \text{ cm}$  en zone courante.

**-Armatures transversales minimales**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2,25 \text{ cm}^2$$

On opte  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

### 7.5. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_{u \max} = 241.43 \times 6 \times \frac{1}{2} = 724.29 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{724.29 \times 10^3}{500 \times 1150} = 1.25 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### 7.6. Vérification à l'ELS

**Sens X-X :**

Aux appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{709.47}{577.11} = 1.23$$

$$\alpha = 0,0774 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.365 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

En travées

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{446.29}{401.33} = 1.11$$

$$\alpha = 0.051 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.305 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Sens Y-Y :**

Aux appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{877.51}{611.46} = 1.43$$

$$\alpha = 0.064 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.465 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{611.1}{425.81} = 1.44$$

En travée :

$$\alpha = 0.049 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.468 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

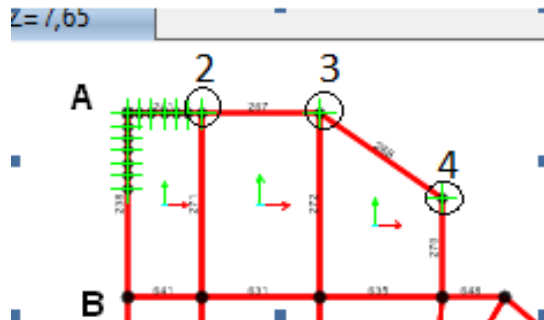
La condition  $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$  est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

**IX.8. Etude de semelle filante :**

Une partie du plancher +7.65 (RDC) repose sur le sol, notamment les poteaux de la file A. Ces 4 poteaux situés sur une même file, nécessitent donc une fondation qui ne peut pas être un radier. Il ne reste comme choix que les semelles isolées ou une semelle filante. De plus entre le 1<sup>er</sup> et le 2eme poteau ; il y a un voile ( voir le schéma ci-dessous fig 8)

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N<sub>ser</sub> qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

**Sous poteaux :**



**Fig.IX.8. Les poteaux les plus sollicités**

*Tableau qui résume le calcul :*

Poteau	P= G+Q (kN)	ei (m)	P .ei (kNm)	Mi
3	1044.37	-0.54	-563.96	24.01
2	521.710	-4.74	-2472.91	16.91
4	801.380	+4.70	+3766.49	12.29
Σ	2367.46	/	729.62	53.21

**Tableau.IX.11. Surface de semelles filante sous poteaux a la base.**

○ **Résultante :**

$$R = \sum N_i = 2367.46 \text{ KN}$$

$$e_l = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{729.62 + 53.21}{2367.46} = 0.33 \text{ m}$$

Donc l'excentricité  $e = 0.33 \text{ m}$ .

○ **Distribution par (ml) de la semelle :**

$$e = 0.33 \leq \frac{9.44}{6} = 1.57 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{2367.46}{9.44} \left( 1 + \frac{6 \times 0.33}{9.44} \right) = 303.39 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{2367.46}{9.44} \left( 1 - \frac{6 \times 0.33}{9.44} \right) = 198.19 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{2367.46}{9.44} \left( 1 + \frac{3 \times 0.33}{9.44} \right) = 277.09 \text{ KN/ml}$$

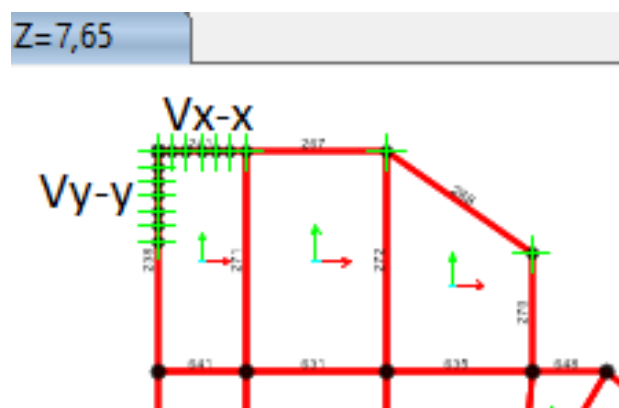
○ **calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q \left( \frac{L}{4} \right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{277.09}{243} = 1.14 \text{ m}$$

**On prend  $B=1.3 \text{ m}$ .**

$$\text{On aura donc, } S_p = 1.3 \times (6.8 + 5.24) = 15.65 \text{ m}^2$$

**Sous voiles :**



**Fig.IX.9.Les voiles du ni +7.65**

**Tableau qui résume le calcul :**

Poteau	P= G+Q (kN)	L (m)	B(m)	S(m <sup>2</sup> )
V <sub>x-x</sub>	401.64	2.60	0.7	1.82
V <sub>y-y</sub>	733.66	2.62	1.2	3.144

**Tableau.IX.12.Surface de semelles filantes sous poteaux a la base.**

$$B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

$$B_y - y \geq \frac{733.66}{243 \times 2.62} = 1.15 \text{ m}$$

$$B_x - x \geq \frac{401.64}{243 \times 2.6} = 0.70 \text{ m}$$

**On prend B=1.2 m.**

On aura donc,  $S_v = 3.144 + 1.82 = 4.96 \text{ m}^2$

La surface totale de la structure :  $S_{bat} = 6.8 \times 6.5 + 5.24 \times 4.2 \times 0.5 + 3.5 \times 4.2 = 69.9 \text{ m}^2$ .

$S_t = S_p + S_v = 4.96 + 15.65 = 20.61 \text{ m}^2$ .

La surface des semelles est de 29% de la surface de la structure.

**Conclusion :**

On opte pour des semelles filantes au RDC.

**IX.8.1.Dimensionnement sous poteaux :**

La hauteur de la semelle :  $h_s \geq \frac{B - b}{4} + 5$

Avec : B : Largueur de la semelle.

b : Largueur du poteau dans le sens B

:  $h_s \geq \frac{B - b}{4} + 5 = \frac{130 - 45}{4} + 5 = 26.25 \text{ cm}$

Dimensions adoptées :

L=9.44m ; B=1.30m ; h<sub>s</sub> =30cm ; c=c'=5cm ; d 25cm

**IX.8.2.Dimension de la poutre de rigidité ou nervure :**

- **La hauteur de la poutre de rigidité :**

$$\frac{L_{max}}{9} \leq hp \leq \frac{L_{max}}{6} \implies \frac{5.24}{9} \leq hp \leq \frac{5.24}{6}$$

$$0.58 \leq hp \leq 0.87$$

On prend **hp = 85cm ; d=80cm.**

- **La largeur de la poutre de rigidité :**

$$\text{On a } \frac{1}{3}hp \leq bp \leq \frac{2}{3}hp \implies \frac{85}{3} \leq bp \leq \frac{2 \times 85}{3} \implies 28.33 \leq bp \leq 56.67$$

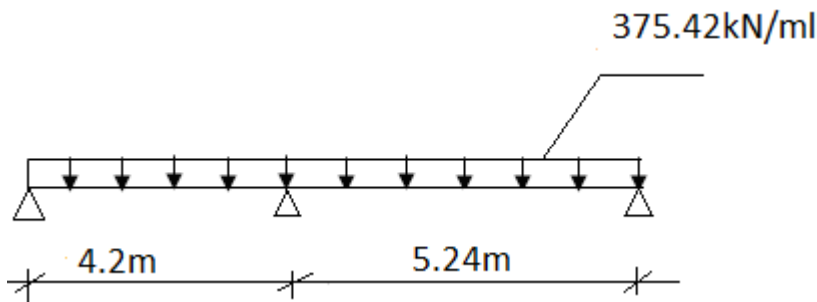
On prend **bp =50cm.**

- **Vérification de la contrainte réelle :**

$$\sigma_{sr} \leq \sigma_{sol} \implies \sigma_{sr} = \frac{q \left( \frac{L}{4} \right)}{B} = \frac{277.09 \times 1000}{1300} = 213 \text{Mpa} \leq 243 \text{Mpa}$$

**IX.8.3.Détermination des moments:**

Calcul des moments fléchissant par la méthode des trios moments (exposé de la méthode dans les calculs pour le radier) :



**Moments sur appuis :**

Aux appuis	M1	M2	M3
ELU	275.93	541.55	429.51

**Tableau.IX.13.les moments sur appuis à l'ELU**

ELU	L	G	Mi	Mi+1	X	Mt
1	4.2	375.42	275.93	541.55	1.93	572.51
2	5.24	375.42	429.51	541.55	2.56	803.39

**Tableau.IX.14.les moments en travée à l'ELU**

**IX.8.4.Calcul de ferrailage :**

- **Aux appuis :**

Appuis	M	$\mu$	$\beta$	As	Amin	Obs
1	275.93	0.060	0.997	9.94	4.83	√
2	541.55	0.120	0.994	19.57	4.83	√
3	429.51	0.090	0.9955	15.46	4.83	√

- **En travée :**

Travée	M	$\mu$	$\beta$	As	Amin	Obs
1	572.51	0.126	0.932	22.06	4.83	√
2	803.39	0.176	0.902	31.99	4.83	√

**IX.8.5.Vérification des contraintes a l'ELS :**

**5.1. Dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \sigma_s/K1 \leq \sigma_{bc} = 15Mpa$

$\rho1 = 100 \times A / b \times d \rightarrow$  On tire du tableau K1 et  $\beta1$

**5.2.Dans l'acier :**

$$\sigma_s = Mser/A \times \beta \times d$$

**Moments sur appuis :**

Aux appuis	M1	M2	M3
ELS	122.2	453.18	190.21

**Tableau.IX.15.les moments sur appuis à l'ELS**

ELS	L	G	Mi	Mi+1	X	Mt
1	4.2	277.09	453.18	122.2	2.38	446.00
2	5.24	277.09	453.18	190.21	2.8	633.88

**Tableau.IX.16les moments en travée à l'ELS**

Les résultats des vérifications sont donnés par le tableau suivant :

- **Aux appuis :**

Appuis	Ma	$\rho l$	$\beta$	K	$\sigma s$	$\sigma bc$	Obs
1	122.2	0.248	0.919	46.12	167.22	3.63	√
2	453.18	0.489	0.901	34.14	321.27	9.41	√
3	190.21	0.386	0.904	36.35	170.12	4.68	√

- **En travée :**

Appuis	Ma	$\rho l$	$\beta$	K	$\sigma s$	$\sigma bc$	Obs
1	446.00	0.522	0.887	140.99	140.99	4.86	√
2	633.88	0.799	0.872	284.04	284.04	14.48	√

**IX.8.6.Section adoptée :**

- **Aux appuis :**

Appuis	As	A choisie	A adoptée
1	9.94	4T20	12.57
2	19.57	4T20+4T16	20.64
3	15.46	4T20+4T12	17.12

- En travée :

Travée	As	A choisie	A adoptée
1	22.06	4T16+4T12	12.56
2	31.99	4T20+4T16	20.64

**IX.8.7.Vérification au cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

$$T_u = q l / 2 = 375.42 \times 5.24 / 2 = 983.6 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{983.6}{80 \times 50} = 2.46$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**IX.8.8.Armatures transversales :**

$$\phi_t = \min (h/2 ; b/10 ; \phi_{\max} ) = \min (2.42 ; 5 ; 2) = 2$$

Soit  $\phi = 10 \text{ mm}$

On adopte deux cadres de  $\phi 10$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2.$$

**8.1. Calcul des espacements :**

$$St \leq \min (0.9; d; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{0,9 \cdot f_e \cdot A_t}{b \cdot \gamma_s \cdot (\zeta - 0,3 \cdot f_t)} = \frac{0,9 \cdot 400 \cdot 3,14}{50 \cdot 1,15 (2,46 - 0,3 \cdot 2,1)} = 10.74 \text{ cm}$$

**8.2. Selon le RPA99V2003 :**

**En zone nodale :**

$$St \leq \min (h/4; 12\phi) = \min (21.25; 30) = 21.25 \text{ cm}$$

**St = 10 cm**

**En zone courante:**

$$St \leq h/2 = 85/2 = 42.5 \text{ cm}$$

On prend: **St = 14 cm**

$$\text{On a: } At \geq 0.003 \cdot St \cdot b = 0.003 \times 14 \times 50 = 2.1 \text{ cm}^2$$

$$At = 3.14 \text{ cm}^2 < 2.1 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

### **IX.8.9. Longueur de recouvrement :**

**La longueur minimale de recouvrement :  $Ls \geq 40 \phi$**

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures doit être effectuées avec des crochets.

### **IX.8.10. Armatures dans le sens B (largueur de la semelle) :**

Le calcul des armatures se fait par la méthode de bielles.

$$Ab = \frac{Nu(B-b)}{8.d.\gamma_s}$$

Ab : Donnée par le mètre linéaire (cm<sup>2</sup>/ml)

$$Nr = \sigma(3/4) = 375.42 \times L \times 1 = 375.42$$

$$Ab = \frac{375.42(100-50)}{8.80.34,8} = 0.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup> (e = 25cm)

### **IX.8.11. Armatures de répartition :**

$$At = \frac{Ab \times B}{4} = \frac{3.14 \times 1.00}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>

### **IX.9.1. Ferrailage de la semelle sous voile :**

On choisie le voile le plus sollicité (Vy-y).

