

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*

*Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou*

*Faculté du génie de la construction*

*Département de génie civil*



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.*

*Option : construction civile et industrielle.*

## THEME

*Etude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation et commercial  
avec application de logiciel ETABS*



*Dirigé par :*

M<sup>me</sup> : AIT TALEB SOUAD

*Présenté par :*

Melle : DJABALI DALILA

M<sup>r</sup> : CHIKH AMIROUCHE

*Année universitaire : 2019/2020*

## *Remerciements*

*Tous travail de recherche n'est jamais totalement l'œuvre d'une personne. A cet effet, nous tenons à exprimer nos sincères reconnaissances et nos vifs remerciements à tous ceux qui ont contribué et qui ont pris une part active à l'élaboration de ce mémoire.*

*Je tiens à remercier avant tout le **bon dieu** pour m'avoir donné le courage, la volonté et les moyens de mener ce travail a son terme.*

*Nos remerciements vont tout d'abord à notre promotrice **Mme Ait Taleb** pour nous avoir honorés en acceptant de diriger ce travail, pour sa disponibilité permanente, ses conseils judicieux, ses remarques et orientations, mais aussi pour ses qualités humaines qu'elle se donne pour mission de transmettre. Qu'elle trouve ici le témoignage de notre profond respect.*

*Nous exprimons notre gratitude pour l'ensemble des enseignants de département de Génie civil de **MOULOUD MAMMERI** de **TIZI OUZOU**, pour nous avoir fait bénéficier de leurs connaissances tout au long de notre cursus.*

*Nous remercions également les membres du jury qui ont eu l'amabilité d'accepter d'évaluer ce modeste travail, de participer à notre soutenance et nous espérons qu'il sera à la hauteur de leurs attentes. Qu'ils trouvent ici l'expression de notre gratitude.*

*Nos vifs remerciements s'adressent à nos parents, qui nous ont toujours suivis avec leurs prières et leurs soutiens moral et financier. Que tous ceux qu'on n'a pas cités trouvent également l'expression de notre profonde gratitude.*

*Dalila, Amirouche*



## *Dédicace*

*Arrivé au terme de mes études par la grâce de dieu, j'ai le grand plaisir de dédier ce travail :*

*A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.*

- *A ma grande - mère.*
- *A ma sœur Kahina.*
- *A mes frères : Ahmed, et Yanis.*
- *A tous les membres de ma grande famille oncles, tantes, cousins et cousines.*
- *A tous mes amis(es).*
- *A tous les étudiants de la promotion (2019/2020).*
- *Et à tous ceux qui ont contribué et soutenu dans mes études.*

*Dalila*

## *Dédicace*

*Arrivé au terme de mes études par la grâce de dieu, j'ai le grand plaisir de dédier ce travail :*

*A mes très chers parents qui m'ont toujours soutenu tout au long de ma vie, qui m'ont orienté dans le bon chemin et qui' ont tout fait pour que je réussisse, que Dieu vous bénisse et vous garde.*

- A mes sœurs.*
- A mes frères.*
- A tous les membres de ma grande famille oncles, tantes, cousins et cousines.*
- A tous mes amis(es).*
- A tous les étudiants de la promotion (2019/2020).*
- Et à tous ceux qui ont contribué et soutenu dans mes études.*

*Amirouche*

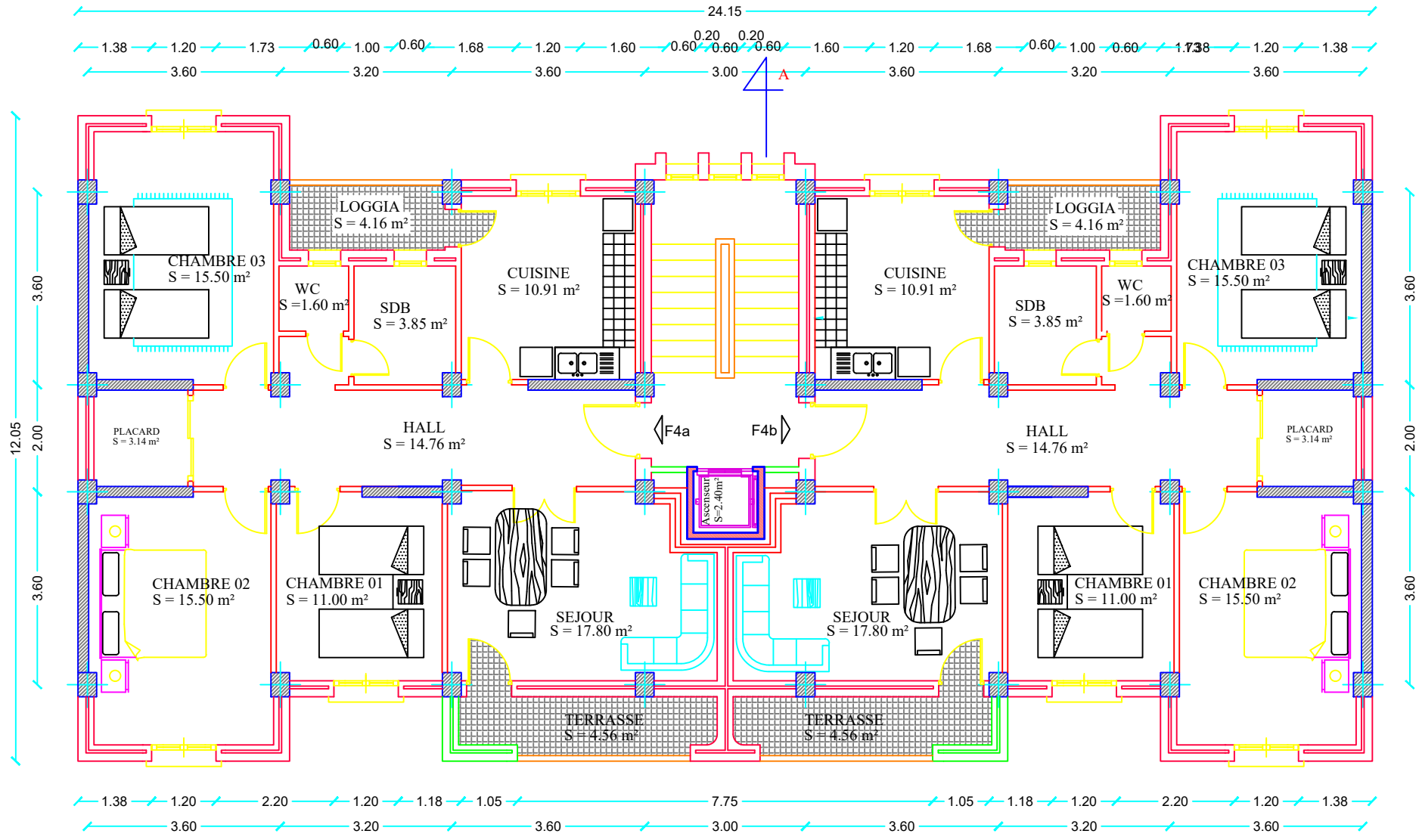
FACADE PRINCIPALE



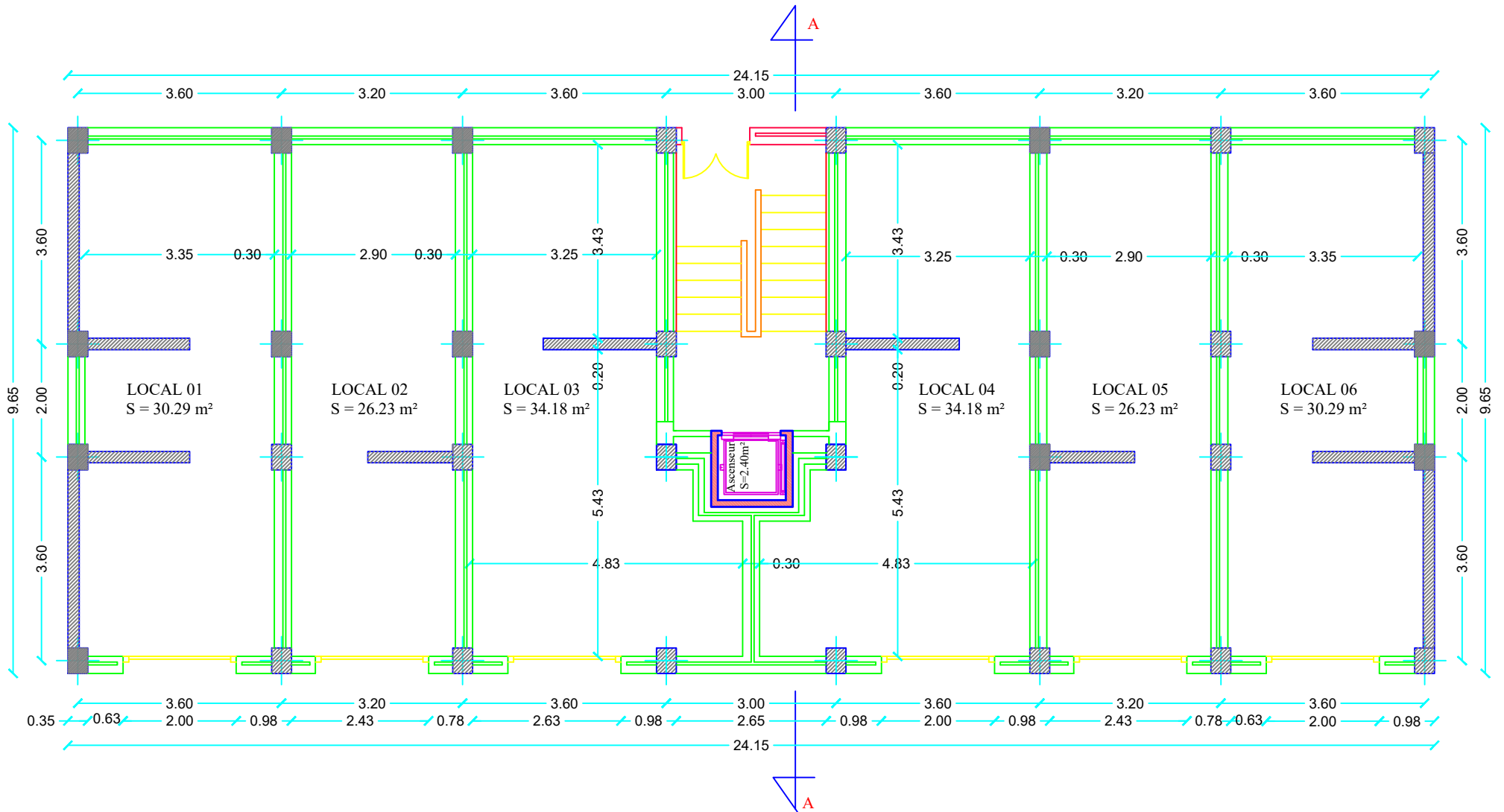
COUPE A-A



# PLAN DE L'ETAGE COURANT



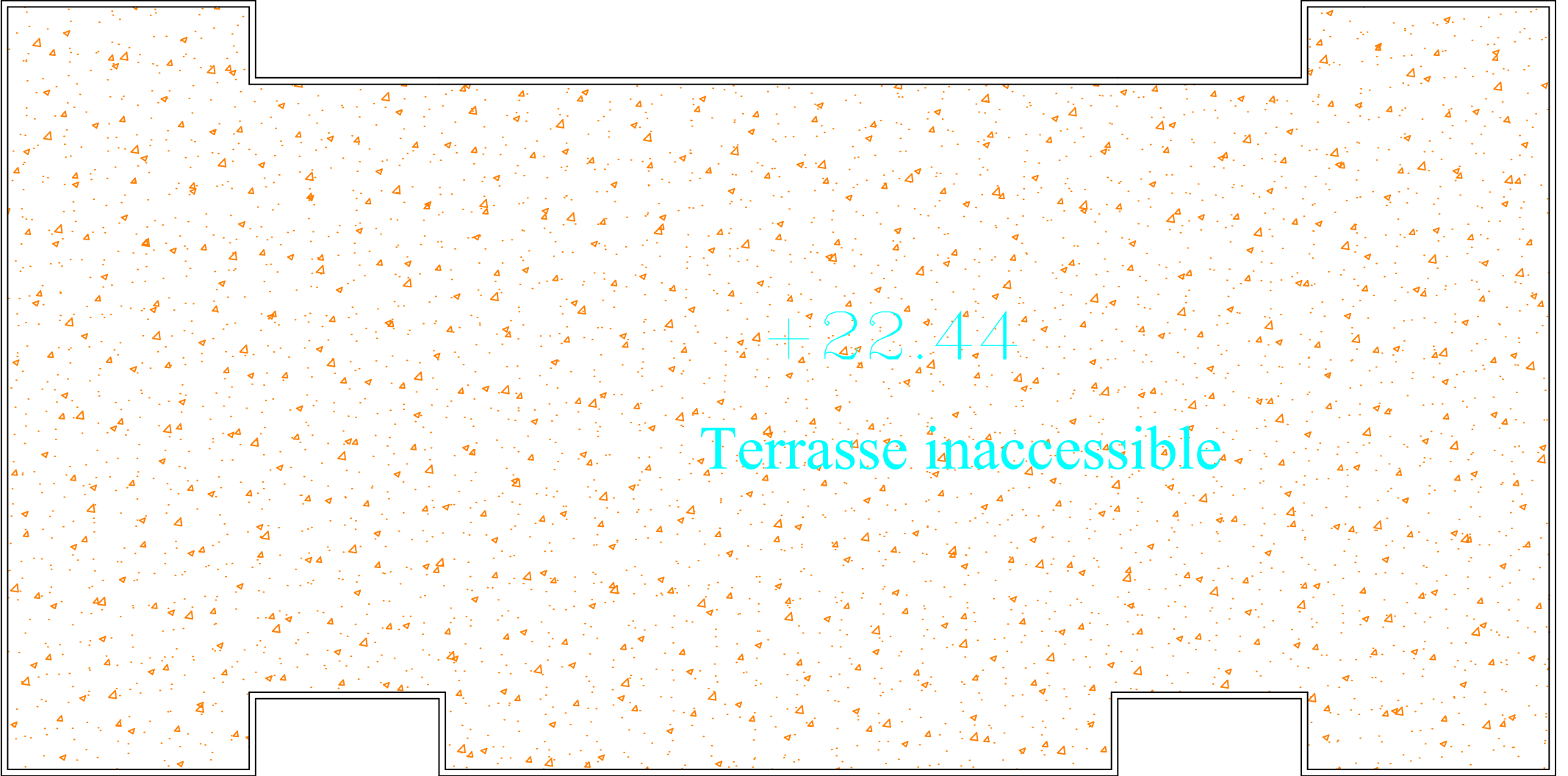
# PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



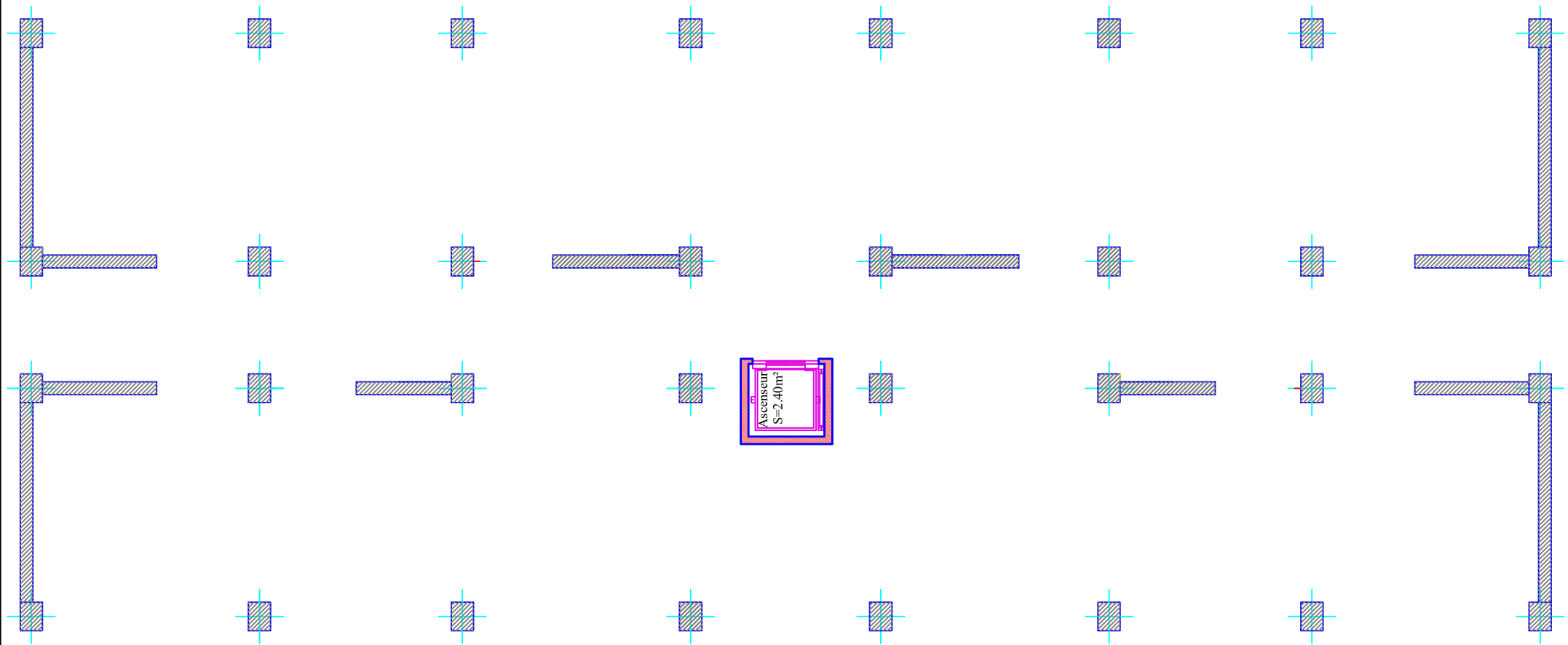
# Plan de la Terrasse

+22.44

Terrasse inaccessible



# DISPOSITION DES VOILES



# Sommaire

➤ Plan d'Architecture.

## Introduction générale

<b>Chapitre I</b> : Présentation de l'ouvrage.....	01-11
<b>Chapitre II</b> : Pré-dimensionnement des éléments.....	12-31
<b>Chapitre III</b> : Calcul des éléments secondaires.....	32-109
<b>III.1</b> : Introduction.....	32
<b>III.2</b> : L'Acrotère.....	32-42
<b>III.3</b> : Les Balcon.....	42-48
<b>III.4</b> : La Salle machine .....	49-62
<b>III.5</b> : Les Planches.....	62-88
<b>III.5</b> : L'Escalier.....	89-102
<b>III.6</b> : La Poutre palière .....	102-109
<b>Chapitre IV</b> : Etude de contreventement .....	110-122
<b>Chapitre V</b> : Présentation de l'ETABS .....	123-145
<b>Chapitre VI</b> : Vérifications des exigences de RPA 99modifier 2003.....	146-165
<b>VI.1</b> : Introduction .....	146
<b>VI.2</b> : Vérification de la période empirique.....	146-148
<b>VI.3</b> : Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité).....	148-150
<b>VI.4</b> : Vérification de la participation de la masse modale.....	151-152
<b>VI.5</b> : Vérification des déplacements relatifs.....	153-155
<b>VI.6</b> : Vérifications du déplacement maximal de la structure.....	155-157
<b>VI.7</b> : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.....	157-161
<b>VI.8</b> : Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P- $\Delta$ ).....	162
<b>VI.9</b> : Spécifications pour les poteaux.....	163-164
<b>VI.10</b> : Conclusion .....	165

<b>Chapitre VII</b> : Ferrailage des éléments structuraux.....	166-209
<b>VII.1</b> : Ferrailage des poteaux.....	166-183
<b>VII.2</b> : Ferrailage des poutres.....	184-196
<b>VII.3</b> : Ferrailage des voiles.....	197-209
<b>Chapitre VIII</b> : Etude de l'infrastructure.....	209-232

- Plan de ferrailage.
- Plan coffrage.

### Conclusion générale

- Bibliographie.



# INTRODUCTION GENERALE

La révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes, l'une des conséquences immédiates de ce boom démographique dans les zones urbaines a été le changement dans le style de construction.

En effet, afin de rationaliser l'espace il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiments multi-étages, ce qui a permis de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants sur un espace réduit, cela a été possible grâce aux techniques de construction moderne telle que la construction métallique et le béton armé.

Cependant des séries de réglementation ont été élaborées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments. Telles que le règlement parasismique Algérien RPA et le béton armé aux états limites, le BAEL 91 actuellement en vigueur.

Dimensionner un bâtiment dans les règles de l'art revient à déterminer pour chaque poutre, poteau, voile et plancher de ce bâtiment. Les dimensions de ces éléments, et les caractéristiques à utiliser, à savoir les aciers et les bétons et surtout comme alliés de ces deux matériaux. Ce projet de fin d'études s'inscrit donc à juste titre dans ce cadre.

Le principal objectif de ce mémoire est avant tout d'assurer la sécurité des usagers de cette structure à étudier. Ensuite; il devra entre autres, durer dans le temps et résister aux éventuelles catastrophes.

Pour y parvenir, il convient de bien maîtriser les charges permanentes du bâtiment, les charges d'exploitation à prendre en compte de la nature et des caractéristiques du sol sur lequel la construction sera érigée; cette structure doit transmettre d'une manière optimale au sol les charges engendrées par celle-ci. Ce qui permettra sans doute de dimensionner définitivement chaque élément en conformité avec la sécurité imposée et les règlements en vigueur.

Notre étude est menée suivant les règles BAEL 91 modifié 99 et le RPA99/V.2003 et le DTR Algériens. Elle portera sur l'étude d'une structure en (RDC+7étages) en portique et voile de contreventement.

Cette étude nous permettra de mettre en application toutes les connaissances théoriques acquises durant notre universitaire et aussi une utilisation correcte de tous les règlements de bâtiment en vigueur en Algérie.

### I.1.Introduction :

On regroupera sous le terme bâtiment les immeubles à usage habitation ou de commerce. Ces ouvrages constitués de deux parties essentielles à savoir : L'infrastructure qui est enterrée dans le sol et la superstructure : Rez- de – chaussée et étages courantes.

L'objectif de cette partie est de présenter les éléments constitutifs de l'ouvrage et principales caractéristiques des matériaux utilisés puis les modèles à adoptés pour conduire les calculs réglementaires.

### I.2.Présentation de l'ouvrage :

Ce projet consiste en l'étude et le calcul d'un bâtiment (**R+7**) à usage multiple commerciale et habitation, cet ouvrage sera implanté à **TIZI-OUZOU**, ville classée selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99, modifié en 2003**) comme étant une zone de sismicité moyenne (**ZONE IIa**).

### I.3.Réglementation utilisés et normes de conception :

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- Règle parasismique Algérien (**RPA 99/version 2003**).
- Règle de conception et le calcul aux états limites des structures en béton armé (**B.A.EL.91 / modifié 99**).
- Document technique réglementaire (**D.T.R-BC 22**) charges permanentes et charge d'exploitations.
- Règles de calcul des fondations superficielles (**DTR-BC 2.331**).
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**).

### I.4.Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Notre ouvrage est un bâtiment (R+7) comportant :

- Un RDC à usage locale et commerciale.
- 7 étages courants à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.
- Un ascenseur.
- Un acrotère.
- Terrasse inaccessible.

L'ouvrage à comme dimensions :

- Hauteur totale avec l'acrotère..... $H_t = 26.15$  m.

RDC :

- Longueur..... $L_{RDC} = 24.15$  m.
- Largeur ..... $l_{RDC} = 9.65$  m.

- Hauteur..... $H_{RDC} = 4.08$  m.

Etages courants :

- Longueur..... $L = 24.15$  m.
- Largeur..... $l = 12.05$  m.
- Hauteur..... $H = 3.06$  m.

## **I.5.Eléments de l'ouvrage :**

### **I.5.1.Ossature de l'ouvrage :**

L'ouvrage sera réalisé en béton armé pour que celui-ci résiste à l'effort du séisme, les règles parasismiques Algérien « RPA 99/ Version 2003 » préconise, pour toute structure dépassant une hauteur de 14 mètre en Zone IIa, une ossature mixte sera faite en voile et portique telle que Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Le contreventement est assuré par deux types :

#### **I.5.1.1.Contreventement par portique :**

C'est une ossature constituée de poteaux et poutres qui doivent être disposés d'une façon à :

- Reprendre les charges et surcharges verticales.
- Transmettre directement les efforts aux fondations.

#### **I.5.1.2.Contreventement par voile :**

Composé des éléments verticaux « voile » en béton armé, disposés dans les deux sens transversal et longitudinale, il assure :

- D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse).
- Et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).
- Ainsi ils minimisent les effets de torsion.

### **I.5.2.Les planchers :**

Les planchers sont des aires planes limitant les étages d'un bâtiment et supportant les revêtements et les surcharges, assurant deux fonctions importantes :

#### **❖ Fonction d'isolation :**

Les planchers isolent acoustiquement et thermiquement les différents étages.

### ❖ Fonction de résistance mécanique :

Les planchers sont supposés infiniment rigides dans le plan horizontal supportent leurs poids propre et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure (poteaux et voiles).

Dans notre cas on a deux types de dalles :

#### I.5.2.1. Dalles en corps creux :

Sont constituées d'un remplissage en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, disposée suivant la petite portée.

Le plancher terrasse inaccessible, comportera un système d'étanchéité multi couche en forme de pente de 2 % pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation, les planchers des autres étages ont comme revêtement du carrelage scellé.

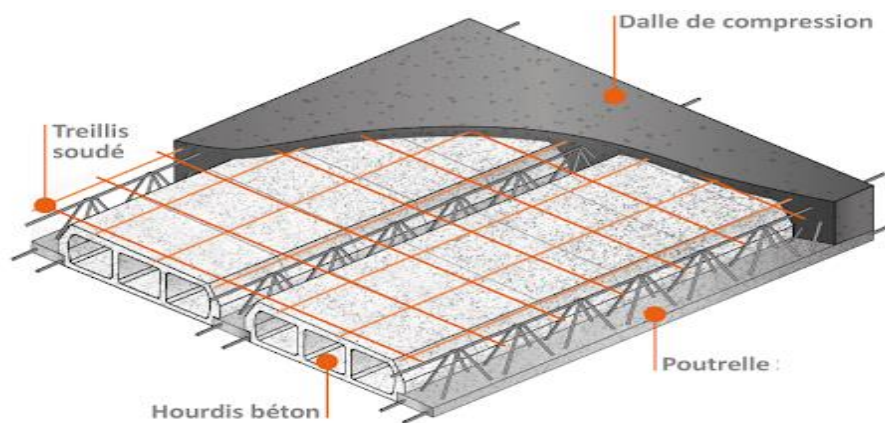


Figure I.1 : Plancher en corps creux.

#### I.5.2.2. Dalle pleines en béton armés :

Les dalles pleines sont des planchers en béton armée à âme pleine, coulées surplace sur toute son épaisseur (entre 15 à 30 cm).

Elles sont souvent prévues là il n'est pas possible de réaliser des plancher en corps creux, en particulier pour les consoles et cage d'ascenseur.

Dans notre projet, les dalles plaines en béton armé sont prévues dans les balcons.

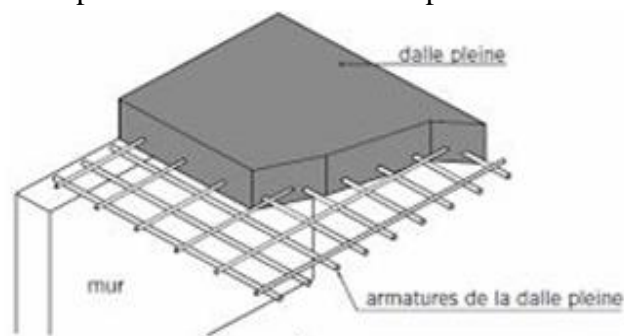


Figure I.2 : Dalle pleine.

### I.5.3. Escalier :

La bâtisse sera doté d'une cage d'escalier allant de RDC jusqu'au dernière étages. L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant la circulation à pied d'un niveau à un autre, réalisé en béton armé coulé surplace. En ce qui concerne les escaliers de la structure à étudier, il s'agit d'un escalier droit à deux volées identiques.

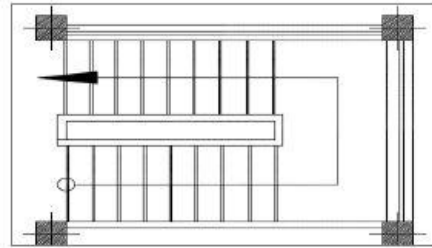


Figure I.3 : coupe de l'escalier.

### I.5.4. Cage d'ascenseur :

Le bâtiment comporte un ascenseur allant de RDC jusqu'au dernière étage. Sa cage sera réalisée en béton armée.

### I.5.5. L'acrotère :

C'est un élément encastré dans les plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde de corps, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviale. Il sert aussi à l'accrochage des matériels de travaux de l'entretien des bâtiments, et pour des raisons de sécurité.

### I.5.6. La maçonnerie :

Ouvrage constitué de brique ou de pierres qui sont assemblés par des matériaux élémentaires, liés ou non par du ciment, plâtre ou mortier. Il y'a deux types de murs dans la structure :

#### ❖ Murs extérieurs :

Les façades extérieures sont réalisées en double cloisons de deux briques creuses de 15cm d'épaisseur pour la cloison externe, et de 10 cm pour la cloison interne avec une lame de 5cm.

#### ❖ Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en simple cloison, de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

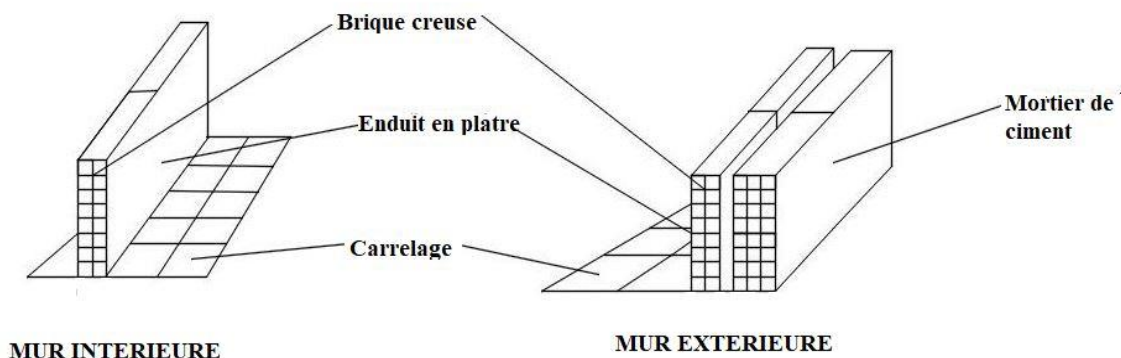


Figure I.4 : les murs intérieurs et extérieurs.

### **I.5.7. Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix du type de fondation dépend du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

On distingue trois types de fondation :

- Fondations superficielles.
- Fondations profondes.
- Fondations semi-profondes.

**Remarque :** Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude préalable et détails sur le sol qui donnera la capacité portante de ce dernier.

### **I.5.8. Coffrage :**

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

### **I.5.9. Revêtements :**

Les revêtements sont réalisés en :

- Enduit en plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelages scellé pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs de façades.
- Céramique pour les salles d'eaux.

## **I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux : Le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique Algérien (**RPA99/version 2003**), ainsi qu'au règlement de béton armé (**B.A.E.L 91/ modifié 99**).

### **I.6.1. Béton :**

Le béton est un matériau de construction, obtenu par un mélange de ciment (liant hydraulique), de granulats (sable et graviers), de l'eau de gâchages et d'adjuvant, il caractérise du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui est assez élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible, de plus le béton a un comportement fragile. Il sera fabriqué mécaniquement suivant l'étude établie au laboratoire.

#### **I.6.1.1. La résistance caractéristique du béton à la compression :**

Elle sera prise à 28 j de durcissement du béton, notée  $f_{c,28}$  qui est mesurée sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique, de diamètre  $\varnothing = 16$  cm et de hauteur  $H = 32$  cm (aire de  $200$  cm<sup>2</sup>).

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $< 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit : [Art A.2.1,11/ BAEL 91].

$$f_{cj} = \frac{j}{(4.76+0.83j)} f_{c28} \text{ Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1.4+0.95j)} f_{c28} \text{ Pour : } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour le présent projet on adoptera  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .

### I.6.1.2. Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle représente 10 % de la résistance à la compression, notée  $f_{t28}$  et qu'on peut la déduire par la relation suivante :

[Art A.2.1,12/ BAEL 91].

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ Pour : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\text{À } j=28 \text{ j on a : } \Rightarrow f_{tj} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa} \Rightarrow f_{tj} = 2.1 \text{ MPa.}$$

### I.6.1.3. Module de déformation :

#### ❖ Module de déformations longitudinales du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation à l'âge de « j » jours [Art 2.1,21/ BAEL 91], est donné par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots(I.1).$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{i28} = 32164,2 \text{ Mpa.}$$

Les déformations finales du béton (instantanées et augmentée de fluage) sont calculées par un module de déformation longitudinale différée [Art 2.1,22/ BAEL 91], défini comme suit :

$$E_{vj} = 3700 f_{c28}^{1/3} = \frac{1}{3} E_{ij} \dots\dots\dots(I.2).$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ jours : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{v28} = 10818,865 \text{ Mpa.}$$

#### ❖ Module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale [Art 2.1,3 / BAEL 91], est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \dots\dots\dots(I.3).$$

### I.6.1.4. Coefficient de Poisson : [Art 2.1, 3 / BAEL 91]

Le coefficient de poisson du béton est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation longitudinale du béton. Il est pris égale à :

- $\nu = 0$  pour des justifications à **ELU**.
- $\nu = 0,2$  pour des justifications à **ELS**.

### I.6.1.5. Notions d'états limites :

Un état limite est un état qui correspond aux diverses conditions de sécurité et bon comportement en service, pour duquel une structure satisfait aux conditions exigées par le concepteur. Il existe deux types d'état limite :

#### I.6.1.5.1. Etat limite ultime (ELU) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, il est associé l'un des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non renversement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- Etat limite de stabilité de forme (non flambement).

La contrainte limite du béton à la compression qui correspond à cet état est donné par la formule suivante : [Art A.4.3,41/ BAEL 91]

$$f_{cb} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta\gamma_b} \dots\dots\dots(I.4).$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité tel que :

- $\gamma_b = 1.5$  → pour les situations courantes.
- $\gamma_b = 1.15$  → pour les situations accidentelles.

$\theta$  : Coefficient qui est en fonction de la durée d'application des charges (t) tel que :

- $\theta = 1$  → si  $t > 24$  heures.
- $\theta = 0.9$  → si  $1 < t < 24$  heures.
- $\theta = 0.85$  → si  $t < 1$  heure.

Dans notre cas, à 28j :  $f_{cb} = 14.2$  MPa

## ❖ Diagramme contraintes – Déformation du béton :

Dans les calculs relatifs aux états limites de résistance du béton, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels, qu'on les appelle aussi diagrammes « parabole – rectangle » suivants :

## A l'ELU :

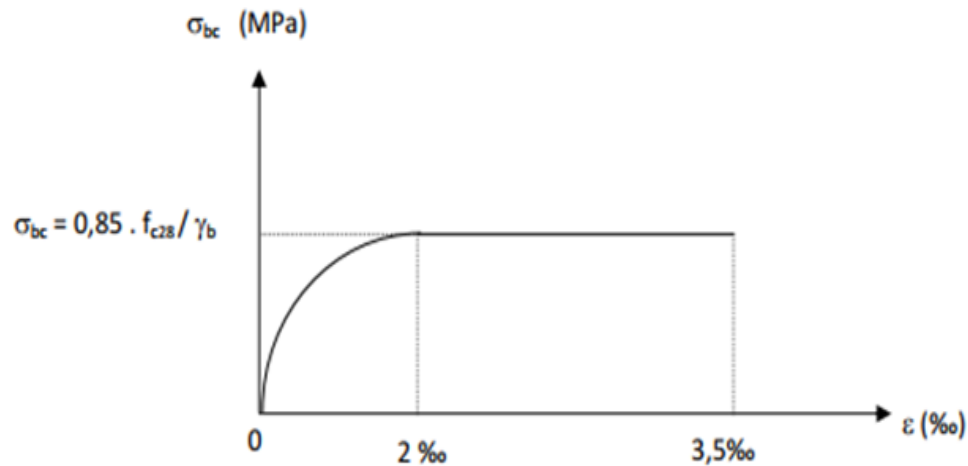


Figure I.5 : Diagramme contraintes – déformation du béton à l'ELU.

Avec :  $G_{bc}$  : Contrainte de calcul du béton en compression.

$F_{c28}$  : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

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

Pour  $\epsilon_{bc} < 2\text{‰}$  on applique la loi de Hooke qui dit :  $G_{bc} = E_b \cdot \epsilon_{bc}$

$E_b$  : Module de Young.

## I.6.1.5.2. Etat limite de service (ELS) :

Il correspond à un état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des contraintes ne sont plus satisfaites, les déformations nécessaires pour atteindre cet état sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, on distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).
- La contrainte admissible de compression du béton est donnée par [Art. A.4.5,2, BAEL 91] :  $\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj}$ .

Dans notre cas :  $\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ .

## ❖ Diagramme contraintes – Déformation du béton :

A L'ELS :

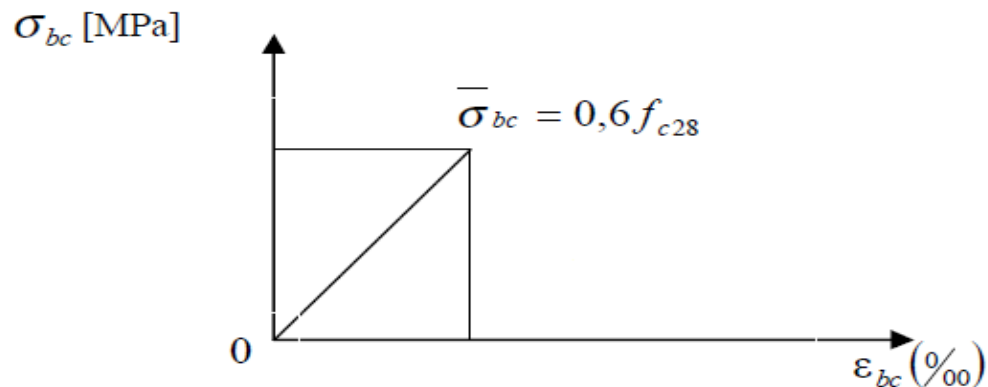


Figure I.6 : Diagramme contraintes- déformation du béton à l'ELS.

## I.7.1. L'acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Les principales caractéristiques des aciers utilisés.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Aciers en Barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL520 (Φ<6)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

## I.7.1.1. Module d'élasticité :

Il est noté ( $E_s$ ), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier. Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal :  
 $E_s = 200000 \text{ MPa}$  [Art. A.2.2, 2/ BAEL 91].

## ❖ Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple. Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante :

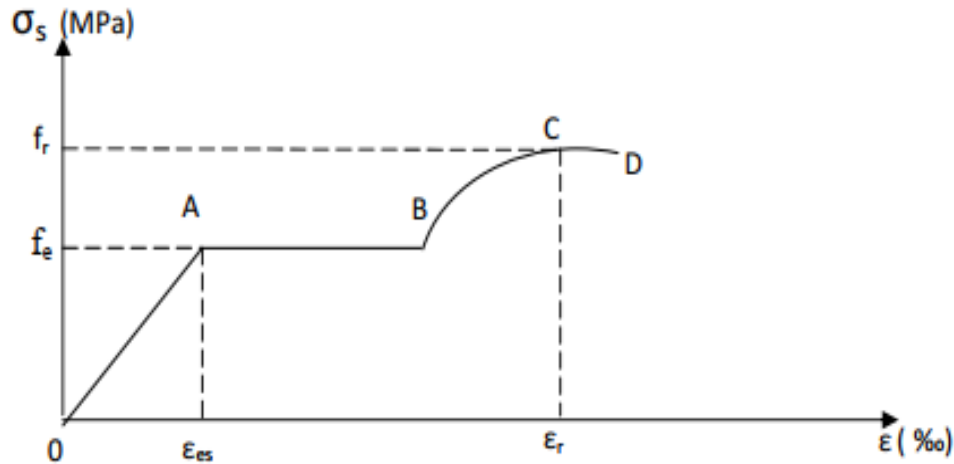


Figure I.7 : Diagramme contrainte – déformation de l’acier.

Avec :

- $f_r$ : Résistance à la rupture.
- $f_e$ : Limite d'élasticité.
- $\epsilon_{es}$ : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.
- $\epsilon_r$ : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- **Zone OA** : Domaine élastique linéaire.
- **Zone AB** : Domaine plastique.
- **Zone BC** : Domaine de raffermissement.
- **Zone CD** : Domaine de striction.

**I.7.1.2. Contrainte limite de l'acier :**

**I.7.1.2.1. Contrainte limite ultime :**

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par : [Art. A.4.3.2, BAEL 91]

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots(1.5)$$

Avec :

- $\sigma_{st}$ : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.
- $f_e$ : Contrainte limite d'élasticité.
- $\gamma_s$ : Coefficient de sécurité :

- $\gamma_s = 1.15$  En situation durable.
- $\gamma_s = 1$  En situation accidentelle.

**I.7.1.2.2. Contrainte limite de service :**

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

❖ **Fissuration peu nuisible : [BAEL9 / Art 4-5-32]**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.  $\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$

❖ **Fissuration préjudiciable : [BAEL91/Art 4-5-33]**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{MPa} \dots\dots\dots (I.6).$$

❖ **Fissuration très préjudiciable : [BAEL91 / Art 4-5.34]**

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(0.5 f_e; \sqrt{\eta f_{tj}}\right) \text{MPa} \dots\dots\dots (I.7).$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de sécurité :

- $\eta = 1.6$ .....Pour les hautes adhérences (**H.A**).
- $\eta = 1.0$ .....Pour les ronds lisses (**R.L**).

**I.8. Protection des armatures :**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures [**Art A.7-2 4 BAEL91**] soit conforme aux prescriptions suivantes :

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

**I.9. Conclusion :**

Ce chapitre à concerner une vue globale sur notre projet, les différents règlements à utiliser ainsi les caractéristiques des matériaux à adopter, toutes en respectant les règles du (**BAEL 91/Modifiée.99**) et les règles parasismiques Algériennes (**RPA 99/ version 2003**).

## II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but « le prés-calcul » des sections des différents éléments résistants de la structure.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux différentes sollicitations. Il sera fait selon les règles suivantes : « RPA 99/version 2003 », « BAEL 91/modifiée 99 » et « CBA 93 », ainsi que le « DTR-B.C.22 » (charges permanentes et charges d'exploitation), dont le but est d'arriver à déterminer des sections minimales les plus économiques et résistante.

## II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

### II.2.1. Plancher en corps creux :

Notre plancher est constitué de corps creux posés sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, ces dernières sont disposées suivant les sens de la petite portée, le tout sera complété par une dalle de compression de 4cm d'épaisseur, elle sera ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

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

Le dimensionnement du plancher en corps creux est donné par la relation suivante : [BAEL 91/Modifiée 99 ; Article B.6.8, 424]

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \dots\dots\dots(\text{II.1}).$$

Où :

- $h_t$  : hauteur du plancher.
- $L_{\max}$  : portée libre maximale de plus grand travée dans le sens des poutrelles.

$$L_{\max} = L - b$$

- $L$  : distance entre axes de poteaux.
- $B$  : largeur du poteau.

### Remarque :

On prend un poteau de section (25 x 25 cm<sup>2</sup>) qui est la section minimale exigée par le « RPA 99/version 2003 » dans la Zone II.a [RPA ; Article 7.4.1].

Dans notre cas :

- $L_{\max} = 360 - 25 = 335 \text{ cm.}$
- $h_t \geq \frac{335}{22.5} = 14.88 \text{ cm.}$

On opte pour un plancher d'épaisseur  $h_t = 20$  cm, soit un plancher (16+4).

Dont :

- Hauteur de corps creux est de 16 cm.
- Hauteur de la dalle de compression est de 4 cm.

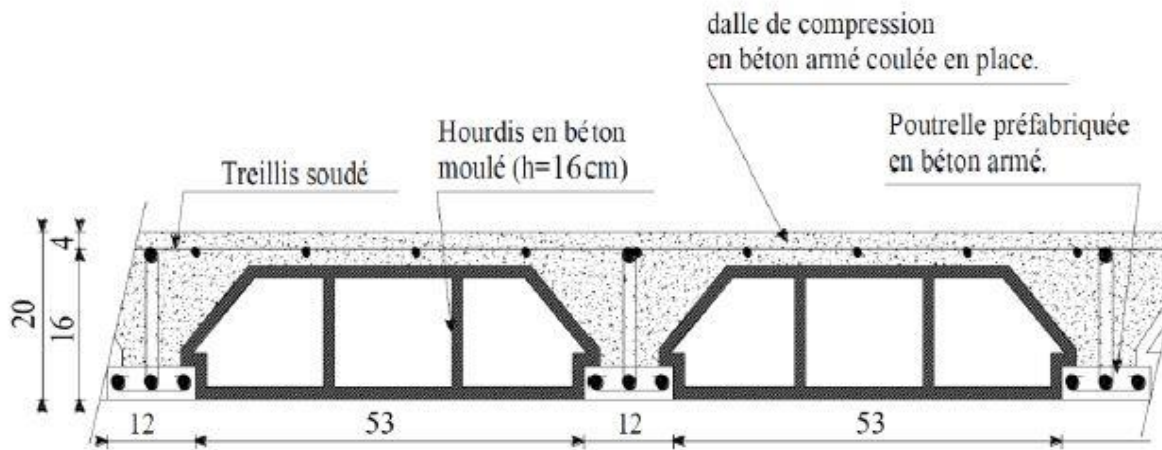


Figure II.1 : Coupe verticale de la dalle en corps creux.

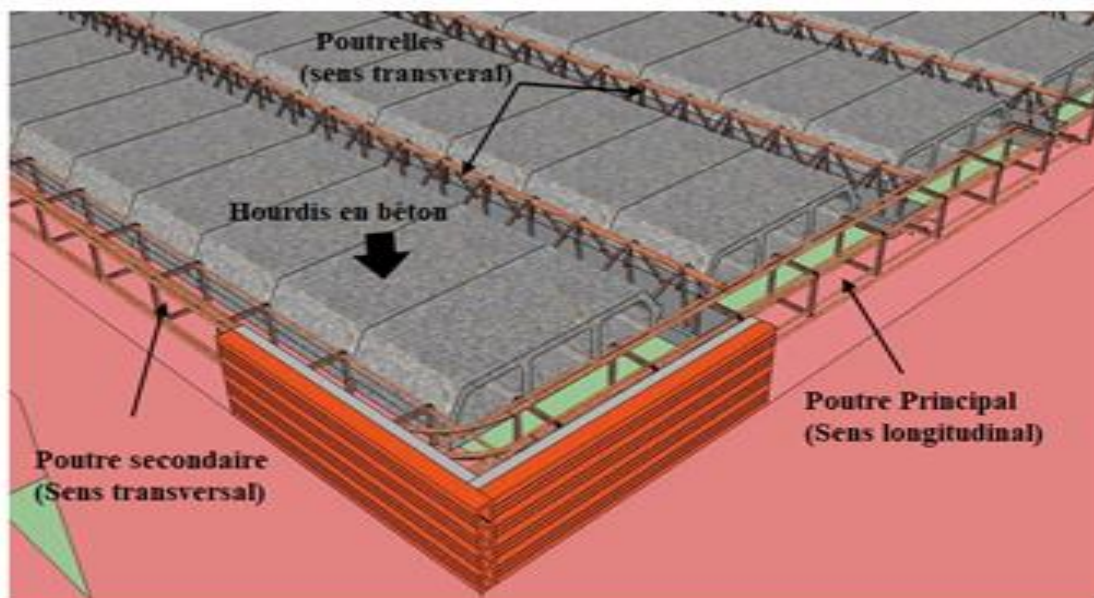


Figure II.2 : Schéma illustratif du sens des poutrelles.

- Les poutrelles sont perpendiculaires aux poutres principales et parallèles aux poutres secondaires.
- Selon notre plan, les poutres principales sont dans le sens longitudinal et les poutres secondaires sont dans le sens transversal.

### II.3. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place, elles servent souvent d'intermédiaire dans la transmission des charges et surcharges entre les planchers et les éléments porteurs (poteaux, voiles).

Les dimensions des poutres sont définies en fonction de leurs portées  $L$  et sont données par référence au « **B.A.E.L 91/modifiée 99** » comme suit :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq H \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots(\text{II.2}).$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots(\text{II.3}).$$

Avec :

**h** : Hauteur de la poutre.

**b**: Largeur de la poutre.

$L_{\text{Max}}$  : Longueur entre axe de la plus grande travée dans le sens considéré.

On doit tenir compte aussi des conditions imposées par le règlement parasismique Algérien qui sont détaillées dans l'article [RPA 2003. Art 7.5.1].

- **$b \geq 20 \text{ cm.}$**
- **$h \geq 30 \text{ cm.}$**
- **$h / b \leq 4$**

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

- Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.
- Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

#### II.3.1. Poutres principales (sens longitudinal) :

Ce sont les poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles.

- **Hauteur :**

On a :  $L_{\text{Max}} = 360 - 25 = 335 \text{ cm.}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq ht \leq \frac{L_{\max}}{10} \implies \frac{335}{15} \leq ht \leq \frac{335}{10} \implies 22.33\text{cm} \leq h_t \leq 33.5\text{cm.}$$

On prend:  **$h = 35\text{cm.}$**

- **Largeur :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \implies 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \implies 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm.}$$

On prend:  **$b = 20\text{cm.}$**

### II.3.2. Poutres secondaires (sens transversal):

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles qui assurent le chaînage.

- **Hauteur :**

On a :  $L_{\text{Max}} = 360 - 25 = 335 \text{ cm.}$

$$\frac{L_{\text{max}}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\text{max}}}{10} \implies \frac{335}{15} \leq h_t \leq \frac{335}{10} \implies 22.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 33.5 \text{ cm.}$$

On prend : **h = 30cm.**

- **Largeur :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \implies 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \implies 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm.}$$

On prend: **b = 20cm.**

### II.3.3. Vérification des conditions exigées par le RPA :

D'après les conditions du [RPA 2003. Art 7.5.1] relative au coffrage des poutres :

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après :

- **b ≥ 20 cm.**
- **h ≥ 30 cm.**
- **h / b ≤ 4**

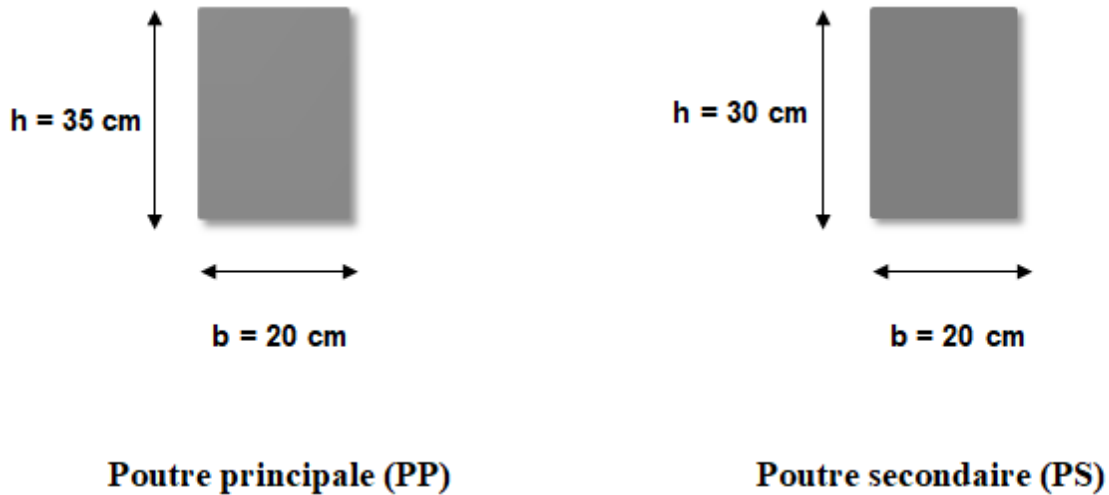
**Tableau II.2:** Vérification des conditions exigées par le RPA.

Condition	Poutres principale	Poutre secondaire	vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	35	30	vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	20	20	vérifiée
$h/b \leq 4$	1.75	1.5	vérifiée

Les conditions sont vérifiées, alors les sections (b x h) adoptées pour les poutres seront comme suit :

- Poutre principale : **(35 x 20) cm<sup>2</sup>.**
- Poutre secondaire : **(30 x 20) cm<sup>2</sup>.**

**Note :** pour des conditions de coffrage, on gardera les mêmes dimensions de poutre principale et secondaire pour tous les niveaux du bâtiment.



**Figure II.3** : Dimensions des poutres.

#### II.4. Les voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement rigides en béton armé coulés sur place. Le pré-dimensionnement se fera conformément aux règles [RPA 99/version 2003.Art 7.7.1].

- **Epaisseur de voiles (e) :**

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

Nous opterons pour le 3<sup>ème</sup> cas puisqu'il est le cas le plus défavorable, comme indiqué à la (figure II.5).

$$e \geq h_e / 20 \dots \dots \dots (II.4).$$

Avec:

$$h_e = h - e_{pp}$$

$e_{pp}$ : hauteur de la poutre principale.

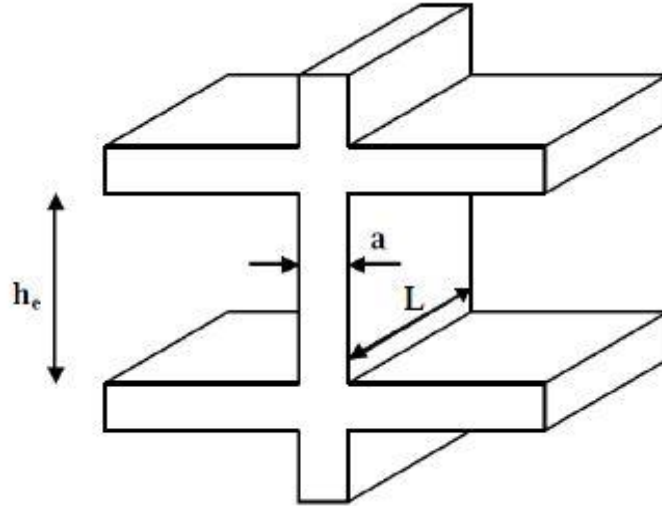
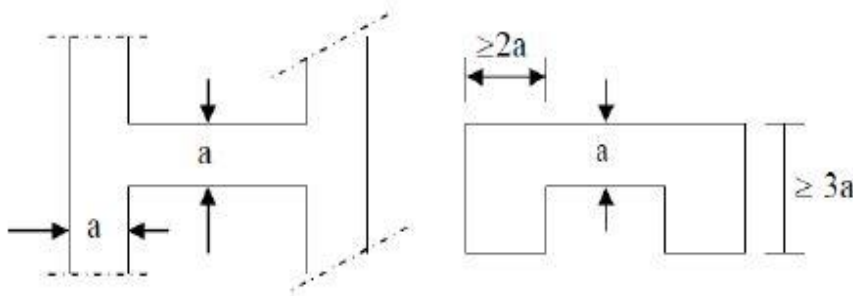


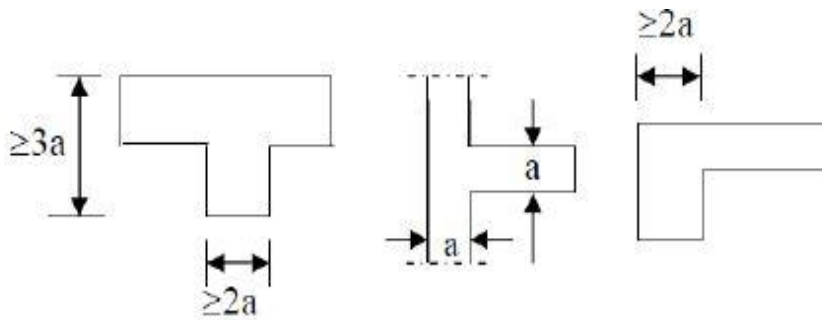
Figure II.4 : Coupe de voile en élévation.

**Le 1<sup>er</sup> Cas :**



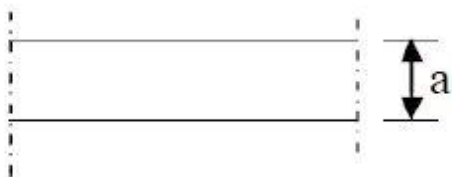
$$a \geq \frac{h_e}{25}$$

**Le 2<sup>ème</sup> Cas :**



$$a \geq \frac{h_e}{22}$$

**Le 3<sup>ème</sup> Cas :**



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

Figure II.5 : Coupe de voile en plan.

➤ **Pour le RDC :**

$$\text{On a: } h_e = h - e_{pp} = 408 - 35 = 373 \text{ cm}$$

$$e \geq h_e / 20 = 373 / 20 = 18.65 \text{ cm.}$$

➤ **Pour les étages courants :**

$$\text{On a: } h_e = h - e_{pp} = 306 - 35 = 271 \text{ cm}$$

$$e \geq h_e / 20 = 271 / 20 = 13.55 \text{ cm.}$$

**Conclusion : on prend  $e = 20 \text{ cm}$  pour tous les voiles.**

❖ **Vérification des exigences du [RPA99/version2003.Art.7.7.1] :**

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant aux conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{Min} \geq 4a \\ \text{et } a \geq 15 \text{ cm} \end{array} \right. \dots\dots\dots(\text{II.5}).$$

Avec :  $L_{min}$  : portée minimale des voiles (**Figure II.4**).

$a$  : épaisseur du voile.

$$\text{On a: } e = a = 20 \text{ cm.} \longrightarrow L_{min} \geq 4a \longrightarrow L_{min} = 4 \times 0.2 = 0.8 \text{ m.}$$

Donc:  $L_{min} = 80 \text{ cm.} \longrightarrow$  **Vérifiée.**

L'ouvrage sera implanté à TIZI-OUZOU zone moyenne sismicité II.a ; l'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$\longrightarrow a = 20 \text{ cm} \geq a_{min} = 15 \text{ cm} \longrightarrow \text{Vérifiée.}$$

## II.5. Les poteaux :

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

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

Le pré-dimensionnement des poteaux se fera à l'ELS en compression simple, selon la combinaison suivante :

$$N_s = G + Q \dots\dots\dots (II.6).$$

Avec :

$N_s$  : Effort normale repris par le poteau.

$G$  : Charge permanente.

$Q$  : Surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des charges.

En supposant que seul le béton reprend l'effort normal, qui sera déterminé (une fois que le poteau le plus sollicité soit repéré) par la descente de charge, en tenant compte de la proposition des plans d'architecteurs et vérifiant les exigences de [ **RPA 99 /version2003**], on effectuera le calcul de la section du poteau le plus sollicité par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{bc}} \dots\dots\dots (II.7).$$

Avec :

$S$  : Section du poteau considéré.

$N_s$  : Effort normal revenant au poteau à la base.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite de service du béton en compression.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa .$$

Selon le [RPA 99.Art.7.4.1] les dimensions des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ en zones I et IIa.
- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} .$
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4.$

### II.5.1.Descente de charges :

La décente de charges a pour objectif de connaître la répartition et les cheminements des charges sue l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.

Les valeurs obtenues permettent de dimensionner les poteaux.

#### II.5.1.1.Détermination des charges et surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes  $G$  et surcharge d'exploitations  $Q$  nous allons nous référer au [DTR.B.C.22].

**A. Charges permanentes :**

$$G = \rho \cdot e \text{ (kN/m}^2\text{)} \dots\dots\dots \text{(II.8)}$$

Avec :

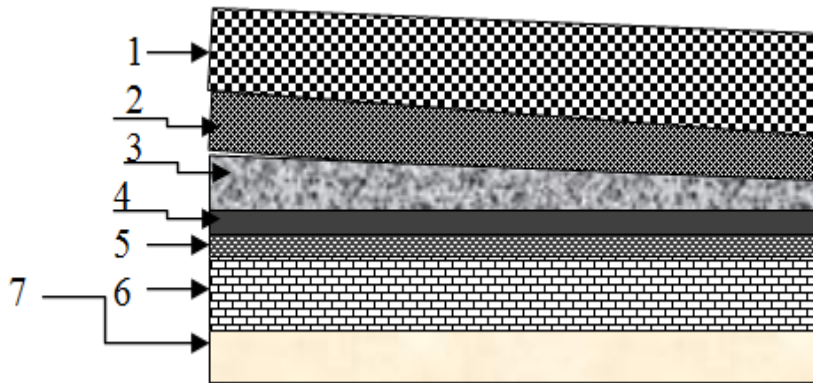
**G** : charge permanente (kN/m<sup>2</sup>).

**e** : épaisseur de l'élément (m).

**ρ** : poids volumique (kN/m<sup>3</sup>).

Les charges peuvent se résumer dans les tableaux ci-dessous pour chaque élément :

- **Plancher terrasse (inaccessible) :**



**Figure II.6** : Coupe verticale d'un plancher terrasse inaccessible.

**Tableau II.1** : Poids des différents éléments constituant le plancher terrasse.

N <sup>o</sup>	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (kN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente (kN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	0.05	20	1.00
2	Etanchéité multi couches	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton	0.06	22	1.32
4	Feuille de polyane (par vapeur)	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux	0.16+0.04	14	2.80
7	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente total</b>				<b>G<sub>total</sub> = 5.61</b>

- Plancher des étages courant :

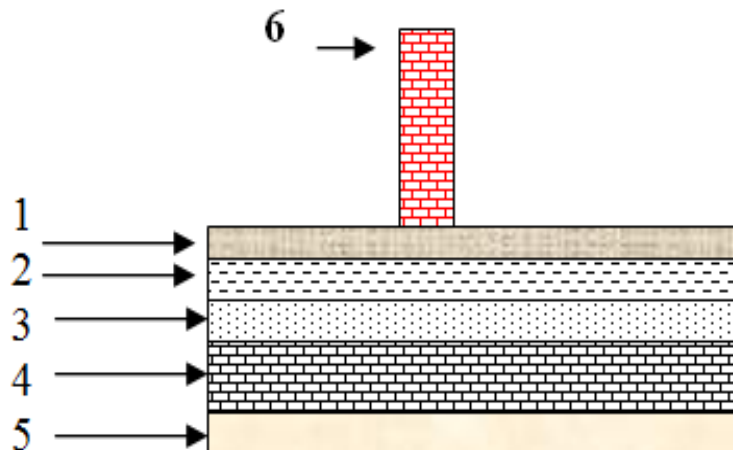


Figure II.7: Coupe verticale d'un plancher des étages courant.

Tableau II.2: Poids des différents éléments constituant le plancher des étages courant.

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.16+0.04	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.10	9	0.90
Charge permanente total $G_t$				$G_t=5.26$

- Maçonneries :

Il y a deux types du mur : mur extérieur et mur intérieur.

- Mur extérieur :

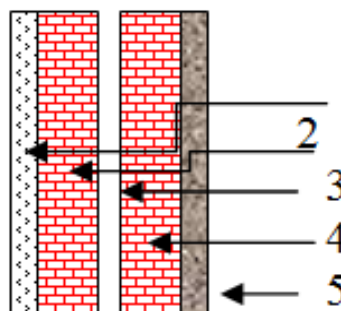


Figure II.8 : Coupe vertical d'un mur extérieur.

Tableau II.3 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur.

N <sup>0</sup>	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )
1	Mortier de ciment	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Briques creuses	0.10	9	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente total G <sub>t</sub>				G <sub>t</sub> =2.20

➤ Mur intérieur :

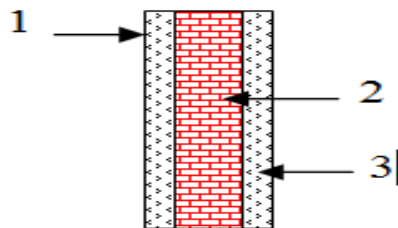


Figure II.9 : Coupe vertical d'un mur intérieur.

Tableau II.4 : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur.

N <sup>0</sup>	Elément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente total G <sub>t</sub>				G <sub>t</sub> =1.30

• L'acrotère :

La hauteur de l'acrotère est égale à : 65 cm (voir la Figure II.10).

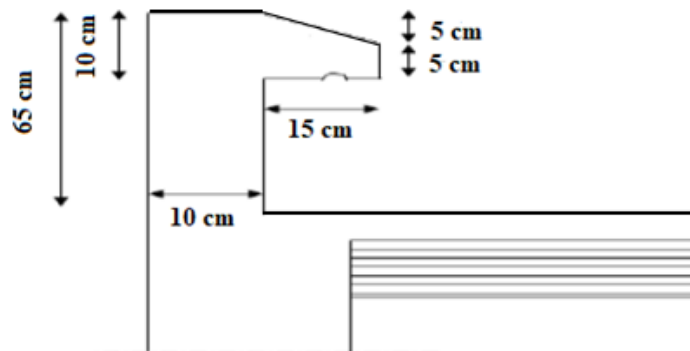


Figure II.10: Coupe transversale de l'acrotère.

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

$$G_{\text{tot}} = [G_1 + G_2] \times 1 \text{ ml} \dots \dots \dots (\text{II.9}).$$

Avec :  $G_1$  : poids propre de l'acrotère en  $[\text{KN/m}^2]$ .

$G_2$  : charge permanente de crépissage de ciment en  $[\text{KN/m}^2]$ .

$G_{\text{tot}}$  : charge permanente totale de l'acrotère en  $[\text{KN/ml}]$ .

➤ **Le poids propre de l'acrotère :**

$$G_1 = \rho_{\text{béton}} \times S \dots \dots \dots (\text{II.10})$$

Avec :  $\rho_{\text{béton}}$  : masse volumique de béton  $\rho_{\text{béton}} = 25 [\text{KN/m}^3]$ .

$S$  : surface de l'acrotère en  $[\text{m}^2]$ .

$G_1$  : Poids propre de l'acrotère en  $[\text{KN/m}^2]$ .

$$S = \frac{(0,05 \times 0,15)}{2} + (0,05 \times 0,15) + (0,65 \times 0,1) = 0,07625 \text{ m}^2$$

D'où:

$$G_1 = 25 \times 0,07625 = 1,90625 \text{ KN/m}^2$$

$$G_1 = 1,90625 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **La charge permanente de crépissage du ciment :**

$$G_2 = \rho \times e \dots \dots \dots (\text{II.11}).$$

Avec :  $G_2$  : charge permanente  $[\text{kN/m}^2]$ .

$e$  : épaisseur de l'élément  $[\text{m}]$ .

$\rho$  : poids volumique  $[\text{kN/m}^3]$ .

D'où :

$$G_2 = 10 \times 0,02 = 0,20 \text{ KN/m}^2$$

$$G_2 = 0,20 \text{ KN/m}^2$$

➤ **La charge permanente totale de l'acrotère :**

$$G_{\text{tot}} = [G_1 + G_2] \times 1 \text{ ml} = (1,90625 + 0,20) \times 1 \text{ ml} = 2,10625 \text{ KN/ml}.$$

$$G_{\text{tot}} = 2,10625 \text{ KN/ml}.$$

### B. Surcharges d'exploitations :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

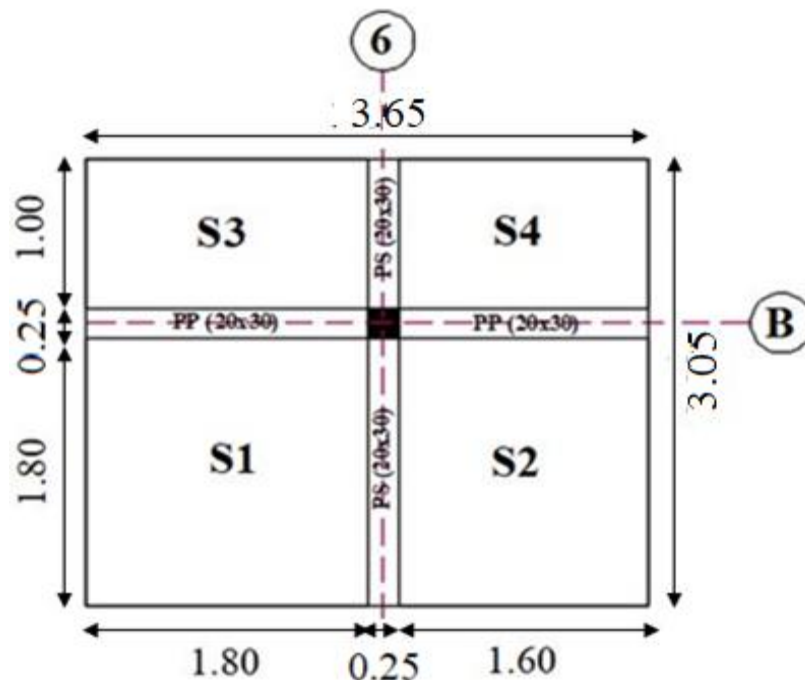
**Tableau II.5** : surcharges d'exploitation (Q).

Eliment	surcharges d'exploitation Q (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse inaccessible	1.00
Plancher étage courant à usage d'habitation	1.50
Plancher RDC	2.50
Balcons et loggia	3.50
Acrotère	1.00
Escalier	2.50

#### II.5.1.2.Surface d'influence de poteau :

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque poteau appelées surface d'influence.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité est le poteau (B.6).



**Figure II.11**: Surface d'influence de poteau (B.6).

**PP** : Poutre principale.

**PS** : poutre secondaire.

➤ **Section nette:**

$$S_n = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S_n = [(1.8 \times 1.8) + (1.6 \times 1.8) + (1.8 \times 1) + (1.6 \times 1)] = 9.52 \text{ m}^2.$$

$$S_n = 9.52 \text{ m}^2$$

➤ **Section brute:**

$$S_b = (3.60 \times 3.00) = 10.8 \text{ m}^2.$$

$$S_b = 10.8 \text{ m}^2.$$

**II.5.1.3. Calcul les poids revenant à chaque élément:****1. Poids du plancher :**

$$P = G_t \times S_{\text{nette}} \dots \dots \dots (II.12)$$

• **Plancher terrasse :**

$$P_{\text{pt}} = S_{\text{nette}} \times G_t$$

$$P_{\text{pt}} = 9.52 \times 5.61 = 53.407 \text{ KN}$$

• **Etage courant :**

$$P_{\text{pc}} = S_{\text{nette}} \times G_t$$

$$P_{\text{pc}} = 9.52 \times 5.26 = 50.075 \text{ KN}$$

**2. Poids des poutres :**

$$P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho_{\text{béton}}) \times L \dots \dots \dots (II.13).$$

Avec :  $\rho$  : poids volumique du béton est de  $25 \text{ KN/m}^3$

$L$  : longueur de la poutre.

• **Poutre principale :**

$$P_{\text{pp}} = (0.20 \times 0.35) \times (1.80 + 1.60) \times 25 = 5.95 \text{ KN}.$$

• **Poutre secondaire :**

$$P_{\text{ps}} = (0.20 \times 0.30) \times (1.80 + 1.00) \times 25 = 2.7 \text{ KN}.$$

• **Charge permanente total des poutres :**

$$P_{\text{p tot}} = P_{\text{pp}} + P_{\text{ps}} = 5.95 + 2.7 = 8.65 \text{ KN}.$$

**3. Poids des poteaux :**

$$P_{\text{poteau}} = (b \times h \times \rho_{\text{béton}}) \times L \dots \dots \dots (\text{II.14}).$$

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le **RPA Min (b1, h1) ≥ 25 cm pour la zone IIa**. Pour tous les poteaux des niveaux de notre structure : **b = h = 25cm**.

- **Poteaux RDC:**  $G_{\text{pot RDC}} = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 4.08 = 6.37 \text{ KN}$ .
- **Poteaux d'étages courants de 1<sup>er</sup> à 7<sup>eme</sup> :**  $G_{\text{pot } \acute{e}} = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 3.06 = 4.78 \text{ KN}$ .

**4. Surcharge d'exploitation :**

- **Plancher terrasse :**

$$Q_0 = 1.00 \times 9.52 = 9.52 \text{ KN}.$$

- **Plancher étage courant :**

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_6 = 1.50 \times 9.52 = 14.28 \text{ KN}.$$

- **Plancher rez de chaussée :**

$$Q_{\text{RDC}} = 2.50 \times 9.52 = 23.8 \text{ KN}.$$

**II.5.1.4. Calcul des surcharges d'exploitation selon la loi de dégression :**

La dégression des surcharges d'exploitation n'est pas obligatoire. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i \text{ pour : } n \geq 5 \dots \dots \dots (\text{II.15}).$$

Avec :

$Q_0$  : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

$Q_i$ : Surcharge d'exploitation de l'étage i.

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

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

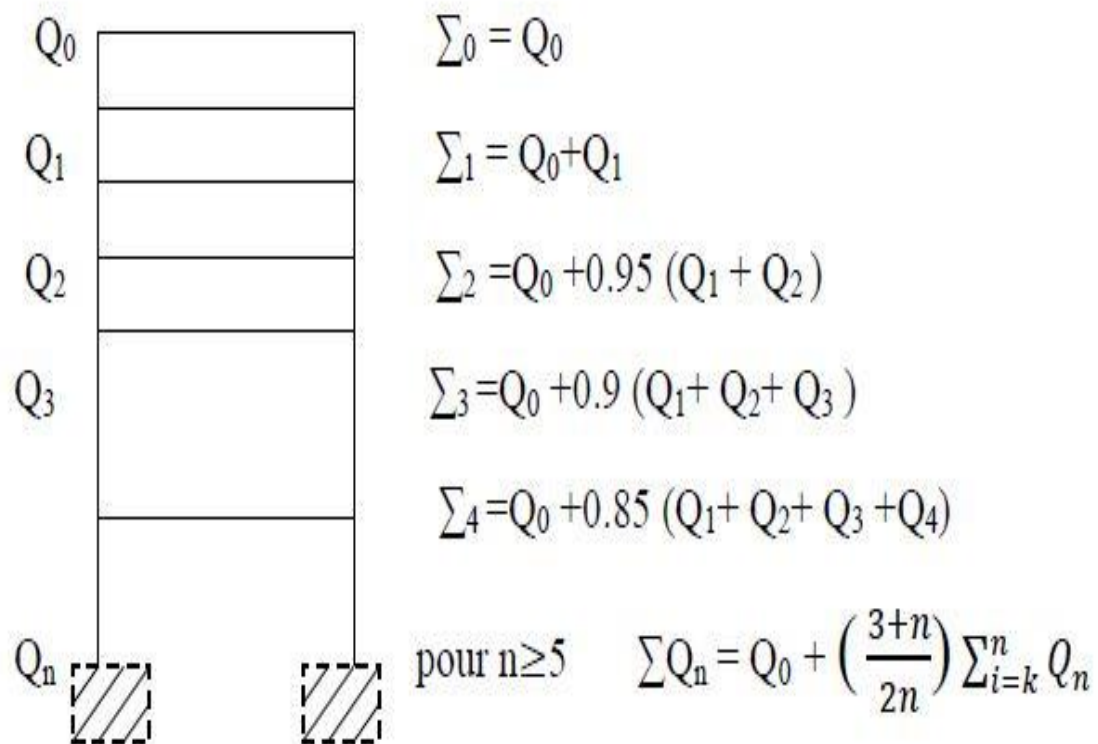


Figure II.12 : Dégression vertical des surcharges d'exploitation.

❖ Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients en fonction des étages :

Tableau II.6 : Coefficient de dégression de charges.

Niveau	0	1	2	3	4	5	6	RDC
coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71

❖ Les surcharges cumulées  $Q_n$  :

Niveaux	Opération	Résultats(KN)
7 <sup>ème</sup> étage	$Q_0=1 \times 9.52$	9.52
6 <sup>ème</sup> étage	$Q_0+ Q_1 = 9.52 + 14.28$	23.8
5 <sup>ème</sup> étage	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)= 9.52+ 0.95 (2 \times 14.28)$	36.652
4 <sup>ème</sup> étage	$Q_0+0.90 (Q_1+ Q_2+Q_3) = 9.52 +0.90 (3 \times 14.28)$	48.076
3 <sup>ème</sup> étage	$Q_0+0.85 (Q_1+ Q_2+ Q_3+Q_4)= 9.52+0.85 (4 \times 14.28)$	58.072
2 <sup>ème</sup> étage	$Q_0+0.80 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+Q_5)= 9.52+0.80 (5 \times 14.28)$	66.64
1 <sup>er</sup> étage	$Q_0+0.75 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+Q_6)= 9.52+0.75 (6 \times 14.28)$	73.78
RDC	$Q_0+0.71 (Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4+ Q_5+ Q_6+Q_{RDC})= 9.52+0.71 (6 \times 14.28+23.8)$	87.250

Tableau II.7 : Dégression des charges d'exploitation.

Tableau II.8 : Section des poteaux adoptés.

niveaux	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)	Efforts normaux $N=G_c+Q_c$ (KN)	Section du poteau $s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ (cm <sup>2</sup> )	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	$G_{totale}$	$G_{cumulée}$	$Q_{cumulée}$		Section trouvée	Section adoptée
7	53.407	8.65	4.78	66.837	66.837	9.52	76.357	50.904	30x30
6	50.075	8.65	4.78	63.505	130.342	23.8	154.142	152.761	30x30
5	50.075	8.65	4.78	63.505	193.847	36.652	230.499	153.666	30x30
4	50.075	8.65	4.78	63.505	257.352	48.076	305.428	203.618	35x35
3	50.075	8.65	4.78	63.505	320.857	58.072	378.929	252.619	35x35
2	50.075	8.65	4.78	63.505	384.362	66.64	451.002	300.668	35x35
1	50.075	8.65	4.78	63.505	447.867	73.78	521.647	347.764	40x40
RDC	50.075	8.65	6.37	65.095	512.962	87.250	600.212	400.141	40x40

### II. 5. 1. 5. Vérification de l'effort réduit à la rupture fragile : [RPA99/Modifiée 2003 ; Art 7.4.3.1]

C'est les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.30 \dots\dots\dots (II.16)$$

$$V = \frac{600.212}{40 \times 40 \times 2.5} = 0.150 \leq 0.30 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier.}$$

$$V = \frac{451.002}{35 \times 35 \times 2.5} = 0.147 \leq 0.30 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier.}$$

$$V = \frac{230.499}{30 \times 30 \times 2.5} = 0.102 \leq 0.30 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifier.}$$

**Conclusion :** les sections des poteaux adoptées sont :

- RDC et 1<sup>er</sup> étage  $\longrightarrow$  (40x40) cm<sup>2</sup>.
- De 2<sup>er</sup> étage au 4<sup>eme</sup> étage  $\longrightarrow$  (35x35) cm<sup>2</sup>.
- De 5<sup>eme</sup> étage au 7<sup>eme</sup> étage  $\longrightarrow$  (30x30) cm<sup>2</sup>.

### II.5.1.6. Vérification des sections selon RPA 99 version 2003 :

Selon l'article (7.4.1) du RPA 99/ modifié 2003 :

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

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$  en zones I et IIa.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ .
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$ .

Tableau II.9 : Vérification des sections des poteaux recommandation du RPA.

Section des poteaux des différents niveaux	Vérification des conditions	
(30x30) (Du 5 <sup>eme</sup> au 7 <sup>eme</sup> )	$\text{Min}(b_1, h_1) = 30 > 25$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$0.25 \leq l \leq 4$	Condition vérifiée
(35x35) (Du 2 <sup>eme</sup> au 4 <sup>eme</sup> )	$\text{Min}(b_1, h_1) = 35 > 25$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) = 35 \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$0.25 \leq l \leq 4$	Condition vérifiée
(40x40) (RDC au 1 <sup>er</sup> )	$\text{Min}(b_1, h_1) = 40 > 25$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \geq \frac{408}{20} = 20.4 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$\text{Min}(b_1, h_1) = 40 \geq \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$	Condition vérifiée
	$0.25 \leq l \leq 4$	Condition vérifiée

### II.5.1.7. Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

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

Cette instabilité dépend de :

- La longueur du flambement.
- La section (caractéristique géométrique).
- La nature des appuis.

Le calcul du poteau au flambement, consiste à vérifier la condition suivante : [BAEL 99 / Art.B.8.4.1]

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \dots\dots\dots(\text{II.17})$$

Avec :

- $\lambda$  : élancement du poteau
- $L_f$  : longueur de flambement ( $L_f = 0.7L_0$ )

( $L_0 = h_e$  = Longueur libre du poteau.)

- $i$  : rayon de giration avec :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- $I$  : Moment d'inertie.  $I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$  et  $I_{yy} = \frac{hb^3}{12}$
- $B$  : section transversal du poteau.  $B = (b \times h) = b^2$

D'où:

$$\frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{hb^3}{12}} \sqrt{\frac{12}{bh}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = \frac{0.7L_0}{b} \sqrt{12}$$

**Verification:**

- Poteaux de RDC (**40 x 40**)  $\text{cm}^2$  :  $L_0 = 408$  .....  $\lambda = 24.73 < 35$ .
- Poteaux de 1<sup>er</sup> étage (**40 x 40**)  $\text{cm}^2$  :  $L_0 = 306$  .....  $\lambda = 18.55 < 35$ .
- De l'étage 2 jusque à l'étage 4 (**35 x 35**)  $\text{cm}^2$  :  $L_0 = 306$  .....  $\lambda = 21.20 < 35$ .
- De l'étage 5 jusque à l'étage 7 (**30 x 30**)  $\text{cm}^2$  :  $L_0 = 306$  .....  $\lambda = 24.73 < 35$ .

Les résultats de la vérification de la résistance des poteaux au flambement sont vérifiés.

## II.6.Conclusion :

Après avoir fait ces calculs en respectant les différents règlements, on a opté pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure comme suit :

- Plancher à corps creux : **(16 + 4) cm**.
- Voiles : épaisseur de **20 cm**.
- Poutres :
  - ✓ Poutre principale **(20x35)  $\text{cm}^2$** .
  - ✓ Poutre secondaire **(20x30)  $\text{cm}^2$** .
- Poteaux :
  - RDC au 1<sup>er</sup> étage **(40x40)  $\text{cm}^2$** .
  - De 2<sup>eme</sup> étage au 4<sup>eme</sup> étage **(35x35)  $\text{cm}^2$** .
  - De 5<sup>eme</sup> étage au 7<sup>eme</sup> étage **(30x30)  $\text{cm}^2$** .

Les valeurs de section des poteaux sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003** et aux conditions de stabilité de forme.

### III.1.Introduction :

Dans ce chapitre, on fera l'étude complétée et spécifique pour chaque élément secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement), ces éléments ont une influence plus en moins direct sur la structure globale, L'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications.

Le calcul se fera conformément aux règles [BAEL 91/modifiée 99] et le [RPA99].

### III.2.l'acrotère :

L'acrotère est élément secondaire contournant le bâtiment, conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée du vent.

La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé assimilé à une console encastré au niveau de plancher terrasse dont la section dangereuse se situe au niveau de l'encastrement.

Son ferrailage se calcule pour une bande de 1ml en flexion composé à l'ELU et à l'ELS sous l'effet de :

- L'effort normal  $N_G$  dû à son poids propre  $G$ .
- Surcharge horizontale  $Q$  due à la main courante estimée à  $1 \text{ KN/ml}$  non pondérée provoquant un moment de flexion  $M_Q$ .
- Vérification à l'effort sismique.

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

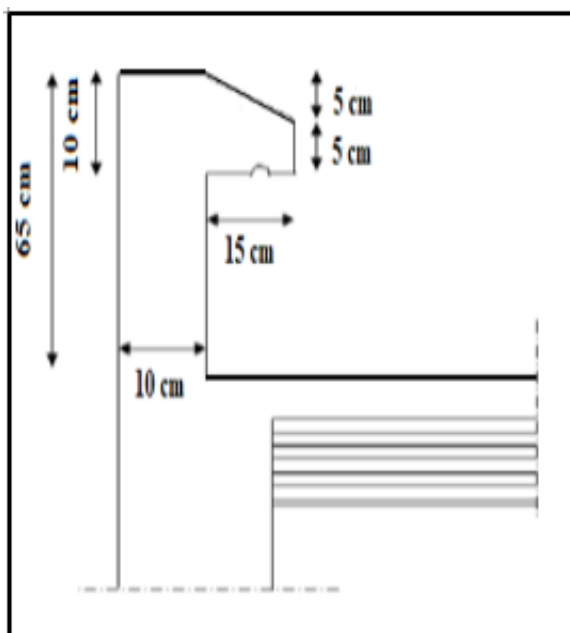


Figure III.1 : Coupe vertical de l'acrotère.

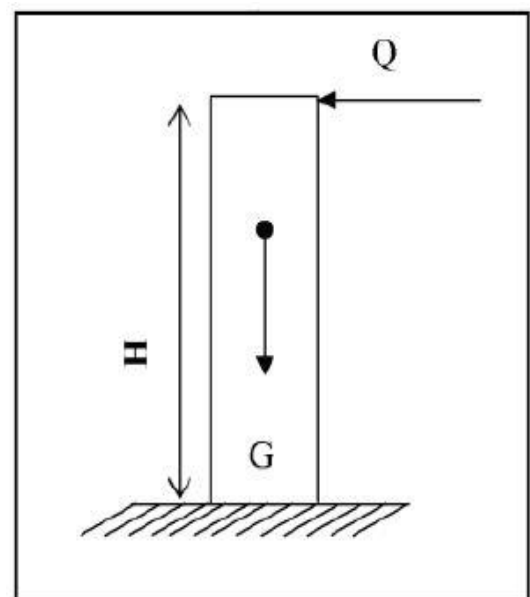


Figure III.2 : schéma statique.

**III.2.1 : Calcul à l'ELU :****III.2.1.1. Evaluation des sollicitations :****A. Chargement :**

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

$$G_{\text{tot}} = [G_1 + G_2] \times 1 \text{ ml} \dots \dots \dots \text{(III.1).}$$

Avec :  $G_1$  : poids propre de l'acrotère en  $[\text{KN/m}^2]$ .

$G_2$  : charge permanente de crépissage de ciment en  $[\text{KN/m}^2]$ .

$G_{\text{tot}}$  : charge permanente totale de l'acrotère en  $[\text{KN/ml}]$ .

➤ **Le poids propre de l'acrotère :**

$$G_1 = \rho_{\text{béton}} \times S \dots \dots \dots \text{(III.2)}$$

Avec :  $\rho_{\text{béton}}$  : masse volumique de béton  $\rho_{\text{béton}} = 25 [\text{KN/m}^3]$ .

$S$  : surface de l'acrotère en  $[\text{m}^2]$ .

$G_1$  : Poids propre de l'acrotère en  $[\text{KN/m}^2]$ .

$$S = \frac{(0.05 \times 0.15)}{2} + (0.05 \times 0.15) + (0.65 \times 0.1) = 0.07625 \text{ m}^2$$

D'où:

$$G_1 = 25 \times 0.07625 = 1.90625 \text{ KN/m}^2$$

$$G_1 = 1.90625 \text{ KN/m}^2.$$

➤ **La charge permanente de crépissage du ciment :**

$$G_2 = \rho \times e \dots \dots \dots \text{(III.3).}$$

Avec :  $G_2$  : charge permanente  $[\text{kN/m}^2]$ .

$e$  : épaisseur de l'élément  $[\text{m}]$ .

$\rho$  : poids volumique  $[\text{kN/m}^3]$ .

D'où :

$$G_2 = 10 \times 0.02 = 0.20 \text{ KN/m}^2$$

$$G_2 = 0.20 \text{ KN/m}^2$$

➤ **La charge permanente totale de l'acrotère :**

$$G_{\text{tot}} = [G_1 + G_2] \times 1 \text{ ml} = (1.90625 + 0.20) \times 1 \text{ ml} = 2.10625 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{\text{tot}} = 2.10625 \text{ KN/ml.}$$

➤ Surcharge s'exploitation horizontale :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

**B. Calculs des sollicitations :**

- Effort normal à la base du au poids propre :  
 $N_G = G_{tot} \times 1\text{ml} = 2.10625 \times 1 = 2.10625 \text{ KN}$ .
- Effort tranchant :  $T_Q = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$ .
- Moment de flexion :  $M_G = 0$ .
- Moment de renversement  $M$  du à  $Q$  : :  $M_Q = Q \times H \times 1 = 1 \times 0.65 \times 1 = 0.65 \text{ N.m}$

**C. Diagramme des efforts internes :**

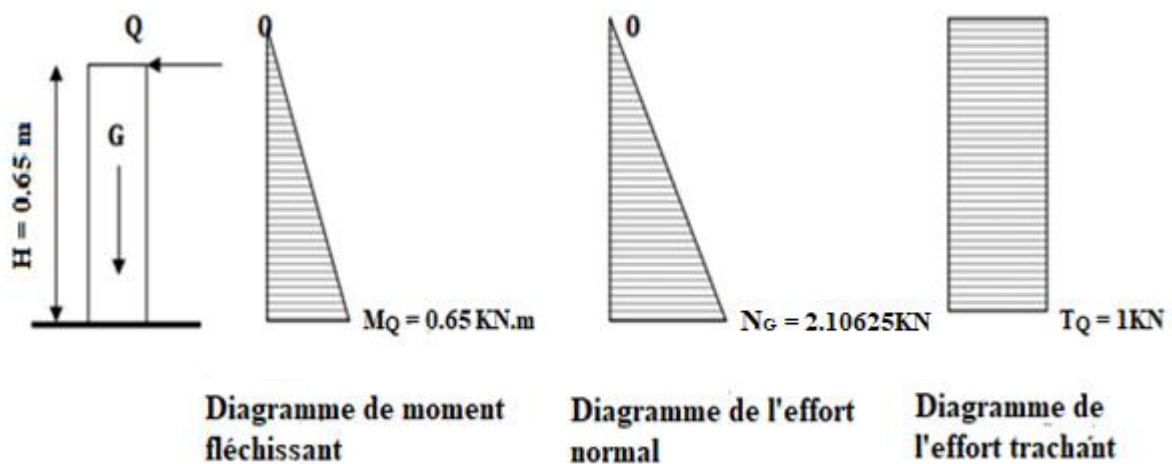


Figure III.3 : diagramme des efforts internes.

**III.2.1.2 .Combinaison de charges :**

❖ À ELU :  $1.35 \times G + 1.5 \times Q$  :

$$\begin{cases} N_u = 1.35 \times G_{tot} = 1.35 \times 2.10625 = 2.843 \text{ KN} \\ M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN.m} \\ T_u = 1.5 \times T_Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ À ELS :  $G + Q$  :

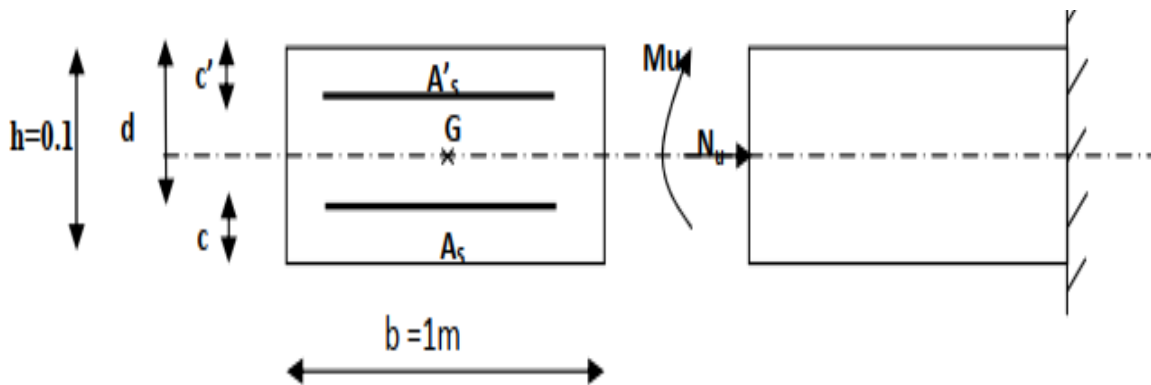
$$\begin{cases} N_s = G_{tot} = 2.10625 \text{ KN} \\ M_s = M_Q = 0.65 \text{ KN.m} \\ T_s = Q = 1 \text{ KN} \end{cases}$$

**III.2.1.3. Ferrailage de l'acrotère :**

**III.2.1.3.1. Calcul des armatures à l'ELU :**

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous ( $N_u$ ) et ( $M_u$ ), puis passer à une vérification de la section à l'ELS sous ( $N_s$ ) et ( $M_s$ ). On considérant une section rectangulaire de dimension suivant :

- $b = 1\text{m}$ .
- $h = 0.1\text{ m}$ .
- On prend  $c = c' = 0.03\text{ m}$ . Car la zone est soumise aux condensations [BAEL. Art A.7.1]
- $d = h - c = 0.1 - 0.03 = 0.07\text{ m}$ .
- Soumise à un effort normal  $N_u$  et un moment de flexion  $M_u$ .



**Figure III.4 :** Schéma statique de section de l'acrotère.

**A. Détermination des excentricités (position du centre de pression)**

D'après le BAEL (Art 4.4), la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à calculer l'excentricité de la manière suivante :

$$e = e_1 + e_2 \dots\dots\dots(III.4)$$

➤ **Excentricité de premier ordre : [BAEL 91 r99/art A.4.3, 5]**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a \dots\dots\dots(III.5)$$

- Excentricité additionnelle :

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2\text{cm} ; \frac{h}{250} \right\} \dots\dots\dots(III.6)$$

$e_1$  : excentricité du premier ordre.

$e_a$  : Excentricité additionnelle.

➤ **Excentricité 2eme ordre [BAEL 91 r99/art A.4.3, 5]**

$e_2$ : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + C\phi) \dots \dots \dots (III.7).$$

Avec :  $l_f = 2h$ .

$$\lambda = \frac{l_f}{h}$$

$\phi$  : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée. Généralement égal à 2.

$$\lambda \leq \text{Max} \left( 15 ; \frac{20 e}{h} \right)$$

$$C = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$C$  : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.

$l_f$ : longueur de flambement.

$\lambda$  : élancement géométrique.

❖ **Calcul de l'excentricité :**

• Excentricité additionnelle :

$$e_a = \text{Max} \left\{ 2cm ; \frac{h}{250} = \frac{10}{250} = 0.04 \text{ cm} \right\}$$

On prend :  $e_a = 2\text{cm}$ .

• Calcul de l'excentricité de premier ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = \frac{0.975}{2.843} + 0.02 = 0.36m = 36cm$$

• Calcul de l'excentricité de 2eme ordre :

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + C\phi) = \frac{3 \times 20^2}{10^4 \times 10} \times (2 + 0) = 0.024 \text{ cm}$$

Avec :  $l_f = 2h = 2 \times 10 = 20 \text{ cm}$ .

$C = 0$  (car  $M_G = 0 \text{ KN.m}$ ) ;  $h = 10 \text{ cm}$  ;  $\phi = 2$ .