#### **9.1. Dimensionnement : (ELS)**

$$N_{ser} = 733.66 \text{ KN}; L = 2.62\text{m}; \sigma_{sol} = 243\text{KN}/\text{m}^2$$

$$B \geq \frac{733.66}{243 \times 2.62} = 1.15 \text{ m}$$

On prend : **B = 1.2m**

**9.2. Condition de rigidité :**

$$\text{La hauteur de la semelle } h_s = \frac{B-b}{4} + 5\text{cm} = \frac{85-20}{4} + 5\text{cm} = 21.25\text{cm}$$

On prend  $h_s = 30\text{ cm}$

**9.3. Vérification :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{\text{sol}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_{\text{ser}} + G_s}{B \times L}$$

$$G_s = 25 \times 0.3 \times 1.2 \times 2.62 = 23.58 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{733.66 + 23.58}{1.2 \times 2.62} = 240.85 \leq 243 \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

**9.4. Le ferrailage:**

$$M_e = \frac{N_u (B-b)^2}{8B}$$

$$N_u = 1007.91 + 1.35 + 23.58 = 1039.74 \text{ KN}$$

$$M_e = \frac{1039.74 (1.2 - 0.2)^2}{8 \times 1.2} = 108.31 \text{ KN.m}$$

$$A_{\text{ast}} = \frac{M_u}{0.9 \times d \times \sigma_{\text{st}}} = \frac{108.31 \times 100}{0.9 \times 25 \times 34.8} = 13.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 8\text{HA}16 = 16.1 \text{ cm}^2$$

**9.5. Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{st}}}{4} = \frac{16.1}{4} = 4.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

**9.6. La longueur d'ancrage :**

$$\tau_{\text{se}} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$\tau_{\text{se}}$  : Contrainte d'adhérence pour l'ancrage .

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement (BAEL).

$\Psi_s = 1$  (aciers lisses).

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

**9.7. Longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$$

Pour Fe400, acier de haute adhérence,  $L_s = 64 \text{ cm}$

On opte pour des crochets à  $45^\circ$  avec  $L_s' = L_s \times 0.4 = 0.4 \times 64 = 25.6$

$L_s = 26 \text{ cm}$

**IX.10. Ferrailage des longrines :****IX.10.1. Rôle des longrines :**

Les fondations servent à choisir les semelles dans les deux sens, rigidifier l'infrastructure et d'empêcher les semelles de se déplacer les unes par les autres.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale :

$$F = \left( \frac{N}{\alpha} \right) \geq 20 \text{ KN}$$

N : La valeur maximale des charges verticales de gravité apportée pour les points d'appuis solidaires.

Dans notre cas, on a un site de catégorie S2 (ferme) :

S3 et zone IIa  $\rightarrow \alpha = 15 \text{ (Rpa)}$

**IX.10.2. Dimension des longrines :**

Selon le RPA, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont  $(25 \times 30) \text{ cm}^2$  pour le site S2. On choisie donc une section de  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

**IX.10.3. Ferrailage des longrines :**

On ferrailera la longrine soumise à l'effort N le plus défavorable et optera pour le même ferrailage pour toutes les longrines.

**3.1. Armatures longitudinales :**

$N_{\max} = 1561.02 \text{ KN}$

$$F = \left( \frac{N}{\alpha} \right) = \frac{1561.02}{15} = 104.07 \text{ KN}$$

$\sigma_s = 348 \text{ Mpa} = 34.8 \text{ KN/cm}^2$

$$A = \frac{104.07}{34.8} = 2.99 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum selon le RPA99v2003 doit être à 0.6% de la section transversale de la longrine.

$$A_{\min} = 0.6 \% \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures longitudinales :  $A = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$

### **3.2. Armatures transversales :**

$$\phi = \min \{h/35 ; \phi ; b/10\} = \min \{0.86 ; 1.4 ; 3\}$$

On prend :  $\phi 0.8\text{cm}$

On opte pour un cadre T10 = 1.57 cm<sup>2</sup>.

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min (20\text{cm} ; 15 \phi) = \min (20 ; 15)$$

On opte pour un cadre T10 tous les 15cm.

**Note:** Puisque le dimensionnement et le ferrailage des longrines sont inférieurs à ceux des poutres du même niveau, on prolonge ces dernières dans les fondations pour avoir une rigidité uniforme de ce niveau.

**IX.1.Introduction**

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol. Cette transmission peut être directe, cas de fondation superficielle (semelles isolées, semelles continues, radier) ou par des éléments spéciaux (puits, pieux).

Dans le cas le plus général un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : charge vertical centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- **Une force horizontale** : résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- **Un moment** : qui peut s'exercer dans différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures :

**a)Fondations superficielles**

Ces semelles sont utilisées lorsque la couche résistante de terrain est capable de reprendre les charges et les surcharges de la construction, se trouve à une faible profondeur (semelles isolées, filantes et les radiers).

**b) Fondations profondes**

Ce type de fondation est généralement utilisé dans le cas où le bon sol se trouve à une profondeur importante ; il s'agit de fondations sur puits si cette profondeur est entre 2 et 5 m mais si elle dépasse les 5 m on opte alors pour des fondations sur pieux).

**1.1. Etude géotechnique du sol :**

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier, les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol} = 2.43 \text{ bars}$ .
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**1.2. Choix du type de fondation :**

Le type de fondation à adopter est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- Le tassement du sol.

- La facilité d'exécution.
- L'économie.

**Remarque :** Les semelles reposent toujours sur une couche de béton de propreté de 5 à 10 cm d'épaisseur dosé à 150 Kg/m<sup>3</sup> de ciment.

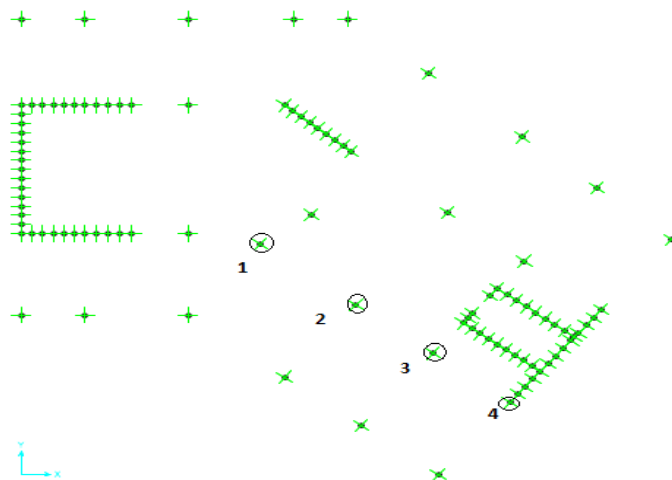
Les armatures verticales des murs et des poteaux doivent être prolongées jusqu'à la base de la semelle.

## **IX.2. Pré-dimensionnement des fondations :**

### **2.1.Fondations niveau « 0.00 m » :**

#### **2.1.1. Semelles filantes sous poteaux :**

Une semelle est infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.



**Fig.IX.1.Les poteaux les plus sollicités**

#### **Étape du calcul :**

1. Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$ .
2. Détermination des coordonnées de la résultante  $R$  :  $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$
3. Détermination de la distribution par (ml) de semelle :  
 $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire.

$$q_{\max} = \frac{Ns}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q_{\left(\frac{B}{4}\right)} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{Ns}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

4. Détermination de la largeur de la semelle :  $B \geq q_{(L/4)} / \sigma_{sol}$

5. Détermination de la hauteur de la semelle :  $L / 9 \leq h_t \leq L / 6$

Avec : L la distance entre nus des poteaux.

Tableau qui résume le calcul :

Poteau	P= G+Q (kN)	ei (m)	P .ei (kNm)	Mi
1	2316.87	+6.52	+15105.99	13.41
2	2091.17	+1.5	+3136.75	6.95
3	1868.60	-2.52	-4708.87	9.05
4	1507.36	-6.52	-9827.99	1.31
Σ	7784.00	/	+3705.88	30.72

**Tableau IX.1 : Surface de semelles filantes sous poteaux a la base.**

○ **Résultante :**

$$R = \sum N_i = 7784 \text{ KN}$$

$$e1 = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{3705.88 + 30.72}{7784} = 0.47 \text{ m}$$

Donc l'excentricité  $e = 0.47 \text{ m}$ .

○ **Distribution par (ml) de la semelle :**

$$e = 0.47 \leq \frac{13.04}{6} = 2.17m \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{7784}{13.04} \left( 1 + \frac{6 \times 0.47}{13.04} \right) = 725.86 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{7784}{13.04} \left( 1 - \frac{6 \times 0.47}{13.04} \right) = 467.84 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{7784}{13.04} \left( 1 + \frac{3 \times 0.47}{13.04} \right) = 661.47 \text{ KN/ml}$$

○ **calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{661.47}{243} = 2.72 \text{ m}$$

**On prend B=2.72 m.**

On aura donc,  $S_p = 2.72 \times (13.04 + 6.8 + 22.77 + 27.33 + 30.62) = 273.52 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

n : nombre de portique dans le sens considéré.

La surface totale de la structure :  $S_{\text{bat}} = 388.21 \text{ m}^2$ .

La surface des semelles est de 70% de la surface de la structure.

**Conclusion :**

Les semelles filantes sous poteaux uniquement présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **70%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous optons pour un radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- La réduction de la pression apportée par la structure
- La réduction des tassements différentiels
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol
- La facilité d'exécution

**2.1.2. Etude du radier :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire).
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

**2.1.3. Pré-dimensionnement du radier :**

La hauteur du radier doit avoir minimum au 25 cm ( $h_{min} \geq 25$  cm)

➤ **La dalle : Les conditions forfaitaires**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$h_d \geq L_{max} / 20$  Avec une hauteur minimale de 25 cm.

$h_d \geq 714 / 20 = 35.7$  cm

On opte pour  **$h_d = 40$ cm**

➤ **La nervure (poutre) :**

La hauteur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{7.14}{10} = 0.71m \quad \text{Soit} \quad \mathbf{h_n = 80cm}$$

$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \rightarrow 32 \text{ Cm} \leq b_n \leq 56\text{Cm}$

**$B_n = 50$  Cm.**

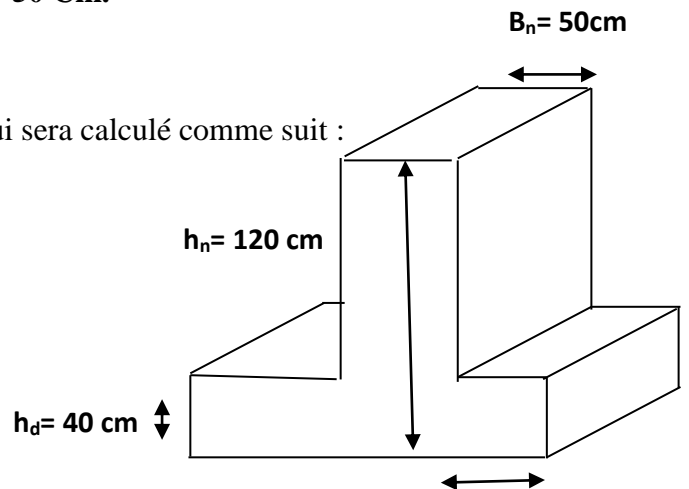
➤ **Détermination des efforts :**

Le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max \left( \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left( \frac{80}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 40 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de

**$L_{deb} = 50$  cm**



**Fig IX.2. Schémas de dimensionnement du radier**

Donc la surface totale du radier :  $S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 388.21 + 40.515 = \mathbf{428,73 \text{ m}^2}$

**-Charges permanente :**

Poids du bâtiment : **48341.667 kN**

Poids de la dalle :  $[(428.73) \times 25 \times 0.40] = \mathbf{4287.3 \text{ kN}}$

Poids de la nervure :  $[2065.59] = \mathbf{6352.89 \text{ kN}}$

Poids du remblai en TVO :  $[(0.80 - 0.15) \times (428.73 - 103.795) \times 17] = \mathbf{3590.532 \text{ kN}}$

Poids de la dalle flottante :  $[(428.73 - 103.795) \times 0.15 \times 25] = \mathbf{1607.74 \text{ kN}}$

Poids du radier : Poids de [la dalle + la nervure + TVO + dalle flottante] = **11551.116 kN**

$G_{tot}$  = Poids du bâtiment + Poids du radier = **59892.783 kN**

**-Surcharge du radier :**

Surcharges du bâtiment  $Q_{bat}$  = **10362.643 kN**

Surcharges du radier  $Q_{rad}$  = **2.5x 428.73 = 1071.825 kN**

$Q_{tot}$  = **11434.47 kN**

**- Combinaisons d'actions :**

A l'ELU :  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 98006.962 \text{ kN}$

A l'ELS :  $N_s = G + Q = 71327.253 \text{ kN}$

**2.1.4. Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{A l'ELU} \quad S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{98006.962}{1,33 \times 243} = 303.25 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS} \quad S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{71327.253}{243} = 293.53 \text{ m}^2$$

**D'où :**

$$S_{bat} = \max(S_{rad}; S_{rad}) = 303.25 \text{ m}^2$$

$S_{bat} > S_{nrad}$  ..... **Condition vérifiée.**

**Remarque :** La surface totale du bâtiment à la surface nécessaire au radier.

**IX.3. Vérifications :**

**3.1. Vérification à la contrainte de cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1\text{ m}; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,40 = 0,36\text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{98006,962 \times 1}{428,73} \times \frac{6,1}{2} = 697,225\text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{697,225 \times 1000}{100 \times 36 \times 100} = 1,94\text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### **3.2. Vérification de la stabilité du radier :**

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**$X_G = 11,81\text{ m}$  et  $Y_G = 13,25\text{ m}$**

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = 8054,99\text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 19258,58\text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à vérifier des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (**N**) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (**M**) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$$

$$\text{Avec : } \sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

**-Sens longitudinal :**

**A l'ELU**

$$M = 39868.80 + 2809.99 \times 1.2 = 43240.79 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{80805.214}{428.73} + \frac{43240.79}{8054.99} \times 15.46 = 271.47 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{80805.214}{428.73} - \frac{43240.79}{8054.99} \times 15.46 = 105.48 \text{ kN/m}^2$$

**D'où**

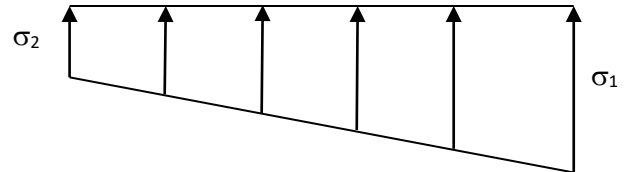
$$\sigma_m = \frac{3 \times 271.47 + 105.48}{4} = 229.97 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad 1.33 \sigma_{SOL} = 1.33 \times 243 = 323.19 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**A l'ELS**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{58704.309}{428.73} + \frac{43240.79}{8054.99} \times 15.46 = 219.92 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{58704.309}{428.73} - \frac{43240.79}{8054.99} \times 15.46 = 129.01 \text{ kN/m}^2$$



**FigIX.3. Diagramme des contraintes**

**D'où**

$$\sigma_m = \frac{3 \times 219.92 + 129.01}{4} = 197.19 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 243 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**- Sens transversal :****A P'ELU :**

$$M = 41839.39 + 2330.78 \times 1.2 = 44636.33 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{80805.214}{428.73} + \frac{44636.33}{19258.58} \times 15.46 = 224.31 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{80805.214}{428.73} - \frac{44636.33}{19258.58} \times 15.46 = 152.64 \text{ kN/m}^2$$

**D'où**

$$\sigma_m = \frac{3 \times 224.31 + 152.64}{4} = 206.39 \text{ kN/m}^2 ; 1.33\sigma_{SOL} = 1.33 \times 243 = 323.19 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m < 1.33 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**A P'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{58704.309}{428.73} + \frac{44636.33}{19258.58} \times 15.46 = 172.76 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{58704.309}{428.73} - \frac{44636.33}{19258.58} \times 15.46 = 101.09 \text{ kN/m}^2$$

**D'où**

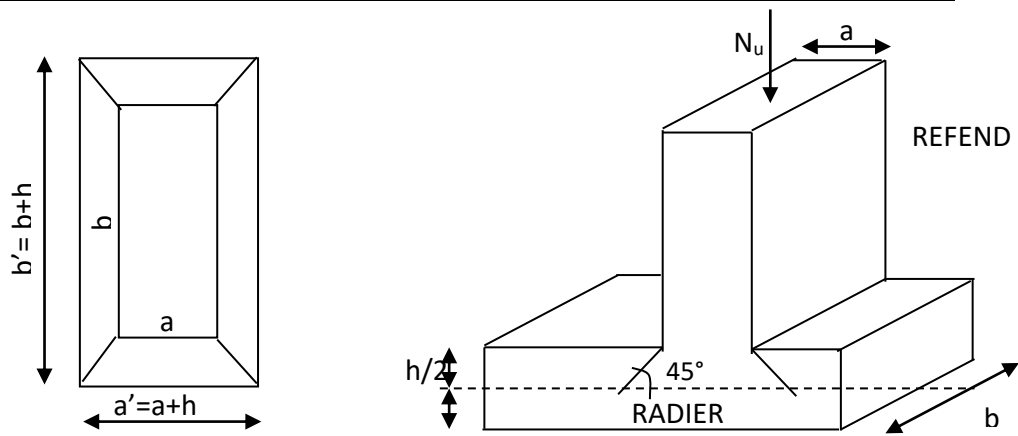
$$\sigma_m = \frac{3 \times 172.76 + 101.09}{4} = 154.84 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 243 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**3.3. Vérification au poinçonnement :**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$



**Fig.IX.4. Périmètre utile des voiles et des poteaux**

Avec :

$N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du voile ou du poteau.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile

**3.4. Calcul du périmètre utile  $\mu_c$**

**Poteau le plus sollicité :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 1) = 5.8 \text{ ml}$$

$$N_u = 3187.72 \text{ Kn}$$

$$N_u < 0,045 \times 5.8 \times 1 \times 25000 / 1.5 = 4350 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Voile le plus sollicité :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 3.6 + 2 \times 1) = 11.6 \text{ m}$$

$$N_u = 4064.94 \text{ KN}$$

$$N_u < 0,045 \times 11.6 \times 1 \times 25000 / 1.5 = 8700 \text{ kN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**IX.4.Ferraillage du radier :**

Pour le calcul du ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

**4.1. Ferraillage des panneaux encastres sur 4 appuis**

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas :**

Si  $\alpha < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas :**

Si  $0,4 \leq \alpha \leq 1$  le panneau travaille dans les deux directions, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée  $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad (L_x < L_y).$$

**4.2. Identification du panneau le plus sollicité :**

On choisira le panneau le plus défavorable.

**-Ferrailage du panneau :**

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5}{6.01} = 0.83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0533 \\ \mu_y = 0.6411 \end{cases}$$

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les 2 sens.

Pour le calcul du ferrailage, on va soustraire de la contrainte maximale  $\sigma_M^{max}$ , la contrainte due au poids propre de radier, ce dernier étant directement repris par le sol,

**A'ELU :**  $q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 206.39 - \frac{1.35 \times 11551.116}{428.73} = 170.02 \text{ kN/m}^2$

**A'ELS :**  $q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 154.84 - 1.35 \frac{11551.116}{428.73} = 118.47 \text{ kN/m}^2$

**Remarque :**

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :

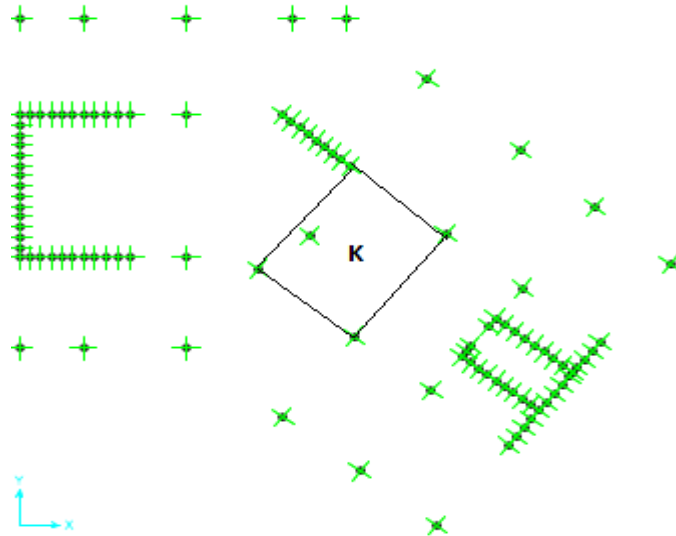
- moment en travée :  $0,75M_{ox}$  ou  $0,75M_{oy}$
- moment sur appuis :  $0,5M_{ox}$  ou  $0,5M_{oy}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel

- moment en travée :  $0,75M_{ox}$  ou  $0,75M_{oy}$

- moment sur appui de rive :  $0,3M_{0X}$  ou  $0,3M_{0Y}$
- moment sur appui intermédiaire :  $0,5M_{0X}$  ou  $0,5M_{0Y}$

Après calcul des moments isostatiques des différents panneaux dans les deux sens on constate que le panneau **K** est le plus défavorable. Pour cela on adoptera le ferrillage de ce dernier pour les autres panneaux.



**Fig.IX.5.Le panneau le plus sollicité**

**Sens X-X :**

**Moments aux appuis :**

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u\max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 145.24$$

$$M_{ua} = 113.28 \text{ kN.m}$$

**Moments en travée :**

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u\max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 226.55$$

$$M_{ut} = 169.91 \text{ KN.m}$$

**a) Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{113.28 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,058 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,058 \rightarrow \beta_u = 0,970$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{113.28 \times 10^3}{0,970 \times 37 \times 348} = 9.07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 9.07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **6HA14/ ml = 9.24cm<sup>2</sup> / ml** avec un espacement de **20 cm**

**b) En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{169.91 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0.087 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,087 \rightarrow \beta_u = 0,955$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{169.91 \times 10^3}{0,955 \times 37 \times 348} = 13.82 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 13.82 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **7HA16/ml = 14.1cm<sup>2</sup> / ml** avec un espacement de **15 cm**

**Sens Y-Y :****Moments aux appuis :**

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 145.24$$

$$M_{ua} = 72.62 \text{ kN.m}$$

**Moments en travée :**

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 145.24$$

$$M_{ut} = 108.93 \text{ KN.m}$$

**a) Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{72.62 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,037 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,037 \rightarrow \beta_u = 0,981$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{72.62 \times 10^3}{0,981 \times 37 \times 348} = 5.75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 5.75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **6HA12/ ml = 6.78cm<sup>2</sup> / ml** avec un espacement de **20 cm**

**b) En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{108.93 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0.056 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,056 \rightarrow \beta_u = 0,971$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{108.93 \times 10^3}{0,971 \times 37 \times 348} = 8.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 8.71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **6HA14/ml = 9.24 cm<sup>2</sup> / ml** avec un espacement de **20 cm**

**Remarque :** Les armatures en travées constituent le lit supérieur, et les armatures aux appuis le lit inférieur.

### **4.3. Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0.8\% \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 40 \left( 3 - \frac{0.83}{2} \right) = 3.47 \text{ cm}^2.$$

#### **Sens X-X :**

**Aux appuis :**  $A_{ua} = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.47 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow$  condition vérifiée

**En travée :**  $A_{ua} = 14.1 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.47 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow$  condition vérifiée

#### **Sens Y-Y :**

**Aux appuis :**  $A_{ua} = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.47 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow$  condition vérifiée

**En travée :**  $A_{ua} = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3.47 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow$  condition vérifiée

### **IX.5. Calcul à l'ELS :**

**Evaluation des moments  $M_x, M_y$  :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$M_x = 0,0533 \times 118,47 \times (5)^2 = 157.86 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0.6411 \times 157.86 = 101.2 \text{ kN.m}$$

#### **Sens X-X :**

**Moments en travée**

$$M_{sa} = 0,75 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = 0,75 \times 157,86$$

$$M_{sa} = 118,39 \text{ kN.m}$$

**Moments aux appuis**

$$M_{st} = 0,5 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = 0,5 \times 157,86$$

$$M_{st} = 78,93 \text{ kN.m}$$

**5.1. Vérification des contraintes dans le béton**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Aux appuis**

$$\gamma = \frac{113,28}{78,93} = 1,44 \quad \text{et } \mu = 0,040 \rightarrow \alpha = 0,0510$$

$$\alpha = 0,0510 < \frac{1,44 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**En travée**

$$\gamma = \frac{196,91}{118,39} = 1,66 \quad \text{et } \mu = 0,060 \rightarrow \alpha = 0,0774$$

$$\alpha = 0,0774 < \frac{1,66 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,58 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

**Sens Y-Y :****Moments en travée**

$$M_{sa} = 0,75 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = 0,75 \times 101,2$$

$$M_{sa} = 75,9 \text{ kN.m}$$

**Moments aux appuis**

$$M_{st} = 0,5 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = 0,5 \times 101,2$$

$$M_{st} = 50,6 \text{ kN.m}$$

**5.2. Vérification des contraintes dans le béton**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Aux appuis**

$$\gamma = \frac{72.62}{50.6} = 1.44 \quad \text{et } \mu = 0.026 \rightarrow \alpha = 0,0350$$

$$\alpha = 0,0350 < \frac{1,44 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**En travée**

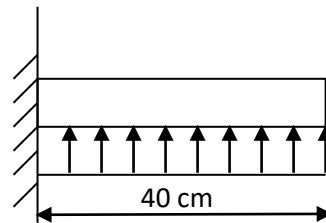
$$\gamma = \frac{108.93}{75.9} = 1.44 \quad \text{et } \mu = 0,039 \rightarrow \alpha = 0,0498$$

$$\alpha = 0,0498 < \frac{1,44 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,47$$

Etant donné que les inégalités précédentes sont vérifiées ,il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

**IX.6.Ferraillage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de largeur.



**Fig.IX.6. Schéma statique du débord**

**6.1. Sollicitation de calcul :**

**A l'ELU :**

$$P_u = 170.02 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-170.02 \times 0,50^2}{2} = -21.25 \text{ kN.m}$$

**A l'ELS**

$$P_s = 118.47 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-118.47 \times 0,5^2}{2} = -14.81 \text{ kN.m}$$

**6.2.Calcul des armatures :**

$$b = 1 \text{ m}; \quad d = 37 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}.$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{21.25 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.20} = 0,0109 < \mu_r = 0,392$$

$$\mu_u = 0,011 \rightarrow \beta_u = 0,9945$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21.25 \times 10^3}{0,9945 \times 37 \times 348} = 1.66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 4 \text{ HA12} / \text{ml}$$

**6.3. Vérification à l'ELU****a) La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2.1}{400} = 4.46 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 4.52 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.46 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On adopte **4 HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>**

**b) Calcul de l'espacement :**

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

**6.4. Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } \mathbf{4 \text{ HA } 10 / \text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2}$$

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

**6.5. Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{21.25}{14.81} = 1.43 \quad \mu = 0.008 \rightarrow \alpha = 0.01$$

$$\alpha = 0,01 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,465 \Rightarrow \text{Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.}$$

Remarque : Les armatures de la dalle sont supérieures aux armatures nécessaires au débord , afin d'homogénéiser le ferrailage ,les armatures de la dalle seront prolongées et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

**IX.7. Ferrailage des nervures:**

**7.1. Répartition des charges :**

Les charges réparties sur la nervure sont triangulaires ou trapézoïdales.

A fin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties ; on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante a un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Ainsi sous le chargement devenu uniformément reparti, le calcul devient classique.