- Calcul de l'excentricité totale:

$$e = e_1 + e_2 = 36 + 0.024 = 36.024 \text{ cm}$$

$$e_u = 36.024 \text{ cm.}$$

D'où :

$e_u = 36.024 > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} \rightarrow$  Le centre de pression (le point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieur de la section limité par les armatures d'où la section est partiellement comprimé **SPC**.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif «  $M_f$  » puis passer à la flexion composée où la section d'armature sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

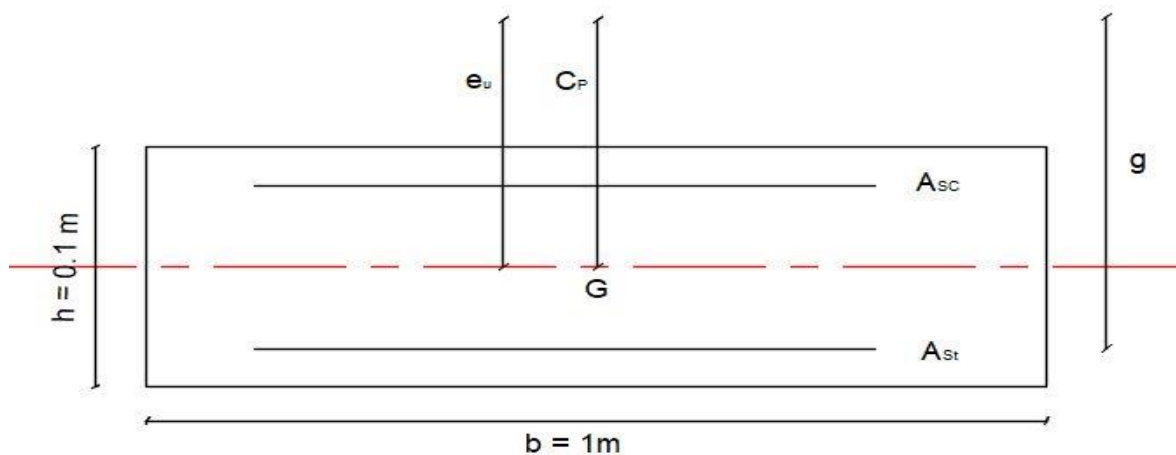


Figure III.5 : Position du centre de pression.

**B. Calcul de la section en flexion simple :**

➤ Moment fictif :

$$\begin{cases} M_f = N_u \times g \\ g = \frac{h}{2} + e_u - c \end{cases} \dots\dots\dots(III.8)$$

$g$  : représente la distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures tendue.

$$M_f = 2.843 \times \left( \frac{0.1}{2} + 0.36024 - 0.03 \right) = 1.081 \text{KN.m}$$

$$M_f = 1.081 \text{KN.m}$$

➤ Armature fictif (flexion simple) :

On à :  $f_{c28}=25 \text{ MPa}$  ;  $\theta = 1$  ;  $\gamma_b = 1.5$  (situation courante),  $\mu_l = 0.392$ ,  $\gamma_s = 1.15$

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{Mf}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.081 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0.0155 = 0.016$$

$\mu_b = 0.016 < \mu_l = 0.392$  Donc la section est simplement armé (SSA), les armatures comprimé ne sont pas nécessaire,  $A_{sc} = 0$ .

$\mu_b=0.016 \longrightarrow \beta = 0.992$  (tirer du tableau).

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

Donc :  $A_{stf} = \frac{Mf}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1.081 \times 10^6}{0.992 \times 70 \times 348} = 0.447 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{stf} = 0.447 \text{ cm}^2$

➤ Armatures réel (flexion composé) :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.447 - \frac{2.843 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.365 \text{ cm}^2. \rightarrow A_{st} = 0.365 \text{ cm}^2$$

**III.2.1.4 : Vérification à l'ELU :**

a) **Condition de non fragilité [BAEL 99. Art A.4.2.1] :**

Un élément est considérée comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaillent à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite d'armature. Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la CNF :  $A_{st} \geq A_{min}$

CNF : Condition de Non Fragilité.

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd \left[ \frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d} \right] \dots\dots\dots(III.9)$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.65}{2.10625} = 0.31 \text{ m} = 31 \text{ cm.}$$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 7 \times \frac{31 - 0.455 \times 7}{31 - 0.185 \times 7} = 0.791 \text{ cm}^2.$$

**Remarque :**

$A_{st} < A_{min}$ , la CNF n'étant pas vérifiée alors on adoptera la section minimale.

$$A_{st} = A_{min} = 0.791 \text{ cm}^2$$

La section d'acier est **4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup>/ ml** avec un espacement de **St = 25 cm**.

**b) Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2 \longrightarrow .Ar = 4HA8 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ espacement } S_t = 18\text{cm}.$$

**c) Vérification aux cisaillements : [Art A.5.1,211/BAEL 91 modifié 99]**

La vérification s'effectue à l'ELU, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\text{D'où : } \tau_u = \frac{Vu}{bd} \quad \text{avec} \quad \tau_u : \text{contrainte de cisaillement.}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{t28}}{\gamma_b}, 4 \right\} [\text{MPa}] \dots \dots \dots (\text{III.10})$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{25}{1.5} = 2.5, 4 \right\}$$

$$\tau_u \leq 2.5 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement (armatures transversales ne sont pas nécessaires).

**d) Vérifications des barres des contraintes d'adhérence et d'entraînement des barres :**

➤ **Entraînement des barres : [BAEL91 modifiée 99/Art 6.1, 3]**

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{se}} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} \dots \dots \dots (\text{III.11})$$

Avec :

- $\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.  
 $\sum U_i = 4\pi\phi = 4 \times 3.14 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$
- $\psi_s$  : Coefficient de scellement.  
 $\psi_s = 1.5$  Acier de haute adhérence.
- $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ .

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.236 \text{ MPa} \rightarrow \tau_{se} = 0.236 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 1.5^2 \times 2.1 \times 0.6 = 2.835 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = 0.236 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 2.835 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Donc il ya pas risque d'entraînement des barres.}$$

➤ **Ancrage des barres aux appuis [BAEL91 modifiée 99/Art 6.1.221] :**

La longueur de scellement droit, correspond à la longueur maximale d'encrage rectiligne :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_{se}} \dots\dots\dots(III.12)$$

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_{se}} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.835} = 282.18 \text{ mm} = 28 \text{ cm.}$$

Selon [Art A.6.1, 23..BAEL 91] : La longueur de scellement «Ls» est donnée par :

$$L_a = 0.4 . L_s \dots\dots\dots(III.13)$$

$$L_a = 0.4 . L_s = 0.4 \times 28 = 11.2 \text{ cm}$$

Les barres étant comprimées, un scellement d'une longueur de 0,6Ls = 16.8cm et un crochet normal suffiraient largement pour garantir son ancrage.

**e) Vérification des espacements des barres : [Art A.8.2, 42 / BAEL 91 modifiée 99]**

La fissuration est préjudiciable :

- Armatures principale : St = 25cm < min (3h, 33cm) —→ **condition vérifiée.**
- Armatures de répartitions : St = 18cm < min (4h, 45cm) —→ **condition vérifiée.**

**III.2.1.5. Vérifications à l'ELS :**

L'acrotère est exposée aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme très préjudiciable d'où on doit vérifier que : [Art. A.4.5,2 /BAEL91]

- ✓ La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
- ✓ La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

❖ **La contrainte dans les aciers :**

La fissuration est considéré comme préjudiciable.

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max \{ 0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \} \right\} \dots\dots\dots(III.14)$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \left\{ \frac{2}{3} 400, \max \{ 0.5 \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \} \right\} \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \right.$$

$$\eta = 1.6 \text{ (acier haut adhérence) } \begin{cases} HA \geq 6 \text{ mm} \\ FeE400 \end{cases}$$

- **Calcul de  $\sigma_{st}$  :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad \text{Avec : } A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2$$

Calcul de  $\beta_1$  :  $\rho = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.290$ ;  $\rho = 0.290$  A partir des tableaux de PIJAUD

on a  $\beta_1 = 0.915$  et  $K_1 = 43.82$  et  $K = \frac{1}{K_1} = 0.023$

$\sigma_{st} = \frac{650}{0.915 \times 7 \times 2.01} = 50.489 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$  Condition vérifiée

❖ **Contrainte dans le béton :**

- Calcul de  $\sigma_{bc}$  :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} \dots\dots\dots(\text{III.15})$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_{st} = 0.023 \times 50.489 = 1.161 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

→ **Condition vérifiée.**

### III.2.1.6. Vérification au séisme [Art 6.2.3 RPA99/version 2003] :

Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \leq Q \dots\dots\dots(\text{III.16})$$

$A$  : coefficient d'accélération de zone (**RPA 99 version 2003 Art 4.2.3**).

La classification du (**RPA 99 modifie**) de notre ouvrage selon son importance (Art : 3.2)  
Comme ouvrage courants ou d'importance moyenne (groupe 2) Zone (IIa) groupe 2 du tableau (4.1) **A=0.15**.

$W_p$  : Poids de l'acrotère :  $W_p = 2.10625 \text{ KN/ml}$

$C_p$  : Facteur de force horizontale (**Tableau 6.1 RPA 99 version 2003 Art 6.2.3**) :  $C_p = 0.8$ .

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 2.10625 \times 0.8 = 1.011 \approx 1 \text{ KN/ml} \leq Q = 1 \text{ KN/ml}$$

→ **Condition vérifiée.**

**Conclusion :**

- ✓ Armatures de répartitions **4HA8 /ml**.
- ✓ Armatures principales **4HA8/ml**.
- ✓ Epingle  $\emptyset 8$ .

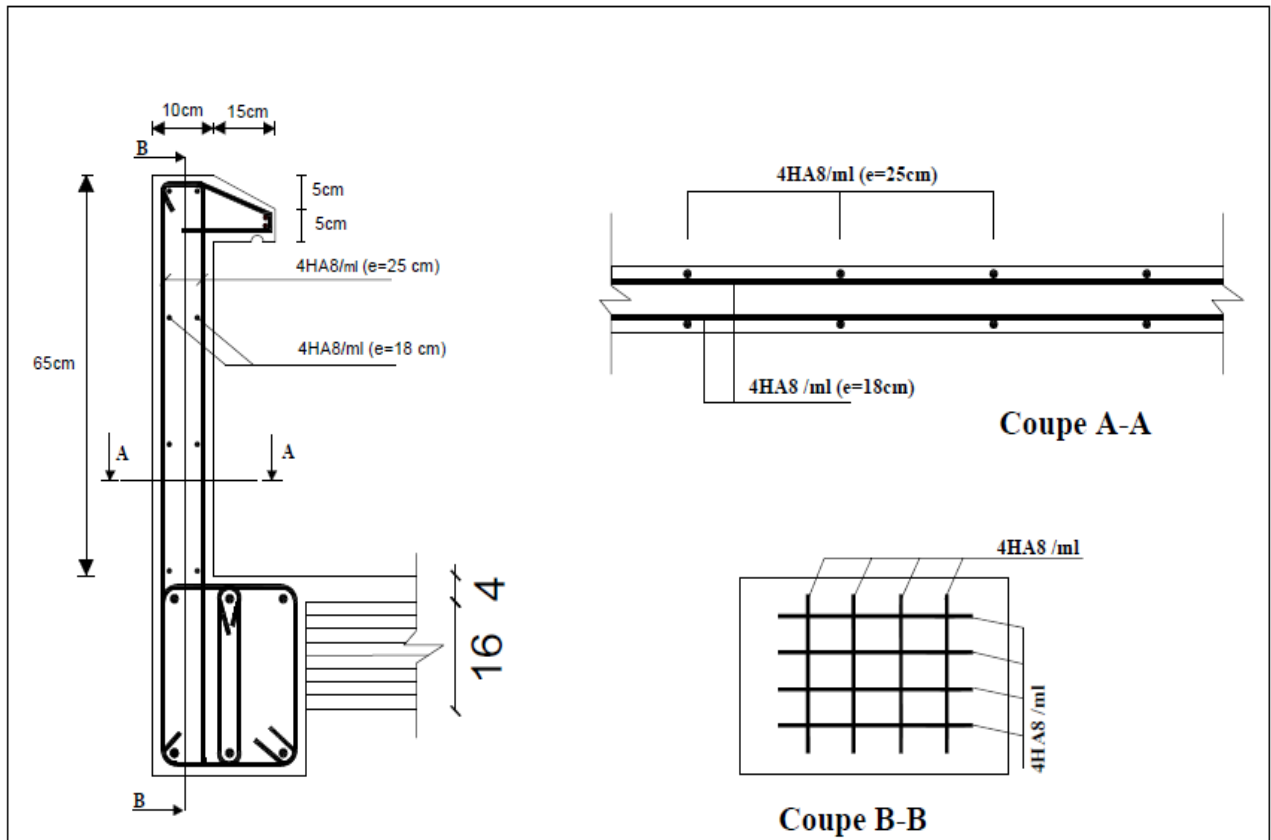


Figure III.6 : ferrailage de l'acrotère.

### III.3. Balcon :

#### III.3.1. Pré-dimensionnement des balcons :

##### III.3.1.1. Dalle pleines pour les portes à faux et les balcons :

Ce sont des dalles des balcons (en consoles) qui sont des planchers minces, dont l'épaisseur est moins importante par rapport aux autres dimensions.

Leurs épaisseurs sont déterminées selon les conditions suivantes :

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

##### a. Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle pour les portes à faux et compris des balcons est donné par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \dots\dots\dots(III.17)$$

Avec : **L** : portée libre de la porte à faux.

**e<sub>p</sub>** : épaisseur de la dalle.

On à  $L = 1.20 \text{ m}$  donc  $e_p = \frac{120}{10} = 12 \text{ cm}$ .  $\longrightarrow e_p \geq 12 \text{ cm}$ .

On adoptera une épaisseur  $e = 15 \text{ cm}$ .

**b. Résistance au feu :**

Le règlement préconise les épaisseurs minimales suivantes :

- ✓  $e = 7 \text{ cm}$  pour assurer une heure de coupe de feu.
- ✓  $e = 11 \text{ cm}$  pour assurer deux heures de coupe de feu.
- ✓  $e = 17 \text{ cm}$  pour assurer trois heures de coupe de feu.

D’après l’article G-R.8 du règlement de protection civil, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de structure (poteaux, poutre, planché...) soit au moins de deux heures.

On prend  $e = 11 \text{ cm}$ .

**c. Isolation acoustique :**

D’après la loi de la masse, l’isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse du plancher. La protection contre le bruit est assurée par le plancher, tel que sa masse est supérieure à  $350 \text{ kg/m}^2$ .

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

$$M_{ep} = \rho_{\text{béton}} \times e \dots\dots\dots(III.18)$$

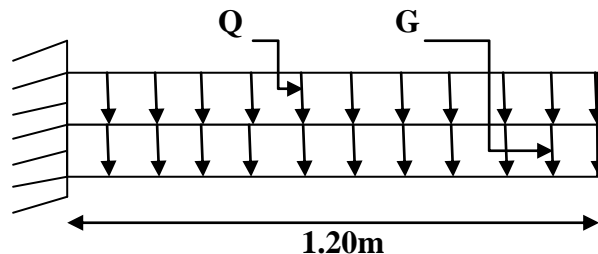
$$e = M_p / \rho_{\text{béton}} = 350 / 2500 = 0.14 \text{ m} = 14 \text{ cm}.$$

Donc :  $e = \text{Max} (15 \text{ cm}, 11 \text{ cm}, 14 \text{ cm}) \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$ .

Nous adopterons une épaisseur de  $e = 15 \text{ cm}$ .

**III.3.2. Calcul du balcon en dalle pleine :**

Le balcon est assimilé à une console encastree à une extrémité et libre à une autre, réalisée en dalle pleine ( $e_p=15 \text{ cm}$ ) le calcul se fera pour une bande de  $1 \text{ m}$  de largeur sous les sollicitations suivantes :



**Figure III.7 :** Schéma statique du balcon.

Avec : **G** : Charge permanente de la dalle pleine.

**Q** : Surcharge d’exploitation vertical revenant au balcon.

### III.3.2.1 : Détermination des charges et surcharges du balcon :

#### A. Charge permanente (G) :

Tableau III.1 : Charges permanentes du balcon.

Elements	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle pleine	0.150	25	3.75
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.03	20	0.60
Couche de sable	0.02	18	0.36
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
<b>La somme(G)</b>			<b>5.47</b>

#### B. Surcharge d'exploitation :

Q = 3.5 KN/ml, charge d'exploitation du balcon (donnée par DTR.BC 2.2).

### III.3.2.2. Combinaisons des charges :

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

• La dalle :  $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1m$

$$q_u = (1.35 \times 5.47 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 12.634 \text{ KN/ml.}$$

❖ A l'état limite de service ELS :  $q_s = (G + Q)$

• La dalle :  $q_s = (G + Q) \times 1m$

$$q_s = (5.47 + 3.5) \times 1 = 8.97 \text{ KN/ml.}$$

### III.3.2.3. Calcul des moments fléchissant :

• A l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12.634 \times (1.20)^2}{2} = 9.096 \text{ KN.m}$$

• A l'ELS :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} = \frac{8.97 \times (1.20)^2}{2} = 6.458 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait en flexion simple en choisissant la valeur maximale de la section d'armature longitudinale donnée par les trois méthodes suivantes ; L'ELU, l'ELS et le ferrailage minimal donnée par la condition de non fragilité.  $A_{adop} = \text{Max} \{A_{ELU}; A_{ELS}; A_{CNF}\}$ .

La démarche est la suivante :

**III.3.2.4. ferrailage à l'ELU :**

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

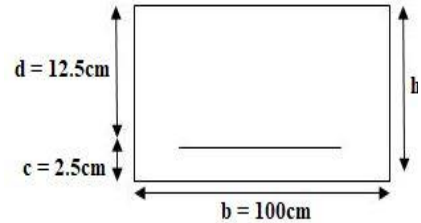
➤ **Armature principale :**

$$u_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.096 \times 10^6}{10^3 (125)^2 \times 14.2} = 0.040$$

$$u_u = 0.040 < u_l = 0.392 \longrightarrow \text{(S.S.A.)}$$

$$u_u = 0.040 \longrightarrow \beta = 0.980$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.096 \times 10^3}{0.980 \times 12.5 \times 348} = 2.13 \text{ cm}^2$$



On opte : **5HA10**  $\longrightarrow$   $A_{st} = 3.92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ ; Avec : un espacement  $S_t = \frac{120}{5} = 25 \text{ cm}$ .

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.92}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

On opte : **5HA8**  $\longrightarrow$   $A_r = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$  ; Avec : un espacement  $S_t = \frac{120}{4} = 25 \text{ cm}$ .

**III.3.2.5. Vérification à l'ELU :**

**1. Condition de non fragilité : [BAEL 91/modifié99 ; Art A.4.2,1]**

Le ferrailage de la console doit satisfaire la C.N.F :

$$\begin{cases} A_{st} \geq A_{st}^{min} \\ A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots(III.19). \end{cases}$$

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

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 12.5 \times 2,1}{400} = 1.509 \text{ cm}^2$$

$A_s = 2.13 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 1.509 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  **condition vérifiée.**

**2. Vérification de l'entraînement des barres : [BAEL91/modifié99 ; Art.A.6.1,3]**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} \dots\dots\dots(III.20)$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa}$$

$$V_u = q_u \times l = (12.634 \times 1.20) = 15.160 \text{ KN}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 10 = 157 \text{ mm}$$

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{15.160 \times 10^3}{0.9 \times 125 \times 157} = 0.858 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

**3. Vérification au cisaillement : [BAEL91/modifié99 ; Art.A.5.1,1]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots(III.21)$$

Avec :  $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$  (fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{15.160 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.121 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**4. Vérification de l'espacement des barres : [BAEL91/modifié99 ; Art.A.8.2,42]**

- **Armatures principales :**

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min \{3h; 33\} = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

- **Armatures de répartitions:**

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min \{4h; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

**III.3.2.6. Vérification à l'ELS:**

Il faut vérifiée Les conditions suivantes : [Art. A.4.5,2 /BAEL91modifiée99]

- La contrainte dans les aciers :  $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots(III.22)$
- La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots(III.23)$

❖ **Contrainte dans l'acier :**

Fissuration est considérée comme préjudiciable, donc :  $\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$

Avec :  $\eta = 1,6$  : coefficient de fissuration pour H.A.

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}400, 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right\} = \min\{266.66; 201.63\}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{6.458 \times 10^3}{0.912 \times 12.5 \times 3.92} = 144.513 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 144.513 \text{ Mpa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 3.92}{100 \times 12.5} = 0.314$$

$$k_1 = 41.82; \beta_1 = 0.912 \longrightarrow \text{Par interpolation, tiré du tableau de l'ELS.}$$

### Conclusion :

On a :  $\sigma_{st} = 144.513 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifié.

### ❖ Contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \text{ Avec } K = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{41.82} = 0.0239$$

$$\sigma_{bc} = 0.0239 \times 144.513 = 3.454 \text{ MPa}$$

### Conclusion :

On a :  $\sigma_{bc} = 3.454 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$  ..... Condition vérifié.

La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimée.

### ❖ Longueur de scellement [Art 6.1.221 BAEL 91 modifier 99] :

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} \dots\dots\dots (III.24)$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit } l_s = 35 \text{ cm.}$$

Pour des raisons de pratique on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article [A.6.1, 253/BAEL91 modifié 99] est fixée pour les barres à haute adhérence à :

$$l_r = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm ; Donc on adopte pour } l_r = 14 \text{ cm.}$$

❖ **Vérification de la flèche : [Art B.6.8.424/BAEL91modifiée99]**

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche:

$$\begin{cases} a. \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ b. \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 M_s} \\ c. \frac{A_a}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases} \dots\dots\dots (III.25)$$

a.  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{120} = 0.125 \geq 0.0625$  ..... **Condition vérifiée.**

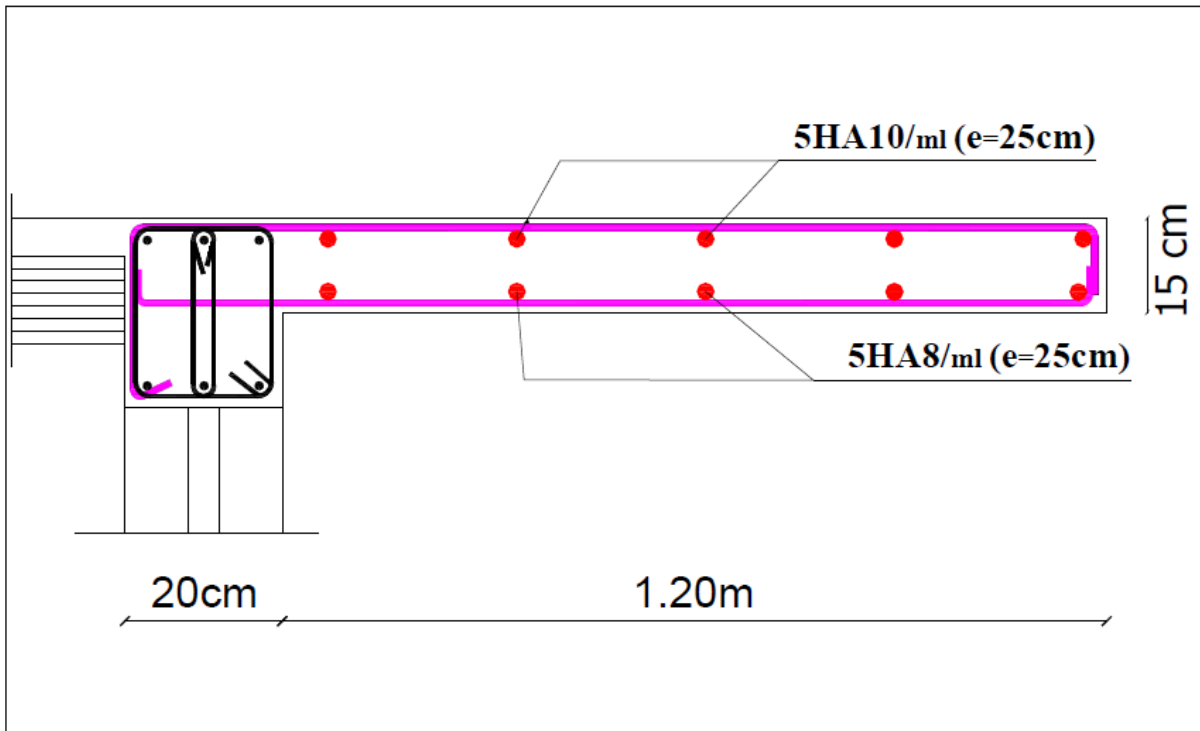
b.  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 M_s} \rightarrow 0.125 \geq \frac{6.458}{10 \times 6.458} = 0.1$  ..... **Condition vérifiée.**

c.  $\frac{A_a}{b d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.92}{100 \times 12.5} = 0.00314 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105$  ..... **Condition vérifiée.**

**Conclusion :**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.  
Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires nous sommes arrivés aux résultats suivants :

- **Armature principal : 5HA10/ml** avec un espacement  $S_t = 25$  cm.
- **Armature de répartition : 5HA8/ml** avec un espacement  $S_t = 25$  cm.



**Figure III.8:** Ferrailage du balcon en dalle pleine.

### III.4.La salle machine :

L'ascenseur est un appareil élévateur desservant des niveaux définis.

Il manifeste l'accès des personnes, se déplaçant le long de guide vertical. L'ascenseur est composé de trois composantes essentielles :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement  $V = 1 \text{ m/s}$  muni une dalle pleine de dimensions  $(1.44 \times 1.35) \text{ m}^2$  appuyée sur ses 4 cotés.

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisée au centre du panneau estimée à 9 tonne, répartie sur une surface de  $(0.8 \times 0.8) \text{ m}^2$  transmise par le système de levage de l'ascenseur.

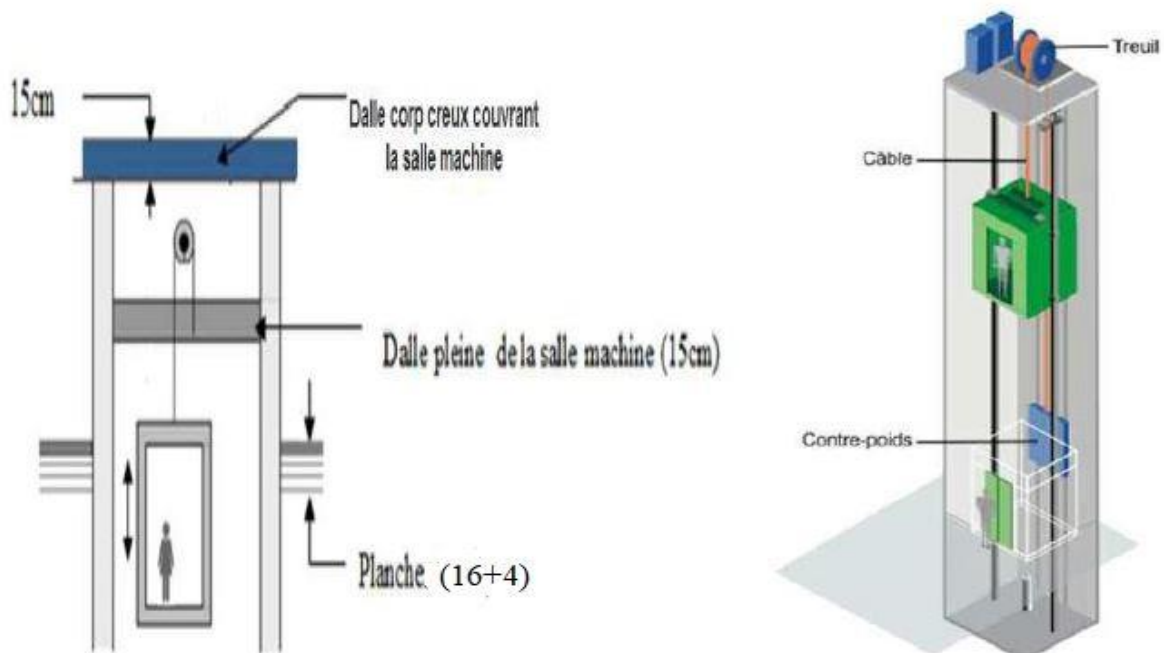
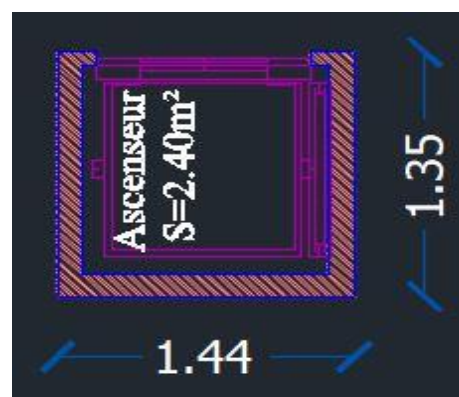


Figure III.9 : Coupe verticale de la cage d'ascenseur.

Figure III.10 : Coupe horizontale de la Cage d'ascenseur.



**III.4.1. Pré-dimensionnement de la dalle pleine :**

**a. Mode de fonctionnement du panneau :**

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.35}{1.44} = 0.93 \longrightarrow 0.4 \leq \rho_x = 0.93 \leq 1.$$

→ Le panneau travaille dans les deux sens.

**b. Epaisseur de la dalle :**

$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{135}{30} = 4.5 \text{ cm}$$

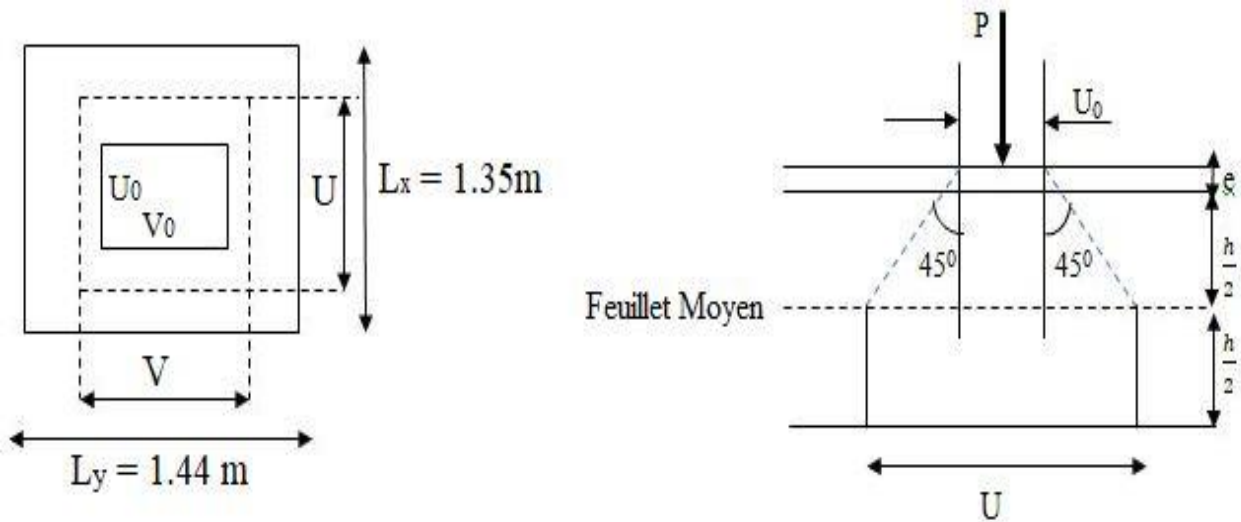
**NB :** Le RPA99 version 2003 exige une épaisseur  $h_t \geq 12 \text{ cm}$ .

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

**III.4.2. Calcul des sollicitations :**

**III.4.2.1. Calcul des moments engendrés par le système de levage :**

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ( $U \times V$ ), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGRAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau (voir la figure ci-après).



**Figure III.11 :** Diffusion de charge au niveau de feuillet moyen.

**a. Rectangle de diffusion :**

$$\begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_0 \\ V = V_0 + 2\xi e + h_0 \end{cases} \dots\dots\dots (III.26)$$

Avec :

- $\xi = 1$  ———> un revêtement en béton.
- $h_0$  : Epaisseur de la dalle (15 cm).
- $e$  : épaisseur du revêtement (5cm).

$U_0, V_0$  dimension de rectangle dans lequel la charge est centrée  $U_0 = V_0 = 80\text{cm}$ .  
Les côtés  $U_0$  et  $V_0$  sont supposés parallèles respectivement à  $L_x$  et  $L_y$ .

D'où :

- $U = U_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$ .
- $V = V_0 + 2e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$ .

**b. Détermination des coefficients  $M_1$  et  $M_2$  :**

$M_1, M_2$  Coefficients déterminés à partir des rapports :  $\frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$  et  $\frac{L_x}{L_y}$ .

- $\frac{U}{L_x} = \frac{105}{135} = 0.78$
- $\frac{V}{L_y} = \frac{105}{144} = 0.73$
- $\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.35}{1.44} = 0.93$

De l'abaque par interpolation on aura :  $M_1 = 0.0664$  et  $M_2 = 0.0530$ .

**c. Calcul des moments fléchissant  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  :**

$$\begin{cases} M_{x1} = 1.35 \times p \times (M_1 + \vartheta M_2) \\ M_{y1} = 1.35 \times p \times (\vartheta M_1 + M_2) \end{cases} \dots\dots\dots \text{(III.27)}$$

Avec:

- $P$  : Intensité de la charge localisée pondérée ( $P = 90 \text{ KN}$ ).
- $\vartheta$  : Coefficient de poisson ( $\vartheta = 0$  ..... à l'ELU).

D'où :

- $M_{x1} = 1.35 \times 90 \times (0.0664) = 8.067 \text{ KN}$ .
- $M_{y1} = 1.35 \times 90 \times (0.0530) = 6.439 \text{ KN.m}$

### III.4.2.2. Calcul des moments dû au poids propre de la dalle :

La dalle travaille dans les deux sens et elle est uniformément chargée sous son poids propre donc on utilise la méthode de l'annexe E3 du **BAEL** ; on considère une bande de 1 m de largeur au milieu de chaque portée.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases} \dots\dots\dots (III.28)$$

On a :  $\rho_x = 0.93 \longrightarrow (\mu_x = 0.0428 ; \mu_y = 0.841) \longrightarrow$  Tirer de tableaux de Pigeaud en fonction de  $\rho_x$  et  $\vartheta$ .

- Poids propre de la dalle :  $G = (0.15 \times 1 \times 25) + (22 \times 0.05) = 4.85 \text{ KN/ml}$ .
- La charge d'exploitation  $Q$  est prise égale à  $1 \text{ KN/ml}$ .

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.047 \text{ KN/ml}$$

D'où :

- $M_{x2} = 0.0428 \times 8.047 \times (1.35)^2 = 0.627 \text{ KN.m}$
- $M_{y2} = 0.841 \times 0.627 = 0.527 \text{ KN.m}$

### III.4.2.3. Superposition des moments:

- $M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.067 + 0.627 = 8.694 \text{ KN.m}$
- $M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.439 + 0.527 = 6.966 \text{ KN.m}$

### III.4.2.4. Correction des moments:

Afin de tenir compte des encastremets de la dalle ; les moments calculés seront munis en leurs effectuant un coefficient de 0.85 en travée et de (-0.3) aux appuis.

- **En travées :**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 8.694 = 7.389 \text{ KN.m}$$

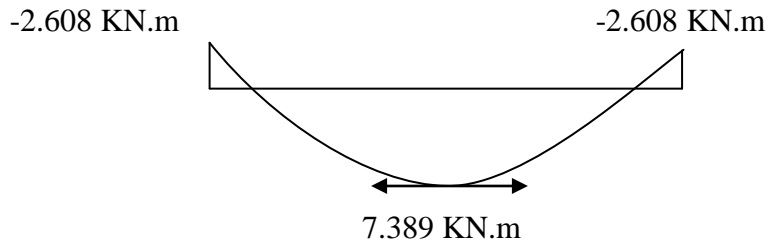
$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.966 = 5.921 \text{ KN.m}$$

- **Aux appuis:**

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 8.694 = -2.608 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 6.966 = -2.089 \text{ KN.m}$$

- Sens XX' :



- Sens YY' :

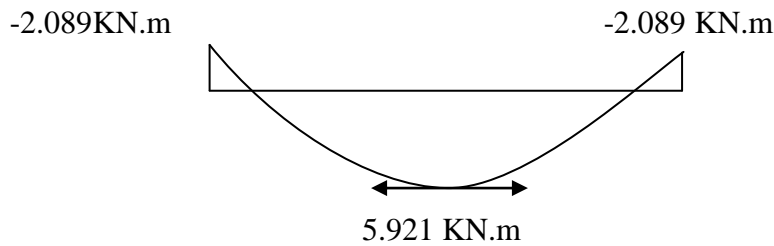


Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant dans les deux sens.

### III.4.3. Ferrailage :

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m.  
 $b = 100 \text{ cm}$ ;  $h = 15 \text{ cm}$ ;  $c = 2 \text{ cm}$ ,  $d = 13 \text{ cm}$ .

#### III.4.3.1. Dans le sens de la petite portée X\_X' :

- En travée :

$$\mu_t = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.389 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.030$$

Avec :  $f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$ .

$$M_x^t = 7.389 \text{ KN.m.}$$

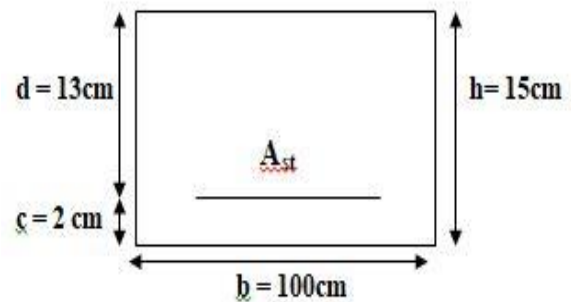
$\mu_t = 0.030 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow$  La section est simplement armée (S.S.A).

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.389 \times 10^3}{0.985 \times 13 \times 348} = 1.67 \text{ cm}^2$$

Avec :  $\mu_t = 0.030 \longrightarrow \beta = 0.985$  (Tiré des tableaux).

$$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa.}$$

Soit  $A_{st} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .



- Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.608 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.010$$

Avec :  $f_{bu} = 14.2$  Mpa.

$$M_x^a = 2.608 \text{ KN.m.}$$

$\mu_a = 0.010 < \mu_1 = 0.392$  —————> La section est simplement armée (S.S.A).

$$A_{ap} = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2.608 \times 10^3}{0.995 \times 13 \times 348} = 0.58 \text{ cm}^2$$

Avec :  $\mu_t = 0.010$  —————>  $\beta = 0.995$  (Tiré des tableaux).

$$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa.}$$

Soit  $A_{ap} = 4\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

### III.4.3.2. Dans le sens de la grande portée Y\_Y' :

- En travée :

$$\mu_t = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5.921 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.024$$

Avec :  $f_{bu} = 14.2$  Mpa.

$$M_x^t = 5.921 \text{ KN.m.}$$

$\mu_t = 0.024 < \mu_1 = 0.392$  —————> La section est simplement armée (S.S.A).

$$A_{st} = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.921 \times 10^3}{0.988 \times 13 \times 348} = 1.324 \text{ cm}^2$$

Avec :  $\mu_t = 0.024$  —————>  $\beta = 0.988$  (Tiré des tableaux).

$$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa.}$$

Soit  $A_{st} = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.089 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.008$$

Avec :  $f_{bu} = 14.2$  Mpa.

$$M_x^a = 2.089 \text{ KN.m.}$$

$\mu_a = 0.008 < \mu_1 = 0.392$  —————> La section est simplement armée (S.S.A).

$$A_{ap} = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2.089 \times 10^3}{0.996 \times 13 \times 348} = 0.463 \text{ cm}^2$$

Avec :  $\mu_t = 0.008$  —————>  $\beta = 0.996$  (Tiré des tableaux).

$$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa.}$$

Soit  $A_{ap} = 4\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**III.4.4. Vérification à l'ELU :**

**III.4.4.1. Condition de non fragilité :**

- **Sens X\_X :**

$$W_x = \frac{A_x}{bh} \geq W_0 \left( \frac{3-\rho_x}{2} \right) \dots\dots\dots (III.29)$$

$$A_x \geq W_0 b h \left( \frac{3-\rho_x}{2} \right) \dots\dots\dots (III.30)$$

Avec :

- **W<sub>0</sub>** : pourcentage d'acier minimal réglementaire.
- **W<sub>0</sub>** : 0.8 % pour les H.A, feE 400 de  $\varnothing > 6 \text{ mm}$ .

D'où :

$$A_x \geq 0.0008 \times 100 \times 15 \left( \frac{3-0.93}{2} \right)$$

$$A_x \geq 1.242 \text{ cm}^2$$

$$A_x = A_{\min} = 1.24 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

- **Sens Y\_Y :**

$$A_w = \frac{A_y}{bh} \geq W_0 \dots\dots\dots (III.31)$$

D'où :

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A_y = A_{\min} = 1.20 \text{ cm}^2 < A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

**III.4.4.2. Condition de non poinçonnement : [BAEL91 modifiée 99/Art 5.2,42]**

$$P_u \leq 0.045 U_c h \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (III.32)$$

Avec :

- **p<sub>u</sub>** : Charge de calcul à l'ELU.
- **h<sub>t</sub>** : épaisseur totale de la dalle.
- **U<sub>c</sub>** : Périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau de feuillet moyen.

$$U_c = 2 (U + V) = 2 (1.05 + 1.05) = 4.20 \text{ m.}$$

$$P_u = 1.35 \times 90 = 121.50 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN.ml}$$

⇒ **Condition vérifié.**

**III.4.4.3.Vérification des contraintes tangentielles : [Art.A.5.2,2 / BAEL91]**

$$\tau_{\mu} = \frac{V_{\mu}}{bd} \leq \bar{\tau}_{\mu} = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ Mpa} \right\} \dots\dots\dots (III.33)$$

On a  $U = V$ , alors on a expression de  $V_{\mu}$  dans les deux sens :

$$V_{\mu} = T_{\max} = \frac{P}{3U} = \frac{90}{3 \times 1.05} = 28.571 \text{ KN}$$

- Contrainte de cisaillement  $\tau_{\mu}$  :

$$\tau_{\mu} = \frac{28.571 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.220 \text{ Mpa}$$

- Contrainte de cisaillement admissible  $\bar{\tau}_{\mu}$  :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_{\mu} = \text{Min} \frac{0.2}{1.5} \times 25 = 3.333 \text{ Mpa} \\ 5 \text{ Mpa} \end{array} \right. \implies \bar{\tau}_{\mu} = 3.333 \text{ Mpa}$$

$\tau_{\mu} = 0.220 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{\mu} = 3.333 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifié.**

**III.4.4.4.Espacement des barres :**

L'espacement des armatures dans une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous : [BAEL91/modifié99 ; Art.A.8.2,42]

- Direction la plus sollicitée (Sens principale)  $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \{2ht ; 25\text{cm}\} .$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \text{Min} \{30\text{cm} ; 25\text{cm}\} \dots\dots\dots$$
**Condition vérifié.**

- Direction la moins sollicitée (Sens secondaire)  $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \{3ht ; 33\text{cm}\}$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \text{Min} \{45\text{cm} ; 33\text{cm}\} \dots\dots\dots$$
**Condition vérifié.**

**III.4.4.5.Diamètre minimaales des barres :**

Il faut vérifie la condition suivante :

$$\phi_{Max} \leq \frac{h_0}{10} \dots\dots\dots (III.34)$$

$$\phi_{Max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

$\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{Max} = 15 \text{ mm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifié.**

**III.4.5. Vérification à l'ELS :****III.4.5.1. Evaluation des moments :****❖ Moment engendré par le système de levage :**

$$\begin{cases} M_{x1} = p \times (M_1 + \vartheta M_2) \\ M_{y1} = p \times (\vartheta M_1 + M_2) \end{cases} \dots\dots\dots (III.35)$$

Avec:

$$P = 90 \text{ KN} ; \vartheta = 0.2 (\text{à l'ELS})$$

$$M_1 = 0.0664 ; M_2 = 0.0530.$$

D'où :

$$M_{x1} = 90 \times (0.0664 + 0.2 \times 0.053) = 6.930 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 \times (0.2 \times 0.0664 + 0.053) = 5.965 \text{ KN.m}$$

**❖ Moment engendré par le poids propre de la dalle:**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases} \dots\dots\dots (III.36)$$

Avec :

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml.}$$

$$\rho_x = 0.93 \longrightarrow (\mu_x = 0.0500 ; \mu_y = 0.891) \text{ Tirer de tableaux de Pigeaud en fonction de } \rho_x \text{ et } \vartheta.$$

D'où :

$$M_{x2} = 0.0500 \times 5.85 \times 1.35^2 = 0.533 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = 0.891 \times 0.533 = 0.475 \text{ KN.m}$$

**❖ Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.930 + 0.533 = 7.463 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.965 + 0.475 = 6.440 \text{ KN.m}$$

**❖ Correction des moments:****➤ En travée:**

$$M_x^t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 7.463 = 6.344 \text{ KN.m}$$

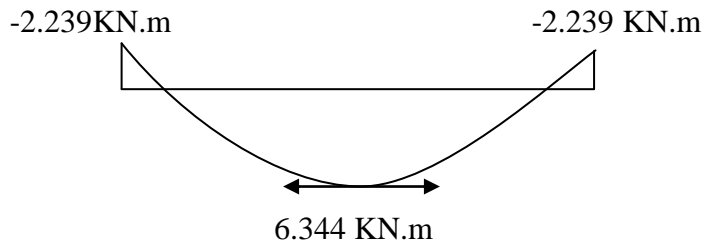
$$M_y^t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.440 = 5.474 \text{ KN.m}$$

➤ Aux appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 7.463 = -2.239 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.3 \times M_y = -0.3 \times 6.440 = -1.932 \text{ KN.m}$$

• Sens X\_X:



• Sens Y\_Y :

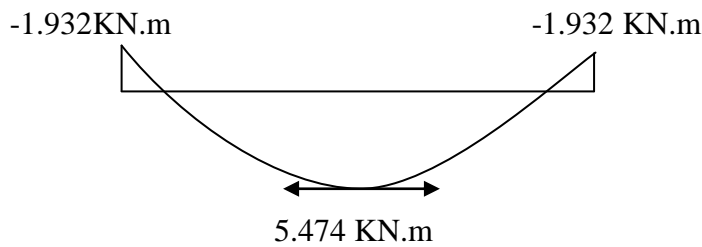


Figure III.13 : Diagramme des moments fléchissant dans les deux sens.

III.4.5.2.Ferraillage de la dalle à l'ELS :

Tableau III.2 : Vérification des sections d'armatures calculé à l'ELU.