**Pour les charges triangulaires :**

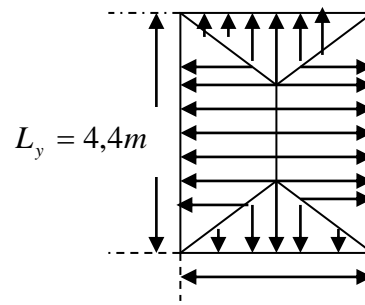
$$l_m = 0.333 \times l_x = 1.67m$$

$$l_t = 0.25 \times l_x = 1.25m$$

**Pour les charges trapézoïdales :**

$$l_m = l_x \cdot (0.5 - \rho_x^2 / 6) = 1,87m$$

$$l_t = l_x \cdot (0.5 - \rho_x / 4) = 1,42m$$



**Fig.IX.7 .Répartition des charges sur la nervure**

**Sens X-X**

$$\left. \begin{aligned} Q_u &= q_u \times l_m = 170.02 \times 1.67 = 283.93 \text{ Kn} \\ Q_s &= q_s \times l_m = 118.47 \times 1.67 = 197.84 \text{ Kn} \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} Q_u &= q_u \times l_t = 170.02 \times 1.25 = 212.53 \text{ Kn} \\ Q_s &= q_s \times l_t = 118.47 \times 1.25 = 148.09 \text{ Kn} \end{aligned} \right\}$$

Pour les moments fléchissants.

Pour les efforts tranchant.

**Sens Y-Y**

$$\left. \begin{aligned} Q_u &= q_u \times l_m = 170.02 \times 1.87 = 317.94 \text{ Kn} \\ Q_s &= q_s \times l_m = 118.47 \times 1.87 = 221.54 \text{ Kn} \end{aligned} \right\}$$

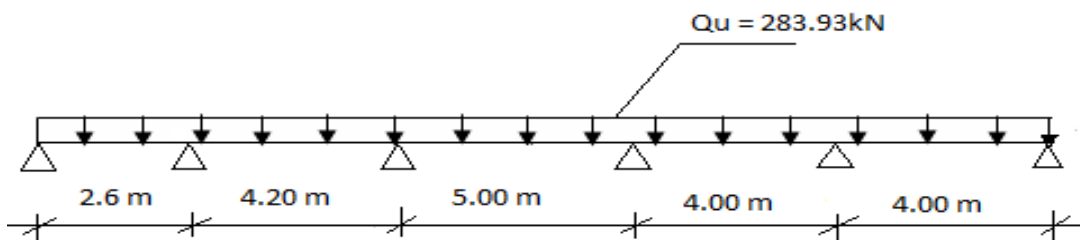
$$\left. \begin{aligned} Q_u &= q_u \times l_t = 170.02 \times 1.42 = 241.43 \text{ Kn} \\ Q_s &= q_s \times l_t = 118.47 \times 1.42 = 168.23 \text{ Kn} \end{aligned} \right\}$$

Pour les moments fléchissants.

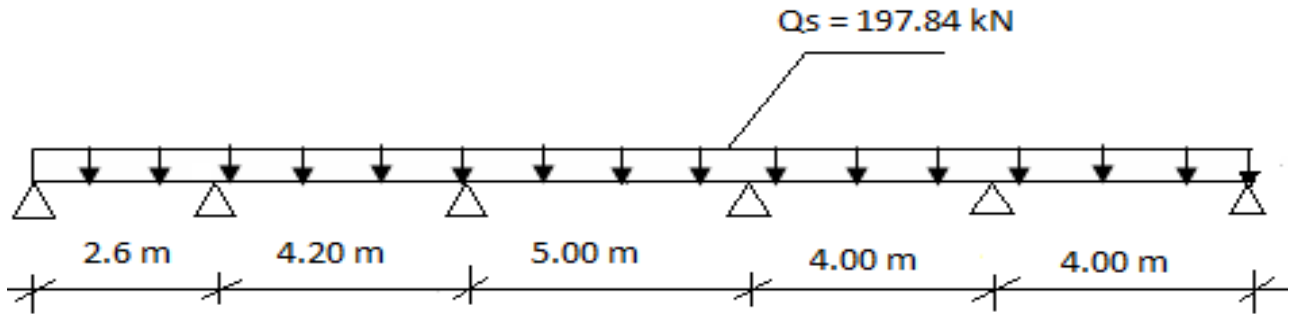
Pour les efforts tranchant.

**Sens X-X :**

**ELU :**

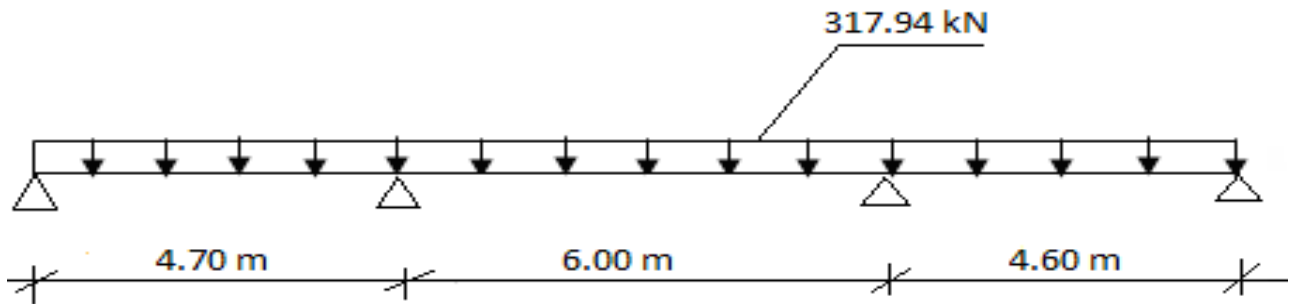


ELS :

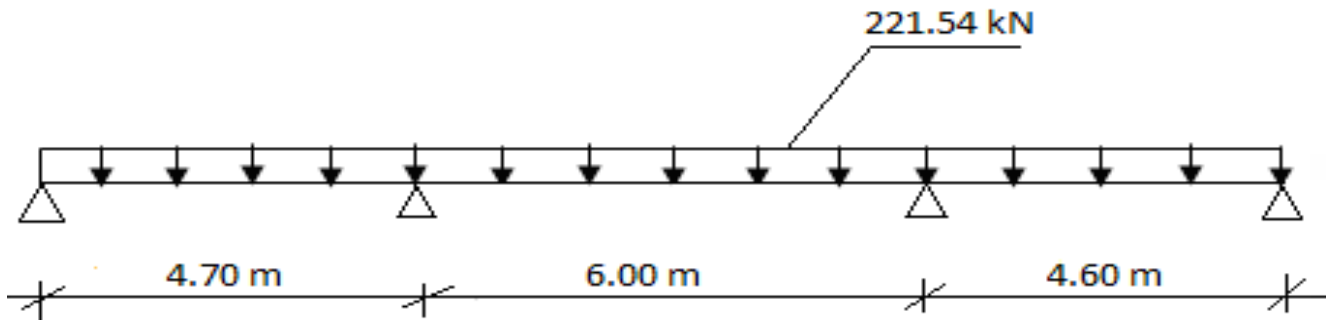


Sens Y-Y :

ELU :



ELS :



**7.2. Détermination des efforts:**

La condition d'application de la méthode forfaitaire ( $0.8 < L_i/L_{i+1} < 1.25$ ) n'étant pas vérifiée, donc il faut utiliser la méthode des trois moments :

**Aux appuis :**

$$M_{i-1} \cdot L_i + 2M_i (L_i + L_{i+1}) + (M_{i+1} \cdot L_{i+1}) = -q/4 (L_i^3 + L_{i+1}^3)$$

**Sens X-X :**

$$5.2 M_1 + 2.6 M_2 = -4.394 q$$

$$2.6 M_1 + 13.6 M_2 + 4.2 M_3 = -22.916 q$$

$$4.2 M_2 + 18.4 M_3 + 5.00 M_4 = -49.772 q$$

$$5.0 M_3 + 18 M_4 + 4.00 M_5 = -47.25 q$$

$$4.0 M_4 + 16 M_5 + 4.00 M_6 = -32 q$$

$$4.00 M_5 + 8 M_6 = -16 q$$

**Sens Y-Y :**

$$9.4 M_1 + 4.7 M_2 = -25.95q$$

$$4.7 M_1 + 21.4 M_2 + 6 M_3 = -79.95 q$$

$$9.2 M_4 + 4.6 M_3 = -24.33 q$$

**En travée :**

$$M_x(i+1) = [ q \cdot L(i+1) / 2 ] x - q \cdot x^2 / 2 - M_i + [ ( M_i - M_{i+1} ) / L_{i+1} ] x$$

**$M_x(i)$  prend la valeur Max lorsque :**

$$d(M_x(i+1)) = 0 \text{ ou } x = L_{i+1} / 2 + M_i - M_{i+1} / q \cdot L_{i+1}$$

**NB :** La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travées ; pour cela, on réduit les moments sur appuis de 1/3 de la valeur trouvée ainsi qu'on augmente, en travées, de 1/3 des valeurs trouvées.

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

**Moments sur appuis :**

**Sens X-X :**

<b>Aux appuis</b>	<b>M1</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	<b>M4</b>	<b>M5</b>	<b>M6</b>
<b>ELU</b>	-119.96	-258.38	-676.17	-321.01	-1064.21	-283.93

**Tableau.IX.2 : les moments sur appuis à l'ELU**

<b>Aux appuis</b>	<b>M1</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	<b>M4</b>	<b>M5</b>	<b>M6</b>
<b>ELS</b>	-83.59	-180.03	-438.3	-205.21	-865.67	-197.84

**Tableau.IX.3 : les moments sur appuis à l'ELS**

**Sens Y-Y :**

<b>Aux appuis</b>	<b>M1</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	<b>M4</b>
<b>ELU</b>	-438.96	-877.51	-762.91	-420.48

**Tableau.IX.3.les moments sur appuis à l'ELU**

<b>Aux appuis</b>	<b>M1</b>	<b>M2</b>	<b>M3</b>	<b>M4</b>
<b>ELS</b>	-305.86	-611.46	-531.56	-292.98

**Tableau.IX.4.les moments sur appuis à l'ELS**

**Moments en travée : Sens X-X**

<b>ELU</b>	<b>L</b>	<b>G</b>	<b>Mi</b>	<b>Mi+1</b>	<b>X</b>	<b>Mt</b>
<b>1</b>	2.60	283.93	-119.96	-258.38	1.11	55.64
<b>2</b>	4.20	283.93	-258.38	-676.17	1.75	69.09
<b>3</b>	5.00	283.93	-676.17	-321.01	2.75	334.72
<b>4</b>	4.00	283.93	-321.01	-1064.21	1.35	-91.97
<b>5</b>	4.00	283.93	-283.93	-1064.21	1.31	39.13

**Tableau.IX.5.les moments en travée à ELU**

<b>ELS</b>	<b>L</b>	<b>G</b>	<b>Mi</b>	<b>Mi+1</b>	<b>X</b>	<b>Mt</b>
<b>1</b>	2.60	197.84	-83.59	-180.03	1.1	45.25
<b>2</b>	4.20	197.84	-180.03	-438.3	1.79	56.74
<b>3</b>	5.00	197.84	-438.3	-205.21	2.74	301.0
<b>4</b>	4.00	197.84	-205.21	-865.67	1.17	-70.85
<b>5</b>	4.00	197.84	-197.84	-865.67	1.16	13.49

**Tableau.IX.6.les moments en travée à ELS**

**Sens Y-Y :**

<b>ELU</b>	<b>L</b>	<b>G</b>	<b>Mi</b>	<b>Mi+1</b>	<b>X</b>	<b>Mt</b>
<b>1</b>	4.70	317.94	-438.96	-877.51	1.4	164.85
<b>2</b>	6.00	317.94	-877.51	-762.91	3.06	611.1
<b>3</b>	4.60	317.94	-420.48	-762.91	2.06	257.96

**TableauIX.7.les moments en travée à ELU**

<b>ELS</b>	<b>L</b>	<b>G</b>	<b>Mi</b>	<b>Mi+1</b>	<b>X</b>	<b>Mt</b>
<b>1</b>	4.70	221.54	-305.86	-611.48	2.05	162.6
<b>2</b>	6.00	221.54	-611.48	-531.56	3.06	425.81
<b>3</b>	4.60	221.54	-292.98	-531.56	2.06	179.78

**TableauIX.8.les moments en travée à ELU**

**7.3. Le ferrailage :**

**Sens X-X :**

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 446.29kn.m \quad M_a^{\max} = 709.47kn.m$$

Zone	M <sub>u</sub> (kn m)	μ	μe	β	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)	A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>Appuis</b>	709.47	0.076	0.392	0.960	7.54	<b>18.47</b>	<b>15</b>	<b>4HA20+4HA14= 18,73</b>
<b>Travée</b>	446.29	0.048	0.392	0.975	7.54	<b>11.44</b>	<b>15</b>	<b>8HA14 = 12,32</b>

$$b = 50cm; \quad d = 115 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2MPa; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

**Tableau.IX.9.ferrailage de la nervure a l'ELU aux appuis et en travée**

**Sens Y-Y :**

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 665.04kn.m \quad M_a^{\max} = 871.42kn.m$$

$$b = 50cm; \quad d = 115 \text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2MPa; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Zone	M <sub>u</sub> (kn m)	μ	μe	β	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	A (cm <sup>2</sup> /ml)	St (cm)	A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)
<b>Appuis</b>	877.51	0.093	0.392	0.9515	7.54	<b>22.88</b>	<b>15</b>	<b>8HA20 = 25.13</b>
<b>Travée</b>	611.10	0.070	0.392	0.9965	7.54	<b>16.68</b>	<b>15</b>	<b>4HA20+4HA12 = 17.09</b>

**Tableau.IX.10.ferrailage de la nervure a l'ELU aux appuis et en travée**

**7.4.Armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

**- Espacement des armatures**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \{ 20 ; 24 \} = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone nodale ; } S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm} \longrightarrow St = 30 \text{ cm en zone courante.}$$

**-Armatures transversales minimales**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2,25 \text{ cm}^2$$

On opte  $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

**7.5. Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } T_u \max = 241.43 \times 6 \times \frac{1}{2} = 724.29 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{724.29 \times 10^3}{500 \times 1150} = 1.25 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**7.6. Vérification à l'ELS**

**Sens X-X :**

**Aux appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{709.47}{577.11} = 1.23$$

$$\alpha = 0,0774 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.365 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travées**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{446.29}{401.33} = 1.11$$

$$\alpha = 0.051 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.305 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Sens Y-Y :**

**Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{877.51}{611.46} = 1.43$$

$$\alpha = 0.064 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.465 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{611.1}{425.81} = 1.44$$

En travée :

$$\alpha = 0.049 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.468 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

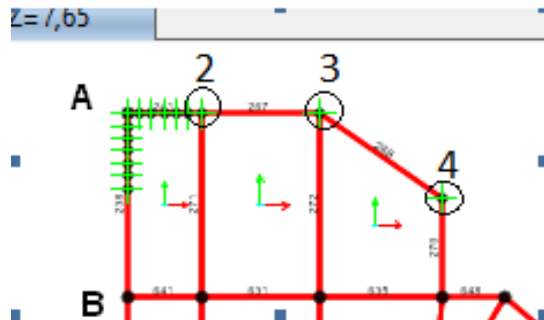
La condition  $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$  est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.