Zone	Sens	$M_s$ (KN.m)	Valeurs de $\mu_s$	Type de section	Valeurs de $\beta_s$	Section d'armatures $A_s$ (cm <sup>2</sup> )
Sur appuis	X_X	$M_x^a = 2.239$	$0.00033 \leq \mu_l = 0.392$	S.S.A	0.968	0.445
	X_X	$M_x^t = 6.344$	$0.00094 \leq \mu_l = 0.392$	S.S.A	0.947	1.290
En travées	Y_Y	$M_y^a = 1.932$	$0.00029 \leq \mu_l = 0.392$	S.S.A	0.970	0.383
	Y_Y	$M_y^t = 5.474$	$0.00080 \leq \mu_l = 0.392$	S.S.A	0.951	1.107

Avec :  $\mu_s = \frac{M_s}{bd^2\bar{\sigma}_{st}}$  ;  $\bar{\sigma}_{st} = 400$  Mpa.

$$A_s = \frac{M_s}{\beta d \bar{\sigma}_{st}}$$

**Conclusion** : Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

❖ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier** : [Art.A.4.5,2/BAEL91]

**Sens X-X :**

- **En travée :**
- **Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \beta d} = \frac{6.344 \times 10^3}{3.14 \times 0.947 \times 13} = 164.112 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$\varphi = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \rightarrow \beta_1 = 0.921 \text{ et } K_1 = 48.29.$$

$$M_s = M_x^t = 6.344 \text{ KN.m}$$

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{n} f_{tj} \right\} \text{ en Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{ 266.667 ; 201.633 \} \text{ en Mpa.}$$

D'où :

$$\sigma_{st} = 164.112 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{164.112}{48.29} = 3.398 \text{ Mpa.}$

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 3.398 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

- Aux appuis :
- Contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \beta d} = \frac{2.239 \times 10^3}{1.13 \times 0.968 \times 13} = 157.455 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$\varphi = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 1.13}{100 \times 13} = 0.0869 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.950 \text{ et } K_1 = 85.00$$

$$M_s = M_x^a = 2.239 \text{ KN.m}$$

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{n} f_{tj} \right\} \text{ en Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{ 266.667 ; 201.633 \} \text{ en Mpa.}$$

D'où :

$$\sigma_{st} = 157.455 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

- Contrainte dans le béton :

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{157.445}{85.00} = 1.852 \text{ Mpa.}$

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 1.852 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

**Sens Y-Y :**

- En travée :
- Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \beta d} = \frac{5.474 \times 10^3}{3.14 \times 0.951 \times 13} = 141.010 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$\varphi = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.242 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0.921 \text{ et } K_1 = 48.29$$

$$M_s = M_y^t = 5.474 \text{ KN.m}$$

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{n} f_{tj} \right\} \text{ en Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{ 266.667 ; 201.633 \} \text{ en Mpa.}$$

D'où :

$$\sigma_{st} = 141.010 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{141.010}{48.29} = 2.920 \text{ Mpa.}$

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 2.920 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

- **Aux appuis :**

➤ **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{st} \beta d} = \frac{1.932 \times 10^3}{1.13 \times 0.970 \times 13} = 135.585 \text{ Mpa}$$

Avec :

$$\varphi = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 1.13}{100 \times 13} = 0.0869 \rightarrow \beta_1 = 0.950 \text{ et } K_1 = 85.00$$

$$M_s = M_y^a = 1.932 \text{ KN.m}$$

La fissuration est préjudiciable donc :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_c ; 110 \sqrt{n} f_{tj} \right\} \text{ en Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \text{Min} \{ 266.667 ; 201.633 \} \text{ en Mpa.}$$

D'où :

$$\sigma_{st} = 135.585 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.633 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{135.585}{85.00} = 1.595 \text{ Mpa.}$
- $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa.}$

D'où :

$\sigma_{bc} = 1.595 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$

**III.4.6. Vérification de la flèche :**

Dans le cas de dalle rectangulaire appuyée sur quatre coté, on peut se dispenser du calcul de la flèche, si les conditions suivantes sont vérifiées : [Art B.6.8.424/BAEL91modifiée99]

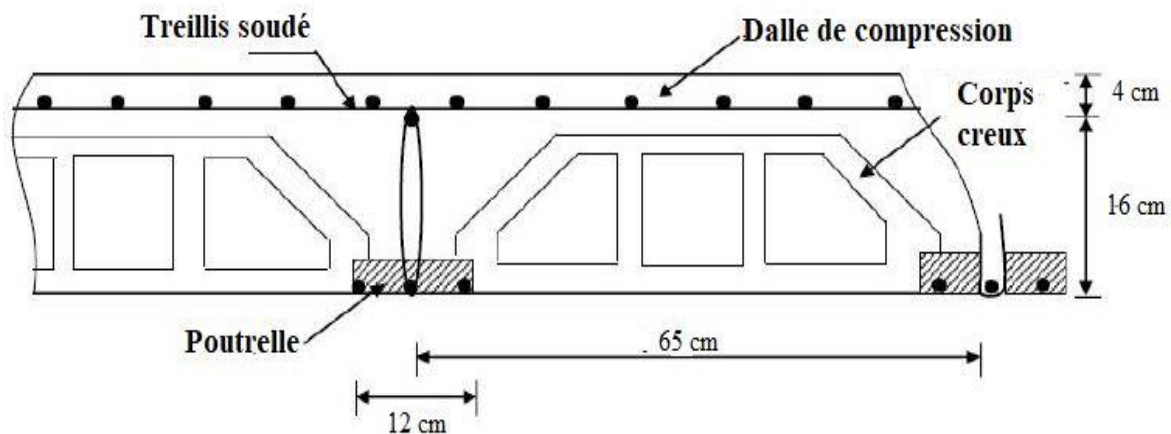
$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_x^t}{20M_x} \\ \frac{A_x}{b d} \geq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{(III.37)}$$

- $\frac{h_t}{l_x} = \frac{15}{1.35} = 0.11 \geq \frac{8.694}{20 \times 7.463} = 0.0582 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$
- $\frac{A_x}{bd} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$

**Conclusion :** les deux conditions sont vérifié, on se dispensera du calcul de la flèche.

**III.5. Planchers :**

La structure comporte des planchers en corps creux d'épaisseur (16 +4) cm, qui sont composé d'une dalle de compression et des poutrelles préfabriquées disposées suivant le sens longitudinal (le sens de la petite porté) sur lesquelles repose le corps creux.



**Figure III.14 :** Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

Les poutrelles sont de sections en Té, distantes de **65 cm** entre axes, elles possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

Le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique, sa dimension est de **16cm**.

### III.5.1. Calcul et ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé. Elle est d'une épaisseur de **4cm**, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (**TLE 520,  $\Phi \leq 6$  mm**) avec une limite d'élasticité  **$f_e = 520$  MPa**, ayant pour but :

- Limiter les risques de fissurations par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les normes mentionnées dans [**BAEL 91 /Art B.6.8.423**].

- **33 cm** pour les barres // aux poutrelles.
- **20 cm** pour les barres  $\perp$  aux poutrelles.

#### III.5.1.1. Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4L'}{f_e} \dots\dots\dots (III.38)$$

Avec :

**L** : Distance entre axes des poutrelles (**L = 65 cm**).

**$f_e$**  : Limite d'élasticité des acier en Mpa.

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : } \mathbf{5HA5 = 0.98 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

**$S_t$**  : Espacement entre les armatures ( **$S_t = 20$  cm**).

#### III.5.1.2. Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \dots\dots\dots (III.39)$$

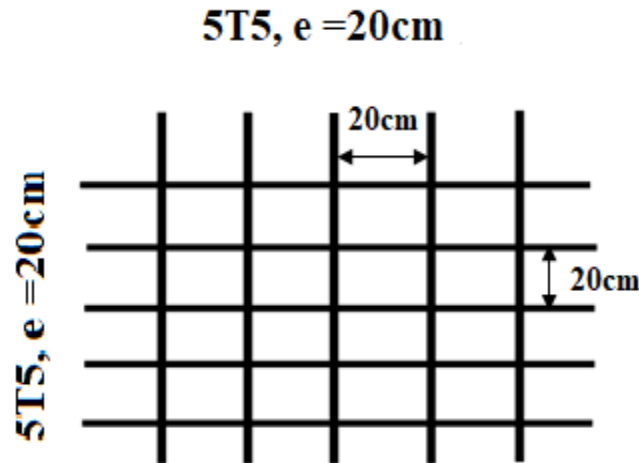
$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend : } \mathbf{5HA5 = 0.98 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec : } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

**$S_t$**  : Espacement entre les armatures ( **$S_t = 20$  cm**).

**Conclusion :**

Nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression, un treillis soudés **TLE520** de dimension **(5x5x20x20) cm<sup>2</sup>**.



**Figure III.15 :** Treillis soudés de (20x20 cm<sup>2</sup>).

**III.5.2. Calcule des poutrelles :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée, perpendiculaire à la grande portée.

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant et après coulage de la dalle de compression.

**III.5.2.1. Avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle doit supporter au plus de son poids propre, le poids du corps creux qui est estimé à 0.95 KN/m<sup>2</sup> et la surcharge de l'ouvrier.

❖ **Charges permanentes :**

- **Poids propre de la poutrelle :**  $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$ .
- **Poids propre du corps creux :**  $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.62 \text{ KN/ml}$ .
- **Poids totale:**  $G_{\text{tot}} = G_1 + G_2 = 0.12 + 0.62 = 0.74 \text{ KN/ml}$ .

❖ **Charge d'exploitation:**

- **Charge due à l'ouvrier :**  $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$ .

## ❖ Ferrailage à l'ELU :

Nous ferons le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable ( $L = 3.60$  m).

## ➤ Combinaison de charges à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,74 + 1,5 \times 1,00 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 2,5 \text{ KN/ml}$$

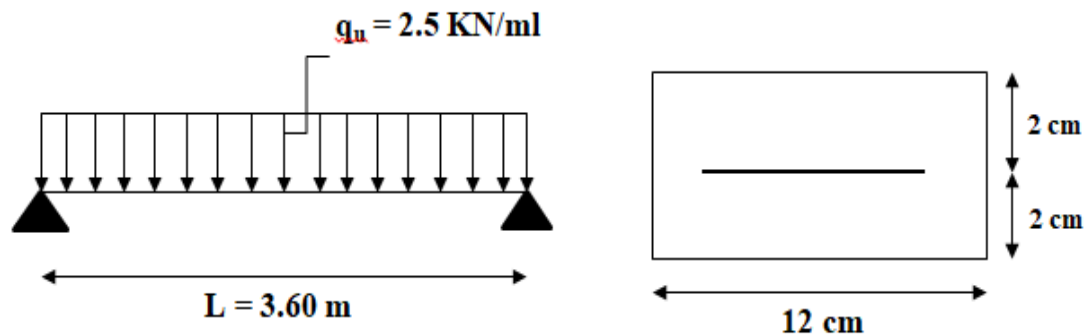


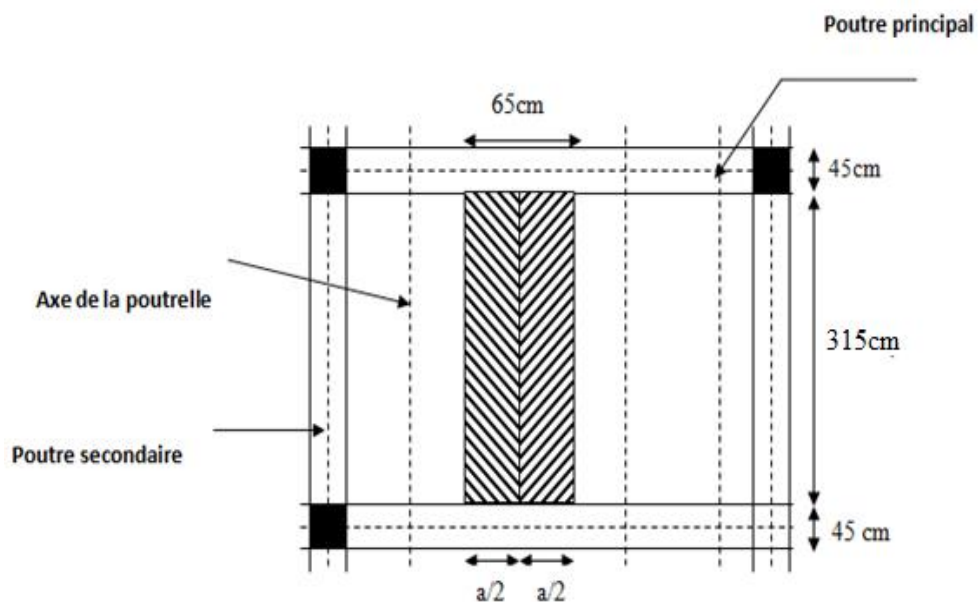
Figure III.16: Schéma statique de la poutrelle.

## ➤ Calcul du moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times (3,6^2)}{8} = 4,05 \text{ KN.m}$$

## ➤ Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3,60}{2} = 4,5 \text{ KN}$$



➤ **Ferraillage de la poutrelle :**

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

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

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.05 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 5.941$$

$$\text{avec: } f_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{MPa}$$

$\mu = 5.941 > \mu_l = 0,392 \longrightarrow$  Section doublement armé (S.D.A).

**Conclusion :**

Vu les faibles dimensions de la poutrelle (**12 x 4**) ; il est impossible de réaliser deux nappes d'armatures, donc il faut prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées (**Asc = 0**) ne soient pas nécessaires.

**III.5.2.2. Après coulage de la dalle de compression :**

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en **Té** ; avec une inertie constante reposant sur des appuis. Les appuis de rives sont considérés comme des encastremets partiels et les autres comme appuis simple.

La poutrelle travaille en flexion simple sous la charge « **qu** » uniformément répartie (combinaison des charges et surcharges).

A ce stade, la poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges revenant au plancher.

❖ **Dimensionnement de la poutrelle :**

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément répartie dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

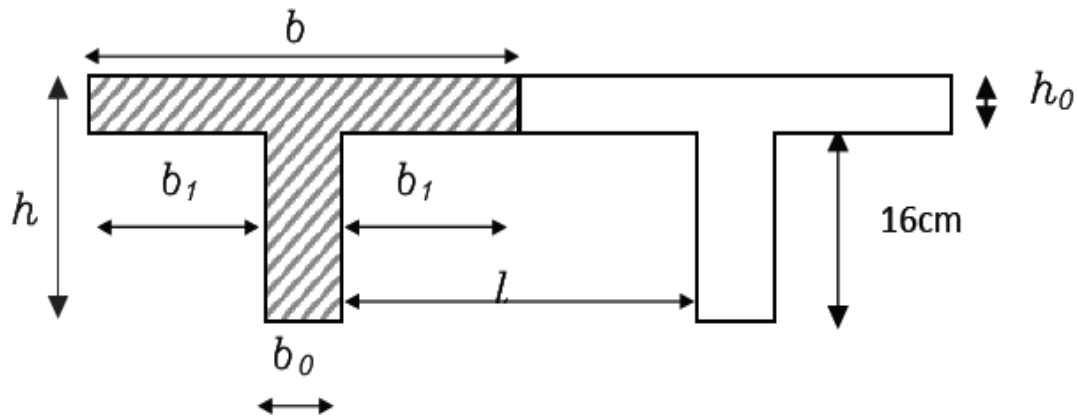


Figure III.17 : Dimensionnement de la poutrelle en Té.

❖ **Largueur efficace de la table de compression : [Article A.4.1.3 / BAEL 91]**

La largeur efficace est une longueur réduite de la table de compression avec une répartition uniforme des contraintes normales.

Les contraintes de compression diminuent lorsqu'on s'éloigne de l'âme, ce phénomène est plus sensible pour les tables dont la largeur est plus importante par rapport à l'épaisseur. La largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limitée par la plus petite des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L}{10} ; \frac{L'-b_0}{2} ; \frac{2}{3} x \right) \dots\dots\dots (III.40).$$

- Avec : **H** : Hauteur de la poutrelle (16+4).
- h<sub>0</sub>** : Hauteur de la table de compression (4cm).
- b<sub>0</sub>** : largeur de la nervure (b<sub>0</sub> = 12cm).
- b<sub>1</sub>** : la largeur des hourdis à reprendre en compte de chaque côté de la nervure.
- L** : portée libre entre nus d'appuis (L = 315cm).
- L'** : longueur libre entre axes des poutrelles (L' = 65cm).
- X** : distance de la section considérée à l'axe de l'appui extrême le plus proche.  
(X = 315 / 2 = 157.5 cm).

- A.N :**
- $\frac{L}{10} = \frac{315}{10} = 31.5cm.$
  - $\frac{L'-b_0}{2} = \frac{65-12}{2} = 26.5 cm.$
  - $\frac{2}{3} x = \frac{2}{3} \times 157.5 = 105cm.$

D'où :  $b_1 \leq (31.5 ; 26.5 ; 105) \text{ cm} \longrightarrow b_1 = 26.5cm.$

On aura donc :  $b = 2b_1 + b_0 = (2 \times 26.5) + 12 = 65cm.$

## ❖ Déterminer les charges :

## • Poids propre du plancher d'étage courant :

$$G = G_{ec} \times L = 5.26 \times 0.65 = 3.419 \text{ KN/ml.}$$

## • Charge exploitation du plancher à usage d'habitation:

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

## ❖ Combinaison de charges :

➤ A l'ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 3.419 + 1.5 \times 0.975 = 6.078 \text{ KN/ml.}$

➤ A l'ELS :  $q_s = G + Q = 3.419 + 0.975 = 4.394 \text{ KN/ml.}$

**III.5.3.Choix de la méthode de calcul :**

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

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

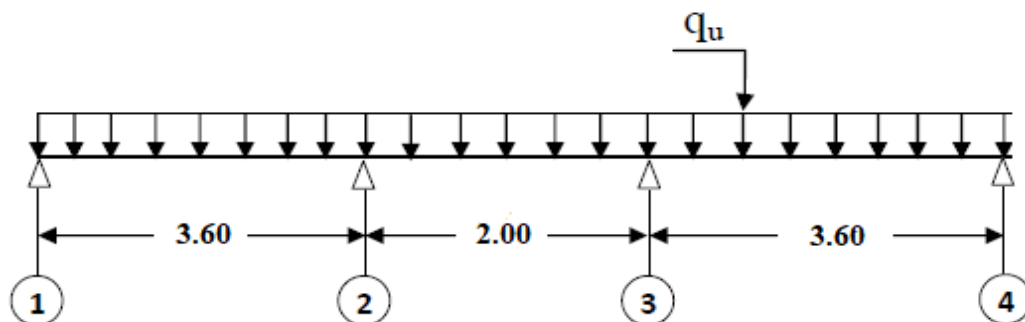


Figure III.18: Schéma statique de la poutrelle.

**III.5.3.1.Méthode forfaitaire :**

## ❖ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : [Article B.6.2, 210 / BAEL 91 modifié 99] :

- I. La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modéré. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou  $5 \text{ KN/ m}^2$  (habitation)
 
$$Q \leq \max \{ 2G ; 5 \text{ KN/ml} \}$$
- II. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- III. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre **0.8** et **1.25**
- IV. La fissuration est considérée comme **non préjudiciable**.

**A. Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :****1) Calcul de poids et surcharges des planchers :**

- **Plancher Terrasse :**  $G = 5.61 \times 0.65 = 3.65 \text{ KN/m}^2$   
 $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/m}^2$  }  $Q \leq \{2G ; 5 \text{ KN/ml}\}$
- **Plancher à étage courant :**  $G = 5.26 \times 0.65 = 3.42 \text{ KN/m}^2$   
 $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/m}^2$  }  $Q \leq \{2G ; 5 \text{ KN/ml}\}$

—————→ **La condition est vérifiée.**

**2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. .... La condition est vérifiée.****3) les portées successives sont dans un rapport :**

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \dots\dots\dots \text{(III.41).}$$

- $\frac{l_1}{l_2} = \frac{3.60}{2} = 1.8 \dots\dots\dots \text{(Condition non vérifiée).}$
- $\frac{l_2}{l_3} = \frac{2}{3.60} = 0.55 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$

**4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable → La condition est vérifiée.****Conclusion :**

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclue que la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc le calcul se fera par la méthode des trois moments.

**III.5.3.2.Méthode des trois moments :****III.5.3.2.1.Principe de la méthode des trois moments :**

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives «  $l_i$  » et «  $l_{i+1}$  ». Chaque travée est étudiée indépendamment.

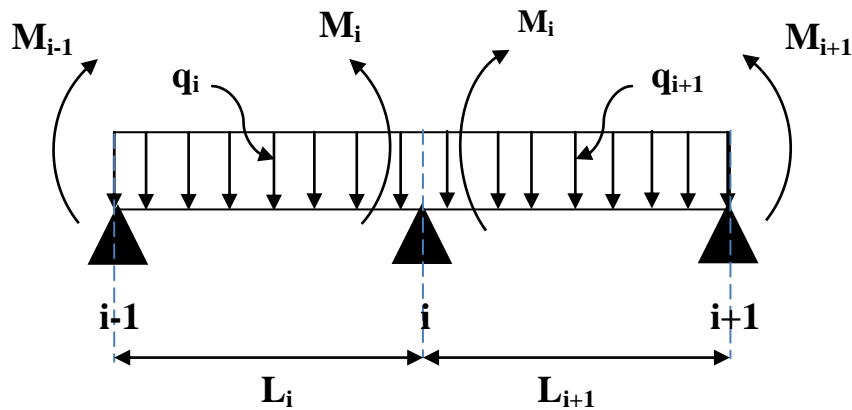


Figure III.19 : Schéma représente la méthode des 3 moments.

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

❖ **Aux appuis :**

$$M_{i-1} \frac{L_i}{EI_i} + 2M_i \left( \frac{L_i}{EI_i} + \frac{L_{i+1}}{EI_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{L_{i+1}}{EI_{i+1}} = -6(W_i^g + W_i^d) \dots\dots\dots (III.42).$$

Avec :

$$\begin{cases} W_i^g = Q_i \frac{L_i^3}{24EI_i} \\ W_d^i = Q_{i+1} \frac{L_{i+1}^3}{24EI_{i+1}} \end{cases} \dots\dots\dots (III.43)$$

- $W_i^g, W_i^d$  Respectivement les rotations à gauche et à droite de l'appui i.
- $M_{i-1}, M_i, M_{i+1}$  Sont les moments aux appuis, i-1, i, i+1 respectivement.
- $L_i$  : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.
- $L_{i+1}$  : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.
- $q_i$  : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.
- $q_{i+1}$  : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

Dans notre cas nous avons la même charge ( $q_i = q_{i+1}$ ).

❖ **En travée :**

$$M(X) = \mu(x) + M_i \left( 1 - \frac{x}{L_{i+1}} \right) + M_{i+1} \frac{x}{L_{i+1}} \dots\dots\dots (III.44)$$

$$\mu(x) = q \cdot \frac{L_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2} \dots\dots\dots (III.45)$$

La position du moment maximum :

$$\frac{dM(X)}{dX} = 0 \longrightarrow X = \frac{L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L_{i+1}} \dots\dots\dots (III.46).$$

❖ Efforts tranchants :

$$T(X) = \frac{dM(X)}{dX} = \frac{qL_{i+1}}{2} - q \cdot X + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}} \dots\dots\dots (III.47).$$

- Pour X=i :  $T(i) = \frac{q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$ .
- Pour X= i+1 :  $T(i+1) = \frac{-q \cdot L_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_{i+1}}$ .

III.5.3.2.2. Calcul à l'ELU :

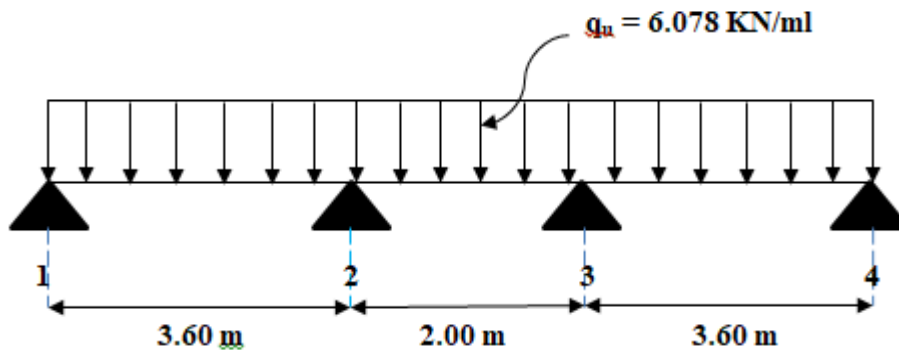
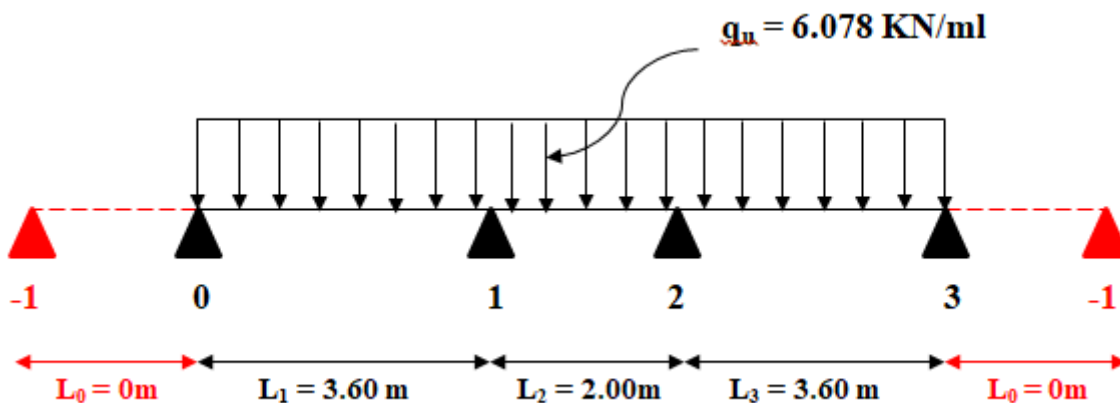


Figure III.20 : Schéma statique de la travée.

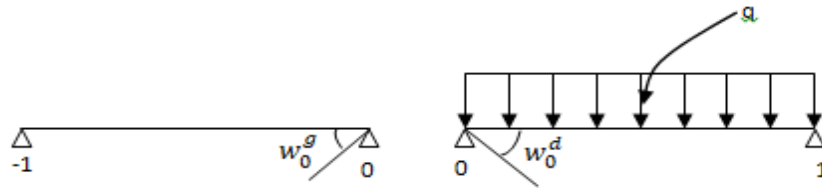
➤ Calcul des moments aux appuis :

- Le degré d'hyperstatique : H = 4.
- Alors on calcul  $M_0, M_1, M_2, M_3$ .
- Application la méthode des 3 moments :



- **Pour  $i = 0m$  :**

$$M_{i-1} \cdot L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \cdot L_{i+1} = -6EI(W_i^g + W_i^d).$$



$$M_{-1} \cdot l_0 + 2M_0(L_0 + L_1) + M_1 \cdot L_1 = -6EI(W_i^g + w_i^d)$$

$$-6EI(W_i^g + w_i^d) = -6EI \left( qu \times \frac{l_g^3}{24EI} + qu \frac{l_d^3}{24EI} \right) = -\frac{qu}{4} (l_g^3 + l_d^3)$$

$$W_0^g = 0 ; M_{-1} = 0 ; L_0 = 0 ; W_0^d = \frac{q_1 L_1^3}{24EI_1} = \frac{6.078 L_1^3}{4}$$

$$L_1(2M_0 + M_1) = -\frac{6.078 L_1^3}{4} \longrightarrow 2M_0 + M_1 = -\frac{6.078 \cdot 3,60^2}{4} = -19.692$$

$$\mathbf{2M_0 + M_1 = -19.692}$$

- **L'appui 0 :**  $2M_0 + M_1 = -19.692$  -----(1)
- **L'appui 1 :**  $3,60M_0 + 11,2M_1 + 2M_2 = -83.0497$  -----(2)
- **L'appui 2 :**  $2M_1 + 11,2M_2 + 3,60M_3 = -83.0197$  -----(3)
- **L'appui 3 :**  $M_2 + 2M_3 = -19.692$  -----(4)

La résolution se fait avec Matlab :

- **Sous forme matricielle :**

$$\begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 \\ 3,6 & 11,2 & 2 & 0 \\ 0 & 2 & 11,2 & 3,6 \\ 0 & 0 & 1 & 2 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -19.692 \\ -83.0497 \\ -83.0497 \\ -19.692 \end{Bmatrix}$$

**N.B :** La résolution de ce système nous donne des résultats suivants :

$$M_0 = -7.7581 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_1 = -4.1758 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_2 = -4.1758 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -7.7581 \text{ KN.m.}$$

➤ **Calcul des moments on travée :**

$$M(X) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_{i+1}}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_{i+1}} \rightarrow \mathbf{M(x)} : \text{Moment à l'abscisse X de travée (i).}$$

$$\mu(x) = q \cdot \frac{l_{i+1}}{2} x - q \frac{x^2}{2} \longrightarrow \mathbf{\mu(X)} : \text{Moment de réduction isostatique.}$$

La position du moment maximum :

$$X = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_{i+1}}$$

**Tableau III.3 :** Moments en travées.

Travée	Longueur (m)	q <sub>u</sub> (kN/m)	M <sub>i</sub> (kN.m)	M <sub>i+1</sub> (kN.m)	X(m)	μ(x)	M <sub>i</sub> (x) (kN.m)
<b>0 – 1</b>	3.60	6.078	-7.7581	-4.1758	1.963	9.765	3.960
<b>1 – 2</b>	2.00	6.078	-4.1758	-4.1758	1.00	3.039	-1.136
<b>2 – 3</b>	3.60	6.078	-4.1758	-7.7581	1.636	9.764	3.960

**Remarque :**

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

✓ **Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.**

On aura aux appuis les résultats suivants :

- $M_0 = -7.7581 + 1/3 \times (7.7581) = -5.172 \text{ KN.m}$
- $M_1 = -4.1758 + 1/3 \times (4.1758) = -2.783 \text{ KN.m}$
- $M_2 = -4.1758 + 1/3 \times (4.1758) = -2.783 \text{ KN.m}$
- $M_3 = -7.7581 + 1/3 \times (7.7581) = -5.172 \text{ KN.m}$

✓ **Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.**

On aura en travée les résultats suivants :

- **Travée 0-1** =  $3.960 + 1/3 \times (3.960) = 5.28 \text{ KN.m}$
- **Travée 1-2** =  $-1.136 + 1/3 \times (-1.136) = -1.514 \text{ KN.m}$
- **Travée 2-3** =  $3.960 + 1/3 \times (3.960) = 5.28 \text{ KN.m}$ .

\_ Tracer le diagramme des moments fléchissant à l'ELU :

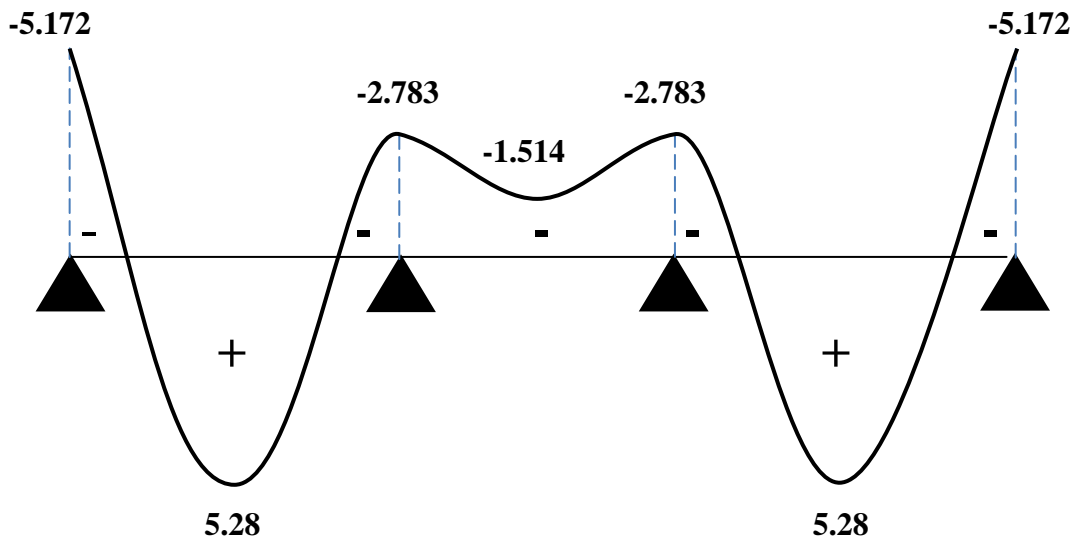


Figure III.21 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

➤ Calcul des efforts tranchant :

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

$$\theta(x) = q \frac{L_i}{2} - q x \longrightarrow \theta(x): \text{effort tranchant isostatique.}$$

$$T(x) = \frac{qL_i}{2} - q \cdot x + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau III.4 : Efforts tranchants à l'ELU.

Travée	Longueur (m)	q <sub>u</sub> (kN/m)	M <sub>i</sub> (kN.m)	M <sub>i+1</sub> (kN.m)	T <sub>i</sub> (x= 0) [KN]	T <sub>i+1</sub> (x= L) [KN]
0 – 1	3.60	6.078	-7.7581	-4.1758	11.935	-9.945
1 – 2	2.00	6.078	-4.1758	-4.1758	6.078	-6.078
2 – 3	3.60	6.078	-4.1758	-7.7581	11.935	-9.945

- Tracer le diagramme des efforts tranchants à l'ELU :

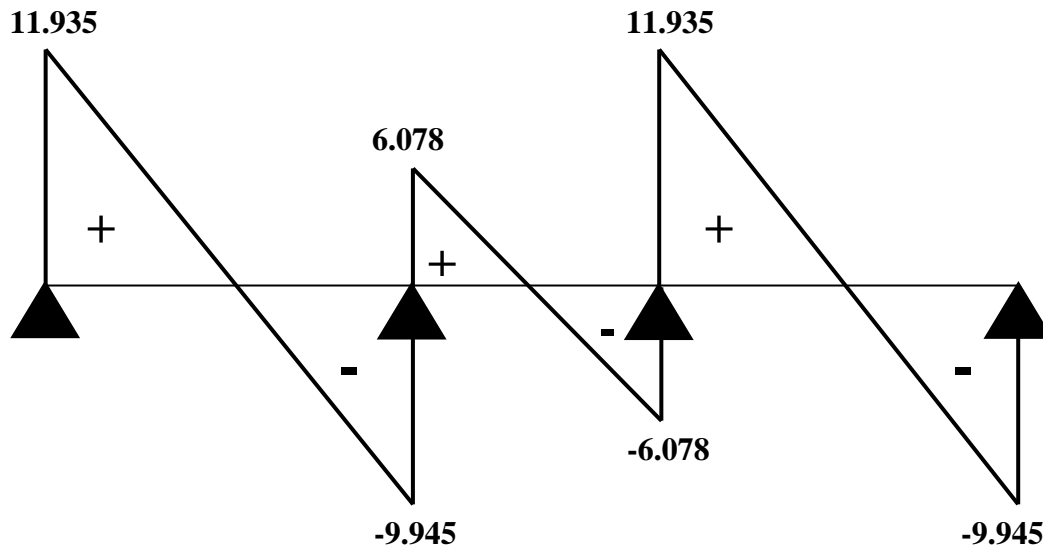


Figure III.22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

### III.5.3.2.3. Calcul à l'ELS :

❖ A l'ELS :  $q_s = G + Q = 3.419 + 0.975 = 4.394$  KN/ml.

➤ Calcul des moments aux appuis :

- L'appui 0 :  $2M_0 + M_1 = -14.236$  -----(1)
- L'appui 1 :  $3,6M_0 + 11.2M_1 + 2M_2 = -60.0396$  -----(2)
- L'appui 2 :  $2M_1 + 11.2M_2 + 3.6M_3 = -60.0396$  ----- (3)
- L'appui 3 :  $M_2 + 2M_3 = -14.236$  ----- (4)

La résolution se fait avec Matlab :

- Sous forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} 2 & 1 & 0 & 0 \\ 3.6 & 11.2 & 2 & 0 \\ 0 & 2 & 11.2 & 3.6 \\ 0 & 0 & 1 & 2 \end{bmatrix} \times \begin{Bmatrix} M_0 \\ M_1 \\ M_2 \\ M_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -14.236 \\ -60.0396 \\ -60.0396 \\ -14.236 \end{Bmatrix}$$

**N.B :** La résolution de ce système nous donne des résultats suivants :

$$M_0 = -5.6086 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_1 = -3.0188 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_2 = -3.0188 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -5.6086 \text{ KN.m.}$$

➤ **Calcul des moments on travée :**

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

**Tableau III.5 :** Moments en travées.

Travée	Longueur (m)	$q_u$ (kN/m)	$M_i$ (kN.m)	$M_{i+1}$ (kN.m)	X(m)	$\mu(x)$	$M_t(x)$ (kN.m)
0 – 1	3.60	4.394	-5.6086	-3.0188	1.963	7.059	2.862
1 – 2	2.00	4.394	-3.0188	-3.0188	1.00	2.197	-0.821
2 – 3	3.60	4.394	-3.0188	-5.6086	1.636	7.059	2.863

**Remarque :**

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont faits pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

✓ **Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.**

On aura aux appuis les résultats suivants :

- $M_0 = -5.6086 + 1/3 \times (5.6086) = -3.739 \text{ KN.m}$
- $M_1 = -3.0188 + 1/3 \times (3.0188) = -2.012 \text{ KN.m}$
- $M_2 = -3.0188 + 1/3 \times (3.0188) = -2.012 \text{ KN.m}$
- $M_3 = -5.6086 + 1/3 \times (5.6086) = -3.739 \text{ KN.m}$

✓ **Augmentation de 1/3 pour les moments en travée.**

On aura en travée les résultats suivants :

- **Travée 0-1** =  $2.862 + 1/3 \times (2.862) = 3.816 \text{ KN.m}$
- **Travée 1-2** =  $-0.821 + 1/3 \times (-0.821) = -1.094 \text{ KN.m}$
- **Travée 2-3** =  $2.863 + 1/3 \times (2.863) = 3.816 \text{ KN.m}$ .

\_ Tracer le diagramme des moments fléchissant à l'ELS:

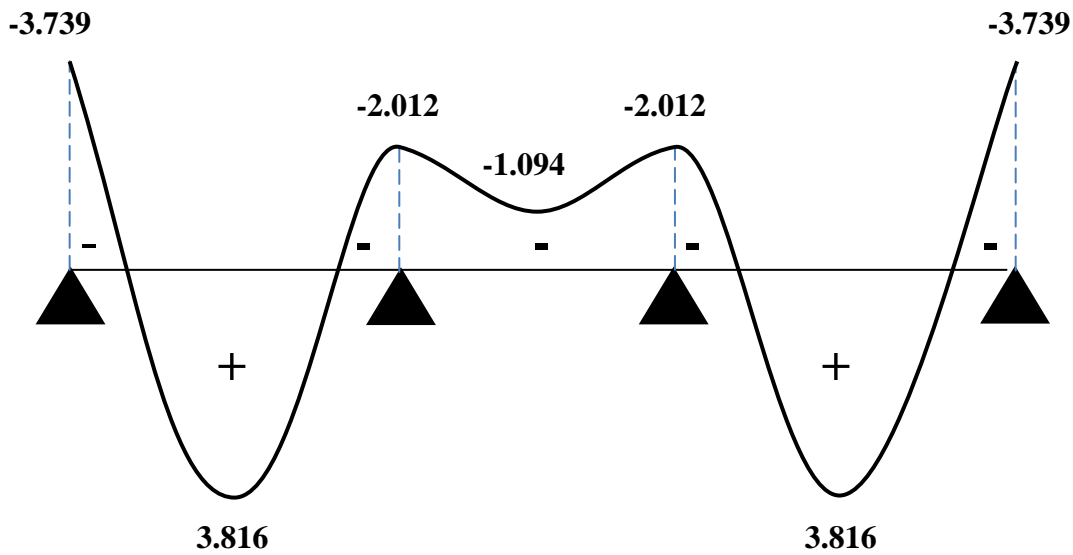


Figure III.23 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

➤ Calcul des efforts tranchant :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau III.6 : Efforts tranchants à l'ELU.

Travée	Longueur (m)	$q_u$ (kN/m)	$M_i$ (kN.m)	$M_{i+1}$ (kN.m)	$T_i (x=0)$ [KN]	$T_{i+1}(x=L)$ [KN]
0 – 1	3.60	4.394	-5.6086	-3.0188	8.629	-7.189
1 – 2	2.00	4.394	-3.0188	-3.0188	4.394	-4.394
2 – 3	3.60	4.394	-3.0188	-5.6086	8.629	-7.189

- Tracer le diagramme des efforts tranchants à l'ELS :

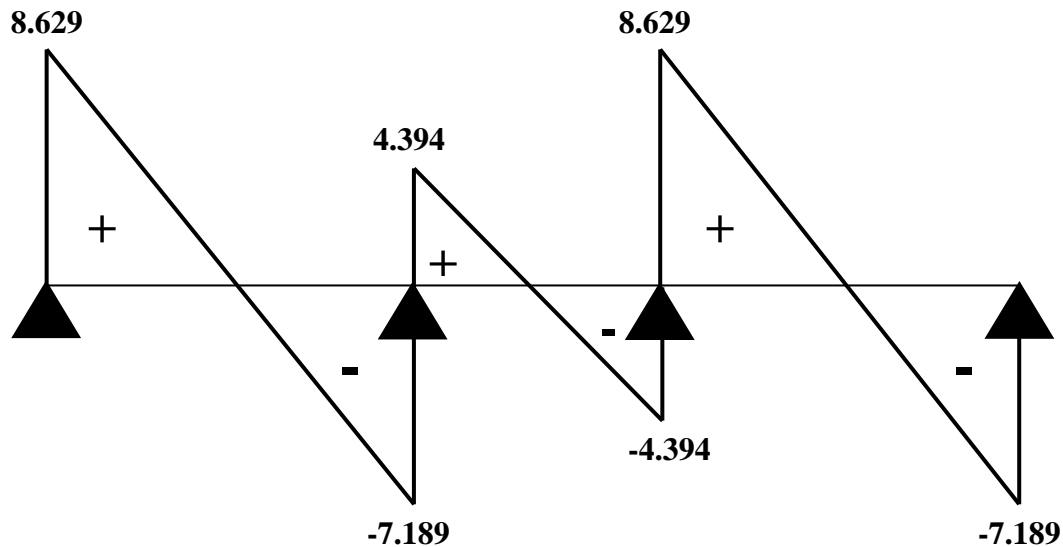


Figure III.24 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

#### III.5.3.2.4. Ferrailage à l'ELU :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée.

Les moments max en travées et aux appuis sont:

$$M_t^{\max} = 5.28 \text{ kN.m} \text{ et } M_a^{\max} = 5.172 \text{ kN.m}$$

##### ❖ Armatures longitudinales:

La poutrelle sera calculée comme une section en *Té* dont les caractéristiques géométriques sont :

- $b = 65\text{cm}$  (largeur de la table de compression)
- $h = 20\text{cm}$  (hauteur total de plancher)
- $b_0 = 12\text{cm}$  (largeur de la nervure)
- $h_0 = 4\text{cm}$  (épaisseur de la table de compression)
- $c = 2\text{cm}$  (enrobage des armatures inférieures)
- $d = 18\text{cm}$  (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée)

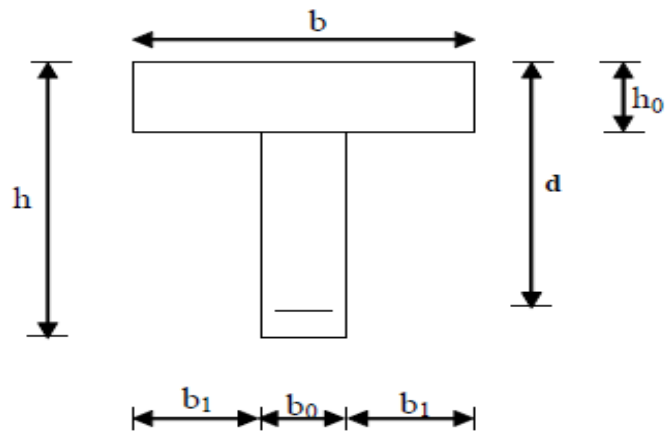


Figure III.25 : Section de calcul de poutrelle après coulage de la dalle de compression aux travées.

• En travées :

Moment équilibré par la table de compression  $M_0$  :

• Position de l'axe neutre :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times f_{bu} \dots\dots\dots (III.48).$$

avec :  $f_{bu} = 14.2 \text{MPa}$

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

$$\begin{cases} M_0 = 59.072 \text{ kN.m} \\ M_t^{max} = 5.28 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$M_0 \gg M_t^{max}$  : donc l'axe neutre se situe dans la table de compression.

Conclusion : la section en Té se calcule comme une section rectangulaire de  $(65 \times 20) \text{ cm}^2$ .

• Sections d'armatures :

Calcul de  $\mu_u$  :

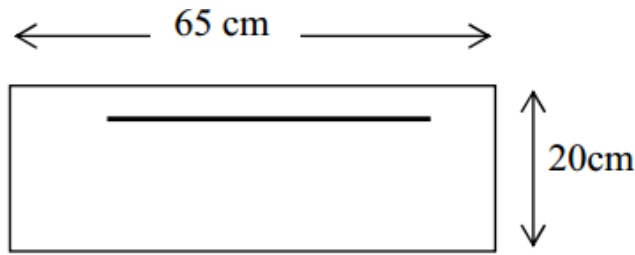
$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.28}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.017$$

$\mu_u = 0.017 < \mu_l = 0.392 \implies$  section simplement armée (S.S.A)

$$\mu_u = 0.017 \rightarrow \beta = 0.991$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.28 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 3\text{HA}8 = 1.50 \text{ cm}^2$ .

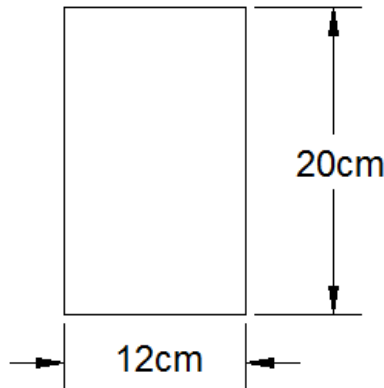


❖ Aux appuis:

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur  $b_0=12\text{cm}$  et de hauteur  $h = 20\text{cm}$ .

$$\mu_u = \frac{M_a \max}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.172 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.2} = 0.093$$

$\mu_u = 0.093 < \mu_l = 0.392 \implies$  section simplement armée (S.S.A)



$$\mu_u = 0.093 \rightarrow \beta = 0.951$$

$$A_{st} = \frac{M_a \max}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{5.172 \times 10^3}{0.951 \times 18 \times 348} = 0.86 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_{st} = 1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$ .

❖ Armatures transversales :

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par le [BAEL 91 modifié 99/ art : A.7.2,2]

$$\phi_t = \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right) \dots\dots\dots (III.49).$$

$$\phi_t = \min \left( \frac{20}{35} ; 8 ; \frac{12}{10} \right) = 0.571\text{cm}$$

Nous choisissons un cadre de  $\phi 6$  avec  $A_{st} = 2\text{HA}6 = 0.56 \text{ cm}^2$

Espacement d'un cadre : est donné par le règlement (BAEL 91 modifié 99/ Art : A.5.1,22)

$$S_t \leq \min \{0,9 \times d ; 40\text{cm}\} \dots\dots\dots \text{(III.50)}$$

$$S_t \leq \min \{0,9 \times 18 ; 40\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq 16,2\text{cm} \rightarrow S_t = 15\text{cm}.$$

**Conclusion :**

- ❖ **En travée :** 3HA 8 = 1.50 cm<sup>2</sup>.
- ❖ **Aux appuis :** 1HA 12 = 1.13 cm<sup>2</sup>.

Les armatures transversales : 2HA6 = 0.56 cm<sup>2</sup> (St = 15cm)

### III.5.3.2.5. Vérifications à L'ELU:

a) **Vérification à la condition de non fragilité : [Art B 4.2/BAEL 99]**

Calcul de la section minimale :

❖ **Aux appuis :**

Nous devons vérifier que :

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots \text{(III.51)}$$

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

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 12 \times 18 \times 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

$A_{st}^{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1,13 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée.**

❖ **En travée :**

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots \text{(III.51)}$$

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

$$A_{st}^{\min} \geq \frac{0,23 \times 65 \times 18 \times 2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

$A_{st}^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 1,50 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée.**

**b) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres au niveau des appuis : [B.A.E.L 99. Art.6.1,3]:**

Pour qu'il n'y'aura pas d'entraînement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 d \sum U_i} \leq \overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} \dots\dots\dots (III.52)$$

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

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

$\Psi_s$ : Coefficient de scellement  $\Psi_s = 1.5$  pour HA

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

$$\sum U_i = 2 \times \pi \times \phi = 1 \times 3,14 \times 12 = 37.68 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.935 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 37.68} = 1.955 \text{MPa.}$$

$\tau_{se} = 1.955 \text{MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée.**

**❖ Longueur de scellement droit: [BAEL99.Art. 6.1, 221]**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \dots\dots\dots (III.53)$$

Avec :

$\tau_{su}$ : Contrainte d'adhérence  $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

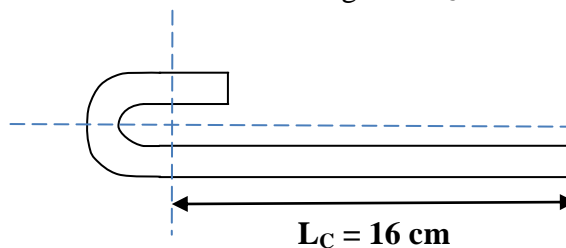
$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

On adopte forfaitairement :  $L_s = 40\phi = 40 \times 1 = 40 \text{ cm.}$

Selon les règles de [BAEL 91, Art 6.1.253] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet «  $L_c$  » est au moins égale à  $0.4 \times L_s$  pour les aciers H.A.

$$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

Nous adopterons des crochets a  $45^0$  avec une longueur  $L_c = 16 \text{ cm.}$



**Figure III.26 : Crochet normal.**

c) Vérification aux cisaillements [Art 5.1.211 BAEL 91 modifié 99] :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u = \min \left( 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \dots\dots\dots (III.54)$$

Avec :  $T_{max} = 11.935 \text{ kN}$ .

- Calcul de contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left( \frac{0,20 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

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

- Calcul de contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{11.935 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.55 \text{ MPa}.$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \tau_u = 0.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$  **Condition vérifiée**, pas de risque de cisaillement.

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

❖ **Appuis de rive :**

$$\frac{2 T_{max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ Avec : } a_0 = 0.9 d$$

Il faut vérifier que :  $T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9 d \times f_{c28} \times b_0}{2 \gamma_b}$

$$T \leq \frac{0.8 \times 0.9 \times 180 \times 25 \times 120}{2 \times 1,5} \times 10^{-3} = 129.6 \text{ kN}.$$

$T_{max} = 11.935 \text{ kN} < T = 129.6 \text{ kN} \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée.**

❖ **Appuis intermédiaires : [art. A.5.1.321/BAEL 91]**

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est

$M_u < 0,9 \times V_u \times d$  , on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer

une section des armatures suffisante pour équilibrer un effort égale à :  $V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0.9d}$

$$M_u < 0,9 \times V_u \times d \dots\dots\dots (III.55)$$

On a  $0,9 \times V_u \times d = 0,9 \times 11.935 \times 0,18 = 1.933 \text{ KN.m}$

On a :  $M_u^{max} = 5.172 \text{ KN.m} > 1.933 \text{ KN.m} \longrightarrow$  Les armatures calculées sont suffisantes.

## III.5.3.2.6. Vérification à l'ELS :

- **En travée :**  $M_t^{\max} = 3.816 \text{ KNm}$ .
- **Sur appuis :**  $M_a^{\max} = 3.739 \text{ KNm}$ .
- **Efforts tranchants max :**  $T_{\max} = 8.629 \text{ KN}$ .

## ❖ Etat limite de résistance de béton en compression :

➤ **En travée :**

La section d'armature adoptée à l'ELU en travée est :  $A_{st} = 3\text{HA}8 = 1.50\text{cm}^2$

## a) Vérification de la contrainte dans les aciers : [Art A.4.5.2/BAEL 91]

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} \quad \text{Avec : } A_{st} = 1.50\text{cm}^2 ; M_t^{\max} = 3.816 \text{ KNm}; d = 18 \text{ cm}.$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.50}{12 \times 18} = 0.694$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 26.22 \\ \beta_1 = 0.878 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux Pigeaud, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.816 \times 10^6}{0.878 \times 180 \times 1.50 \times 10^2} = 160.971 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 160.971 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

## b) Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{26.22} = 0,038$$

$$\sigma_{bc} = 0,038 \times 160.971 = 6.116 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 6.116 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

La section d'armature adoptée à l'ELU aux appuis est :  $A_{sa} = 1\text{HA}12 = 1.13\text{cm}^2$

## a) Vérification de la contrainte dans les aciers : [Art A.4.5.2/BAEL 91]

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 \times d \times A_a} \quad \text{Avec : } A_{sa} = 1.13\text{cm}^2; M_a^{\max} = 3.739 \text{ kN.m}; d = 18 \text{ cm}.$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{b_0 d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.523$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 31.12 \\ \beta_1 = 0.891 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux Pigeaud, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{3.739 \times 10^6}{0,891 \times 180 \times 1.13 \times 10^2} = 206.313 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 206.313 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b) Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{31.12} = 0.032$$

$$\sigma_{bc} = 0,032 \times 206.313 = 6.602 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.602 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Conclusion :**

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

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration non préjudiciable ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Etat limite de déformation [Art B.6.8.424 BAEL 91 modifié 99] :**

Lorsqu'il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser de donner une justification de la déformabilité des planchers à entrevous à condition que :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ 2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \dots\dots\dots (III.56) \\ 3) \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{array} \right.$$

h : hauteur totale (20cm)

L : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b<sub>0</sub> : largeur de la nervure

M<sub>0</sub> : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M<sub>t</sub> : moment fléchissant maximal en travée.

$$\text{Avec : } M_0 = q_u \times \frac{l^2}{8} = 6.078 \times \frac{3.60^2}{8} = 9.846 \text{ KN.ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} = \frac{0.20}{3.60} = 0,055 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{condition non vérifiée} \\ 2) \frac{h}{L} = \frac{0.20}{3.60} = 0,055 \geq \frac{1}{15} \times \frac{3.816}{9.846} = 0,025 \dots \text{condition vérifiée} \\ 3) \frac{A}{b_0.d} = \frac{1.50}{12 \times 18} = 0,007 \leq \frac{3.6}{400} = 0,009 \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Du moment que la première n'est pas vérifiées alors le calcul de la flèche est obligatoire.

III.5.3.2.7. Calcul de la flèche : [Art. B.6.5.2/ BAEL91]

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \dots\dots\dots (III.57).$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3600}{500} = 7.2 \text{ mm}$$

f : La flèche admissible.

E<sub>v</sub> : Module de déformation différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

I<sub>fv</sub> : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.  $I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_v}$

I<sub>0</sub> : Moment d'inertie totale de la section homogène.

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

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3 \times b_0}{b}) \times \rho}$$

ρ : Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure

❖ Calcul des différents paramètres :

$$I_0 = \frac{b_0(y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0)h_0 \left( \frac{h_0^2}{12} + \left( y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right) + n \times A_{st}(y_2 - c)^2$$

$y_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$  . Avec B<sub>0</sub> : section homogénéisée.

$$y_1 = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_{st} \times d}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 A_{st}}$$

$$y_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 1.50 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 1.50} = \frac{3229}{474.5} = 6.805 [\text{cm}].$$

$$y_2 = h - y_1 = 20 - 6.805 = 13.195 [\text{cm}].$$

$$I_0 = \frac{12(6.805^3 + 13.195^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \times \left( \frac{4^2}{12} + \left( 6.805 - \frac{4}{2} \right)^2 \right) + 15 \times 1.50 \times (13.195 - 2)^2$$

$$I_0 = 15815.246 [\text{cm}^4]$$

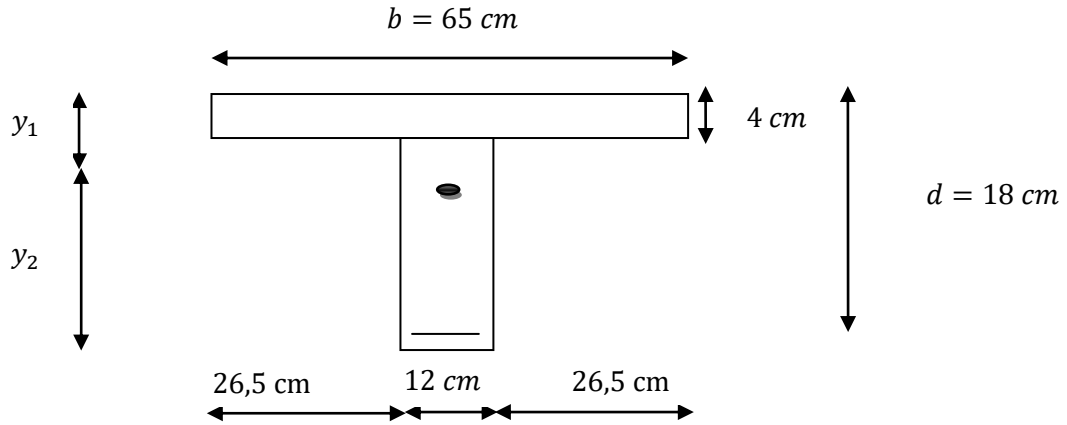


Figure .III.27: Schéma statique de calcul

❖ Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{1,50}{12 \times 18} = 0,007 \longrightarrow \beta_1 = 0,985 : \text{tirée du tableau de pigeaud à l'ELS.}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0,007} = 5,873$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 2,3492$$

La contrainte dans les aciers est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_s = \frac{M_{max}^t}{\beta_1 d A_{st}} = \frac{3,816 \times 10^6}{0,985 \times 180 \times 150} = 119,796 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\rho \times \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,007 \times 119,796 + 2,1} = 0,673$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 15815,246}{1 + (0,673 \times 2,3492)} = 6740,291 [\text{cm}^4]$$

D'où la flèche :

$$f = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{3,816 \times (3600)^2 \times 10^6}{10 \times 10818,86 \times 6740,291 \times 10^4} = 6,781 [\text{mm}].$$

$f = 6,781 [\text{mm}] < \bar{f} = 7,2 [\text{mm}] \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée.**

**Conclusion :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

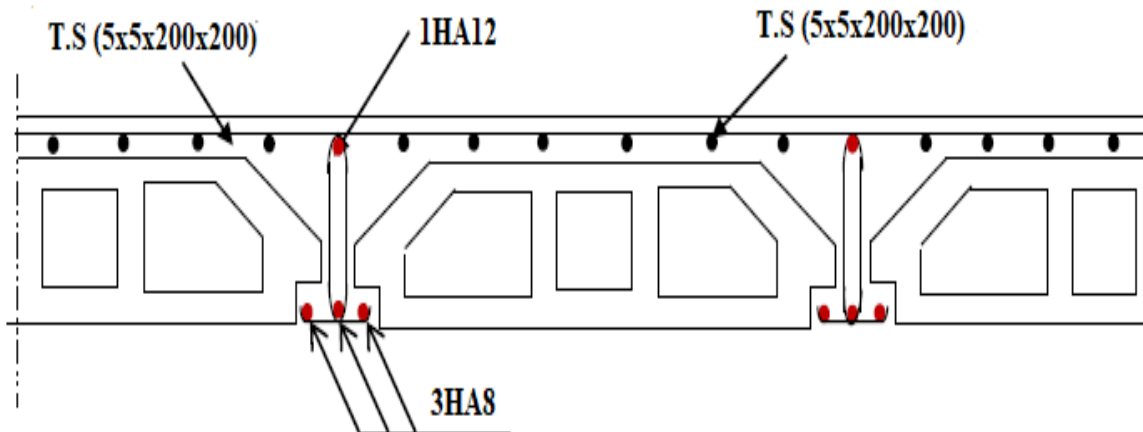
❖ **Armatures longitudinales :**

➤ **En travée :** 3HA8 = 1.50cm<sup>2</sup>.

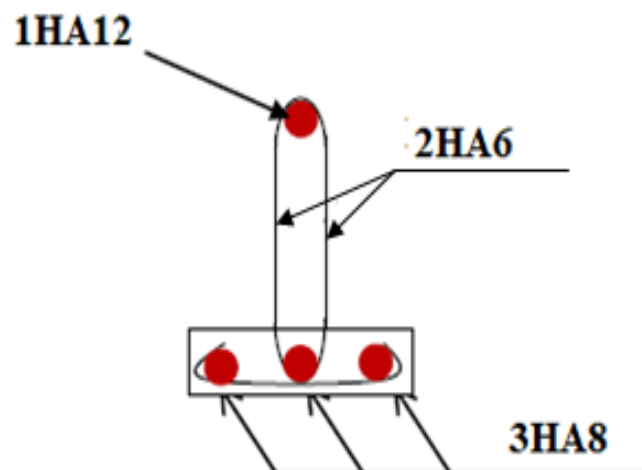
➤ **Aux appuis :** 1HA12 = 1,13cm<sup>2</sup>.

❖ **Armatures transversales :**

➤ **Etrier :** 2HA6 = 0.56 cm<sup>2</sup>.



**Figure III.28 :** Plan de ferrailage du plancher.



**Figure III.29 :** Ferrailage de la poutrelle.

### III.6. Les escaliers :

#### III.6.1. Définition :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre.

Ses caractéristiques dimensionnelles sont fixées par des normes, des DTU, des décrets en fonction du nombre d'utilisateurs et du type du bâtiment.

#### III.6.2. Terminologie :

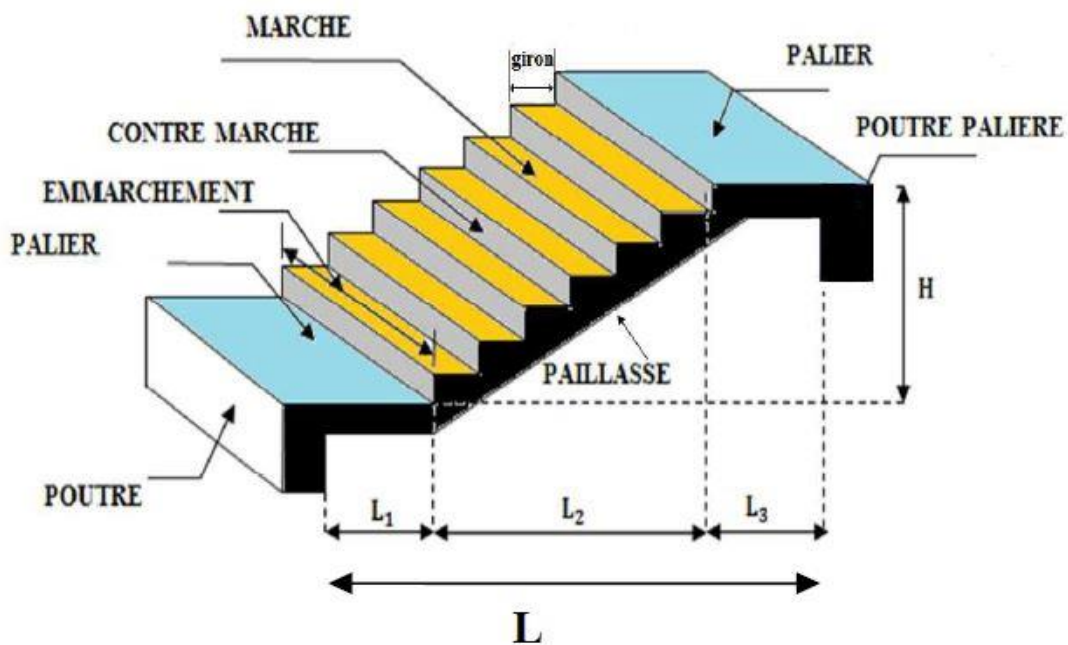


Figure III.30 : Principaux termes relatifs à un escalier.

**H** : hauteur de volée.

**h** : hauteur des contres marches.

**L<sub>1</sub>** : longueur de palier de départ.

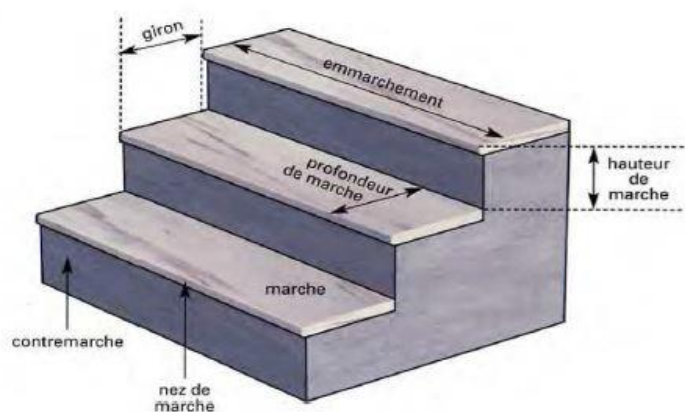
**L<sub>2</sub>** : longueur projetée de la volée.

**L<sub>3</sub>** : longueur du palier d'arrivée.

**e<sub>p</sub>** : épaisseur de la paillasse et du palier.

**E** : Emmarchement.

**g** : largeur des marches (girons).



❖ **Caractéristiques dimensionnelles :**

**-Marche :** c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.

Le nombre de marches est pris comme suit :  $m = (n-1)$ .

**-Contre marche :** c'est la partie verticale entre deux marches; l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

**n:** Nombre de contre marches donné par :  $n = \frac{H}{h}$

**H :** hauteur entre deux niveaux consécutifs.

**h :** c'est hauteur de la contre marche. La valeur de h varie généralement de 14 à 20 cm (17 cm en moyenne).

**-Giron (g) :** c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches  $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$ .

**-La volée :** est l'ensemble des marches (25 au maximum) compris entre deux paliers consécutifs.

**-Le palier :** est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.

**-L'embranchement :** représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'embranchement doit être :  $L \geq 120\text{ cm}$ . Ou  $L \geq 3g$ .

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

### III.6.3. Les différents types d'escaliers :

On peut pratiquement, à condition naturellement que les dimensions le permettent, adapter un tracé d'escalier à n'importe quelle forme de cage. On distingue notamment, les escaliers :

- A cartier tournants.
- A palier intermédiaire.
- A la Française (limon apparent sur le côté).
- A l'anglaise (marche en débord sur le limon).

La **figure 2** : donne quelques exemples des systèmes les plus courants pour les escaliers intérieurs des immeubles.

Un escalier extérieur permettant l'accès à un immeuble, s'appelle un perron.

On peut en imaginer des formes et des dispositions très variées, la **figure III.31** donne quelques exemples :

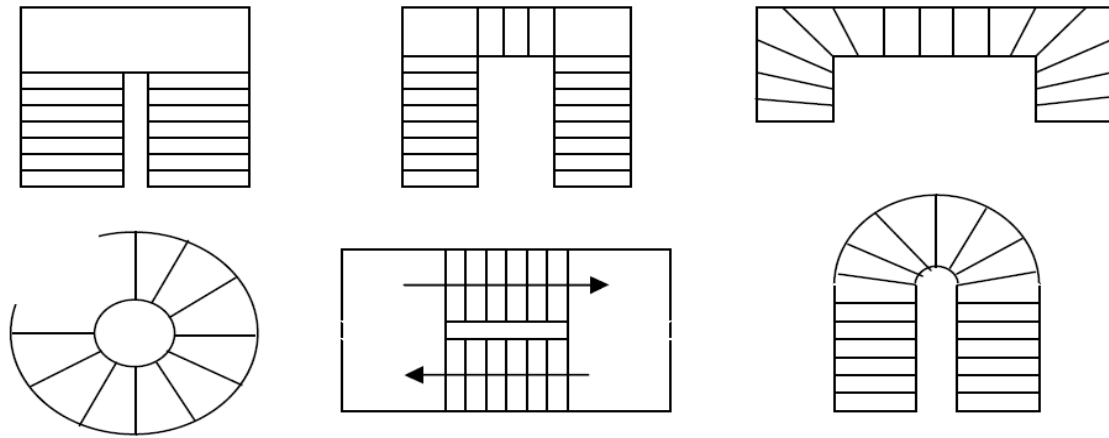


Figure : 1

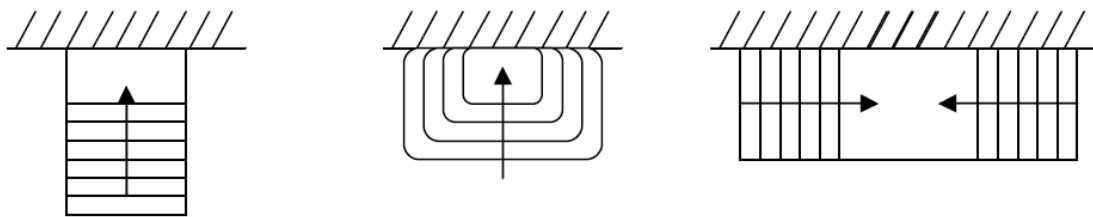


Figure : 2

Figure III.31 : Différents types d'escaliers

**III.6.5. Calcul d'escalier :**

Notre structure comporte une seule cage d'escalier, pour l'escalier menant au rez de chaussée l'architecte à prévue un escalier droit composé d'une seule volée, pour celui menant du rez de chaussée aux étages courants il a prévu un escalier droit composé de deux volées

**III.6.5.1. Pré-dimensionnement de l'escalier des étages courants :**

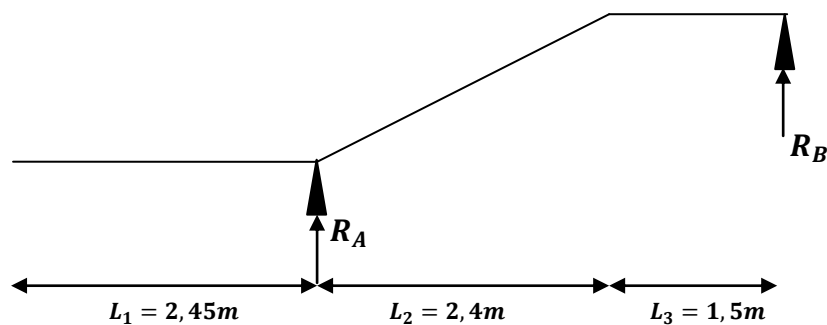


Figure III.32 : Schéma statique d'escalier.

**1. Calcul de n, h et g :**

En tenant compte des dimensions données sur le plan. Les escaliers sont pré dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL** :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{(III.58)}$$

Avec :  $14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$  et  $28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$ .

- **La hauteur de la marche h** : on prend **h = 17 cm**.
- **Nombre de contre marches n** :  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$
- **Nombre de marche m** :  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$
- **Le giron g** :  $g = \frac{L_1}{m} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$ .

**2. Vérification de la relation de BLONDEL :**

- $59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 64 \text{ cm}$ .
- $2h + g = 2 \times 17 + 30 = 34 + 30 = 64 \text{ cm}$ .
- $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \dots\dots\dots$  **Condition vérifiée donc l'escalier est confort.**

**3. Epaisseur de la paillasse et du palier:**

L'épaisseur de la paillasse et du palier ( $e_p$ ) est donnée par la relation :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \dots\dots\dots \text{(III.59)}$$

Avec :

**L** : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) : **L = L1 + L2**

**L2** : longueur du palier.

$$\text{Tg } a = \frac{153}{240} = 0.6375 \longrightarrow a = 32.51^\circ$$

$$L_0 = L_1 / \cos 32.51 = 2.84 \text{ m} = 284 \text{ cm}$$

Donc :  $L = 240 + 150 = 390 \text{ cm}$ .

$$\text{D'où : } \frac{390}{30} \leq e_p \leq \frac{390}{20} \longrightarrow 13 \leq e_p \leq 19.5$$

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

**N.B** : On prend la même épaisseur pour la volée et le palier.

**III.6.6. Détermination des charges et surcharges :**

Le calcul s'effectuera pour une bande de (**1m**) d'embranchement et une bande de (**1m**) de projection horizontale de la volée.

En considérons une poutre simplement appuyée en flexion simple.

## ❖ Charge permanente d'un mur extérieure :

Tableau II.7 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur.

N <sup>o</sup>	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente (KN/m <sup>2</sup> )
1	Mortier de ciment	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.10	9	0.90
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Briques creuses	0.10	9	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente total G <sub>t</sub>				G <sub>t</sub> =2.20

## ❖ Les charges permanentes Le palier :

Tableau III.8 : Charge totale du palier.

Éléments	Poids (KN /m <sup>2</sup> )
Poids propre de la dalle pleine en BA	25 x 0.15 = 3.75
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) (0.36+0.60+0.4+0.2)	1.56
<b>Charge permanente totale.</b>	<b>G<sub>1</sub>=5.31</b>

## ❖ La volée :

Tableau III.9 : Charge totale de la volée.

Éléments	Poids (KN /m <sup>2</sup> )
Poids propre de la paillasse	25 x ep /Cosα = 25 x 0,15/ cos32.51° = 4.45
Poids des marches	25 x ep/2 = 25 x0, 17/2 = 2,125
Poids des revêtements (sable + mortier + carrelage + enduit) (0.44+0.4+0.4+0.2)	1.56
<b>Charge permanente totale.</b>	<b>G<sub>2</sub> = 8.135</b>

## III.6.7. Combinaisons des charges :

Tableau III.10 : la combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS.

	ELU : q <sub>u</sub> = (1.35 G + 1.5 Q) x 1 m.	ELS : q <sub>s</sub> = (G + Q) x 1 m.
<b>Palier</b>	q <sub>u1</sub> = (1.35 x 5.31 + 1.5 x 2.5) x 1 m = 10.9185 KN / ml	q <sub>s1</sub> = (5.31+ 2.5) x 1 m = 7.81KN / ml.
<b>Volée</b>	q <sub>u2</sub> = (1.35 x 8.135 + 1.5 x 2.5) x 1m = 14.732KN / ml.	q <sub>s2</sub> = (8.135+ 2.5) x 1 m = 10.635KN / ml.

## III.6.8. Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU :

Pour déterminer les efforts dans la volée et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée L' <sub>1</sub> = 2.40 m.

❖ Les réactions aux appuis :

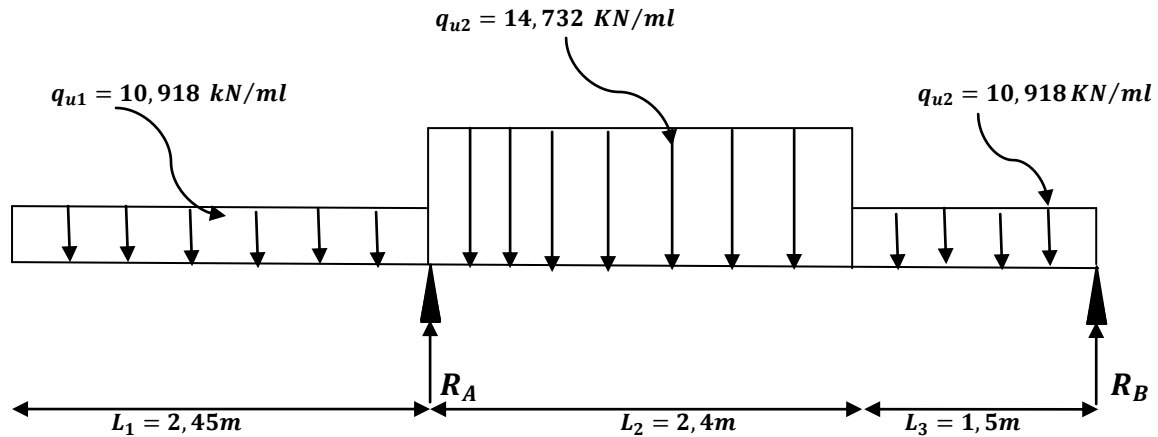


Figure III.33 : Schéma statique d'escalier à l'ELU

D'après les formules de la RDM :

$$\Sigma F = 0 : R_A + R_B - q_{U2} \times L'_1 - q_{U1} \times L'_2 - q_{u1} \times L_3 = R_A + R_B = 78,48\text{KN}$$

$$\Sigma M / A = 0 : -3.9R_B + q_{U1} \times L_3 \times 3,15 + q_{U2} \times L_2 \times 1,2 - q_{u1} \times L_1 \times 1,225 = 0$$

D'où :  $R_B = 15,7 \text{ KN}$  et  $R_A = 62,78 \text{ KN}$ .

Tableau III.11 : Les efforts internes à l'ELU.

Tronçon(m)	Effort Tranchant $T_y$	Moments fléchissant $M_z$	x (m)	$T_y$ (kn)	$M_z$ (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.45$	$T_y = -10.918 x$	$M_z = -5,459x^2$	0	0	0
			2,45	-26,75	-32,77
$2.45 \leq x \leq 4,85$	$T_y = 72,12 - 14.732x$	$M_z = -165,22 + 72,12x - 7,366x^2$	2,45	36	-32,77
			4,85	0,67	11,26
$0 \leq X \ll 1,5$	$T_y = -15,7 + 10,918x$	$M_z = 15,7x - 5,459x^2$	0	-15,7	0
			1,5	0,67	11,26

❖ Le moment max dans la travée :

$$\frac{dM_{z(x)}}{dx} = 0 \longrightarrow \text{En travée : } -15,7 + 10,918x = 0 \longrightarrow x = 1,44\text{m}$$

$$M_{z(\text{max})} = 11.29 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{u \text{ travée}} = 0.85 \times 11.29 = 9.6 \text{ KN.m}$$

$$M_{u \text{ appui}} = -0.3 \times 11.29 = -3.39 \text{ KN.m}$$

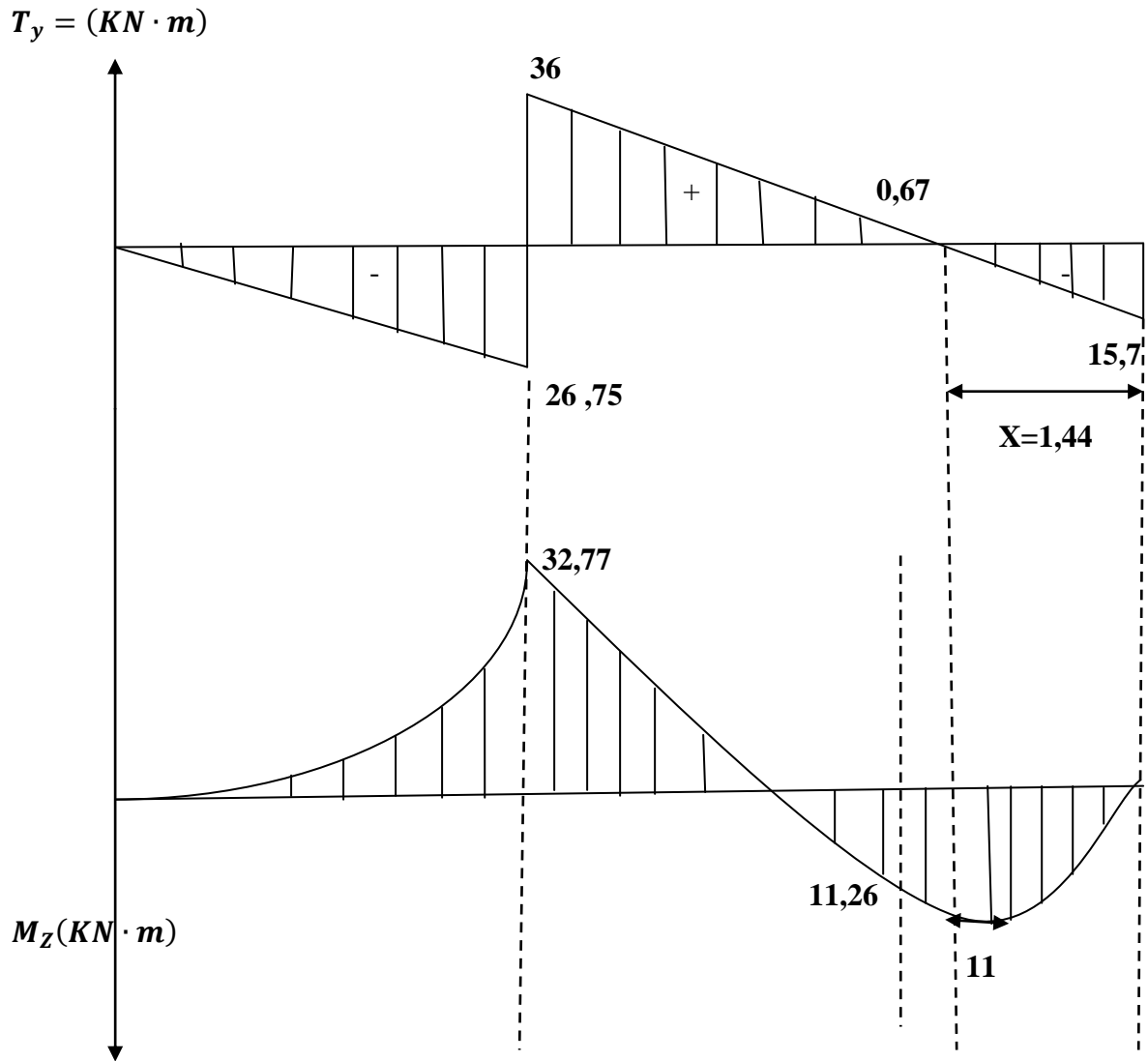
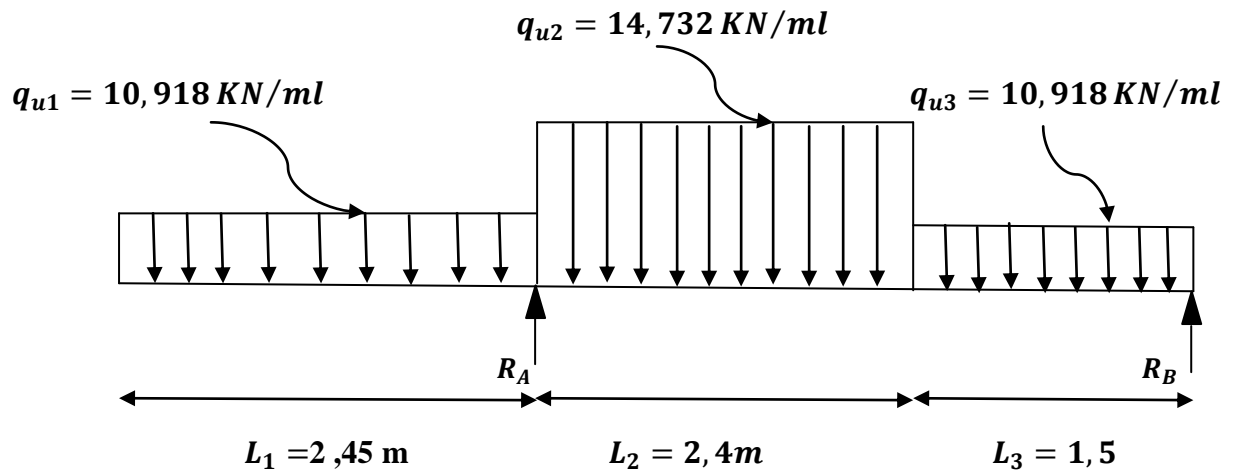


Figure III.34: Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

**III.6.9. Calcul de ferrailage :**

On calcule une section rectangulaire dont les caractéristiques géométriques sont :

$b = 100 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = e_p - 2 = 13 \text{ cm}.$

- **En travée :**  $M_u^t = 21.365 \text{ KN.m}$

**Tableau III.12 :** les armatures principal et de répartitions en travée à l'ELU.

Armatures principales	Armatures de répartition
$u_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9.6 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14.2} = 0.04$ $u_b = 0.04 < 0.392 \rightarrow \text{SSA.} \rightarrow \beta = 0.98$	$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$
$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma} = \frac{9.6 \times 10^3}{0.98 \times 13 \times 348} = 2.16 \text{ cm}^2$	$A_r = 0.785 \text{ cm}^2$
<p>Soit <b>4HA10 = 3.14 cm<sup>2</sup></b> avec un espacement de <b>S<sub>t</sub> = 20cm.</b></p>	<p>Soit <b>4HA8 = 2.06cm<sup>2</sup></b> avec un espacement de <b>S<sub>t</sub> = 25cm.</b></p>

- **En appuis :**  $M_u^a = 3.39 \text{ KN.m}$

**Tableau III.13 :** les armatures principal et de répartitions aux appuis à l'ELU.

Armatures principales	Armatures de répartition
$u_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.39 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14.2} = 0.014$ $u_b = 0.014 < 0.392 \rightarrow \text{SSA.} \rightarrow \beta = 0.993$	$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{1.57}{4} = 0.4$
$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma} = \frac{3.39 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.754 \text{ cm}^2$	$A_r = 0,4 \text{ cm}^2$
<p>Soit <b>2HA10 = 1,57 cm<sup>2</sup></b> avec un espacement de <b>S<sub>t</sub> = 20 cm.</b></p>	<p>Soit <b>2HA 8 = 1 cm<sup>2</sup></b> avec un espacement de <b>S<sub>t</sub> = 25 cm.</b></p>

**III.6.10. Vérification à l'ELU :**

**A. Vérification de la condition de non fragilité du béton : [Art A 4.2 ,1/BAEL 91].**

$$A_{st} > A_{St}^{Min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots (III.60)$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**  $A_t = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  **condition vérifiée.**
- **Aux appuis :**  $A_a = 1,57 \text{ cm}^2 < A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$  **condition vérifiée.**

**B. Vérification de contrainte tangentielle : [Art A 5.1,1/BAEL 91]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPA \right\} \dots\dots\dots (III.61)$$

Avec  $V_u$  : effort tranchant maximal :  $V_u = 36KN$ .

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{36 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.277 MPA$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPA \right\} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5MPA \right\} = \min\{3.33; 5MPA\}$$

$\tau_u = 0.277MPA < \bar{\tau}_u = 3.33MPA$  ..... **condition vérifiée.**

**C. Influence de l'effort tranchant sur le béton (au niveau des appuis) : [Art A.5.1.313/BAEL 91]**

$$T_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab \dots\dots\dots (III.62)$$

$$T_{max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab = 0.4 \frac{25 \times 10^3}{1.5} 0.9 \times 0.13 \times 1 = 780KN \text{ avec: } a = 0.9d$$

$T_{max} = 780 < 960 KN$  .....**condition vérifiée.**

**D. Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton : [Art.6.1,3/BAEL91]**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donne par :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{tj} \dots\dots\dots (III.63)$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPA.$$

Avec :  $\psi = 1.5$  pour les aciers HA.

$\sum u$  : Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u} = \frac{36 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 4 \times 10 \times 3.14} = 2.47MPA.$$

$\tau_{se} = 2.47 Mpa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 Mpa$ .....**condition vérifiée.**

**E. Ancrage des armatures : [Art.6.1,221/BAEL91]**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_{sc}} \dots\dots\dots (III.64)$$

$$\bar{\tau}_{sc} = 0.6\psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835MPA.$$

Longueur de scellement :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\bar{\tau}_{sc}} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL [Art A.6.1,253/BAEL 91modifie 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0,4 L_s$  pour les aciers HA.

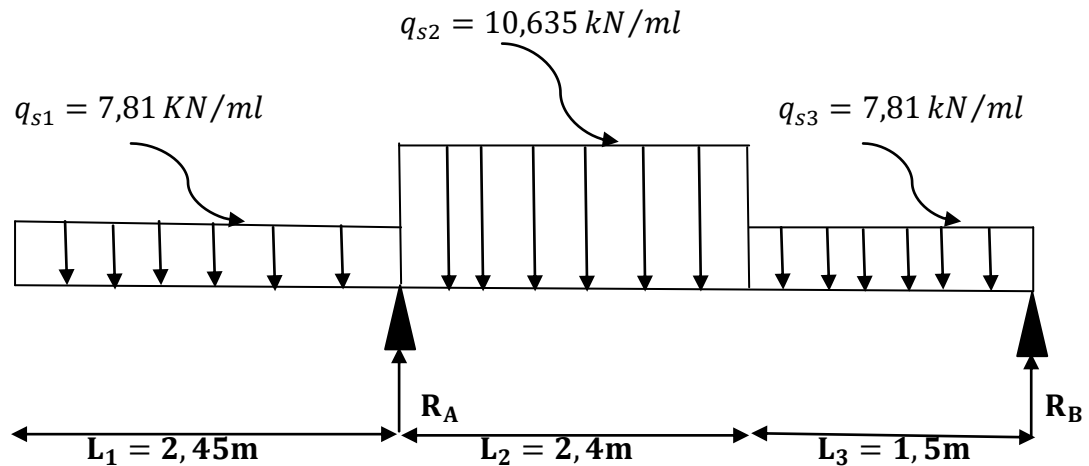
$$L_a = 0.4L_s = 0.4 \times 42.33 = 16.93 \text{ cm.}$$

**F. Espacement des barres : [Art 8.2,42/BAEL91]**

- **Armatures principales** :  $S_{t \max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm.}$
- **Armatures de répartition** :  $S_{t \max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm.}$

**III.6.11. Calculs des moments et efforts tranchant à l'ELS :**

❖ **Les réactions aux appuis :**



**Figure III.35 :** Schéma statique d'escalier à l'ELS.

D'après les formules de la RDM :

$$\Sigma F = 0 : R_A + R_B - q_{s1} \times L_1 - q_{s2} \times L_2 - q_{s3} \times L_3 = R_A + R_B = 56,373\text{KN}$$

$$\Sigma M/A = 0 : -3.9R_B + q_{U1} \times L_3 \times 3,15 + q_{U2} \times L_2 \times 1,2 - q_{u1} \times L_1 \times 1,225 = 0$$

D'où :  $R_B = 11,3 \text{ KN}$  et  $R_A = 45,07 \text{ KN}$ .

**Tableau III.14 :** Les efforts internes à l'ELS.

Tronçon(m)	Effort Tranchant $T_y$	Moments fléchissant $M_z$	x (m)	$T_y$ (kn)	$M_z$ (KN.m)
$0 \leq x \leq 2.45$	$T_y = -7,81x$	$M_z = -7.81 \frac{x^2}{2}$	0	0	0
			2,45	-19,14	-23,44
$2,45 \leq x \leq 4,85$	$T_y = 52 - 10,635x$	$M_z = -118,556 + 52x - 10,635 \frac{x^2}{2}$	2,45	25,95	-23,44
			4,85	0,42	8,16
$0 \leq x \leq 1,5$	$T_y = -11,3 + 7,81x$	$M_z = 11,3x - 7,81 \frac{x^2}{2}$	0	-11,13	0
			1,5	0,42	8,16

❖ **Le moment Max dans la travée :**

$$\frac{dM_{z(x)}}{dx} = 0 \quad \text{En travée} \quad -11.3 + 7.81x = 0 \implies x = 1.45 \text{ m (de la droite)}$$

$$M_{z(\max)} = 8.174 \text{ KN.m}$$

En tenant compte des semi encastremets les moments en travée et en appuis sont affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement.

$$M_{s \text{ travée}} = 0,85 \times 8,174 = 6,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{s \text{ appui}} = -0,3 \times 8,174 = -2,45 \text{ KN.m}$$

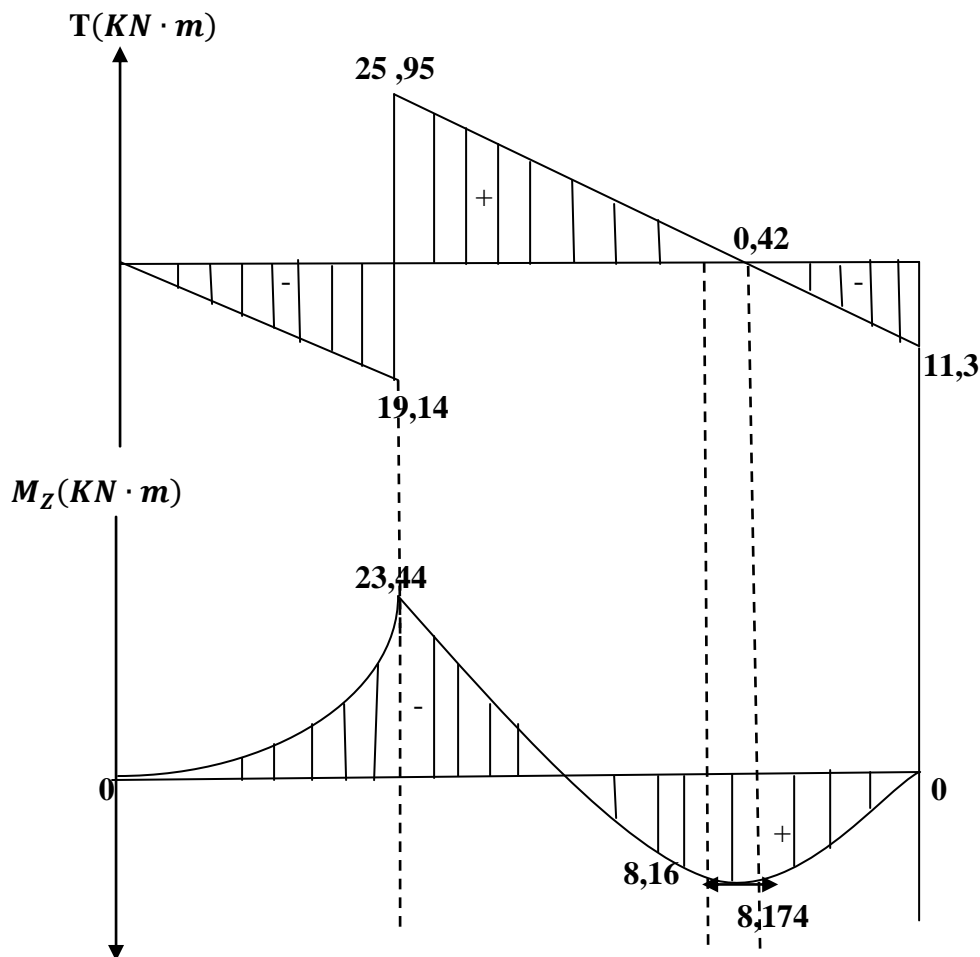
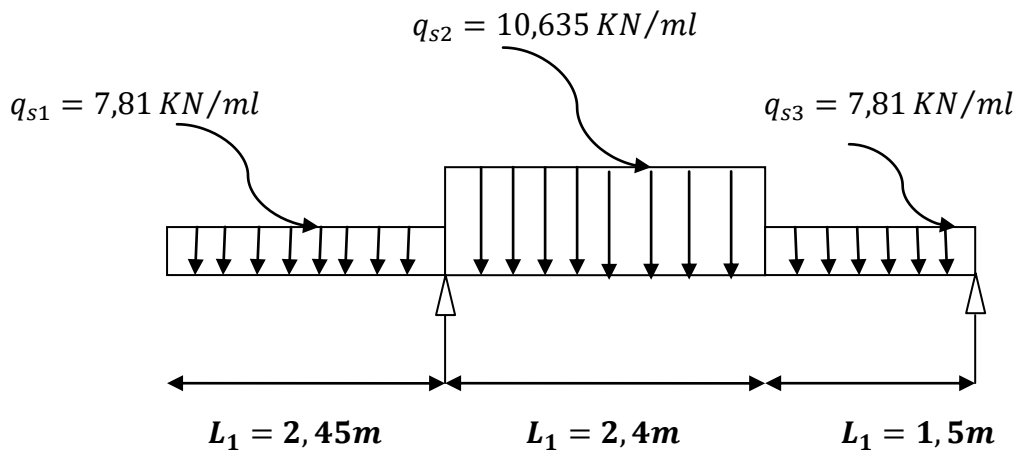


Figure III.36 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.