**IX.8. Etude de semelle filante :**

Une partie du plancher +7.65 (RDC) repose sur le sol, notamment les poteaux de la file A. Ces 4 poteaux situés sur une même file, nécessitent donc une fondation qui ne peut pas être un radier. Il ne reste comme choix que les semelles isolées ou une semelle filante. De plus entre le 1<sup>er</sup> et le 2eme poteau ; il y a un voile ( voir le schéma ci-dessous fig 8)

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N<sub>ser</sub> qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

**Sous poteaux :**



**Fig.IX.8. Les poteaux les plus sollicités**

*Tableau qui résume le calcul :*

Poteau	P= G+Q (kN)	ei (m)	P .ei (kNm)	Mi
3	1044.37	-0.54	-563.96	24.01
2	521.710	-4.74	-2472.91	16.91
4	801.380	+4.70	+3766.49	12.29
Σ	2367.46	/	729.62	53.21

**Tableau.IX.11. Surface de semelles filante sous poteaux a la base.**

○ **Résultante :**

$$R = \sum N_i = 2367.46 \text{ KN}$$

$$e_l = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{729.62 + 53.21}{2367.46} = 0.33 \text{ m}$$

Donc l'excentricité  $e = 0.33 \text{ m}$ .

○ **Distribution par (ml) de la semelle :**

$$e = 0.33 \leq \frac{9.44}{6} = 1.57 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{2367.46}{9.44} \left( 1 + \frac{6 \times 0.33}{9.44} \right) = 303.39 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{2367.46}{9.44} \left( 1 - \frac{6 \times 0.33}{9.44} \right) = 198.19 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{2367.46}{9.44} \left( 1 + \frac{3 \times 0.33}{9.44} \right) = 277.09 \text{ KN/ml}$$

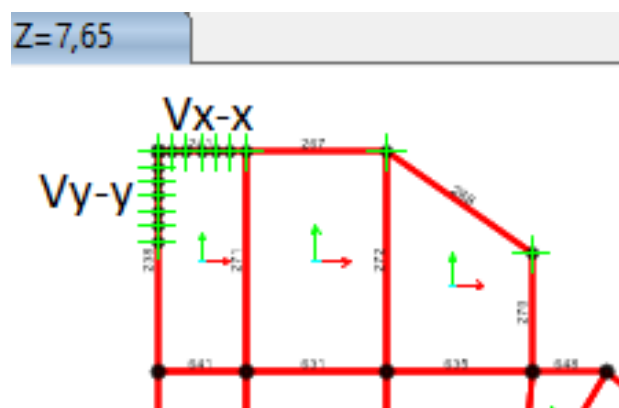
○ **calcul de la largeur B :**

$$B \geq \frac{q \left( \frac{L}{4} \right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{277.09}{243} = 1.14 \text{ m}$$

**On prend  $B=1.3 \text{ m}$ .**

$$\text{On aura donc, } S_p = 1.3 \times (6.8 + 5.24) = 15.65 \text{ m}^2$$

**Sous voiles :**



**Fig.IX.9.Les voiles du ni +7.65**

**Tableau qui résume le calcul :**

Poteau	P= G+Q (kN)	L (m)	B(m)	S(m <sup>2</sup> )
V <sub>x-x</sub>	401.64	2.60	0.7	1.82
V <sub>y-y</sub>	733.66	2.62	1.2	3.144

**Tableau.IX.12.Surface de semelles filantes sous poteaux a la base.**

$$B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

$$B_y - y \geq \frac{733.66}{243 \times 2.62} = 1.15 \text{ m}$$

$$B_x - x \geq \frac{401.64}{243 \times 2.6} = 0.70 \text{ m}$$

**On prend B=1.2 m.**

On aura donc,  $S_v = 3.144 + 1.82 = 4.96 \text{ m}^2$

La surface totale de la structure :  $S_{bat} = 6.8 \times 6.5 + 5.24 \times 4.2 \times 0.5 + 3.5 \times 4.2 = 69.9 \text{ m}^2$ .

$S_t = S_p + S_v = 4.96 + 15.65 = 20.61 \text{ m}^2$ .

La surface des semelles est de 29% de la surface de la structure.

**Conclusion :**

On opte pour des semelles filantes au RDC.

**IX.8.1.Dimensionnement sous poteaux :**

La hauteur de la semelle :  $h_s \geq \frac{B - b}{4} + 5$

Avec : B : Largueur de la semelle.

b : Largueur du poteau dans le sens B

$$: h_s \geq \frac{B - b}{4} + 5 = \frac{130 - 45}{4} + 5 = 26.25 \text{ cm}$$

Dimensions adoptées :

L=9.44m ; B=1.30m ; h<sub>s</sub> =30cm ; c=c'=5cm ; d 25cm

**IX.8.2.Dimension de la poutre de rigidité ou nervure :**

- **La hauteur de la poutre de rigidité :**

$$\frac{L_{max}}{9} \leq hp \leq \frac{L_{max}}{6} \implies \frac{5.24}{9} \leq hp \leq \frac{5.24}{6}$$

$$0.58 \leq hp \leq 0.87$$

On prend **hp = 85cm ; d=80cm.**

- **La largeur de la poutre de rigidité :**

$$\text{On a } \frac{1}{3}hp \leq bp \leq \frac{2}{3}hp \implies \frac{85}{3} \leq bp \leq \frac{2 \times 85}{3} \implies 28.33 \leq bp \leq 56.67$$

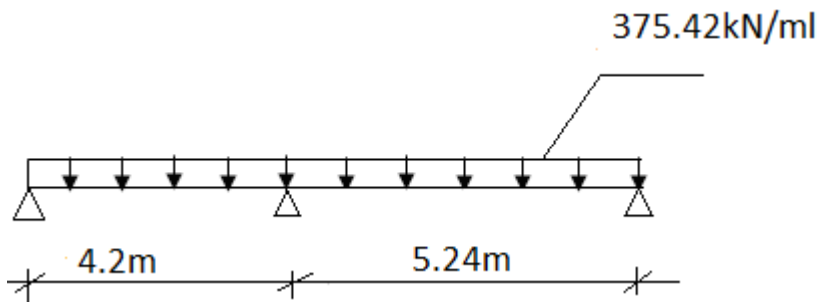
On prend **bp =50cm.**

- **Vérification de la contrainte réelle :**

$$\sigma_{sr} \leq \sigma_{sol} \implies \sigma_{sr} = \frac{q \left( \frac{L}{4} \right)}{B} = \frac{277.09 \times 1000}{1300} = 213 \text{Mpa} \leq 243 \text{Mpa}$$

**IX.8.3.Détermination des moments:**

Calcul des moments fléchissant par la méthode des trios moments (exposé de la méthode dans les calculs pour le radier) :



**Moments sur appuis :**

Aux appuis	M1	M2	M3
ELU	275.93	541.55	429.51

**Tableau.IX.13.les moments sur appuis à l'ELU**

ELU	L	G	Mi	Mi+1	X	Mt
1	4.2	375.42	275.93	541.55	1.93	572.51
2	5.24	375.42	429.51	541.55	2.56	803.39

**Tableau.IX.14.les moments en travée à l'ELU**

**IX.8.4.Calcul de ferrailage :**

- **Aux appuis :**

Appuis	M	$\mu$	$\beta$	As	Amin	Obs
1	275.93	0.060	0.997	9.94	4.83	√
2	541.55	0.120	0.994	19.57	4.83	√
3	429.51	0.090	0.9955	15.46	4.83	√

- **En travée :**

Travée	M	$\mu$	$\beta$	As	Amin	Obs
1	572.51	0.126	0.932	22.06	4.83	√
2	803.39	0.176	0.902	31.99	4.83	√

**IX.8.5.Vérification des contraintes a l'ELS :**

**5.1. Dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \sigma_s/K1 \leq \sigma_{bc} = 15Mpa$

$\rho1 = 100 \times A / b \times d \rightarrow$  On tire du tableau K1 et  $\beta1$

**5.2.Dans l'acier :**

$$\sigma_s = M_{ser}/A \times \beta \times d$$

**Moments sur appuis :**

Aux appuis	M1	M2	M3
ELS	122.2	453.18	190.21

**Tableau.IX.15.les moments sur appuis à l'ELS**

ELS	L	G	Mi	Mi+1	X	Mt
1	4.2	277.09	453.18	122.2	2.38	446.00
2	5.24	277.09	453.18	190.21	2.8	633.88

**Tableau.IX.16les moments en travée à l'ELS**

Les résultats des vérifications sont donnés par le tableau suivant :

- **Aux appuis :**

Appuis	Ma	$\rho l$	$\beta$	K	$\sigma s$	$\sigma bc$	Obs
1	122.2	0.248	0.919	46.12	167.22	3.63	√
2	453.18	0.489	0.901	34.14	321.27	9.41	√
3	190.21	0.386	0.904	36.35	170.12	4.68	√

- **En travée :**

Appuis	Ma	$\rho l$	$\beta$	K	$\sigma s$	$\sigma bc$	Obs
1	446.00	0.522	0.887	140.99	140.99	4.86	√
2	633.88	0.799	0.872	284.04	284.04	14.48	√

**IX.8.6.Section adoptée :**

- **Aux appuis :**

Appuis	As	A choisie	A adoptée
1	9.94	4T20	12.57
2	19.57	4T20+4T16	20.64
3	15.46	4T20+4T12	17.12

- En travée :

Travée	As	A choisie	A adoptée
1	22.06	4T16+4T12	12.56
2	31.99	4T20+4T16	20.64

**IX.8.7.Vérification au cisaillement :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

$$T_u = q l / 2 = 375.42 \times 5.24 / 2 = 983.6 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{983.6}{80 \times 50} = 2.46$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**IX.8.8.Armatures transversales :**

$$\phi_t = \min (h/2 ; b/10 ; \phi_{\max} ) = \min (2.42 ; 5 ; 2) = 2$$

Soit  $\phi = 10 \text{ mm}$

On adopte deux cadres de  $\phi 10$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2.$$

**8.1. Calcul des espacements :**

$$St \leq \min (0.9; d; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{0,9 \cdot f_e \cdot A_t}{b \cdot \gamma_s \cdot (\zeta - 0,3 \cdot f_t)} = \frac{0,9 \cdot 400 \cdot 3,14}{50 \cdot 1,15 (2,46 - 0,3 \cdot 2,1)} = 10.74 \text{ cm}$$

**8.2. Selon le RPA99V2003 :**

**En zone nodale :**

$$St \leq \min (h/4; 12\phi) = \min (21.25; 30) = 21.25 \text{ cm}$$

**St = 10 cm**

**En zone courante:**

$$St \leq h/2 = 85/2 = 42.5 \text{ cm}$$

On prend: **St = 14 cm**

$$\text{On a: } At \geq 0.003 \cdot St \cdot b = 0.003 \times 14 \times 50 = 2.1 \text{ cm}^2$$

$$At = 3.14 \text{ cm}^2 < 2.1 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

### **IX.8.9. Longueur de recouvrement :**

**La longueur minimale de recouvrement :  $Ls \geq 40 \phi$**

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures doit être effectuées avec des crochets.

### **IX.8.10. Armatures dans le sens B (largueur de la semelle) :**

Le calcul des armatures se fait par la méthode de bielles.

$$Ab = \frac{Nu(B-b)}{8.d.\gamma_s}$$

Ab : Donnée par le mètre linéaire (cm<sup>2</sup>/ml)

$$Nr = \sigma(3/4) = 375.42 \times L \times 1 = 375.42$$

$$Ab = \frac{375.42(100-50)}{8.80.34,8} = 0.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup> (e = 25cm)

### **IX.8.11. Armatures de répartition :**

$$At = \frac{Ab \times B}{4} = \frac{3.14 \times 1.00}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>

### **IX.9.1. Ferrailage de la semelle sous voile :**

On choisie le voile le plus sollicité (Vy-y).

#### **9.1. Dimensionnement : (ELS)**

$$N_{ser} = 733.66 \text{ KN}; L = 2.62\text{m}; \sigma_{sol} = 243\text{KN}/\text{m}^2$$

$$B \geq \frac{733.66}{243 \times 2.62} = 1.15 \text{ m}$$

On prend : **B = 1.2m**

**9.2. Condition de rigidité :**

$$\text{La hauteur de la semelle } h_s = \frac{B-b}{4} + 5\text{cm} = \frac{85-20}{4} + 5\text{cm} = 21.25\text{cm}$$

On prend  $h_s = 30 \text{ cm}$

**9.3. Vérification :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{\text{sol}} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{N_{\text{ser}} + G_s}{B \times L}$$

$$G_s = 25 \times 0.3 \times 1.2 \times 2.62 = 23.58 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = \frac{733.66 + 23.58}{1.2 \times 2.62} = 240.85 \leq 243 \rightarrow \text{Condition vérifier}$$

**9.4. Le ferrailage:**

$$M_e = \frac{N_u (B-b)^2}{8B}$$

$$N_u = 1007.91 + 1.35 + 23.58 = 1039.74 \text{ KN}$$

$$M_e = \frac{1039.74 (1.2 - 0.2)^2}{8 \times 1.2} = 108.31 \text{ KN.m}$$

$$A_{\text{ast}} = \frac{M_u}{0.9 \times d \times \sigma_{\text{st}}} = \frac{108.31 \times 100}{0.9 \times 25 \times 34.8} = 13.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 8\text{HA}16 = 16.1 \text{ cm}^2$$

**9.5. Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{\text{st}}}{4} = \frac{16.1}{4} = 4.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

**9.6. La longueur d'ancrage :**

$$\tau_{\text{se}} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$\tau_{\text{se}}$  : Contrainte d'adhérence pour l'ancrage .