**III.6.12. Vérification à l'ELS :**

**III.6.12.1. Etat limite de résistance de béton à la compression : [Art. A.4.5, 2/BAEL 91]**

La contrainte de compression est limitée à :  $0,6 f_{cj}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA.}$$

On doit vérifier que :

- Dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  ..... (III.65)
- Dans les aciers:  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$  ..... (III.66)

Avec :  $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$  et  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$

• **En appui :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 1.57}{100 \times 13} = 0.122 \longrightarrow K_1 = 71.21 \text{ et } \beta_1 = 0.942 .$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_a} = \frac{2.45 \times 10^3}{0.942 \times 13 \times 1.57} = 127.43 \text{ MPA}$$

→  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA}$  ..... **condition vérifiée.**

La contrainte dans le béton est :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{127.43}{71.21} = 1.78 \text{ MPA.}$

→  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$  ..... **condition vérifiée.**

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.245 ; K_1 = 48.29 \text{ et } \beta_1 = 0.921 ; \text{ par interpolation .}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_t} = \frac{6.95 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 184.86 \text{ MPA}$$

→  $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA}$  ..... **condition vérifiée.**

La contrainte dans le béton est :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{184.86}{48.29} = 3.83 \text{ MPA.}$

→  $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$  ..... **condition vérifiée.**

**III.6.13. Vérification de la flèche :**

Les règles [Art.B.6.5, 2 / BAEL 91 modifié 99], précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{18}{440.3} = 0.040 \geq 0.062$  ..... **(Condition non vérifiée).**
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_u}{10 M_u}$
- $\frac{A_u}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

Vu que la condition (a) n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} \dots\dots\dots (III.67)$$

Avec :  $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4403}{500} = 8.8 \text{ mm.}$

$\bar{f}$ : La flèche admissible

$I$  : moment d'inertie totale de la section homogénéisée par rapport au CDG de la section

$$I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c_2)^2$$

$E_v$ : module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPA.}$$

$S_{XX'}$  : Moment statique de la section homogène.

$$V_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0} V_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0}$$

$B_0$  : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 18) + 15 \times 4.52$$

$$B_0 = 1867.80 \text{ cm}^2$$

$$S_{XX'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t d = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 16 = 16272.32 \text{ cm}^3$$

$$\text{D'où : } V_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0} = \frac{16272.32}{1867.80} = 8.712 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 8.712 = 9.288 \text{ cm}$$

Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{100}{3}((8.712)^3 + (9.288)^3) + 15 \times 4.52(9.288 - 2)^2$$

$$I = 26443.493 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.35 \times 4403^4}{10818.86 \times 26443.493 \times 10^4} = 9.75 \text{ mm}$$

$f > \bar{f}$  .....la condition n'est pas vérifiée donc on va redimensionner

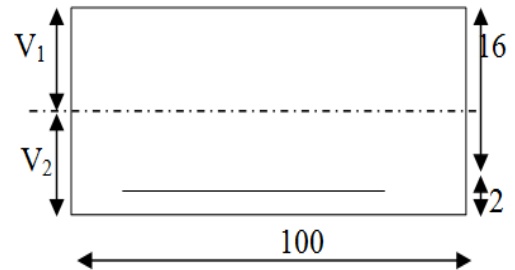
**On prend l'épaisseur de la paille et de la volée égale à 20 cm  $e_p = 20 \text{ cm.}$**

$$\text{D'où : } B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 20) + 15 \times 5.65 B_0 = 2084.75 \text{ cm}^2$$

$$S_{XX'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18 = 21525.5 \text{ cm}^3.$$

$$\text{D'où } \longrightarrow V_1 = \frac{S_{XX'}}{B_0} = \frac{21525.5}{2084.75} = 10.32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.32 = 9.68 \text{ cm}$$



Donc, le moment d'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{100}{3} ((10.32)^3 + (9.68)^3) + 15 \times 5.65(9.68 - 2)^2.$$

$$I = 71870.22 \text{ cm}^4$$

D'où :

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.35 \times 4403^4}{10818.86 \times 71870.22 \times 10^4} = 7.14 \text{ mm}$$

$$f = 7.14 \text{ mm} < \bar{f} = 8.8 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

**Conclusion :**

- ❖ Epaisseur de paillasse et de la volée **e<sub>p</sub>=15 cm.**
- ❖ La volée a 9 marche de **h=17 cm** de hauteur et de **g = 30 cm** de largeur et **H = 170 cm.**

**III.7. Poutre palière :**

C'est un élément secondaire de section rectangulaire (b x h), avec une portée de 300 cm, reposant sur deux appuis (partiellement encastree dans les poteaux). Elle est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, celle du palier et le poids du mur de dessus.

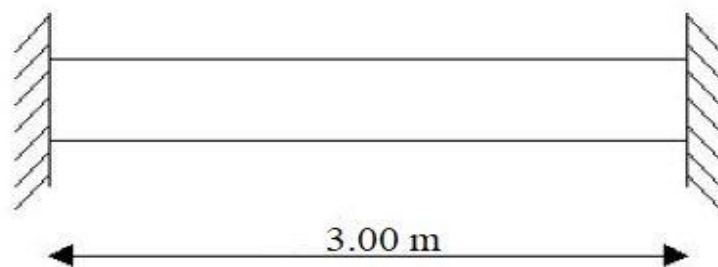


Figure III.37 : Schéma de la poutre palière.

**III.7.1. Pré-dimensionnement de la poutre palière :**

- **La hauteur h<sub>t</sub> :** est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots (III.68)$$

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10} \quad \longrightarrow \quad 20\text{cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA : h<sub>t</sub> ≥ 30 cm nous optons pour **h<sub>t</sub> = 30 cm.**

- **La largeur b :** est donnée par la formule suivante :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \dots\dots\dots (III.69)$$

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \quad \rightarrow \quad 12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA :  $b \geq 20$  on opte pour  $b = 20$  cm.

Donc la poutre palière a pour dimensions :  $(b \times h) = (20 \times 30) \text{ cm}^2$

### III.7.2. Vérification selon RPA99/version2003 [Art 7.5.1.5] :

Tableau III.15 : Vérification des exigences du RPA.

Condition	Poutre palière	vérification
$h \geq 30$	$h_t = 30$ cm	Vérifié
$b \geq 20$	$b = 20$ cm	Vérifié
$\frac{h}{b} \leq 4$	$\frac{30}{20} = 1.5 < 4$	Vérifié

### III.7.3. Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre :  $G = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875$  KN/ml
- Réaction du palier (ELU) :  $R_B = 15.7$  KN/ml.
- Réaction du palier (ELS) :  $R_B = 11.3$  KN/ml.

### III.7.4. Combinaison à considérer :

Tableau III.16 : la combinaison des charges à l'ELU et à l'ELS.

ELU ( $1.35G + R_B$ )	ELS ( $G + R_B$ )
$q_u = 1.35G + R_B = 1.35 \times 1.875 + 15.7$	$q_s = G + R_B = 1.875 + 11.3$
$q_u = 18.23$ KN/ml	$q_s = 13.18$ KN/ml

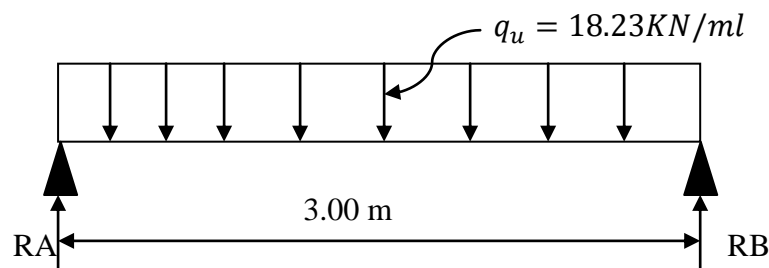


Figure III.38 : Schéma statique d'une poutre palière à l'ELU.

### III.7.5. Calcul du ferrailage (ELU) :

❖ Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{18.23 \times 3}{2} = 27.345 \text{ KN.}$$

❖ Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{18.23 \times (3)^2}{8} = 20.508 \text{ KN.m}$$

❖ Correction des moments :

▪ Aux appuis :

$$M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 20.345 = -6.1 \text{ KN.m}$$

▪ En travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 20.345 = 17.293 \text{ KN.m}$$

❖ Effort tranchant :  $T = R_A = R_B = 27.345 \text{ KN}$

❖ Diagramme des efforts internes à l'ELU :

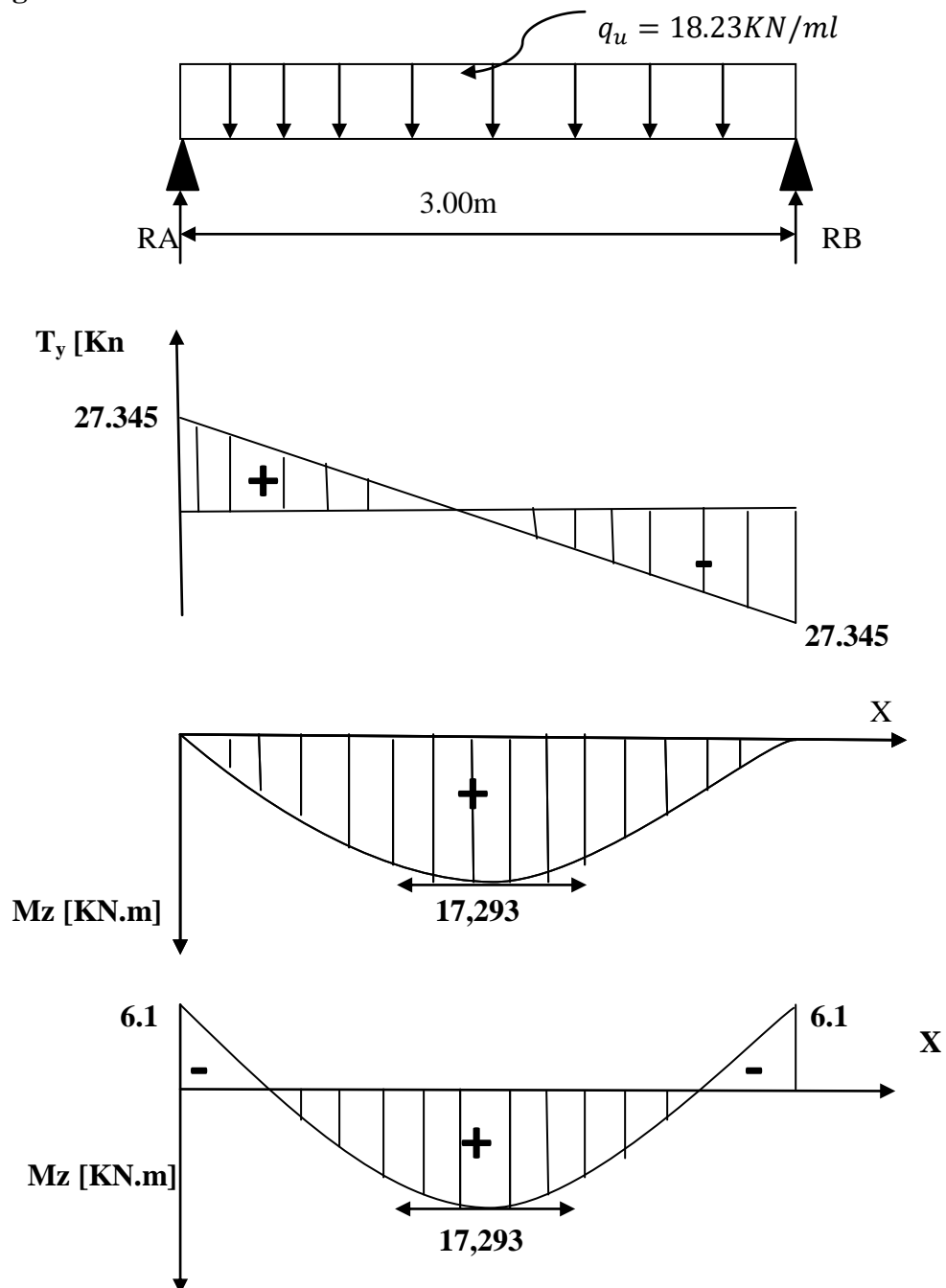


Figure III.39 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.

III.7.5.1. Calcul des armatures :

Tableau III.17 : les armateurs aux appuis et en travée à l'ELU.

En travée	Aux appuis
$u_b = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{17.293 \times 10^6}{200 \times (270)^2 \times 14.2} = 0.084$ $u_b = 0.084 < 0.392 \rightarrow \text{SSA.} \rightarrow \beta = 0.956$	$u_b = \frac{M_u^a}{bd^2f_{bu}} = \frac{6.1 \times 10^6}{200 \times (270)^2 \times 14.2} = 0.030$ $u_b = 0.030 < 0.392 \rightarrow \text{SSA.} \rightarrow \beta = 0.985$
$A_t = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma} = \frac{17.293 \times 10^3}{0.956 \times 27 \times 348} = 1.912 \text{ cm}^2$	$A_a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma} = \frac{6.1 \times 10^3}{0.985 \times 27 \times 348} = 0.659 \text{ cm}^2$
Soit 2HA12 = 2.26 cm <sup>2</sup>	Soit 2HA10 = 1.57cm <sup>2</sup>

III.7.5.2. Vérification à l'ELU :

❖ Vérification de la condition de non fragilité du béton : [Art A 4.2 ,1/BAEL 91].

$$A_{st} > A_{St}^{Min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots (III.70)$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 20 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.652 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée** :  $A_t = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.652 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

➤ **Aux appuis** :  $A_a = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.652 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

❖ Vérification de contrainte tangentielle : [Art A 5.1.2/BAEL 91]

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\} \dots\dots\dots (III.71)$$

Avec :

**V<sub>u</sub>** : effort tranchant maximal :  $V_u = 58.41 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{27.345 \times 10^3}{200 \times 270} = 0.506 \text{ MPA}$$

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

D'où :

$$\tau_u = 0.506 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton : [Art 6.1,3/BAEL91]

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donne par :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi f_{tj} \dots\dots\dots (III.72)$$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA.}$$

Avec :  $\psi = 1.5$  pour les aciers HA.

$\sum u$  : Périmètre utile des aciers.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u} = \frac{27.345 \times 10^3}{0.9 \times 270 \times 2 \times 12 \times 2.26} = 2.07 \text{MPa.}$$

D'où :

$$\tau_{se} = 2.07 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

❖ **Calcul des armatures transversales: : [Art A.7.2 / BAEL91]**

Les diamètres des armatures transversales doivent :

$$\phi \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \phi \leq \min \{ 12 ; 8.57 ; 20 \} = 8.57 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{(III.73)}$$

On choisit un diamètre de  $\phi = 8 \text{ mm}$ .

Donc on opte : **2HA8 = 1.00 cm<sup>2</sup>**

$$s_t \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 24.3 ; 40 \text{ cm} \} = 24.3 \text{ cm}$$

Soit : **S<sub>t</sub> = 20cm.**

❖ **Ecartement des barres :**

D'après le règlement [RPA99, Art7.5.2.2] on obtient :

✓ **Zone nodale :**

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{14} ; 12\phi ; 30 \text{ cm} \right\} \dots\dots\dots \text{(III.74)}$$

$$s_t \leq \min \left\{ \frac{h}{14} ; 12\phi ; 30 \text{ cm} \right\} = \min \{ 21.42 ; 9.6 ; 30 \text{ cm} \} = 9.6 \text{ cm}$$

Soit : **S<sub>t</sub> = 9cm.**

✓ **Zone courante (travée) :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{(III.75)}$$

$$s_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.}$$

**III.7.6. Calcul à l'ELS :**

➤ **Calcul des moments à l'ELS :  $q_s = 13.18 \text{KN/ml}$**

➤ **Calcul des moments isostatique :  $M_0 = M_{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{13.18 \times (3)^2}{8} = 14.83 \text{ KN. m}$**

➤ **Correction des moments**

▪ **Aux appuis :**

$$M_a = -0.3M_0 = -0.3 \times 14.83 = -4.45 \text{ KN. m}$$

▪ En travée :

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 14.83 = 12.6 \text{ KN.m}$$

➤ **Effort tranchant :**  $T = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{14.83 \times 3}{2} = 22.25 \text{ KN}$

➤ **Diagrammes des moments internes à l'ELS :**

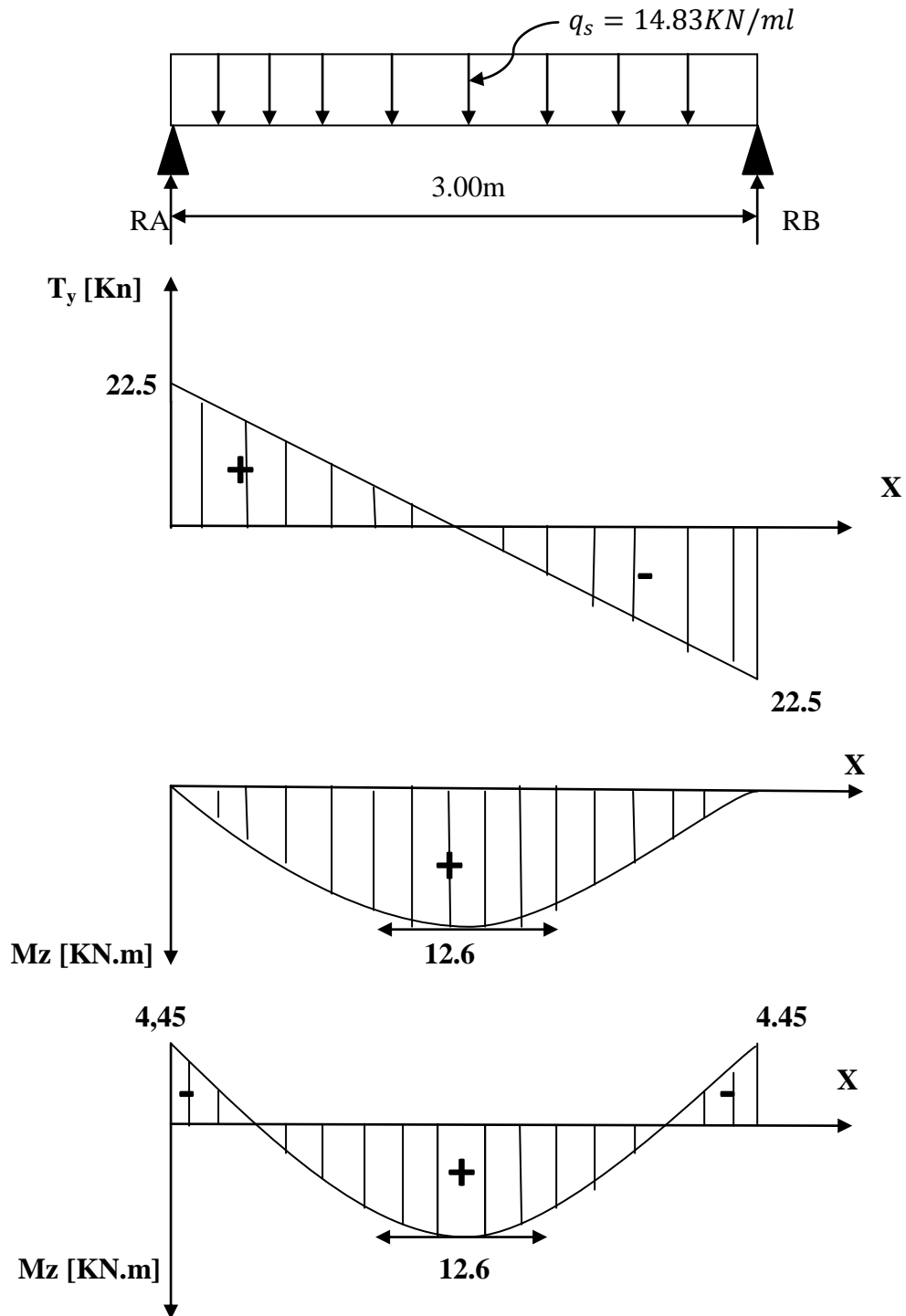


Figure III.40 : Diagramme des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELS.

**III.7.7.Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

❖ **Etat limite de résistance de béton à la compression : [Art. A.4.5, 2/BAEL 91]**

Les contraintes limites dans le béton et l'acier doivent vérifier les conditions suivantes :

❖ La contrainte dans le béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  ..... (III.76)

❖ La contrainte dans l'acier :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$  ..... (III.77)

La contrainte de compression est limitée à :  $0,6 f_{cj}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA.}$$

Avec :

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

• **En appui :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 1.57}{20 \times 27} = 0.291 \longrightarrow K_1 = 43.82 \text{ et } \beta_1 = 0.915$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_a} = \frac{4.45 \times 10^3}{0.915 \times 27 \times 1.57} = 114.72 \text{ MPA}$$

Donc :  $\sigma_{st} = 114.72 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA}$  .....**condition vérifiée.**

La contrainte dans le béton est :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{114.72}{43.82} = 2.62 \text{ MPA.}$

D'où :  $\sigma_{bc} = 2.62 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....**condition vérifiée.**

• **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 2.26}{20 \times 27} = 0.418 \longrightarrow K_1 = 35.5 \text{ et } \beta_1 = 0.901 \text{ par interpolation .}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_t} = \frac{12,6 \times 10^3}{0.901 \times 27 \times 2.26} = 229.17 \text{ MPA}$$

Donc :  $\sigma_{st} = 229.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPA}$  .....**condition vérifiée.**

La contrainte dans le béton est :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{229.17}{35.5} = 6.45 \text{ MPA.}$

D'où :  $\sigma_{bc} = 6,45 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$  .....**condition vérifiée.**

**III.7.8.Vérification de la flèche :**

Les règles [Art.B.6.8, 424 / BAEL 91 modifié 99], précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour les poutres associées aux hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{300} = 0.10 \geq 0.062$  ..... **Condition vérifiée.**
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{30}{300} \geq \frac{12.6}{10 \times 14.83} = 0.10 \geq 0.085$  ..... **Condition vérifiée.**
- $\frac{A_u}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{2.26}{25 \times 27} \leq \frac{4.2}{400} = 0.003 \leq 0.0105$  ..... **Condition vérifiée.**

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

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

**Conclusion :**

On adopte les armatures calculées à l'ELU (elles sont vérifiées à l'ELS).

La poutre est de dimension  $h=30$  cm et  $b=20$  cm.

❖ **Armatures longitudinales**

- **En travée : 2HA12**
- **Aux appuis : 2HA10**

❖ **Armatures transversales**

- Un cadre : **2HA8**

## IV.1. Introduction

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré grâce à l'intervention :

- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- Du système « poteaux poutres » formant portiques étagés,
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certains cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques; pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

La conception d'un système structural adéquat est basée sur un ensemble de critères qui sont les suivants :

- Le type de la construction, c-à-d. l'usage (ex. habitation).
- Les matériaux constitutifs (ex. béton armé).
- La zone sismique (ex. zone IIa).
- La disposition judicieuse des éléments structuraux tels que les voiles, de manière à avoir une répartition uniforme des masses et des rigidités suivant le plan, pour assurer la stabilité d'ensemble.

## IV.2. Rigidité des portiques :

### ➤ Calcul des rigidités linéaires:

#### ❖ Poteau:

$$K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c} \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec:

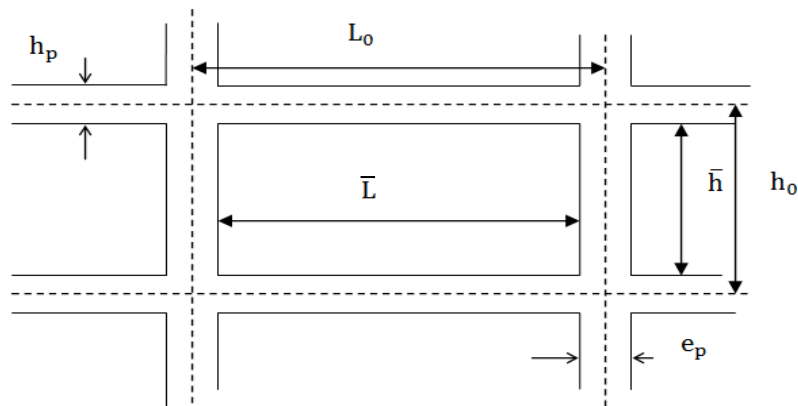
- $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot}$  (Hauteur des poteaux à calculées).
- $\bar{h} = h_e - h_{poutre}$  (Hauteur entre nus des poteaux).
- $e_{pot}$  : Largeur des poteaux.
- $I_{pot} = \frac{bh^3}{12}$  (Moment d'inertie de l'élément).

❖ **Poutre :**

$$K_{pout} = \frac{I_{pout}}{L_c} \dots\dots\dots (IV.2)$$

Avec:

- $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$  (Longueur des poutres à calculées).
- $\bar{L} = L_O - e_{poteaux}$  (Longueur entre nus des poutres).
- $L_O$  : Longueur entre axe des poteaux.
- $h_{ptr}$  : Hauteur des poutres.
- $I_{pout} = \frac{bh^3}{12}$  (Moment d'inertie de l'élément).



Les résultats dans les tableaux suivants :

❖ **Poteaux :**

**Tableau IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.**

Niveaux	B (cm)	H (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	H <sub>c</sub> (cm)	H <sub>pout</sub> (cm)	$\bar{h}$ (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	h <sub>c</sub> (cm)	K (cm <sup>3</sup> )
ET7	30	30	67500	306	35	271	30	286	236.01
ET6	30	30	67500	306	35	271	30	286	236.01
ET5	30	30	67500	306	35	271	30	286	236.01
ET4	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.45
ET3	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.45
ET2	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.45
ET1	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10
RDC	40	40	213333.33	408	35	373	40	393	542.83

**Tableau IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.**

Niveaux	B (cm)	H (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	H <sub>e</sub> (cm)	H <sub>pout</sub> (cm)	$\bar{h}$ (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	h <sub>c</sub> (cm)	K (cm <sup>3</sup> )
ET7	30	30	67500	306	35	271	30	286	236.01
ET6	30	30	67500	306	35	271	30	286	236.01
ET5	30	30	67500	306	35	271	30	286	236.01
ET4	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.45
ET3	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.45
ET2	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.45
ET1	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10
RDC	40	40	213333.33	408	35	373	40	393	542.83

❖ **Poutres :****Tableau IV.3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.**

Niveaux	Travée	B (cm)	H (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	L <sub>0</sub> (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	$\bar{L}$ (cm)	h <sub>pout</sub> (cm)	L <sub>c</sub> (cm)	K (cm <sup>3</sup> )
<b>5-6-7</b>	1-2	20	35	71458.33	360	30	330	35	347.5	205.63
	2-3	20	35	71458.33	320	30	290	35	307.5	232.38
	3-4	20	35	71458.33	360	30	330	35	347.5	205.63
	4-5	20	35	71458.33	300	30	270	35	287.5	248.55
	5-6	20	35	71458.33	360	30	330	35	347.5	205.63
	6-7	20	35	71458.33	320	30	290	35	307.5	232.63
	7-8	20	35	71458.33	360	30	330	35	347.5	205.63
<b>2-3-4</b>	1-2	20	35	71458.33	360	35	325	35	342.5	208.63
	2-3	20	35	71458.33	320	35	285	35	302.5	236.22
	3-4	20	35	71458.33	360	35	325	35	342.5	208.63
	4-5	20	35	71458.33	300	35	265	35	282.5	252.94
	5-6	20	35	71458.33	360	35	325	35	342.5	208.63
	6-7	20	35	71458.33	320	35	285	35	302.5	236.22
	7-8	20	35	71458.33	360	35	325	35	342.5	208.63
<b>RDC-1</b>	1-2	20	35	71458.33	360	40	320	35	337.5	211.72
	2-3	20	35	71458.33	320	40	280	35	297.5	240.19
	3-4	20	35	71458.33	360	40	320	35	337.5	211.72
	4-5	20	35	71458.33	300	40	260	35	277.5	257.50
	5-6	20	35	71458.33	360	40	320	35	337.5	211.72
	6-7	20	35	71458.33	320	40	280	35	297.5	240.19
	7-8	20	35	71458.33	360	40	320	35	337.5	211.72

Tbleau IV.4: Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.

Niveaux	Travée	B (cm)	H (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	L <sub>0</sub> (cm)	e <sub>pot</sub> (cm)	$\bar{L}$ (cm)	h <sub>pout</sub> (cm)	L <sub>c</sub> (cm)	K (cm <sup>3</sup> )
5-6-7	1-2	20	30	20000	360	30	330	30	345	57.97
	2-3	20	30	20000	320	30	290	30	305	65.57
	3-4	20	30	20000	360	30	330	30	345	57.97
	4-5	20	30	20000	300	30	270	30	285	70.17
	5-6	20	30	20000	360	30	330	30	345	57.97
	6-7	20	30	20000	320	30	290	30	305	65.57
	7-8	20	30	20000	360	30	330	30	345	57.97
2-3-4	1-2	20	30	20000	360	35	325	30	340	58.82
	2-3	20	30	20000	320	35	285	30	300	66.66
	3-4	20	30	20000	360	35	325	30	340	58.82
	4-5	20	30	20000	300	35	265	30	280	71.42
	5-6	20	30	20000	360	35	325	30	340	58.82
	6-7	20	30	20000	320	35	285	30	300	66.66
	7-8	20	30	20000	360	35	325	30	340	58.82
RDC-1	1-2	20	30	20000	360	40	320	30	335	59.70
	2-3	20	30	20000	320	40	280	30	295	67.79
	3-4	20	30	20000	360	40	320	30	335	59.70
	4-5	20	30	20000	300	40	260	30	275	72.72
	5-6	20	30	20000	360	40	320	30	335	59.70
	6-7	20	30	20000	320	40	280	30	295	67.79
	7-8	20	30	20000	360	40	320	30	335	59.70

### VI.3. Caractéristiques géométriques de refends :

#### VI.3.1. Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **(1) tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refend à **1[m4]**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds (voiles) et pour les portiques.

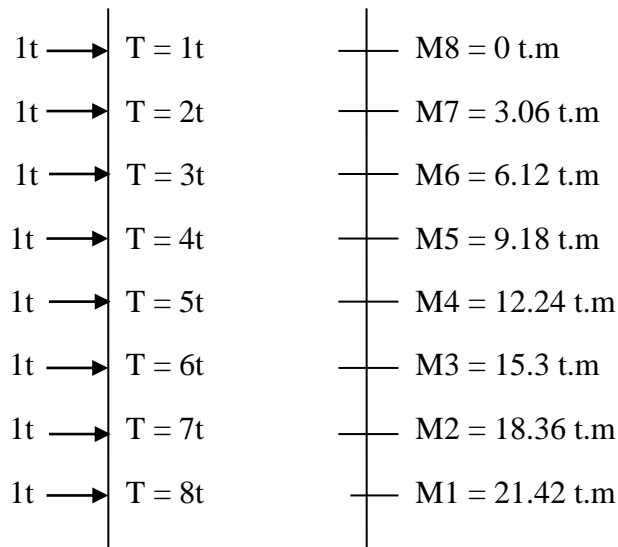


Figure IV.1 : Système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

**VI.3.2. Calcul des flèches du refonds :**

Le calcul des flèches du refond dont l'inertie I= 1[m4], soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux est donnée par :

$$f_n = \sum \frac{S_i \times d_i}{EI} \dots\dots\dots (VI.3).$$

Avec :

- **f<sub>i</sub>** : flèche de refend choisit au niveau « i ».
- **S<sub>i</sub>** : Surface du trapèze.

Avec :

$$S_i = (B + b) \times \frac{h}{2}$$

$$d_i = \frac{2B+b}{3 \times (B+b)} \times h$$

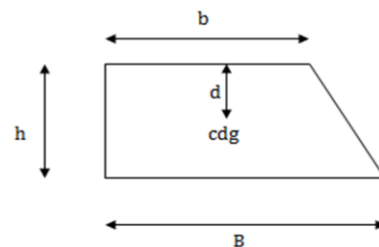


Figure IV.2 : La notion adoptée pour calculer la surface de trapèze.

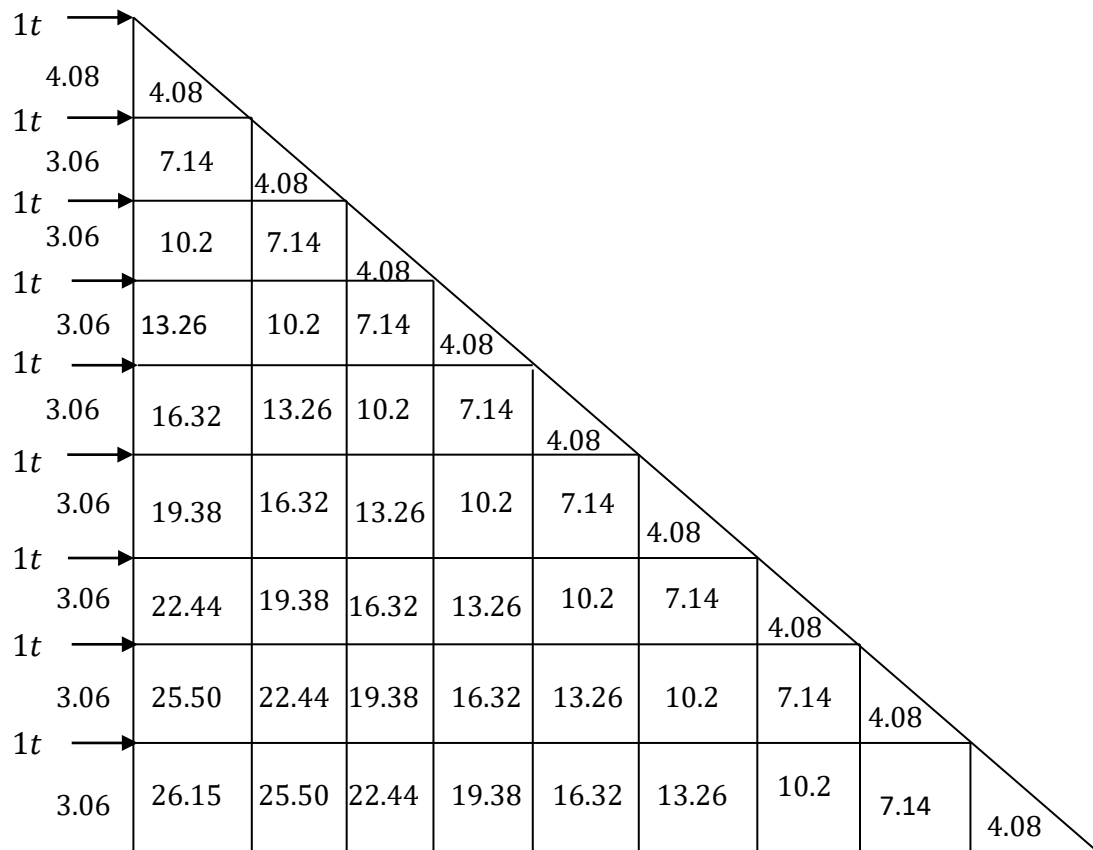


Figure IV.3 : Diagramme des moments des airs.

Flèche dans les refends (Moments des aires) est :

Tableau IV.5 : Flèche dans les refends (Moments des aires).

Les valeurs de flèche de refend à chaque niveau							
Niveaux	H (m)	Bi (m)	bi (m)	di (m)	Si (m <sup>2</sup> )	Si×di (m <sup>3</sup> )	$\sum \frac{S_i \times d_i}{EI} = f_i$
ET7	3.06	3.06	0	2.04	4.6818	9.550872	21990.07
ET6	3.06	9.18	3.06	1.78	18.7272	33.334416	18537.32
ET5	3.06	18.36	9.18	1.70	42.1362	71.63154	15118.09
ET4	3.06	30.60	18.36	1.65	74.9088	123.59952	11789.50
ET3	3.06	45.90	30.60	1.63	117.045	190.78335	8638.17
ET2	3.06	64.26	45.90	1.615	168.5448	272.199852	5777.81
ET1	3.06	85.69	64.26	1.602	229.4235	367.536447	3351.78
RDC	4.08	146.88	85.69	2.21	474.4428	1048.518588	1048.51

- Nous aurons donc :

$$f_{RDC} = \frac{474.4428 \times 2.21}{EI}$$

$$f_1 = \frac{474.4428 \times (2.21+4.08) + 229.4235 \times 1.602}{EI}$$

$$f_2 = \frac{474.4428 \times (2.21+4.08+3.06) + 229.4235 \times (1.602+3.06)}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau.

On obtient alors les résultats suivants :

$$f_{01} = \frac{3351.78}{EI} , f_{02} = \frac{5777.81}{EI} , f_{03} = \frac{8638.17}{EI} , f_{04} = \frac{11789.50}{EI} , f_{05} = \frac{15118.09}{EI}$$

$$f_{06} = \frac{18537.32}{EI} , f_{07} = \frac{21990.07}{EI} .$$

#### VI.4. Calcul du déplacement des portiques :

La translation est donnée par:

$$E\Delta n = E\psi_n \times h \dots\dots\dots (IV.4).$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{poutres}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

H : hauteur d'étage considère.

**M<sub>n</sub>** : Moment d'étage : **M<sub>n</sub> = T<sub>n</sub> × h<sub>e</sub>**

**T<sub>n</sub>** : effort tranchant au niveau « n ».

**Eθ** : Rotation d'étage.

- Pour les poteaux de l'étage courant :  $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times \sum K_{poutre}}$
- Pour le poteau encasté à la base :  $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutre} + 2 \sum K_{poteaux}}$
- Pour le poteau articulé à la base :  $E\theta_1 = \frac{2M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutre}}$

Les tableaux suivant nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

Tableau IV.6 : les inerties fictives des portiques pour chaque niveau dans le sens X-X.

Niv	H (m)	$M_n$	$M_{n+1}$	$\sum K_{pot}$ ( $m^3$ )	$\sum K_{pout}$ ( $m^3$ )	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$\sum E\Delta_n$	EIF	$I (m^4)$ $EIF/\sum E\Delta_i$
ET7	3.06	3.06	0.00	0.0070803	0.00153556	83.03	332.12	1016.28	35621.47	21990.07	0.617
ET6	3.06	6.12	3.06	0.0070803	0.00153556	249.09	664.24	2032.57	34605.19	18537.32	0.535
ET5	3.06	9.18	6.12	0.0070803	0.00153556	415.15	991.83	3034.99	32572.62	15118.09	0.464
ET4	3.06	12.24	9.18	0.00130035	0.0015599	572.15	1304.16	3990.72	29537.63	11789.50	0.399
ET3	3.06	15.03	12.24	0.00130035	0.0015599	728.41	1613.08	4936.02	25546.91	8638.17	0.338
ET2	3.06	18.36	15.03	0.00130035	0.0015599	891.88	1949.71	5966.11	20610.89	5777.81	0.280
ET1	3.06	21.42	18.36	0.00127593	0.00158476	1045.89	2227.32	6815.59	14644.78	3351.78	0.228
RDC	4.08	25.5	21.42	0.00127593	0.00158476	1156.06	1918.92	7829.19	7829.19	1048.51	0.133

✓ Inertie totale: 3.048  $m^4$

✓ Inertie moyens: 3.048/8=0.381  $m^4$

Tableau .IV.7: les inerties fictives des portiques pour chaque niveau dans le sens Y-Y.

Niv	H(m)	M <sub>n</sub>	M <sub>n+1</sub>	$\sum K_{pot}$ (m <sup>3</sup> )	$\sum K_{pout}$ (m <sup>3</sup> )	Eθ <sub>n</sub>	Eψ <sub>n</sub>	EΔ <sub>i</sub>	∑EΔ <sub>i</sub>	E.fi	If Niv (m <sup>4</sup> ) EIF/∑EΔ <sub>i</sub>
ET7	3.06	3.06	0.00	0.00070803	0.00043319	294.32	1177.30	3180.93	116591.37	21990.07	0.188
ET6	3.06	6.12	3.06	0.00070803	0.00043319	882.98	2354.62	6773.24	113410.44	18537.32	0.163
ET5	3.06	9.18	6.12	0.00070803	0.00043319	1471.64	3515.94	9875.62	106637.2	15118.09	0.141
ET4	3.06	12.24	9.18	0.00130035	0.00044002	2028.31	4636.14	12784.92	96761.58	11789.50	0.121
ET3	3.06	15.30	12.24	0.00130035	0.00044002	2607.83	5795.18	15981.18	83976.66	8638.17	0.102
ET2	3.06	18.36	15.30	0.00130035	0.00044002	3187.35	5720.31	19194.64	67995.48	5777.81	0.084
ET1	3.06	21.42	18.36	0.00127593	0.0004471	1299.05	6408.18	22203.42	48800.84	48801.38	1.00
RDC	4.08	25.5	21.42	0.00127593	0.0004471	3532.53	6519.11	26597.96	26597.96	1048.51	0.039

✓ Inertie totale: 1.838 m<sup>4</sup>

✓ Inertie moyens: 1.838/8 = 0.229 m<sup>4</sup>

IV.5. Caractéristique géométrique des Voiles :

❖ Inertie des voiles :

• Voiles longitudinaux :

$$I_y = \frac{e \times L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{L \times e^3}{12} \lllll I_y \implies \text{On néglige l'inertie des}$$

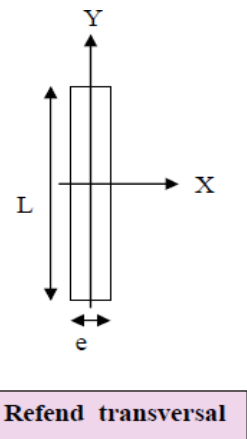
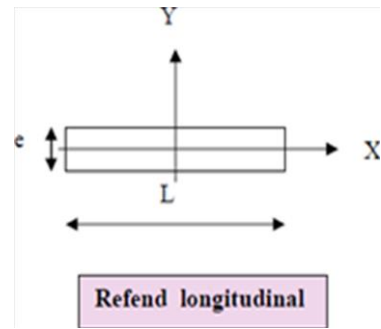
Voiles longitudinaux par rapport à l'axe (x-x).

• Voiles transversaux :

$$I_x = \frac{e \times L^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L \times e^3}{12} \lllll I_x \implies \text{On néglige l'inertie des}$$

Voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y).



**Remarque :**

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux.

Pour éviter cette variation et assuré la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux.

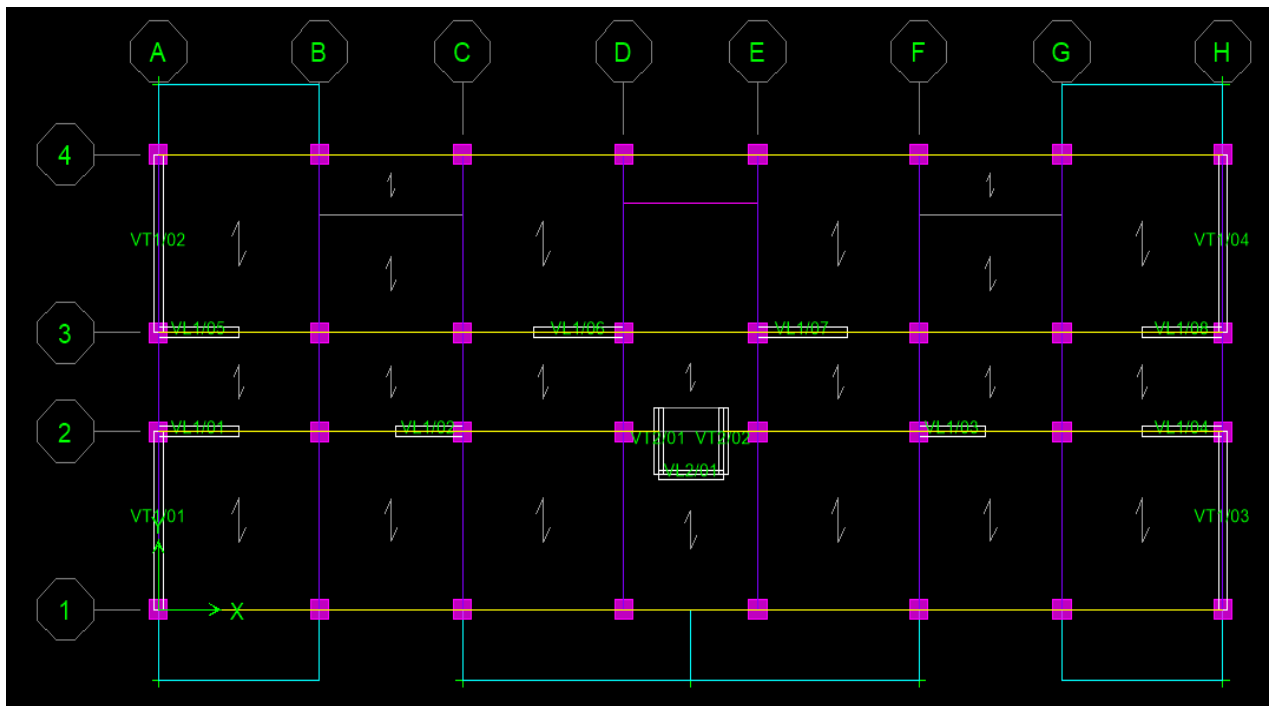


Figure IV.4 : Disposition des voiles.

Tableau .IV.8 : les inerties fictives des voiles dans le sens longitudinal.

NIVEAU	Voiles	Li (m)	ei (m)	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$I_y$ (m <sup>4</sup> ) des niveaux	$I_y$ (m <sup>4</sup> ) totale
5 ;6 ;7ème étage	VL1/01	1.8	0.20	0.0012	0.01	0.003
	VL1/06	2	0.20	0.0013		
	VL1/07	2	0.20	0.0013		
	VL1/04	1.8	0.20	0.0012		
	VL1/05	1.8	0.20	0.0012		
	VL1/03	1.5	0.20	0.001		
	VL2/01	1.44	0.20	0.00096		
	VL1/02	1.5	0.20	0.001		
	VL1/08	1.8	0.2	0.0012		
2,3,4ème étage	VL1/01	1.8	0.20	0.0012	0.001	0.003
	VL1/06	2	0.20	0.0013		
	VL1/07	2	0.20	0.0013		
	VL1/04	1.8	0.20	0.0012		
	VL1/05	1.8	0.20	0.0012		
	VL1/03	1.5	0.20	0.001		
	VL2/01	1.44	0.20	0.00096		
	VL1/02	1.5	0.20	0.001		
	VL1/08	1.8	0.2	0.0012		
RDC,1, étage	VL1/01	1.8	0.20	0.0012	0.001	0.002
	VL1/06	2	0.20	0.0013		
	VL1/07	2	0.20	0.0013		
	VL1/04	1.8	0.20	0.0012		
	VL1/05	1.8	0.20	0.0012		
	VL1/03	1.5	0.20	0.001		
	VL2/01	1.44	0.20	0.00096		
	VL1/02	1.5	0.20	0.001		
	VL1/08	1.8	0.2	0.0012		
					<b>Inertie totale : 0.008m<sup>4</sup></b>	
					<b>Inertie moyen : 0.001m<sup>4</sup></b>	

**Tableau .IV.9** : les inerties fictives des voiles dans le sens transversal.

NIVEAU	Voiles	Li (m)	ei (m)	$I_y$ (m <sup>4</sup> )	$I_y$ (m <sup>4</sup> ) des niveaux	$I_y$ (m <sup>4</sup> ) totale
5 ;6 ;7ème étage	VT1/01	3.6	0.20	0.77	3.16	9.48
	VT1/02	3.6	0.20	0.77		
	VT1/03	3.6	0.20	0.77		
	VT1/04	3.6	0.20	0.77		
	VT2/01	1.35	0.20	0.04		
	VT2/02	1.35	0.20	0.04		
2,3,4ème étage	VT1/01	3.6	0.20	0.77	3.16	9.48
	VT1/02	3.6	0.20	0.77		
	VT1/03	3.6	0.20	0.77		
	VT1/04	3.6	0.20	0.77		
	VT2/01	1.35	0.20	0.04		
	VT2/02	1.35	0.20	0.04		
RDC,1 étage	VT1/01	3.6	0.20	0.77	3.16	6.32
	VT1/02	3.6	0.20	0.77		
	VT1/03	3.6	0.20	0.77		
	VT1/04	3.6	0.20	0.77		
	VT2/01	1.35	0.20	0.04		
	VT2/02	1.35	0.20	0.04		
					<b>Inertie totale : 25.28m<sup>4</sup></b>	
					<b>Inertie moyen : 3.16m<sup>4</sup></b>	

#### IV.6. Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :

➤ Sens X-X :

**Tableau IV.10** : Comparaison des inerties dans le sens X-X.

	Inertie (m <sup>4</sup> )	Pourcentage (%)
<b>Portique</b>	3.048	99.73
<b>Voile</b>	0.008	0.27
<b>Voile + Portique</b>	3.056	100

➤ Sens Y-Y :

**Tableau IV.11** : Comparaison des inerties dans le sens Y-Y.

	Inertie (m <sup>4</sup> )	Pourcentage (%)
<b>Portique</b>	1.838	6.77
<b>Voile</b>	25.28	93.23
<b>Voile + Portique</b>	27.11	100

**❖ Rappel (RPA 99 Révisé 2003) :**

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
  
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
  
- Les portiques doivent reprendre, outre sollicitations dues aux charges verticales au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

**IV.7. Conclusion :**

En tenant compte des résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens Y-Y que dans le sens X-X.

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les 25 % (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement  $R=5$  (**tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003**).

### V.1. Introduction :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis les différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, qu'est le problème majeur, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; pour cela, on utilise la méthode des éléments finis (MEF). Et pour des résultats plus exacts et un travail plus facile, on s'appuie sur l'outil informatique, Et on aura des logiciels qui vont nous éviter le calcul manuel laborieux, et pour notre projet on a choisi ETABS comme logiciel de calcul.

### V.2. Concept :

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la (MEF).

### V.3. Description d'ETABS :

L'ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS) est un logiciel de calcul des ouvrages de génie civil. Il permet en même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérifications des structures en béton armé et charpente métallique. Le poste processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration etc.

✓ **Rappel :(terminologie):**

- |   |                             |
|---|-----------------------------|
| ❖ Grid line : ligne de grille.                        | ❖ Concrete : béton.         |
| ❖ Joints : nœuds.                                     | ❖ Steel : acier.            |
| ❖ Frame : portique (cadre).                           | ❖ Frame section : coffrage. |
| ❖ Column : poteau.                                    | ❖ Height : hauteur.         |
| ❖ Beam : poutre.                                      | ❖ Width : largeur.          |
| ❖ Shell : voile.                                      | ❖ Depth : profondeur.       |
| ❖ Élément : élément.                                  | ❖ Weight : poids.           |
| ❖ Restreints : degrés de liberté(D.D.L).              | ❖ Show : Afficher, montrer. |
| ❖ Loads : charges.                                    | ❖ Hide : masquer.           |
| ❖ Uniformed Loads : point d'application de la charge. | ❖ Add : ajouter.            |
| ❖ Define : définir.                                   | ❖ Delete : supprimer.       |
| ❖ Materials : matériaux                               |                             |

### V.3.1. Manuel d'installation et d'utilisation :


Dans notre travail on a utilisé la version ETABS V.9.6.0.

Pour installer ETABS on suit les étapes suivantes :

**Dossier ETABS** → **ETABS V9.6.0** → **Setup (double clique)** → **Db clique**

Et pour l'activation :

**Dossier ETABS** → **Dossier crack** → **sélectionné les deux fichiers (copier)**

Allez sur le bureau → **ETABS**  **BD** → **propriétés**  
→ **Emplacement des fichiers** → **BD collé.**

- NB : copier et remplacer deux fois .

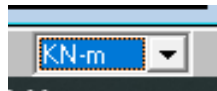
### V.3.2. Les étapes de modélisation :

#### ❖ Etape 1 :

La première étape consiste à spécifier **la géométrie de la structure**

#### ➤ Choix des unités :

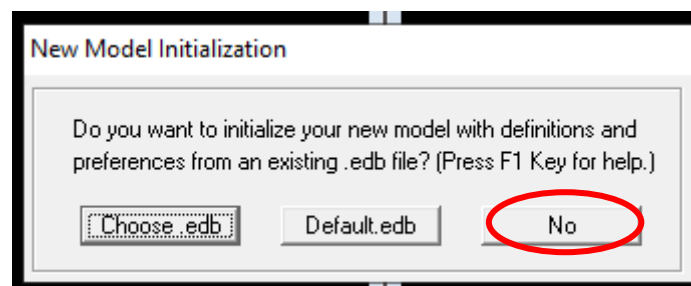
Au bas de l'écran, on sélection **KN.m** comme unités de base pour les forces et déplacements.



#### ➤ Géométrie de base

En haut de l'écran à gauche, on clique sur :

**File** → **New model** → **No.**



Une fenêtre s'affichera :

Building Plan Grid System and Story Data Definition

**Grid Dimensions (Plan)**

Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction: 8

Number Lines in Y Direction: 4

Spacing in X Direction: 6.

Spacing in Y Direction: 6.

Custom Grid Spacing

Grid Labels... Edit Grid..

**Story Dimensions**

Simple Story Data

Number of Stories: 8

Typical Story Height: 3.06

Bottom Story Height: 4.08

Custom Story Data Edit Story Data...

Units: KN-m

**Add Structural Objects**

Steel Deck Staggered Truss Flat Slab Flat Slab with Perimeter Beams Waffle Slab Two Way or Ribbed Slab **Grid Only**

OK Cancel

Cette fenêtre nous permet d'introduire :

- Le nombre de travées suivant le sens x-x et leurs longueurs.
- Le nombre de travées suivant le sens y-y et leurs longueurs.
- Le nombre d'étage et leurs différentes hauteurs.

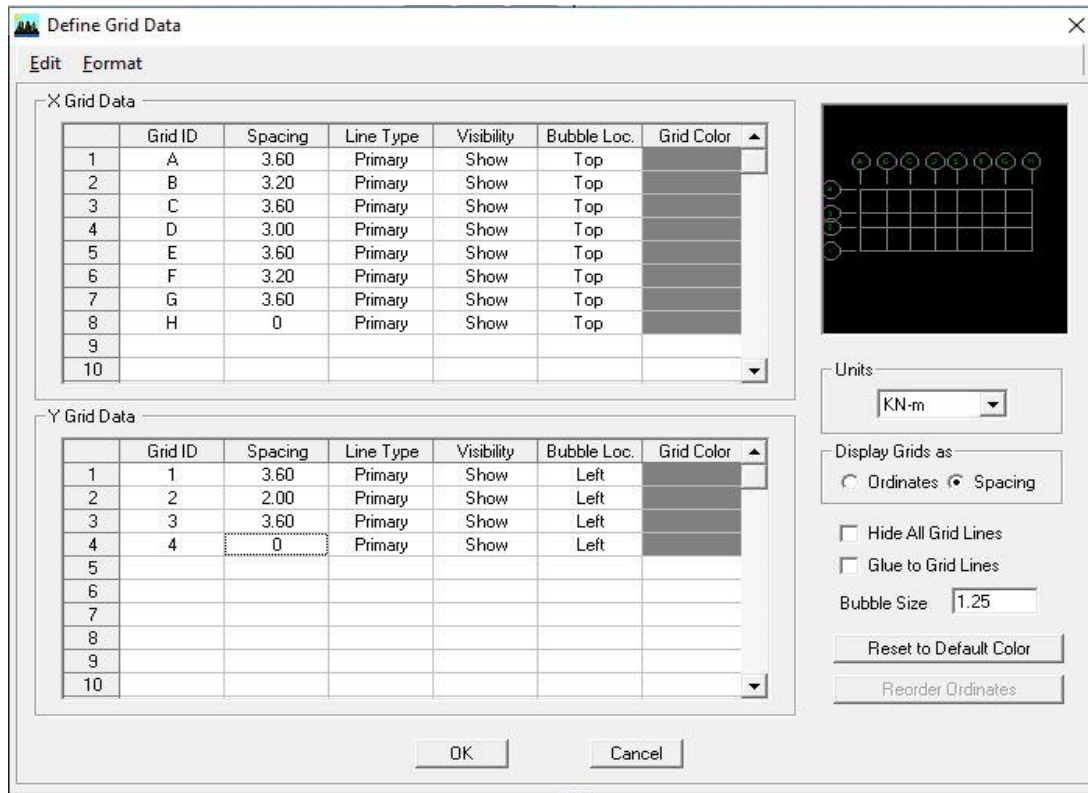
Et pour cela on suit les étapes suivantes :

➤ **Pour la longueur des travées :**

**Custom Grid Spacing → Edit Grid → Spacing.**

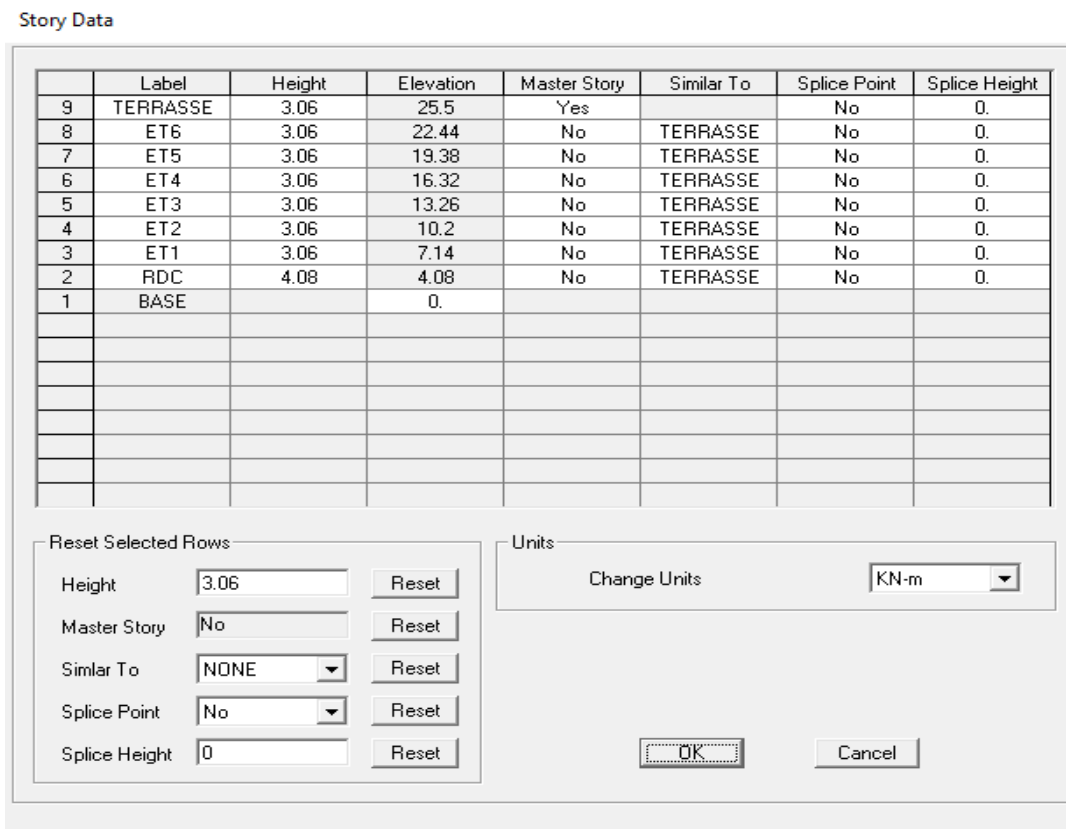
Et on remplit les tableaux comme suit :

**NB :** Toutes les valeurs indiquées sur les images sont celles adoptées pour notre structure.

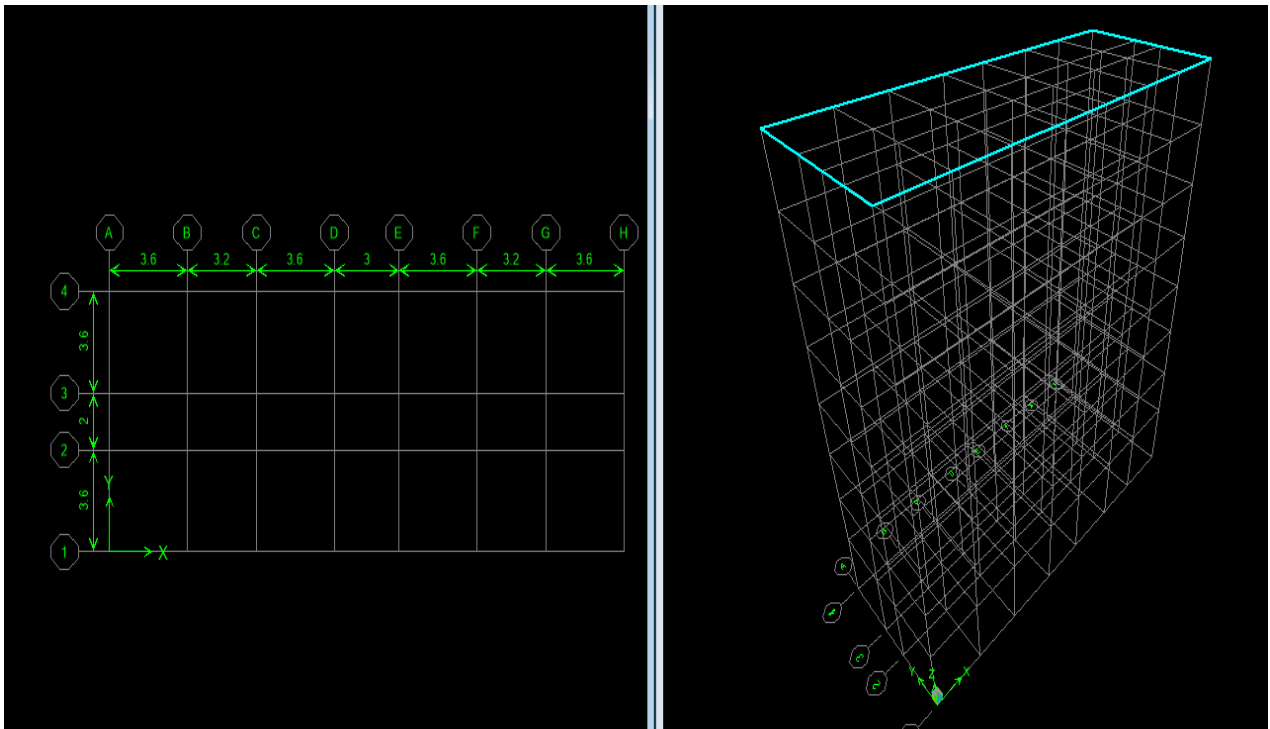


➤ Pour les hauteurs de différents étages :

Bouton droit sur la fenêtre 2D, Edit Story Data , et on remplier le tableau comme suit :



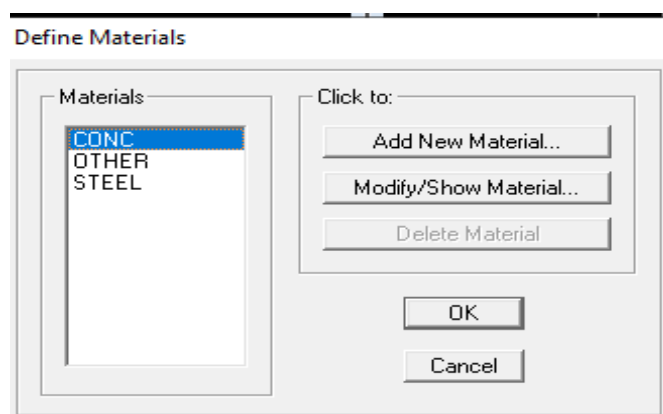
Après introduction des données comme il est indiqué sur la figure ci-dessus, on valide et aura deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



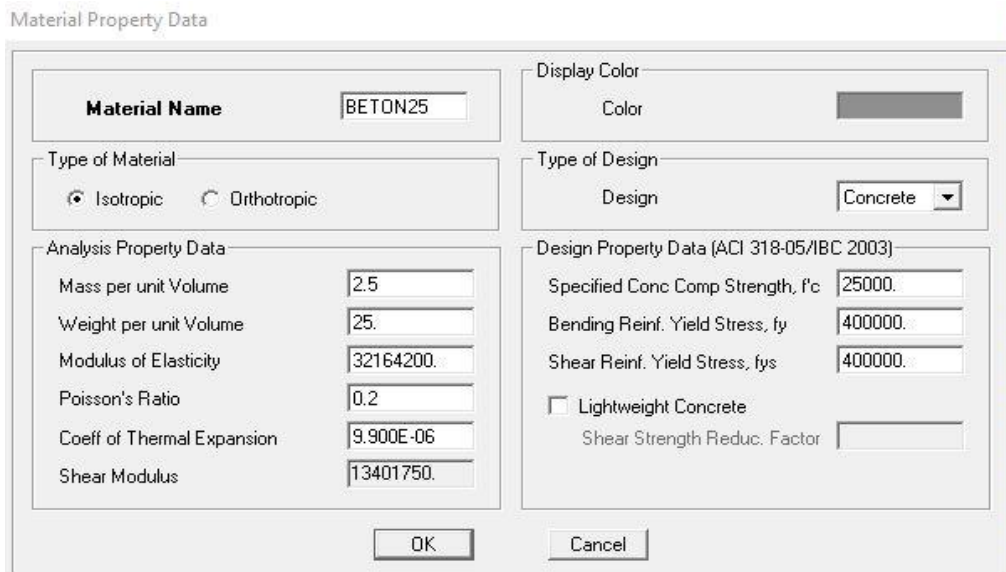
### ❖ Etape 2:

La deuxième étape consiste à la définition des **Propriétés mécaniques** des matériaux, en l'occurrence ,l'acier et le béton , et pour cela on suit les étapes suivantes :

**Define ⇒ Material Properties ⇒ Conc ⇒ Modify/Show Material.**



Et on le remplit comme suit:



❖ **Étape 3 :**

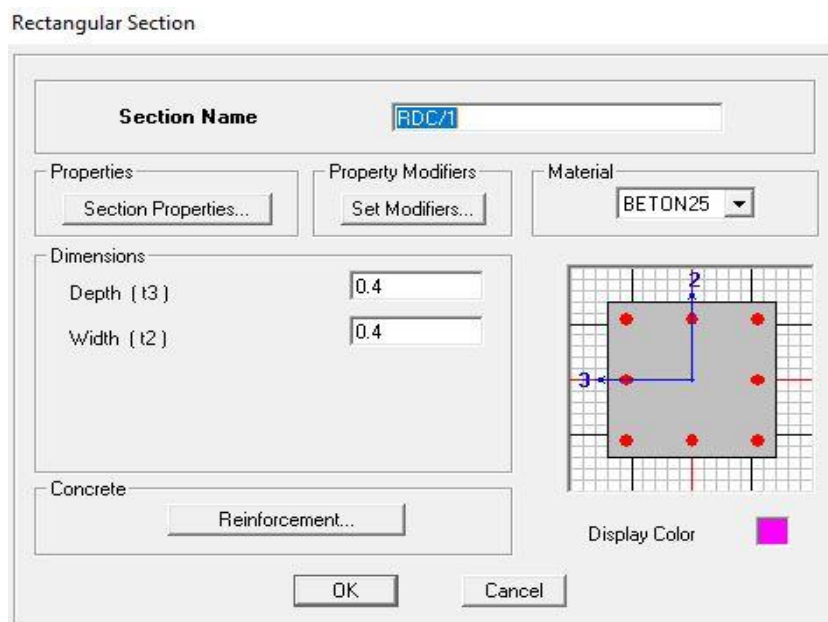
Dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, dalles,...), et les affecte dans la structure

➤ **Propriétés géométriques des éléments :**

✓ **Poteaux :**

**Define** —→ **Frame Sections** —→ **Add Rectangular**

Et on remplit comme il est montre dans la fenetre ci desous



—→ **Reinforcement Data**

Et on remplit comme il est montré a la fenetre ci-dessous :

Reinforcement Data

Design Type  
 Column  Beam

Configuration of Reinforcement  
 Rectangular  Circular

Lateral Reinforcement  
 Ties  Spiral

Rectangular Reinforcement  
 Cover to Rebar Center: 0.0457  
 Number of Bars in 3-dir: 3  
 Number of Bars in 2-dir: 3  
 Bar Size: #9  
 Corner Bar Size: #9

Check/Design  
 Reinforcement to be Checked  
 Reinforcement to be Designed

OK Cancel

→ OK → OK.

✓ Poutres:

Pour les poutres on suit les mêmes étapes juste on remplace **column** par **Beam**.

Rectangular Section

Section Name: P.PRINCIPALE

Properties: Section Properties...  
 Property Modifiers: Set Modifiers...  
 Material: BETON25

Dimensions  
 Depth (t3): 0.35  
 Width (t2): 0.2

Concrete: Reinforcement...  
 Display Color:

Reinforcement Data

Design Type  
 Column  Beam

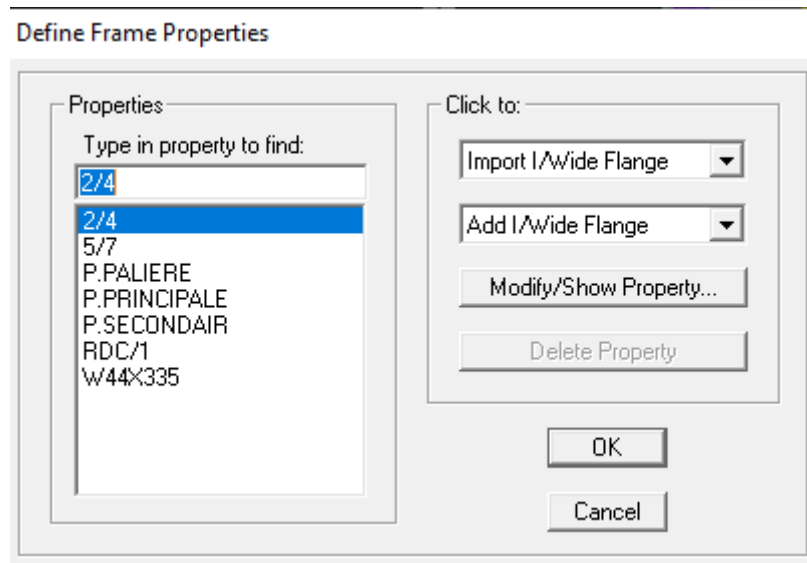
Concrete Cover to Rebar Center  
 Top: 0.035  
 Bottom: 0.035

Reinforcement Overrides for Ductile Beams  

	Left	Right
Top	0.	0.
Bottom	0.	0.

OK Cancel

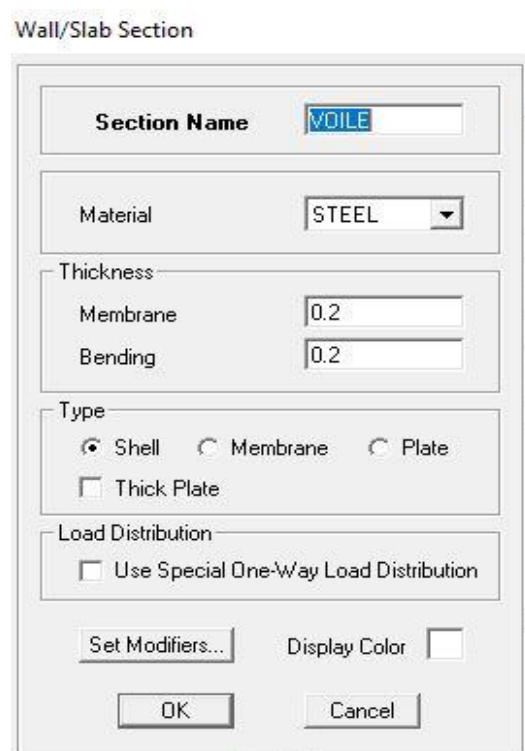
Et au finale pour les poteaux et les poutres on aura :



✓ **Voiles :**

**Define** → **Wall/Slab/Deck sections** → **Add New Wall**

Et on la remplit comme il est montré :



✓ **Volée :**

On suit les mêmes étapes que pour les voiles.

✓ **Balcons:**

Define → Wall/Slab/Deck sections → Add New Slab

Et on la remplit comme il est montré :

Wall/Slab Section

Section Name: BALCON

Material: BETON25

Thickness:

- Membrane: 0.15
- Bending: 0.15

Type:

- Shell
- Membrane
- Plate
- Thick Plate

Load Distribution:

- Use Special One-Way Load Distribution

Set Modifiers... Display Color:  (Cyan)

OK Cancel

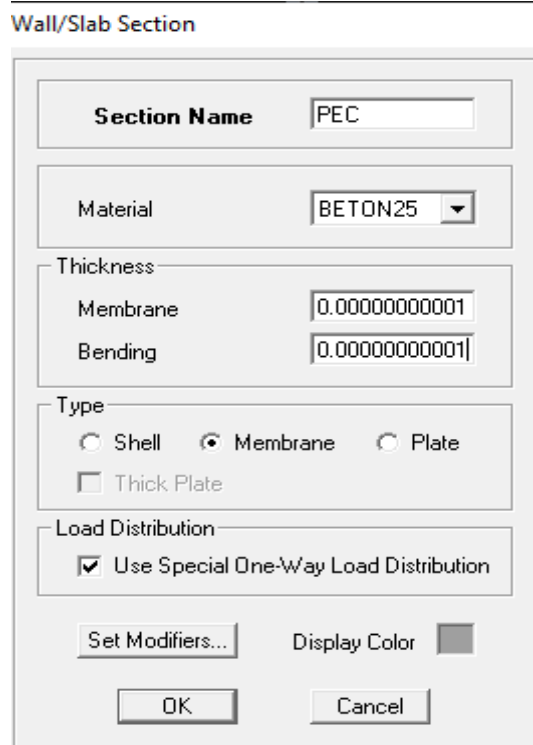
✓ **Palier de repos et la salle machine :**

On suit les mêmes étapes que pour les balcons.

✓ **Eléments corps creux :**

Define → Wall/Slab/Deck sections → Add New Slab

Puis on remplit la fenetre comme il est montré :



➤ **L'affectation des éléments dans la structure :**

Pour affecter les éléments précédents dans la structure on suit les etapes ci-après :

✓ **Poteaux**

On clique sur l'icône



Properties of Object

Property	RDC/1
Moment Releases	Continuous
Angle	0.
Plan Offset X	0.
Plan Offset Y	0

**properties of Object** —→ **property**

On choisit le nom de la section (RDC/1 par exemple) et on l'affecte à sa position dans la structure.

On fera de même pour les autres éléments on change juste l'icône.

✓ **Poutres**.....



Et ils seront affectés comme suit

- Poutre principales suivant x-x ( on jaune).
- Poutres secondaires suivant y-y ( on violet).

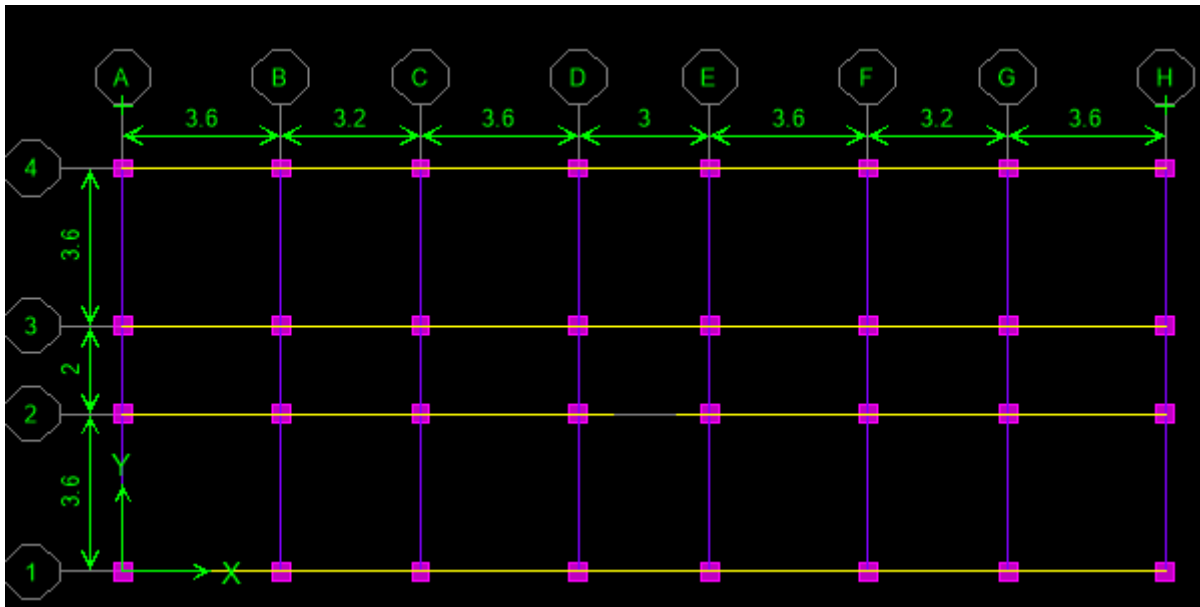
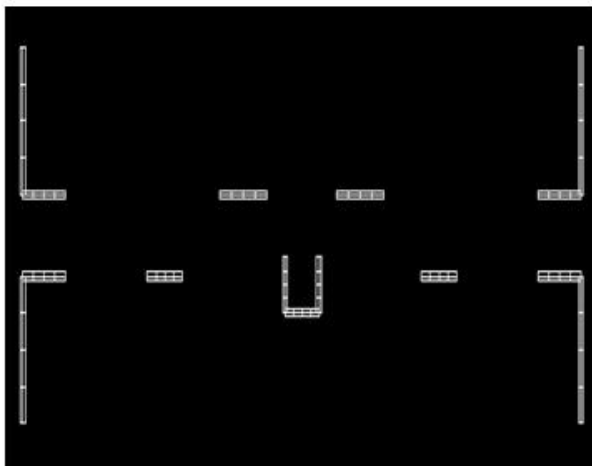


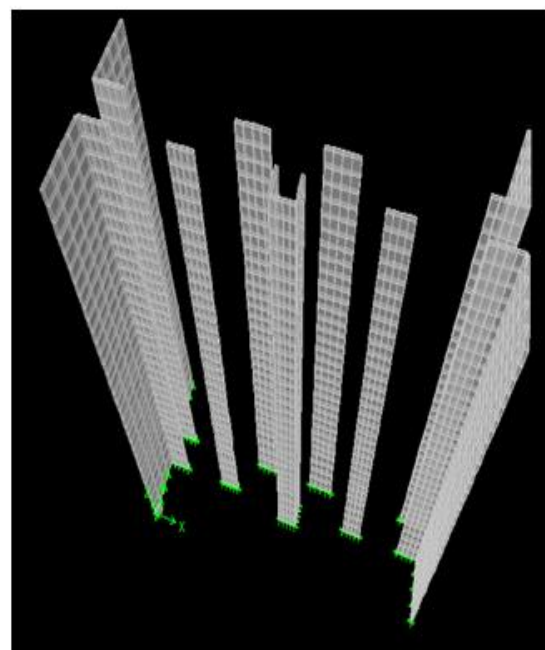
Figure V.1 disposition des poutres.

✓ Voile.....

Qui seront disposés comme suit :



Vu en 2D



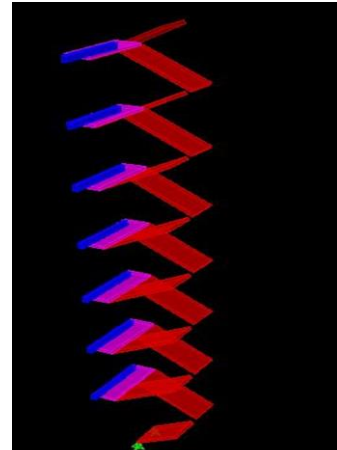
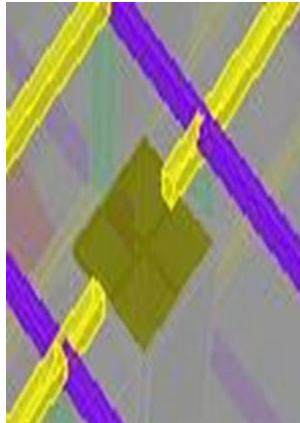
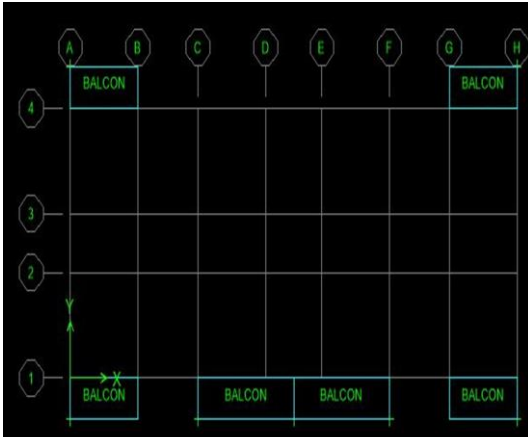
Vu en 3D

Figure .V.2 : Disposition des voiles.

✓ Balcon, salle machine, palier de repos et volée.....



Et il seront affectés comme suit :



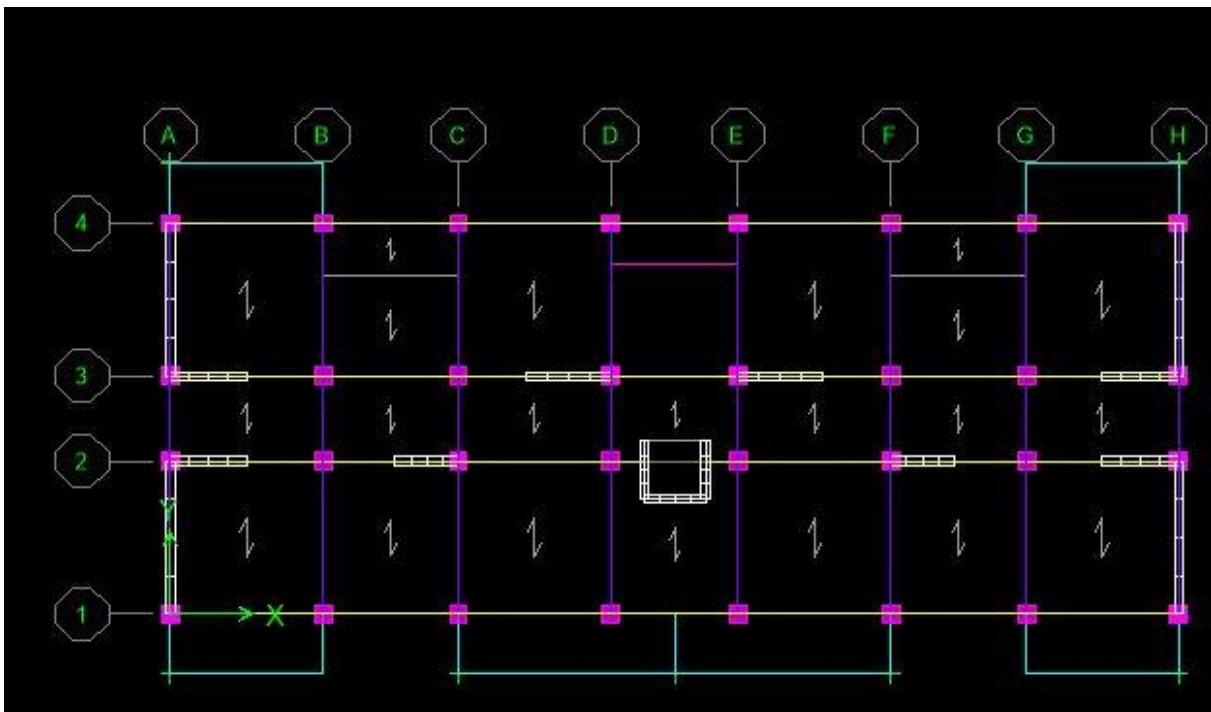
Balcons

Dalle salle machine

Escalier (volée, palier de repos)

**Figure .V.3 :** Balcons, Salle machine, Escalier.

Et on aura notre structure comme montré ci-dessous :



**Figure .V.4 :** Vu en plan de la structure.

**❖ Etape 4:**

Pour le calcul dynamique de la structure on doit introduire un spectre de réponse, ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système à un degré de liberté soumis une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre  $T$ .

- Données à introduire dans le logiciel.

- ✓ **Zone sismique :**

**Zone IIa** (Zone de sismicité moyenne, du RPA 2003/ Art 3.1).

- ✓ **Groupe d'usage :**

**Groupe 2** (Ouvrages courants ou d'importance moyenne, du RPA 2003/ Art 3.2).

- ✓ **coefficient de comportement R:**

**R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

**R = 5** (contreventement mixte portique / voile avec interaction)

- ✓ **Remplissage :**

Remplissage dense (Tableau 4.2 du RPA /Art 4.2.3)

- ✓ **Site :**

Site : **S3 site meuble** (Art 3.3 du RPA2003).

- ✓ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de : (Art4.2.3/RPA2003 /Tableau 4.4)

- \_ Conditions minimales sur les files de contreventement,  
Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03)

- \_ la redondance en plan,  
Chaque étage devra avoir, en plan au moins quatre (04) files de portiques ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées, dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

- \_ la régularité en plan,  
La structure est classée non régulière en plan.

- \_ la régularité et en élévation,  
La structure est classée non régulière en élévation.

- \_ Contrôle de la qualité des matériaux,
- \_ Contrôle de la qualité de l'exécution.

Ces deux derniers critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

La valeur Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum Pq$

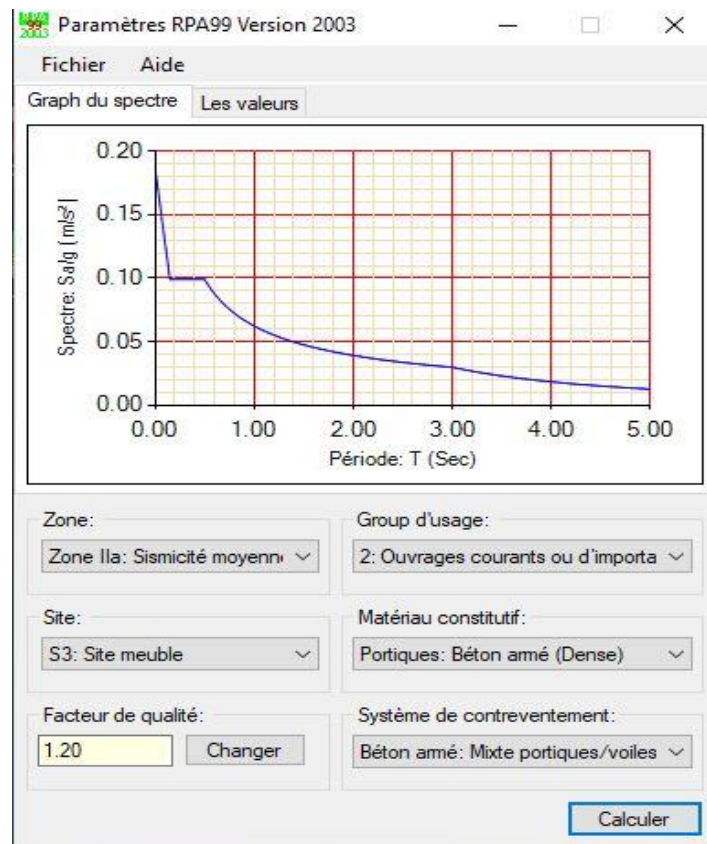
$Pq$  : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non"

Critère q	Observation	Pq
Conditions minimales sur les files du Contreventement	Non observé	0,05
Redondance en plan	Non observé	0,05
Régularité en plan	Non observé	0,05
Régularité en élévation	Non observé	0,05
Contrôle de la qualité des matériaux	Observé	0,00
Contrôle de la qualité de l'exécution	Observé	0,00
		<b>Q = 1,20</b>

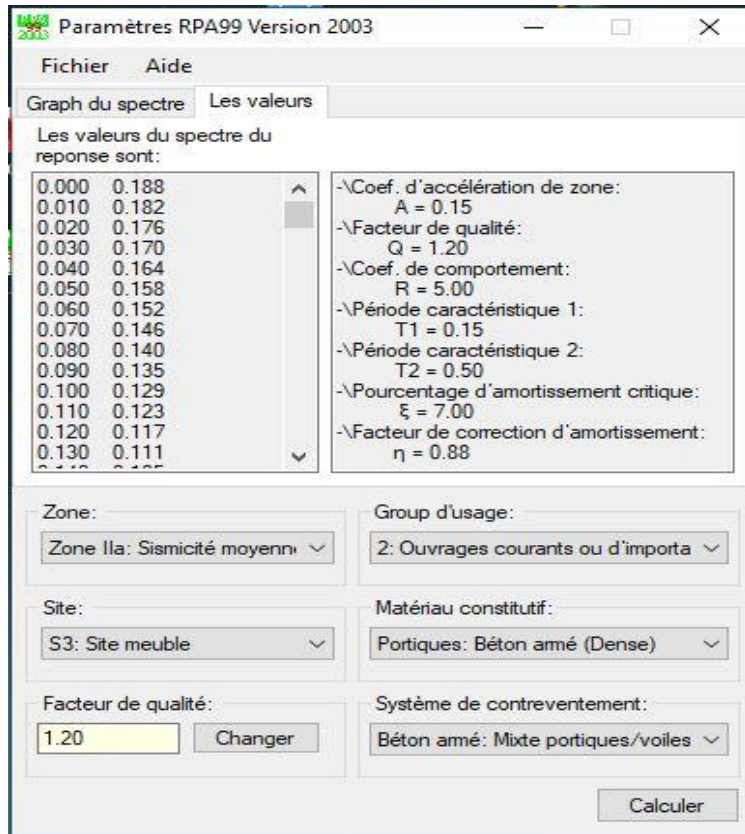
**Tableau.V.1** : Facteur de qualité Q

Après avoir vérifiée les conditions ci-dessus en trouve le facteur de qualité **Q = 1,20**

En introduit dans le logiciel comme il est montré ci-dessous :

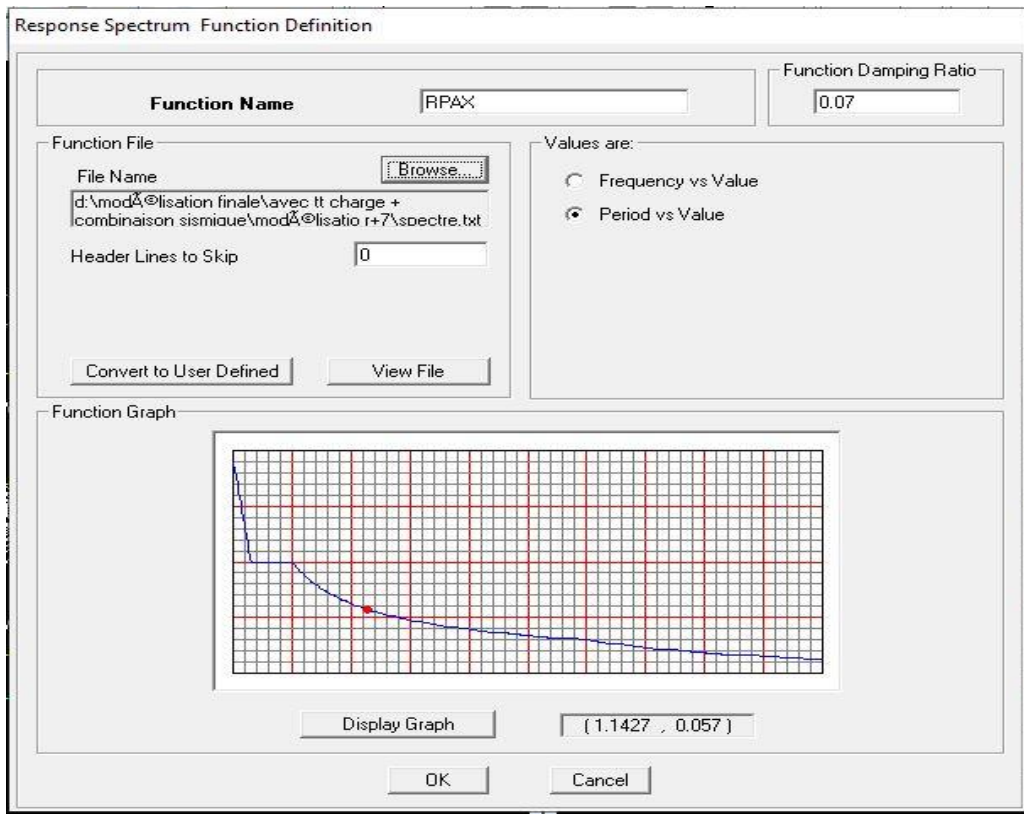


On Clique sur **Text** → enregistré



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

**Define** → **Response spectrum** → **Function spectre from file.**



❖ **Etape 5:**

Cette étape consiste à définir les charges sismiques E

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur :


**Define** → **Response Spectrum Cases** → **Add New Spectrum.**

Et on les remplit comme il est montré dans les fenêtres ci-dessous :

❖ **Etape 6 :**

Cette étape consiste au chargement des éléments surfaciques et poutre secondaire.

Pour les éléments surfacique, on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

**Assign** → **Sell/areas load** → **Uniform.** Ou avec l'icone 

Uniform Surface Loads

Load Case Name: G Units: KN-m

Uniform Load

Load: 5.26

Direction: Gravity

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK Cancel

Pour les poutres secondaire, on lui affecte le chargement qui lui revient en cliquant sur :

Assign → Sell/areas load → Distibuted. Ou avec l'icône

Frame Distributed Loads

Load Case Name: G Units: KN-m

Load Type and Direction

Forces  Moments

Direction: Gravity

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

	1	2	3	4
Distance	0.	0.25	0.75	1.
Load	0.	0.	0.	0.

Relative Distance from End-I  Absolute Distance from End-I

Uniform Load

Load: 1.7095

OK Cancel

### ❖ Étape 7:

Introduction des combinaisons d'action.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**

$$\text{BAEL91} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \longrightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \longrightarrow G + Q \end{array} \right.$$

- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

$$\text{RPA99} \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

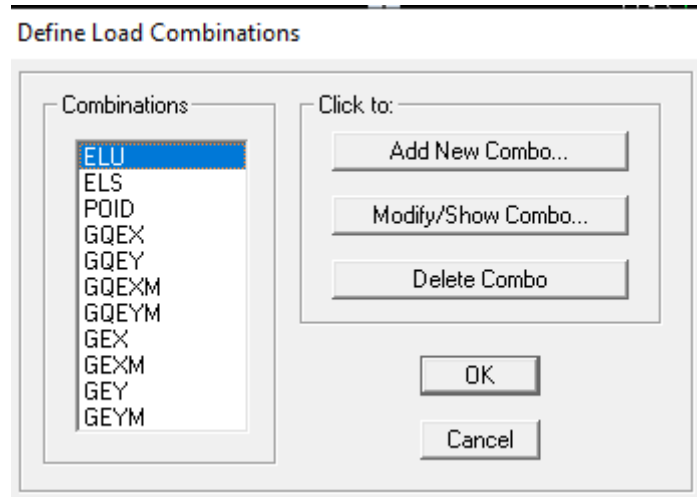
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define** → **Loads Combinaisons** → **Add New Combo.**

➤ Exemple: **ELU** on remplit comme suit :

Case Name	Scale Factor
G Static Load	1.35
G Static Load	1.35
Q Static Load	1.5

On reprend la même opération pour les autres combinaisons et on aura au final 11 combinaisons.

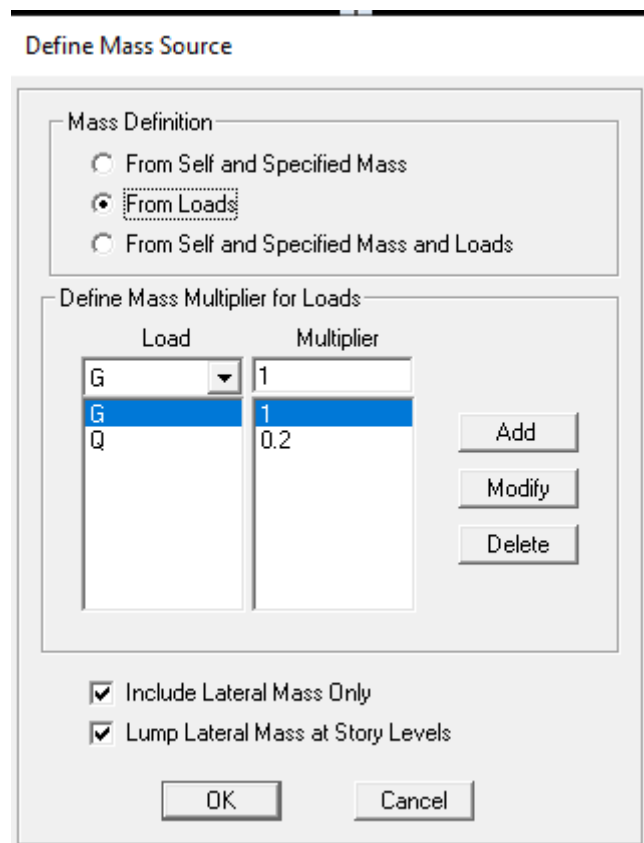


❖ **Etape 8:**

Introduction de la masse sismique.

La masse peut être définie dans l'ETABS et ceci de la manière suivante :

**Define** → **mass source** → **From Loads**



❖ **Etape 9:**

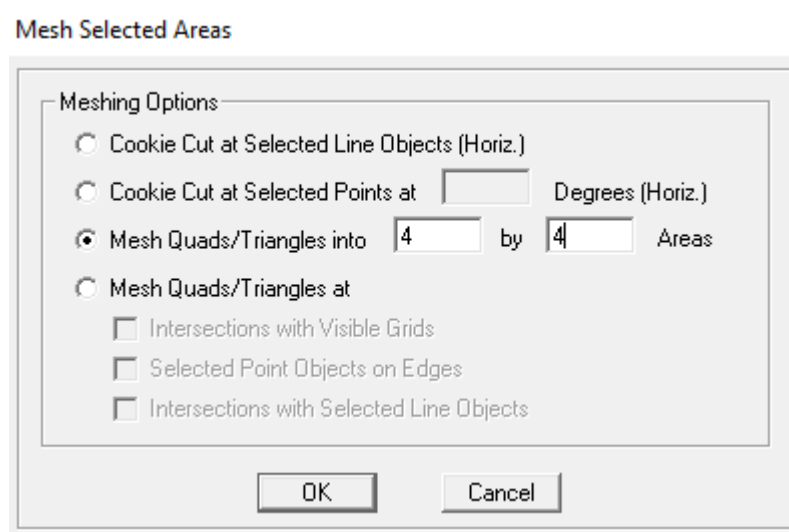
Cette étape consiste à faire le maillage pour les voiles.