$\Psi_s$  : Coefficient de scellement (BAEL).

$\Psi_s = 1$  (aciers lisses).

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

**9.7. Longueur de scellement droit :**

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.44 \text{ cm}$$

Pour Fe400, acier de haute adhérence,  $L_s = 64 \text{ cm}$

On opte pour des crochets a  $45^\circ$  avec  $L_s' = L_s \times 0.4 = 0.4 \times 64 = 25.6$

$L_s = 26 \text{ cm}$

**IX.10.Ferrailage des longrines :****IX.10.1.Rôle des longrines :**

Les fondations servent à choisir les semelles dans les deux sens, rigidifier l'infrastructure et d'empêcher les semelles de se déplacer les unes par les autres.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale :

$$F = \left( \frac{N}{\alpha} \right) \geq 20 \text{ KN}$$

N : La valeur maximale des charges verticales de gravité apportée pour les points d'appuis solidaires.

Dans notre cas, on a un site de catégorie S2 (ferme) :

S3 et zone IIa  $\rightarrow \alpha = 15 \text{ (Rpa)}$

**IX.10.2.Dimension des longrines :**

Selon le RPA, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont  $(25 \times 30) \text{ cm}^2$  pour le site S2. On choisie donc une section de  $(30 \times 30) \text{ cm}^2$ .

**IX.10.3.Ferrailage des longrines :**

On ferrailera la longrine soumise à l'effort N le plus défavorable et optera pour le même ferrailage pour toutes les longrines.

**3.1.Armatures longitudinales :**

$N_{\max} = 1561.02 \text{ KN}$

$$F = \left( \frac{N}{\alpha} \right) = \frac{1561.02}{15} = 104.07 \text{ KN}$$

$\sigma_s = 348 \text{ Mpa} = 34.8 \text{ KN/ cm}^2$

$$A = \frac{104.07}{34.8} = 2.99 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum selon le RPA99v2003 doit être à 0.6% de la section transversale de la longrine.

$$A_{\min} = 0.6 \% \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armatures longitudinales :  $A = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$

### **3.2. Armatures transversales :**

$$\phi = \min \{h/35 ; \phi ; b/10\} = \min \{0.86 ; 1.4 ; 3\}$$

On prend :  $\phi 0.8\text{cm}$

On opte pour un cadre T10 = 1.57 cm<sup>2</sup>.

Selon le RPA, l'espacement entre les cadres doit être :

$$S_t \leq \min (20\text{cm} ; 15 \phi) = \min (20 ; 15)$$

On opte pour un cadre T10 tous les 15cm.

**Note:** Puisque le dimensionnement et le ferrailage des longrines sont inférieurs à ceux des poutres du même niveau, on prolonge ces dernières dans les fondations pour avoir une rigidité uniforme de ce niveau.

# **Chapitre X :**

## **Etudes du mur plaque**

**X.1.Introduction :**

Le mur plaque sera prévu au niveau de l'infrastructure pour reprendre les charges provenant de la poussée des terres.

L'épaisseur minimale exigée par le RPA 2003 (Article 10.1.2) est  $e_{\min} = 15$  cm, dans notre cas on optera pour une épaisseur de 20 cm.

Le mur assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet alors de remplir avec les fondations les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- Limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

**X.2.Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles encastrées au niveau de la fondation et simplement appuyées sur le plancher supérieur et les poteaux. On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

**2.1. Prescription du RPA version 2003 :****a. Article 10.4.3 :**

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$p_{ad} = \frac{1}{2} \times K_{ad} \times [1 \pm K_v] \times \gamma \times H^2$ , applique horizontalement à  $\frac{H}{2}$  au dessus de la base de la semelle du mur .

Avec :

$K_{ad}$  : coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

Avec :

$\gamma$  : Poids volumique du sol du remblai.

$\varphi$  : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

$\beta$  : Angle de la surface du remblai sur l'horizontale.

$H$  : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce  $p_{ad}$

$$\theta : \arctg \frac{k_h}{(1 \pm k_v)}$$

$k_h = A$  : coefficient d'accélération de zone ( Art 10.4.2)

$k_v = \pm 0,3 \times k_h$  Contrainte verticale (Art 10.4.2)

**b. Art 10.4.6 :**

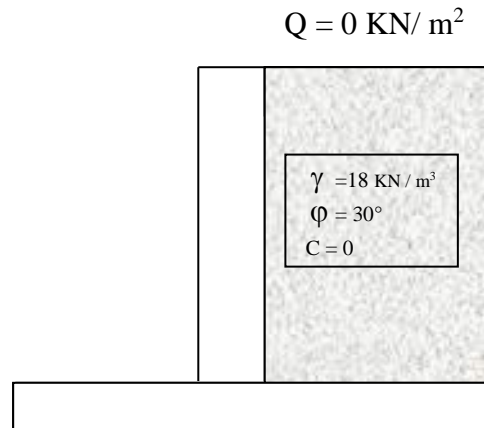
Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme  $Q$ , la poussée dynamique est égale à :

$$P_{ad}(Q) = k_{ad} (1 \pm k_{ad}) \frac{QH}{\cos \beta}, \text{ appliquée horizontalement à } \frac{H}{2} \text{ au dessus de la base}$$

de la semelle du mur .

**- caractéristiques du sol :**

- Poids spécifique :  $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement  $\varphi = 30^\circ$
- Cohésion  $C = 0$



**Fig.X.1.Caractéristique du sol**

**2.2 Détermination des sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$\sigma_h$  : Contrainte horizontale.

$\sigma_v$  : Contrainte verticale.

Calcul de l'état d'équilibre aux repos :

$$\sigma_h = k_0 \times \sigma_v :$$

**A) à l'ELU :**

$$\sigma_h = k_0 \times (1,35 \times \gamma \times H + 1,5Q)$$

Avec :

$k_0$  : Coefficient de la poussée des terres au repos

$Q$  : Surcharge

$$k_0 = tg^2 \left[ \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right] = 0,33$$

$$\text{Pour } H = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } H = 3,75 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 30,07 \text{ KN/m}^2$$

**B)- Calcul dynamique :**

$$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v$$

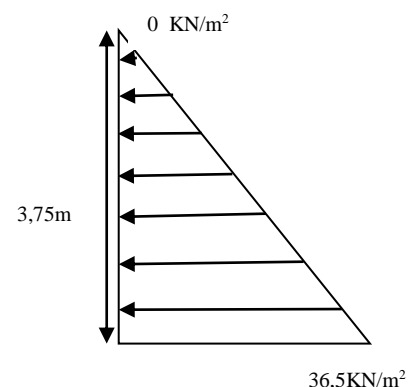
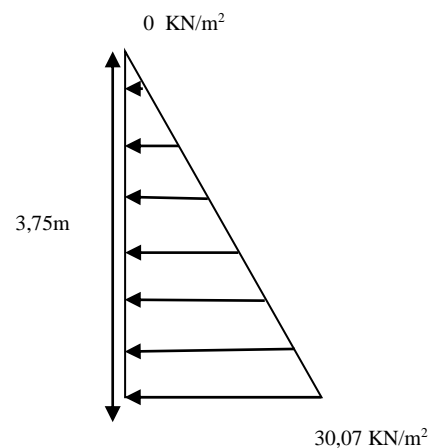
$$k_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos \theta \cos \beta}} \right]^{-2}$$

$k_h = A = 0,25$  : coefficient d'accélération de zone ( Art10.4.2)

$$k_v = 0,00135$$

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{1 \pm k_v} = 14,01^\circ$$

$$\beta = 0$$



$$k_{ad} = 0,54$$

$$\sigma_h = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_v = k_{ad} \times (1 + k_v) \times \gamma \times H = 9,73H$$

$$\text{Pour } H = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour } H = 3,75 \text{ m} \rightarrow \sigma_h = 36,5 \text{ KN/m}^2$$

**Conclusion :**

La charge maximale à prendre en compte dans le calcul est celle déterminée en calcul dynamique

$$q_{\max} = \sigma_h (H = 3,75 \text{ m}) \times 1 \text{ m} = 36,5 \text{ KN/ml}$$

**2.3. Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur les quatre appuis, et pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte les moments sur appuis par la valeur 0,5 et en travée par la valeur 0,85.

Identification des panneaux :

$$l_x = 3,75 \text{ m}$$

$$l_y = 5,75 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,65$$

$$0,4 \leq \alpha \leq 1$$

⇒ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\alpha = 0,65$$

$$\mu_x = 0,0772$$

$$\mu_y = 0,343$$

**Dans le sens X-X :**

$$M_{ux} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 39,62 \text{ KN.m}$$

**Dans le sens Y-Y :**

$$M_{uy} = \mu_y \times M_{ux} = 13,59 \text{ KN.m}$$

**2.4. Détermination des armatures :**

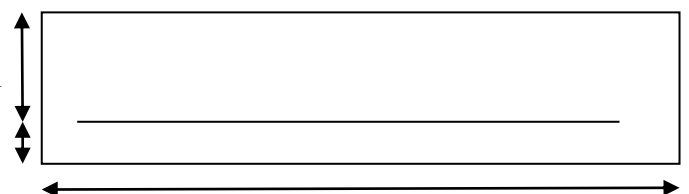
$$H = 20 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$



$$A_{\min} = 0,10\% \cdot B = 2 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 2003/ART 10.1.2)}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{St}}$$

Le résumé du calcul sera donné dans le tableau suivant:

**Sens X-X :**

	Appuis	Travées
Mu (KN.m)	19,81	31,025
$\mu_b$	0.048 < 0.392, <b>SSA</b>	0.0756 < 0.392, <b>SSA</b>
$\beta$	0.975	0.960
A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	3,43	5,46
A <sub>adop</sub> (cm)	4.52	7.70
Choix des barres	4HA12	5HA14
Espacement (cm)	25	20

**Tableau1 : Ferrillages aux appuis et en travée suivant le sens X-X.**

**Sens Y-Y :**

	Appuis	Travées
Mu (KN.m)	6,795	11,55
$\mu_b$	0,016 < 0.392, <b>SSA</b>	0,028 < 0.392, <b>SSA</b>
$\beta$	0,992	0,986
A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	1,16	1,98
A <sub>adop</sub> (cm)	3.39	5,65
Choix des barres	3HA12	4HA12
Espacement (cm)	33	25

**Tableau2 : Ferrillages aux appuis et en travée suivant le sens Y-Y.**

➤ **Recommandation du RPA**

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0.1%B) dans les deux sens (horizontal et vertical) :

$$(b=1m=100cm ; h : \text{épaisseur du voile} = 20 \text{ cm})$$

$$A \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2.$$

Les deux nappes sont reliées par cinq (05) épingles/m<sup>2</sup> de HA8. Soit :  $A_s = 2.51 \text{ cm}^2$

**2.5. Vérification à l'ELS :**

$$q_s^{\max} = 36,5 \text{ KN/ml}$$

- **Détermination des moments :**

$$M_{sx} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0825 \times 36,5 \times (3,75)^2 = 42,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = \mu_y \times M_{sx} = 0,508 \times 42,34 = 21,51 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que:

$$\sigma \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :  $\sigma_b = k \sigma_s$

$$\alpha \left( \frac{\gamma - 1}{M_s} + \frac{f_{c28}}{100} \right) \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Le résumé du calcul sera donné dans le tableau suivant :

**Sens X-X :**

Mu	Ms	$\gamma$	$\alpha$	$\alpha \left( \frac{\gamma - 1}{M_s} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$	Observation
$M_a = 19,81$	$M_a = 13,2$	1,5	0,0355	0,307	Vérifié
$M_t = 31,025$	$M_t = 20,68$	1,5	0,0615	0,283	Vérifié

**Sens Y-Y :**

Mu	Ms	$\gamma$	$\alpha$	$\alpha \left( \frac{\gamma - 1}{M_s} + \frac{f_{c28}}{100} \right)$	Observation
$M_a = 6,795$	$M_a = 4,28$	0,63	0,0126	0,19	Vérifié
$M_t = 11,55$	$M_t = 7,27$	0,63	0,0201	0,21	Vérifié

- **Vérification de la flèche :**

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0,2}{3,75} = 0,053 < \frac{31,025}{20 \times 25,08} = 0,027 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$c) \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \leq \frac{2,1}{f_e} \Rightarrow \frac{7,70}{100 \times 17} = 0,0045 < \frac{4,2}{400} = 0,0052 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

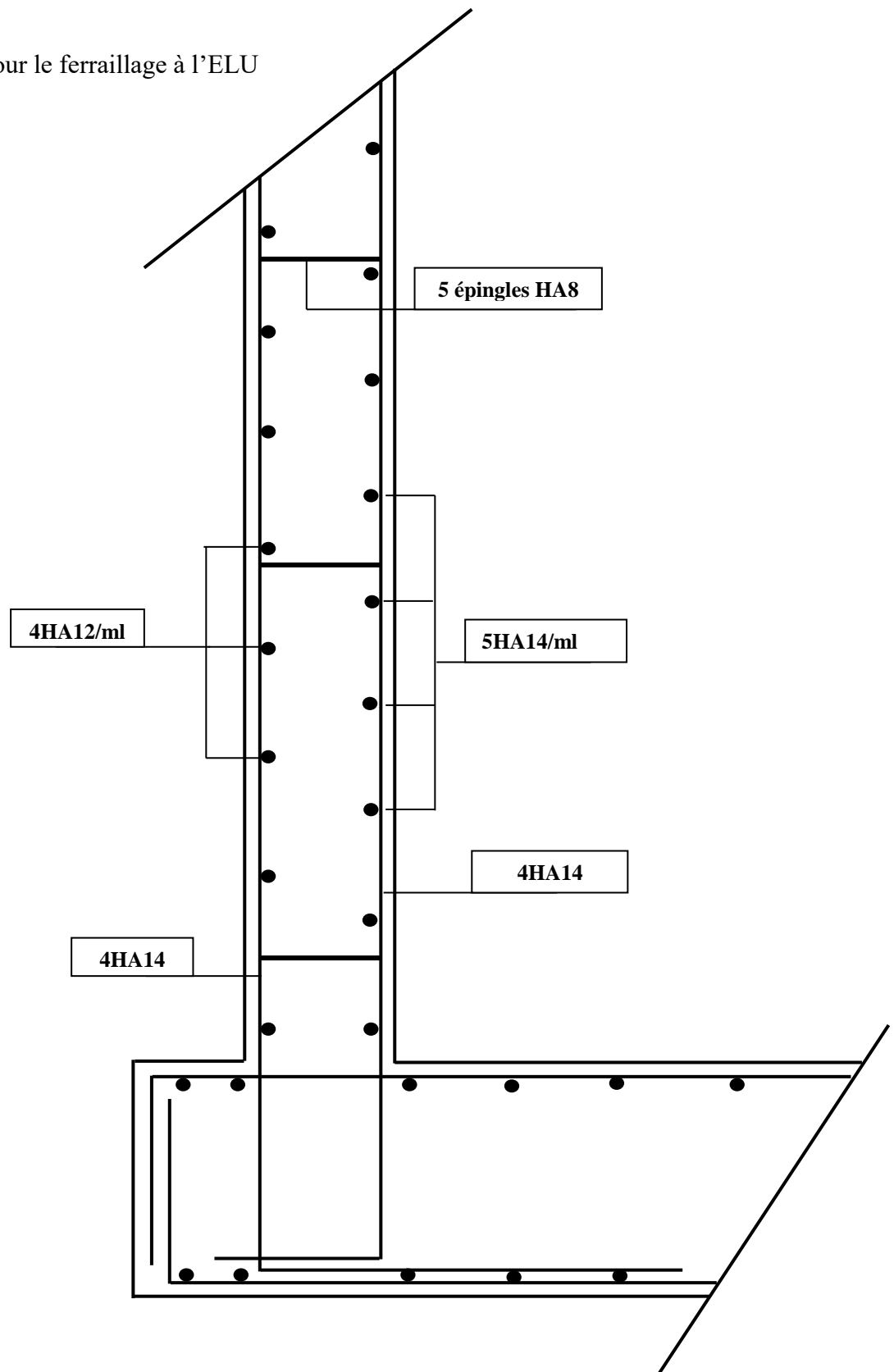
Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

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

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

**Conclusion :**

On opte pour le ferrailage à l'ELU



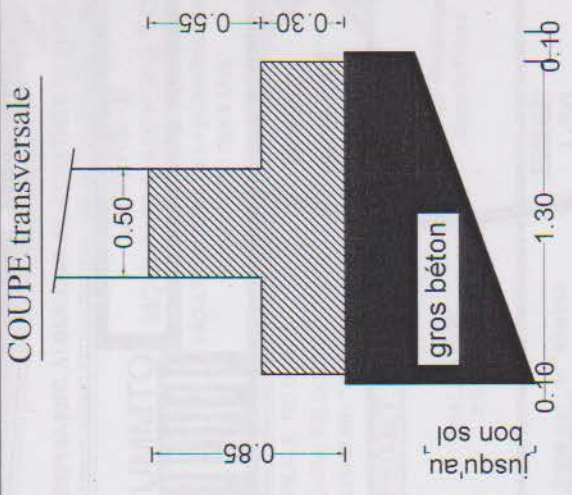
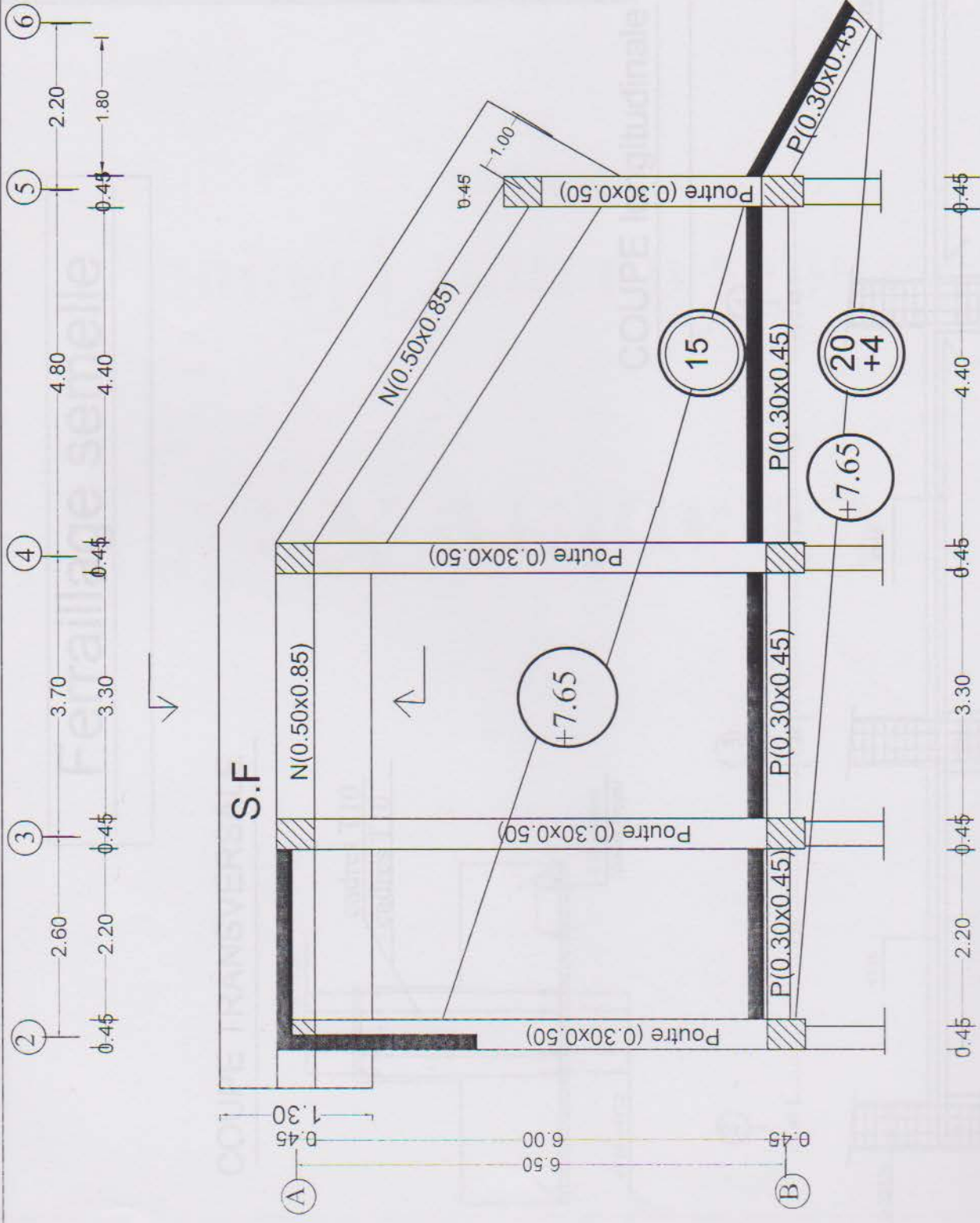
**Fig.X.2.Ferrailage du mur plaque**

## *CONCLUSION*

Pour conclure nous dirons que ce projet de fin d'étude a été pour nous une opportunité pour mettre en application l'ensemble des connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire.

Nous avons entrepris un calcul de structure avec SAP2000 conformément aux différentes règles de calcul en prenant en considération le RPA99 version 2003, le BAEL91 modifié 99, ainsi les DTR en vigueur en Algérie.

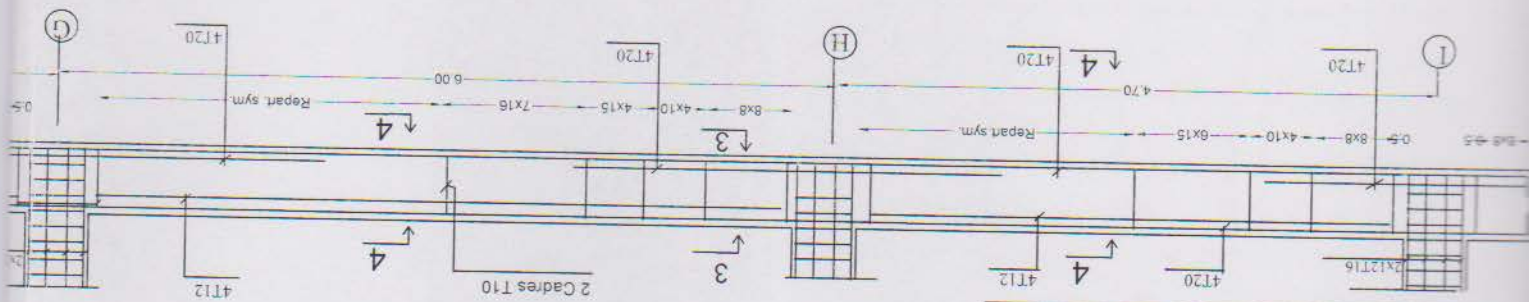
Enfin nous espérons que ce travail servira d'aide et d'appuis aux promotions à venir.



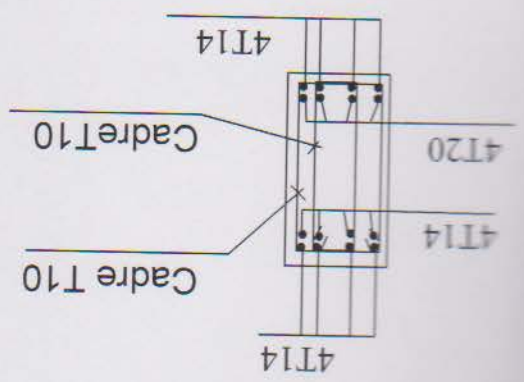
COFFRAGE SEMELLE FILANTE

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE	
UMMTO	UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE T.O
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL	
WILAYA: TIZI OUZOU DAIRA: TIZI OUZOU COMMUNE: TIZI OUZOU	dossier genie civil
PROJET:	Plan de Coffrage Semelle Filante
REALISATION XXXXXX	ECHELLE: 1/50
dirige par : m <sup>re</sup> khetoui	
PLANCHE N°: 03B	ETUDIE PAR : ALLILOUCHE SOFIANE BOUAMARA YOUCEF AGHILES
DATE: OCTOBRE 2017	

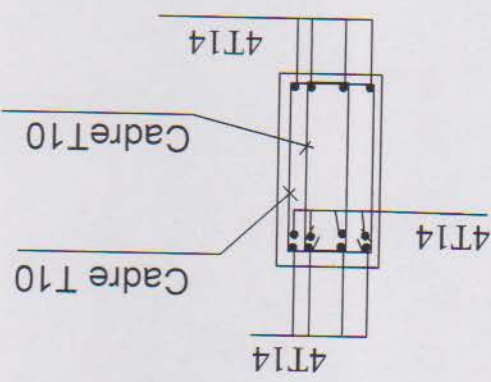
Nervures sens transversal (Y-Y)



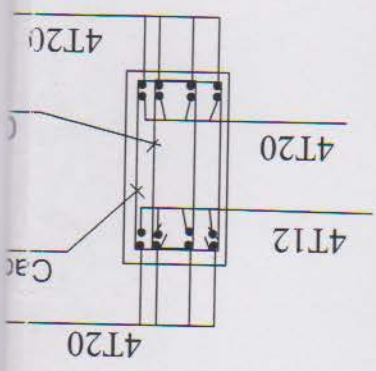
COUPE 1-1 (appuis)



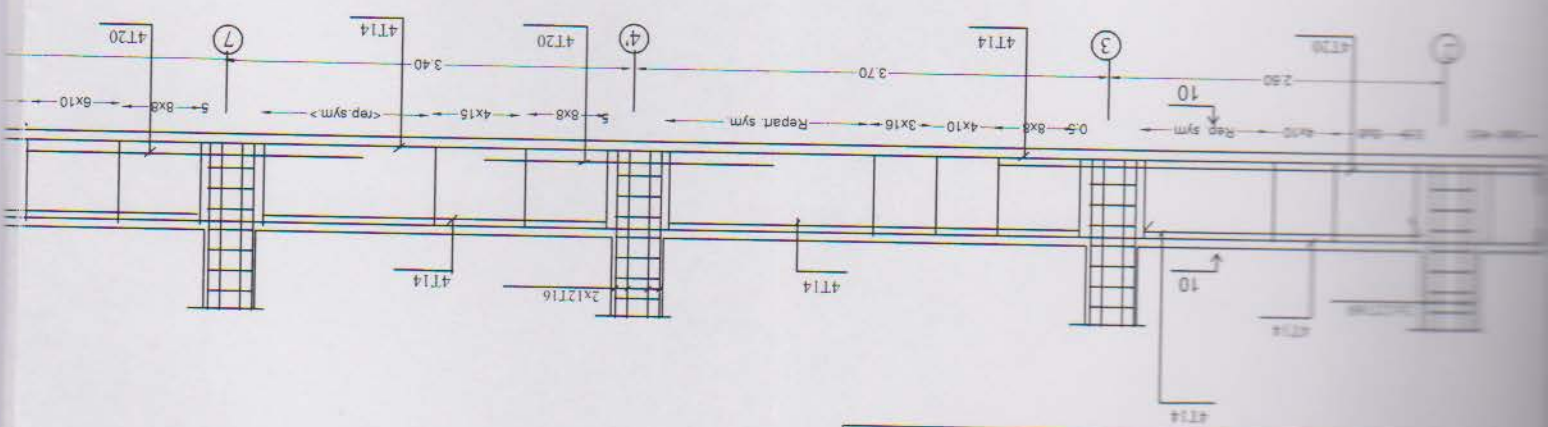
COUPE 2-2 (Travées)



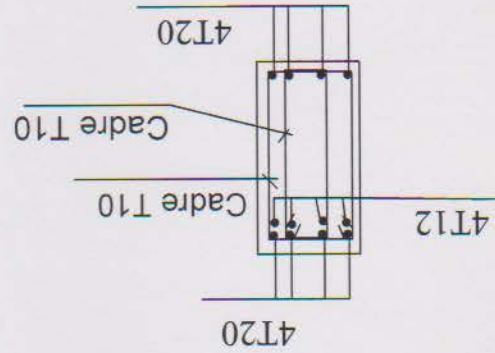
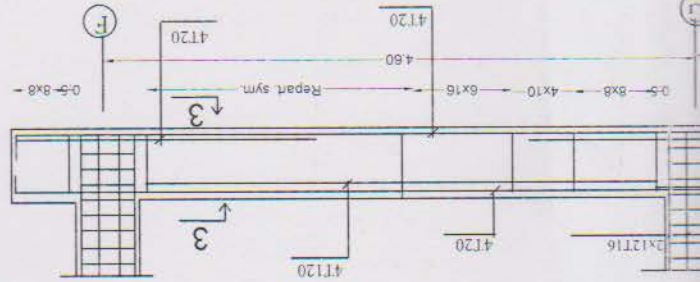
COUPE 3-3 (Appui)



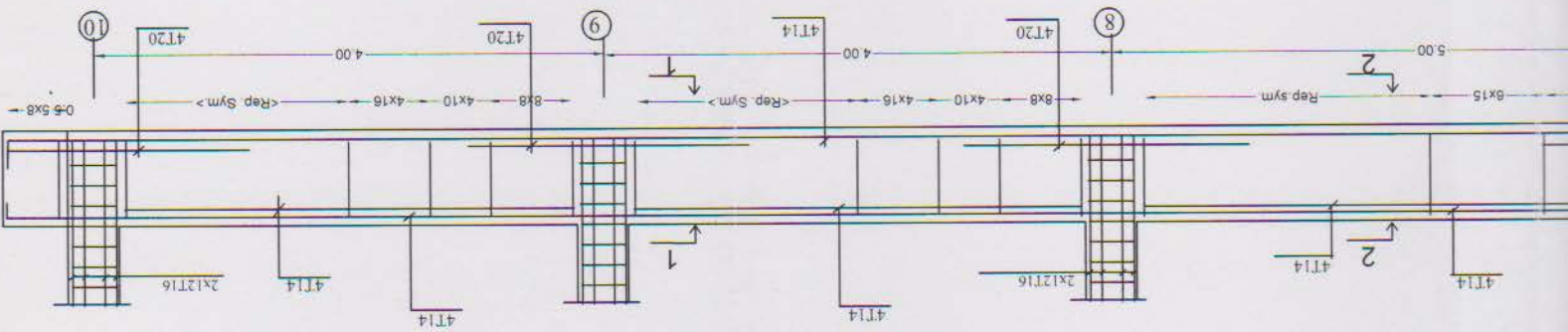
Nervures sens longitudinal (X-X)

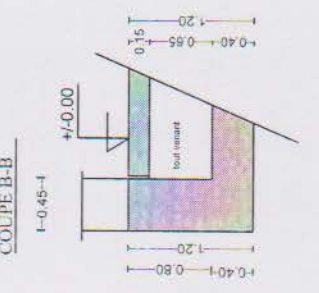
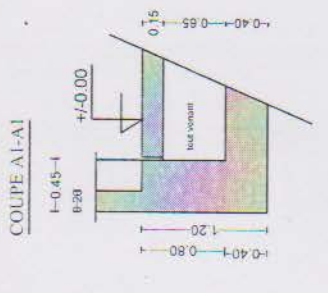
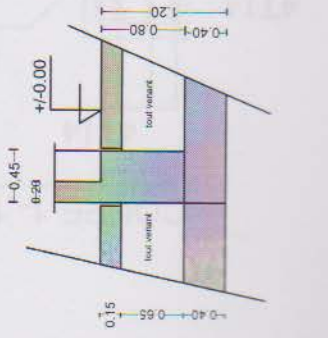
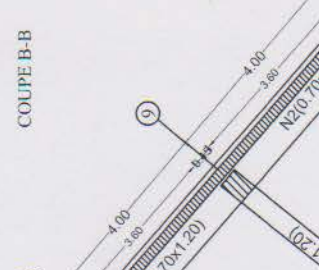
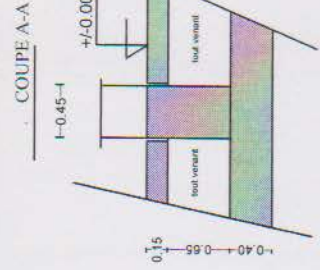
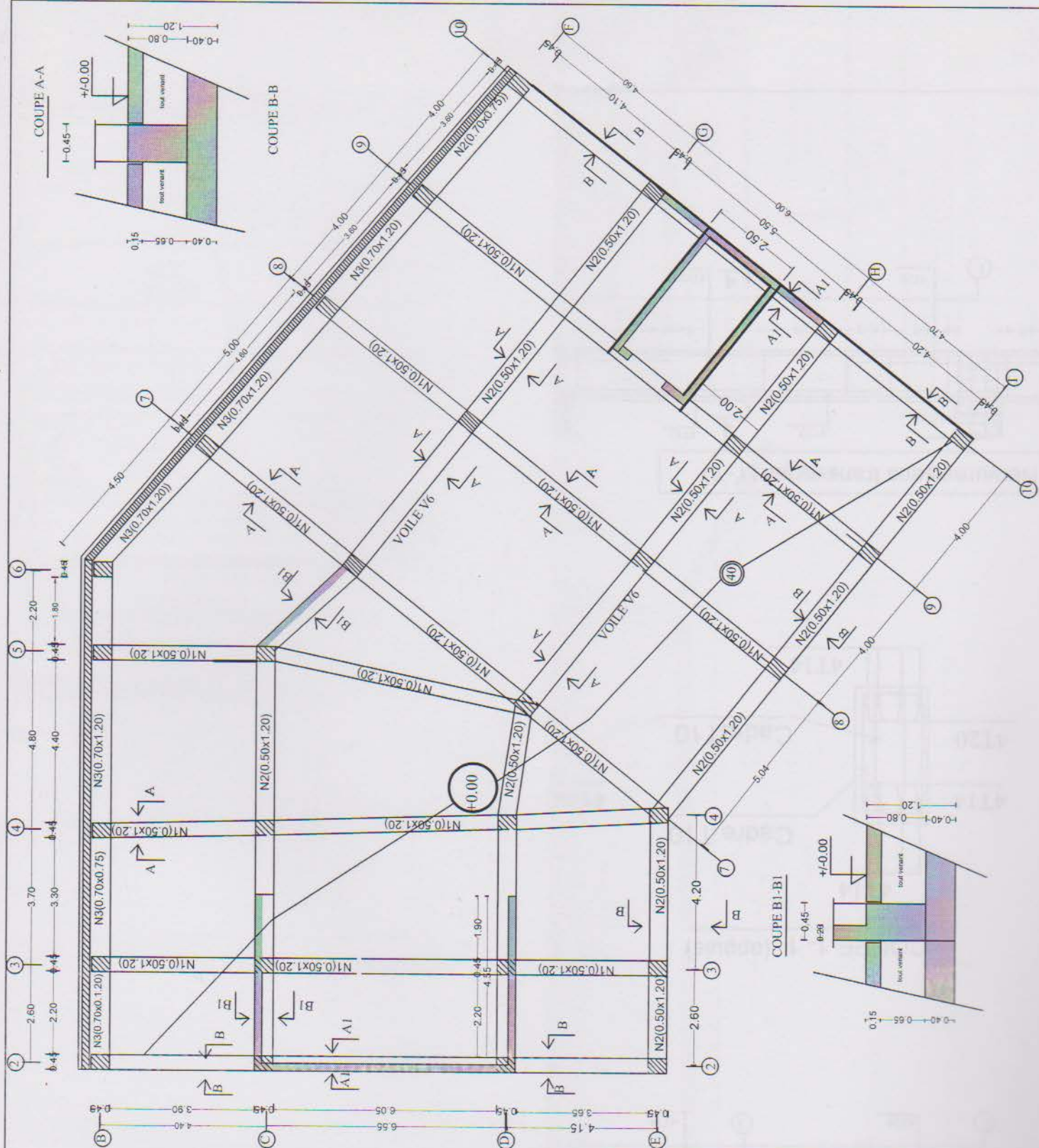


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE <b>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE T.O</b> FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL		WILAYA: TIZI OUZOU DAIRA: TIZI OUZOU COMMUNE: TIZI OUZOU	dossier genie civil
<b>PROJET:</b> REALISATION XXXXXX		PLAN DE FERRAILLAGE RADIER (Nerures)	ECHELLE: 1/50
BOUAMARA YOUCEF AGHILES ALLILOUCHE SOFIANE ETUDIE PAR:		DATE: OCTOBRE 2017	PLANCHE N°: 02A



COUPE 4-4 (Travées)

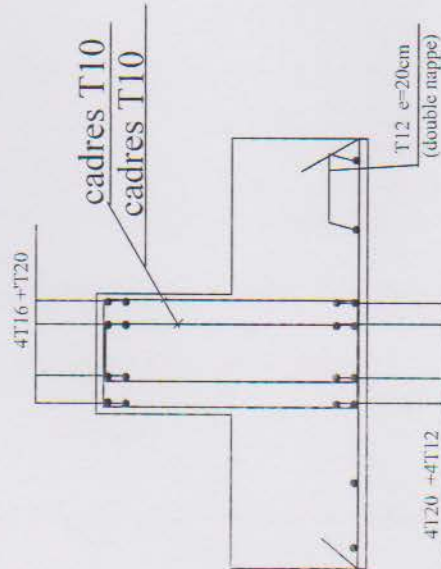




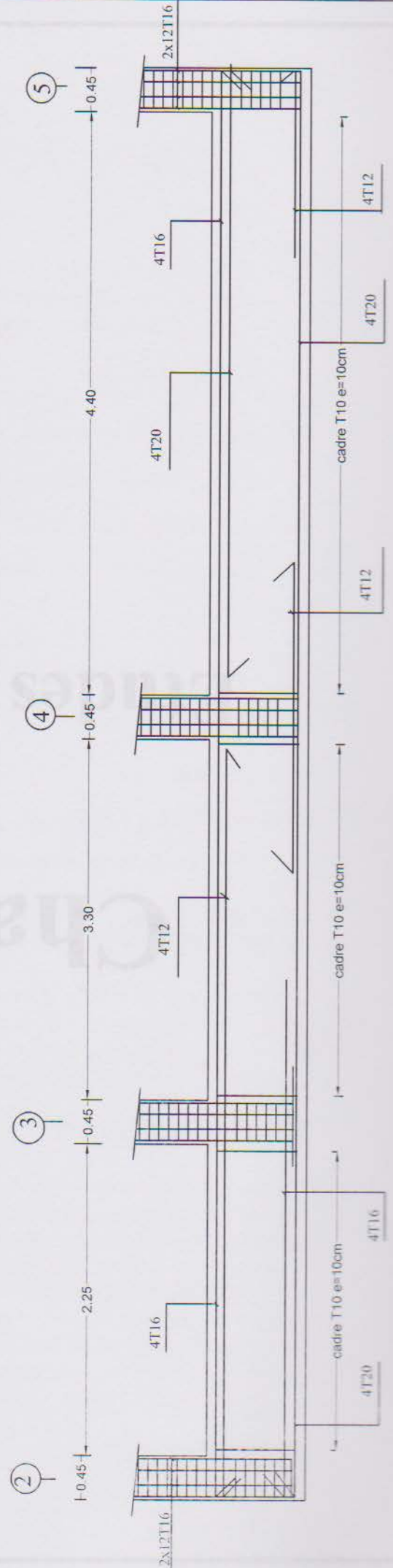
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE <b>UNIVERSITE MOULOUD MAMMERIE T.O</b> FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTEMENT GENIE CIVIL		<b>dossier genie civil</b>	
WILAYA: TIZI OUZOU DAIRA: TIZI OUZOU COMMUNE: TIZI OUZOU		PLAN DE COFFRAGE RADIER	
<b>PROJET:</b> REALISATION XXXXXX		ECHELLE: 1/50	
diasse par: m <sup>3</sup> khelouil		<b>ETUDE PAR:</b> ALLI OUCHE SOFIANE BOUMARA YOUSSEF AGHILES	
PROJET N° 01A		DATE: 05 OCTBRE 2017	

# Ferrailage semelle

## COUPE TRANSVERSALE



## COUPE longitudinale



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UMMTO

UNIVERSITE  
MOULOUD MAMMERIE T.O

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

WILAYA: TIZI OUZOU

DAIRA: TIZI OUZOU

COMMUNE: TIZI OUZOU

dossier  
genie civil

PROJET:

REALISATION  
XXXXXX

Plan de Ferrailage  
Semelle Filante

ECHELLE:  
1/50

dirige par: m<sup>m</sup> kheloui

PLANCHE N°: 03A

ETUDIE PAR:  
ALLILOUCHE SOFIANE  
BOUAMARA YOUCEF AGHILES

DATE:  
OCTOBRE 2017