Pour faire le maillage on suit les étapes suivantes :

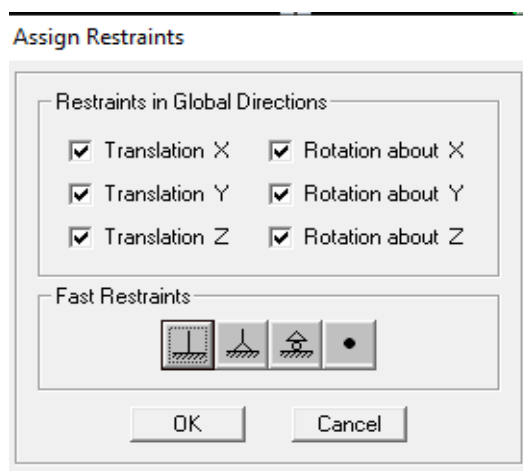
**Select** → **by wall/Slab/Deck Sections** → **voile** → **ok.**

**Edit** → **Mesh Areas.**

Une fenêtre s'affichera et elle sera remplie comme suit

❖ **Etape 10 :**

Pour modéliser la fondation du bâtiment, on a admis que les poteaux et les voiles sont encastrés au sol de fondation. Pour réaliser cela, on sélectionne tous les nœuds de la base, et leur attribuent un encastrement en cliquant sur l'icône  la fenêtre ci-après s'affichera :



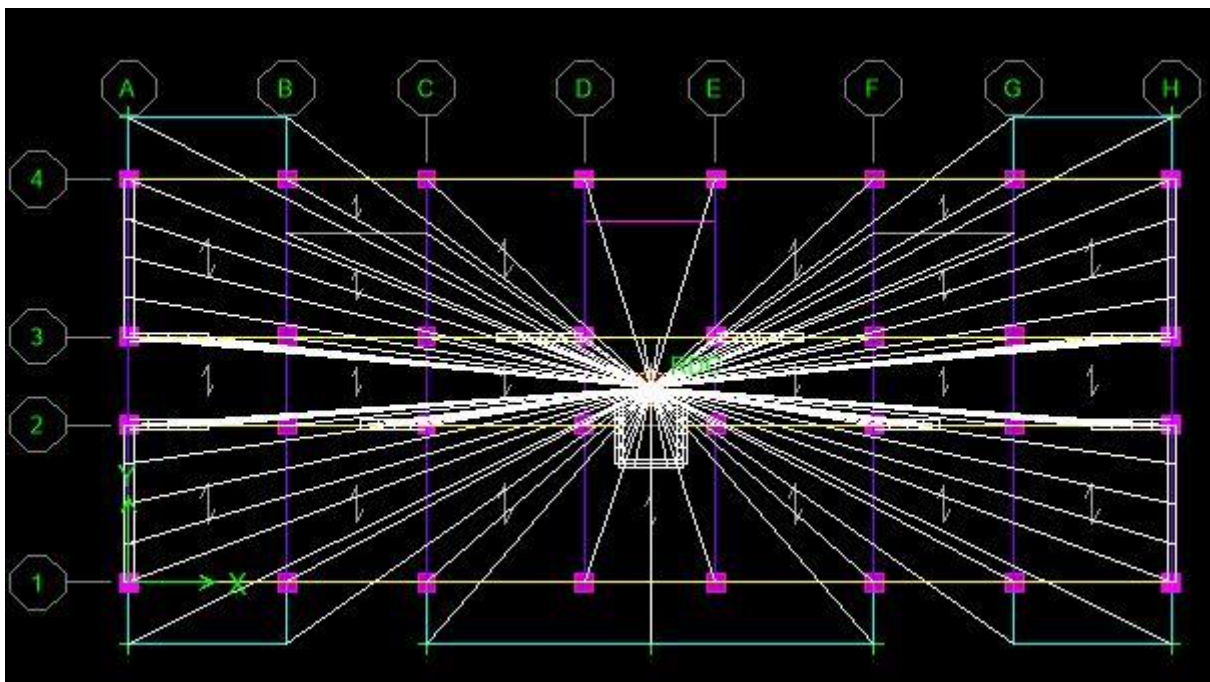
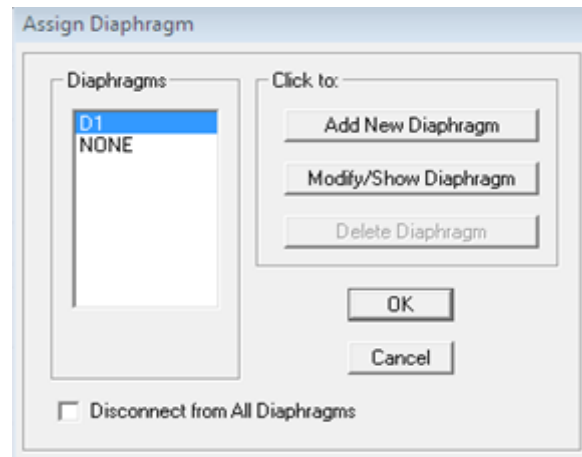
On clique sur l'icône de l'encastrement  et tous les nœuds seront encastrés.

❖ **Etape 11 :**

Les planchers sont supposés infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et leurs masses supposées concentrées en leurs centres de masse (nœud maître), Alors on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le plancher un, et on suit les étapes suivantes :

**Assign** → **joint/ point** → **Diaphragm** → **Add New Diaphragm** .



**Figure.V.5** : Diaphragme planché 1.

On suit les mêmes étapes pour les autres planchers.

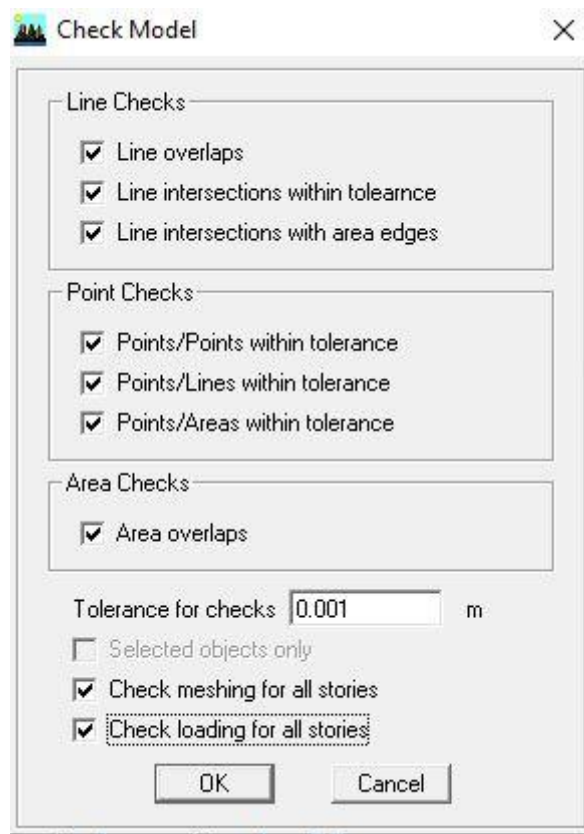
❖ **Étape 12 :**

Avant de lancer l'analyse, on doit vérifier notre structure si y'a d'erreurs.

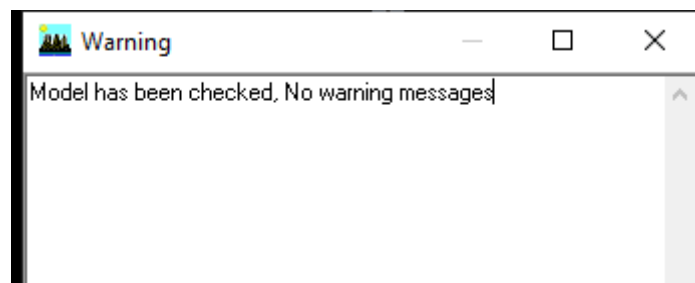
La vérification se fait comme suit :

**Analyze** —→ **Check Modal.**

Une fenêtre va apparaître on la remplit comme suit :



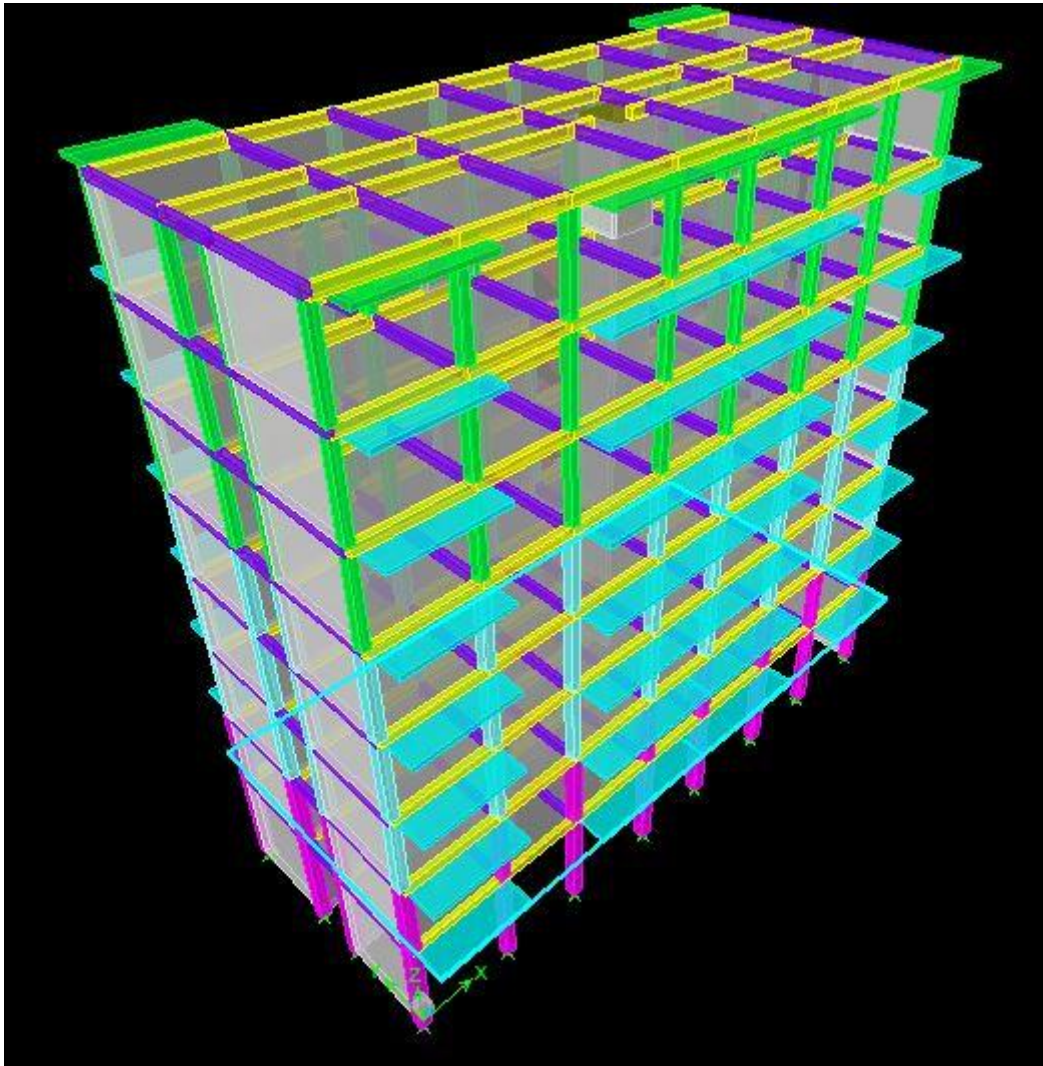
Un message va apparaître, que votre structure n'a aucune erreur comme suit :



❖ Etape 13 :

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur :

**Analyse** —→ **Run Analysis** ou on clique sur le bouton **F5**.



**Figure.V.6 :** Modèle finale de notre structure.

### VI.1. Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste.

Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des Constructions.

Pour cela, le Règlement Parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- ✓ Vérification de la période.
- ✓ Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité).
- ✓ Vérification de la participation de la masse modale.
- ✓ Vérification des déplacements relatifs.
- ✓ Vérifications du déplacement maximal de la structure.
- ✓ Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure.
- ✓ Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ).
- ✓ Spécifications pour les poteaux.

### VI.2. Vérification de la période empirique

#### ➤ Calcul de la période empirique :

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} \dots\dots\dots(VI.1)$$

-  $h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

-  $C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le **tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)**

$$T_1 = 0,05 \times (26.15)^{3/4} = \mathbf{0,57 \text{ s}} \dots\dots\dots (VI.2)$$

- Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{maj} = T + 30\%T = 0,74 \text{ s} \dots\dots\dots(VI.3)$$

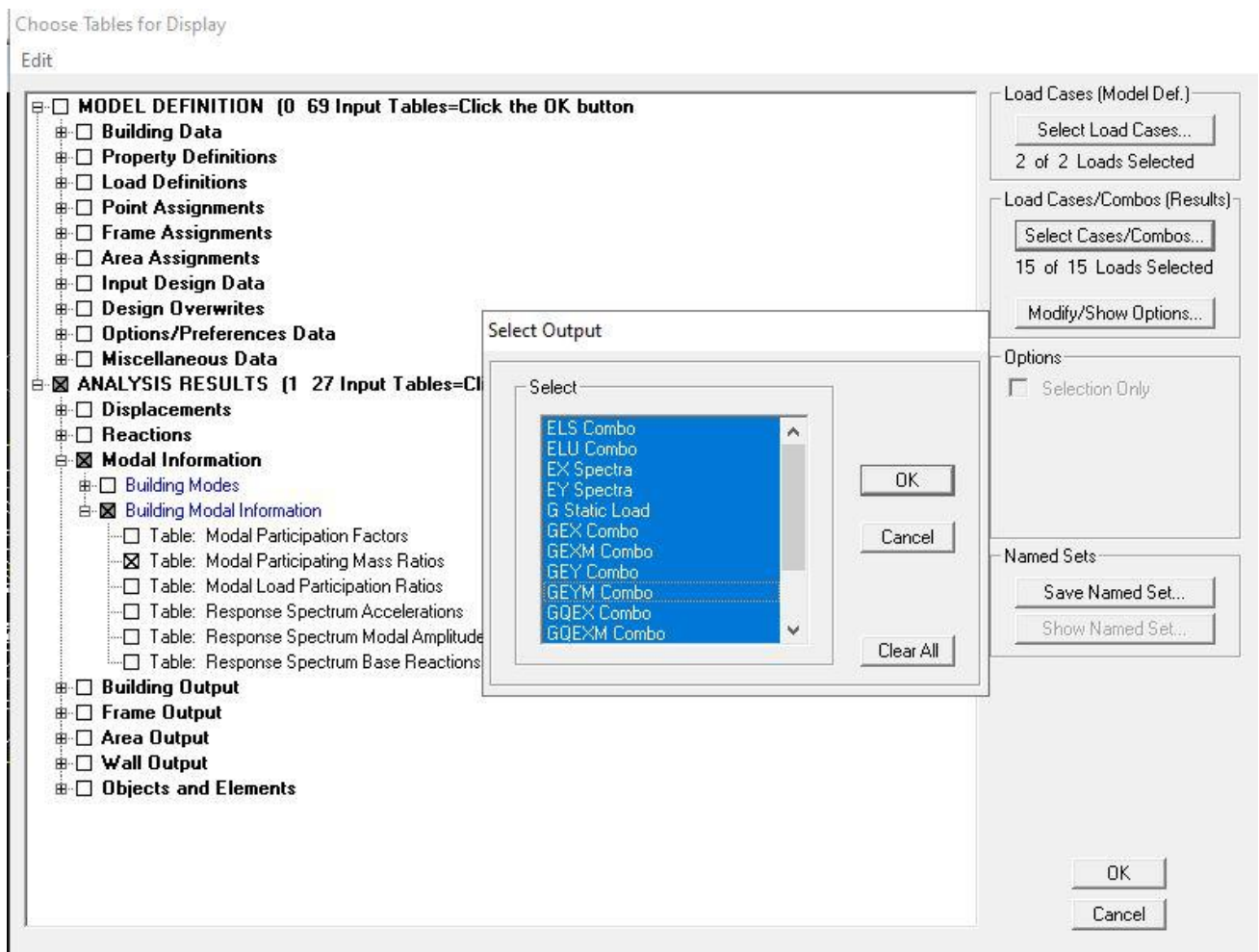
- Détermination de la période par le logiciel ETABS :

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display** → **show tables**.

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**Analyse results** → **modal information** → **Building Modal Information**  
 → **Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo**



Puis on clique : **OK** → **OK**.

Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.501551	69.2574	0.0000	0.0000	69.2574	0.0000	0.0000	0.0000
	2	0.351437	0.0000	67.8204	0.0000	69.2574	67.8204	0.0000	97.5190
	3	0.289125	0.0162	0.0000	0.0000	69.2736	67.8204	0.0000	0.0000
	4	0.110263	19.3509	0.0000	0.0000	88.6245	67.8204	0.0000	0.0000
	5	0.067261	0.0000	21.6546	0.0000	88.6245	89.4750	0.0000	2.1856
	6	0.051203	0.0000	0.0000	0.0000	88.6246	89.4750	0.0000	0.0000
	7	0.044982	6.7303	0.0000	0.0000	95.3548	89.4750	0.0000	0.0000
	8	0.028189	0.0003	6.7349	0.0000	95.3551	96.2099	0.0000	0.2418
	9	0.025561	2.8602	0.0009	0.0000	98.2153	96.2108	0.0000	0.0000
	10	0.021553	0.0001	0.0002	0.0000	98.2155	96.2110	0.0000	0.0000
	11	0.020589	0.0272	0.0025	0.0000	98.2426	96.2135	0.0000	0.0000
	12	0.020537	0.0070	0.0002	0.0000	98.2496	96.2136	0.0000	0.0001

OK

Ensuite, on relève la valeur de la période en fonction du premier mode

Mode	Period
1	0.501551

#### ❖ Comparaison des résultats

On a :

- La période calculée  $T = 0,57s$
- La période majorée  $T_{maj} = 0,74s$
- La période ETABS  $T_{etabs} = 0,50s$

On remarque que :  $T < T_{etabs} < T_{maj}$

Et aussi que celle donnée par etabs est proche de celle majorée —→ **la période est vérifiée.**

### VI.3. Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité) :

D'après (Art 4.3.7RPA99V2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à  $\pm 5\%L$  ( $L$  : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier que:  $|C_M - C_R| \leq 5\% L$  ..... (VI.4)

Tel que : CM : centre de masse.  
CR : centre de rigidité.

➤ **Excentricité calculé :**

✓ Sens longitudinale (x-x) :

$e_x \leq 5\% L_x = 0,05 \times 24.15 = 1,2075 \text{ m}$

✓ Sens transversal (y-y) :

$e_y \leq 5\% L_y = 0,05 \times 9.65 = 0.4825 \text{ m}$

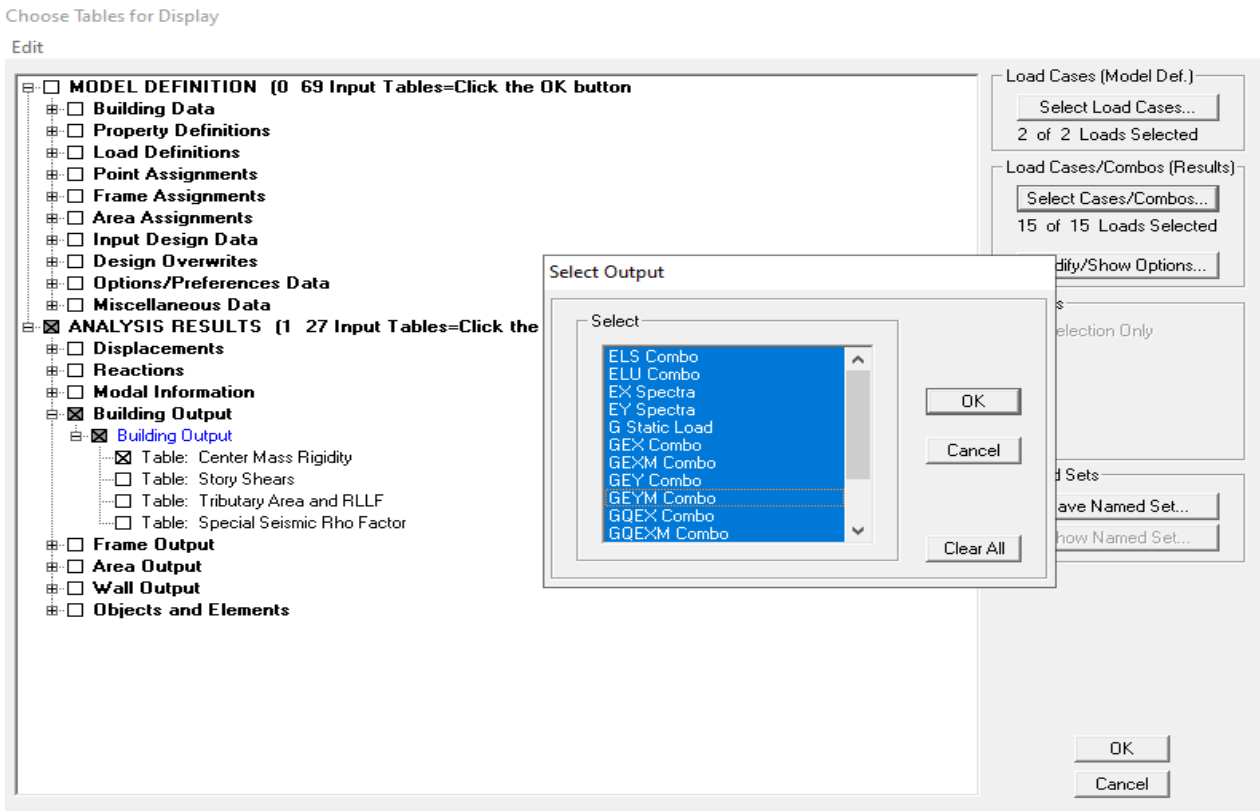
➤ **Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :**

Pour cela on suit cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :

**Analyse results** → **building output** → **Table: center mass rigidity**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos**



Puis on clique : **OK** → **OK**.

Les résultats s'afficheront comme suit :

Center Mass Rigidity

Edit View

	Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	RDC	RDC	421.1668	421.1668	11.901	4.431	421.1668	421.1668	11.901	4.431	11.900	4.436
	ET1	ET1	381.6815	381.6815	11.900	4.417	381.6815	381.6815	11.900	4.417	11.900	4.480
	ET2	ET2	377.4382	377.4382	11.900	4.415	377.4382	377.4382	11.900	4.415	11.900	4.547
	ET3	ET3	377.4382	377.4382	11.900	4.415	377.4382	377.4382	11.900	4.415	11.900	4.606
	ET4	ET4	373.3856	373.3856	11.900	4.413	373.3856	373.3856	11.900	4.413	11.900	4.651
	ET5	ET5	369.7664	369.7664	11.900	4.411	369.7664	369.7664	11.900	4.411	11.899	4.682
	ET6	ET6	367.3612	367.3612	11.896	4.397	367.3612	367.3612	11.896	4.397	11.899	4.697
	TERRASSE	TERRASSE	301.6034	301.6034	11.900	4.415	301.6034	301.6034	11.900	4.415	11.899	4.698

Après on copiera ses résultats dans l'Excel on suivant le chemin :

**Edit** → **copy** → **collé dans l'Excel**

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

$$\text{Avec: } \begin{cases} e_x = |XCCM - XCR| \\ e_y = |YCCM - YCR| \end{cases}$$

**Tableau VI.1** : Vérification de l'excentricité.

Story	Diaph	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	5%Lx	ey	5%Ly	
RDC	RDC	11.901	4.431	11.900	4.436	0.001	1.207	-0.005	0.482	CV
ET1	ET1	11.900	4.417	11.900	4.480	0	1.207	-0.063	0.482	CV
ET2	ET2	11.900	4.415	11.900	4.547	0	1.207	-0.132	0.482	CV
ET3	ET3	11.900	4.415	11.900	4.606	0	1.207	-0.191	0.482	CV
ET4	ET4	11.900	4.413	11.900	4.651	0	1.207	-0.238	0.482	CV
ET5	ET5	11.900	4.411	11.899	4.682	0.001	1.207	-0.271	0.482	CV
ET6	ET6	11.896	4.397	11.899	4.697	-0.003	1.207	-0.300	0.482	CV
ET7	ET7	11.900	4.415	11.899	4.698	0.001	1.207	-0.283	0.482	CV

On voit que les conditions sont vérifiées pour chaque étage et dans les deux sens

→ **L'excentricité est vérifiée.**

#### VI.4. Vérification de la participation de la masse modale : (Art 4.3.4 RPA99)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

##### ➤ Détermination de la participation de la masse modale :

On l'a déterminé en suivant le cheminement ci-après :

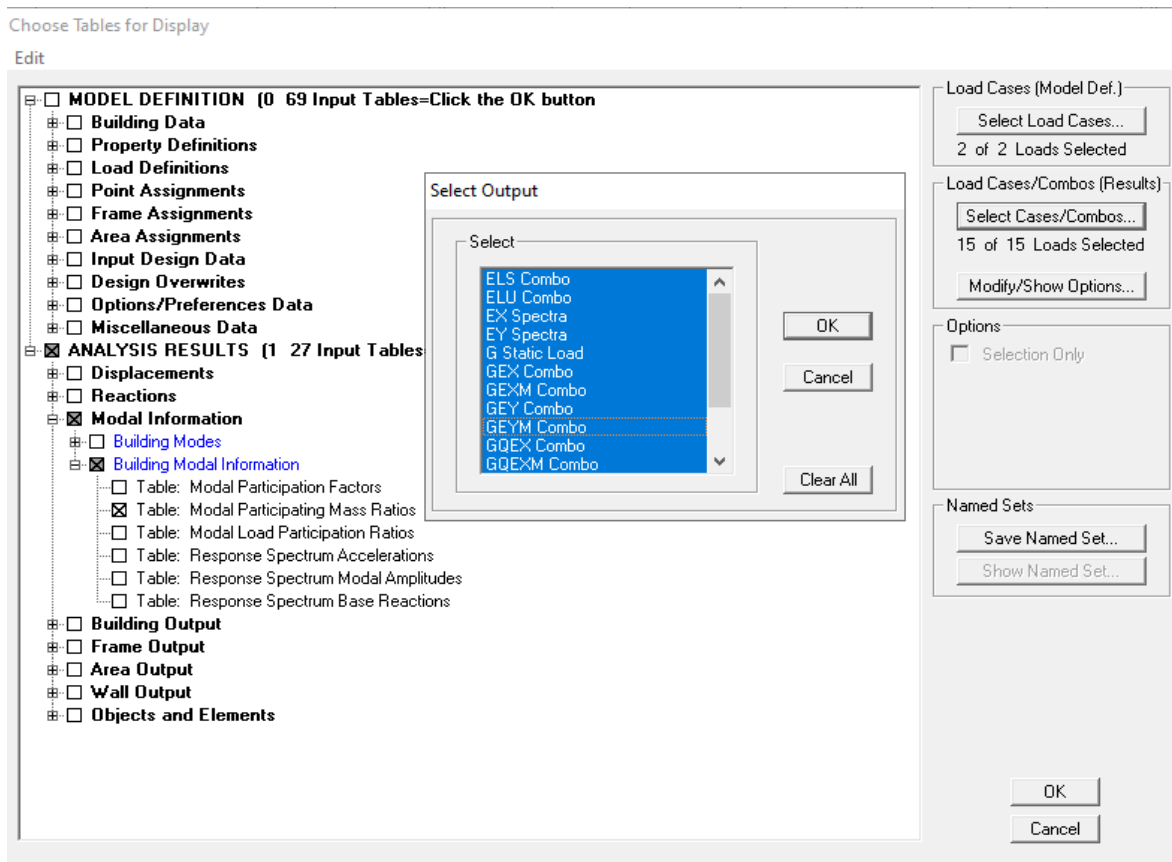
**Display** ———→ **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**Analyse results** ———→ **modal information** ———→ **Building Modal Information**

———→ **Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos.**



Puis on clique : **OK** ———→ **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	0.501551	69.2574	0.0000	0.0000	69.2574	0.0000	0.0000	0.0000
	2	0.351437	0.0000	67.8204	0.0000	69.2574	67.8204	0.0000	97.5190
	3	0.269125	0.0162	0.0000	0.0000	69.2736	67.8204	0.0000	0.0000
	4	0.110263	19.3509	0.0000	0.0000	88.6245	67.8204	0.0000	0.0000
	5	0.067261	0.0000	21.6546	0.0000	88.6245	89.4750	0.0000	2.1856
	6	0.051203	0.0000	0.0000	0.0000	88.6246	89.4750	0.0000	0.0000
	7	0.044982	6.7303	0.0000	0.0000	95.3548	89.4750	0.0000	0.0000
	8	0.028189	0.0003	6.7349	0.0000	95.3551	96.2099	0.0000	0.2418
	9	0.025561	2.8602	0.0009	0.0000	98.2153	96.2108	0.0000	0.0000
	10	0.021553	0.0001	0.0002	0.0000	98.2155	96.2110	0.0000	0.0000
	11	0.020589	0.0272	0.0025	0.0000	98.2426	96.2135	0.0000	0.0000
	12	0.020537	0.0070	0.0002	0.0000	98.2496	96.2136	0.0000	0.0001

OK

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

**Tableau .VI.2 :** Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.501551	69.2574	0.0000	0
2	0.351437	69.2574	67.8204	0
3	0.269125	69.2736	67.8204	0
4	0.110263	88.6245	67.8204	0
5	0.067261	88.6245	89.4750	0
6	0.051203	88.6246	89.4750	0
7	0.044982	95.3548	89.4750	0
8	0.028189	95.3551	96.2099	0
9	0.025561	98.2153	96.2108	0
10	0.021553	98.2155	96.2110	0
11	0.020589	98.2426	96.2135	0
12	0.020537	98.2496	96.2136	0

La participation massique atteint 90% à partir du 7<sup>ème</sup> mode dans le sens longitudinal et 8<sup>ème</sup> mode dans le sens transversal. —→ **La condition est vérifiée.**

**VI.5. Vérification des déplacements relatifs :**

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \dots \dots \dots (IV.5)$$

- ✓  $\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques
- ✓ R : coefficient de comportement **R = 5**

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1} < 1\% h_k \dots \dots \dots (IV.6)$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

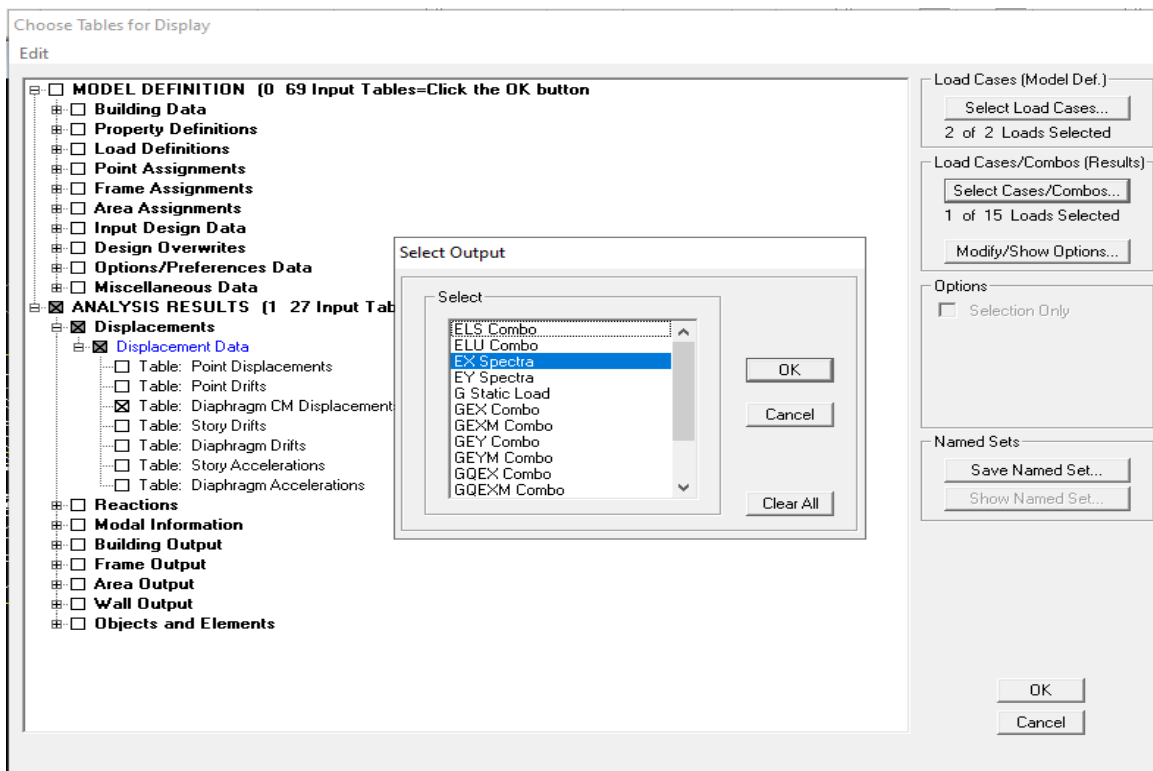
- **Dans le sens longitudinal**

**Display** —→ **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS** —→ **Displacement Data** —→ **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex spectra** en cliquant sur : **Select cases/combo**



Puis on clique : **OK** —→ **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	TERRASSE	TERRASSE	EX	0.0091	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004
	ET6	ET6	EX	0.0077	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00003
	ET5	ET5	EX	0.0063	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00003
	ET4	ET4	EX	0.0050	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002
	ET3	ET3	EX	0.0036	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002
	ET2	ET2	EX	0.0024	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001
	ET1	ET1	EX	0.0013	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001
	RDC	RDC	EX	0.0005	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000

◀ ▶

⏪ ⏩

OK

- Dans le sens transversal

De même, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison Ex spectra par Ey spectra.

Les résultats s'afficheront comme suit :

Diaphragm CM Displacements

Edit View

Diaphragm CM Displacements

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	TERRASSE	TERRASSE	EY	0.0000	0.0045	0.0000	0.00000	0.00000	0.00005
	ET6	ET6	EY	0.0000	0.0038	0.0000	0.00000	0.00000	0.00005
	ET5	ET5	EY	0.0000	0.0031	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004
	ET4	ET4	EY	0.0000	0.0024	0.0000	0.00000	0.00000	0.00003
	ET3	ET3	EY	0.0000	0.0017	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002
	ET2	ET2	EY	0.0000	0.0011	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001
	ET1	ET1	EY	0.0000	0.0006	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001
	RDC	RDC	EY	0.0000	0.0002	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000

◀ ▶

⏪ ⏩

OK

❖ Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :

**Tableau .VI.3 :** Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

Niveau	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)			1% h <sub>étg</sub> (m)	Con d
	δ <sub>ek</sub> (m)	δ <sub>k</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> (m)	δ <sub>ek</sub> (m)	δ <sub>k</sub> (m)	Δ <sub>k</sub> (m)		
ET7	0.0091	0.0455	0.007	0.0045	0.0225	0.0035	<0,0306	CV
ET6	0.0077	0.0385	0.007	0.0038	0.019	0.0035	<0,0306	CV
ET5	0.0063	0.0315	0.0065	0.0031	0.0155	0.0035	<0,0306	CV
ET4	0.0050	0.025	0.007	0.0024	0.012	0.0035	<0,0306	CV
ET3	0.0036	0.018	0.006	0.0017	0.0085	0.003	<0,0306	CV
ET2	0.0024	0.012	0.0055	0.0011	0.0055	0.0025	<0,0306	CV
ET1	0.0013	0.0065	0.004	0.0006	0.003	0.002	<0,0306	CV
RDC	0.0005	0.0025	0.0025	0.0002	0.001	0.001	<0,0408	CV

D'après les résultats trouvés dans le tableau ci-dessus, On conclut que la condition de RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée. → **La condition est vérifiée.**

## VI.6. Vérifications du déplacement maximal de la structure :

On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donnée par le logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible: (Art B.6.5,3/BAEL91).

$$\delta_{\max} < f_{adm} = \frac{H_t}{500} = \frac{26.15}{500} = 0,0523 \text{ m} \dots\dots\dots (IV.7)$$

δ<sub>max</sub> : déplacement maximal.

f : La flèche admissible.

H<sub>t</sub> : Hauteur total de bâtiment.

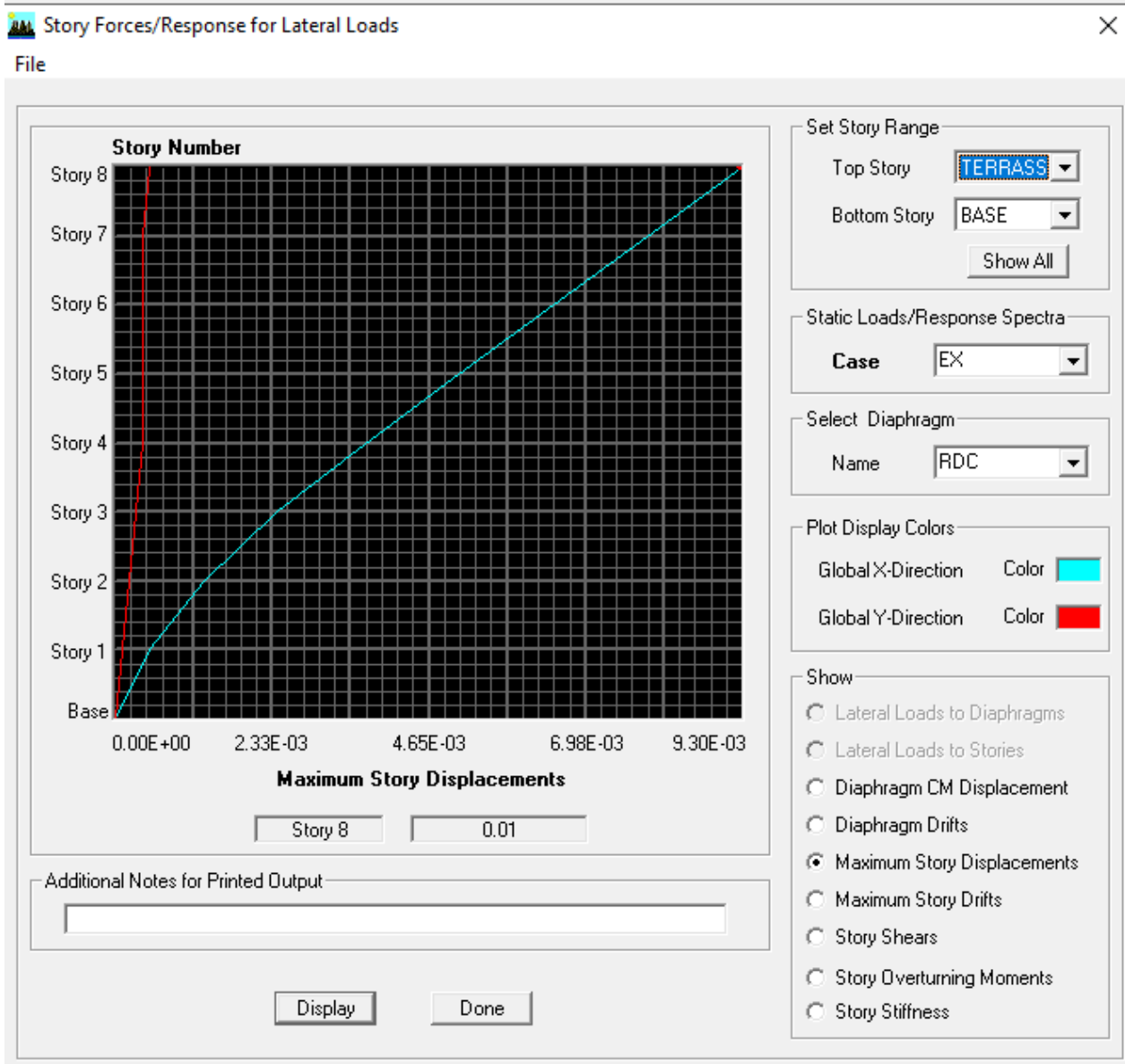
### ➤ Détermination de déplacement maximal avec ETABS :

- Dans le sens longitudinal x-x

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

**Display** → **Show Story Response Plots**

Une fenêtre s'affichera et elle doit être remplie comme indiqué sur l'image.



Puis, on clique sur **display**, et on relèvera la valeur du déplacement maximale.



- **Dans le sens transversal y-y**

On le détermine de même manière, on remplaçant la direction **Ex** par **Ey**, et on relève la valeur du déplacement.

## ❖ Résultats trouvés :

-Déplacement maximal dans le sens x-x :

$$\delta_{\max} = 0,01 < f = 0,0523 \text{ m}$$

-Déplacement maximal dans le sens y-y :

$$\delta_{\max} = 0,01 < f = 0,0523 \text{ m}$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible.  $\longrightarrow$  **Condition vérifiée.**

### VI.7. Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure : (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée

#### VI.7.1. Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente : (RPA 99 formule 4-1)

$$V = \frac{A \times D \times q}{R} \times W \dots\dots\dots (VI.8)$$

✓ **Détermination des paramètres :**

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

**A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le (tableau 4.1 du RPA)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Zone sismique : IIa} \\ - \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A = 0,15}$$

**R** : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

Système de contreventement c'est une structure mixte avec interaction **R = 5.**

**Q** : Facteur de qualité

Calculé dans le **chapitre V** : **Q = 1,20**

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

**T<sub>2</sub>** : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003).

$$T_2 (S3) = 0,5sec.$$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule: (Formule 4.3 RPA99).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7 \dots\dots\dots (VI.9)$$

$\varepsilon$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance remplissages donnée par (Tableau 4.2 RPA99V2003).

On prend :  $\varepsilon = 10\%$

D'où :

$$\eta = 0,76 \geq 0,7 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**T**: La période fondamentale donnée par ETABS : **T = 0,501sec**

Donc :

$$T_2 = 0,5sec \leq T = 0,501sec \leq 3,0sec$$

D'où :

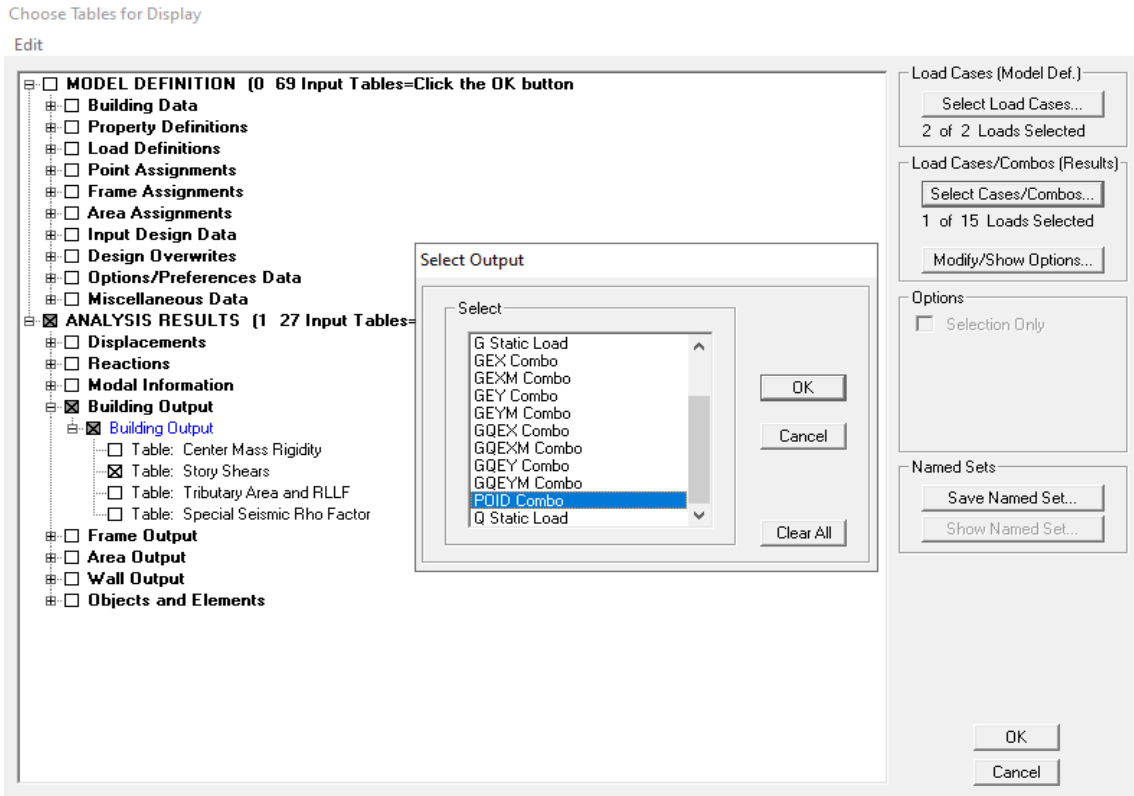
$$D_X = D_Y = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,501}\right)^{2/3} = 1,897$$

**W<sub>t</sub>** : Poids total de la structure, donné par ETABS

Pour déterminer le poids de la structure par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

**Display**  $\longrightarrow$  **Show Table**  $\longrightarrow$  **Building Output**  $\longrightarrow$  **Building Output**  
 $\longrightarrow$  **Table: Story Shears**

Puis on définit la combinaison **Poids combo** en cliquant sur : **Select cases/combo**



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story Shears

Edit View

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	TERRASSE	POID	Top	2133.91	0.00	0.00	0.000	9308.065	-25393.572
	TERRASSE	POID	Bottom	3893.46	0.00	0.00	0.000	17168.748	-46334.093
	ET6	POID	Top	5767.44	0.00	0.00	0.000	25170.677	-68634.295
	ET6	POID	Bottom	7617.99	0.00	0.00	0.000	33701.277	-90657.767
	ET5	POID	Top	9491.97	0.00	0.00	0.000	41703.206	-112957.968
	ET5	POID	Bottom	11342.52	0.00	0.00	0.000	50233.807	-134981.442
	ET4	POID	Top	13216.50	0.00	0.00	0.000	58235.736	-157281.64
	ET4	POID	Bottom	15146.61	0.00	0.00	0.000	67132.313	-180251.88
	ET3	POID	Top	17020.59	0.00	0.00	0.000	75134.242	-202552.08
	ET3	POID	Bottom	18950.70	0.00	0.00	0.000	84030.818	-225522.31
	ET2	POID	Top	20824.68	0.00	0.00	0.000	92032.747	-247822.52
	ET2	POID	Bottom	22754.79	0.00	0.00	0.000	100929.324	-270792.75
	ET1	POID	Top	24628.77	0.00	0.00	0.000	108931.253	-293092.95
	ET1	POID	Bottom	26650.68	0.00	0.00	0.000	118250.110	-317155.61
	RDC	POID	Top	28524.66	0.00	0.00	0.000	126252.039	-339455.81
	RDC	POID	Bottom	31213.17	0.00	0.00	0.000	138602.233	-371432.49

OK

Alors le poids total de la structure :  **$W_t = 31213.17$  KN**

❖ Tableau récapitulatif des résultats :

**Tableau VI.4:** Tableau récapitulatif des résultats.

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone <b>A</b>	<b>0,15</b>
Facteur d'amplification dynamique <b>D</b>	<b>1,896</b>
Facteur de qualité <b>Q</b>	<b>1,20</b>
Coefficient de comportement <b>R</b>	<b>5</b>
Le poids total de la structure <b>W<sub>t</sub></b> [kN]	<b>31213.17</b>

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

$$V = \frac{0,15 \times 1,896 \times 1,2}{5} \times 31213.17 = 2130.48 \text{ KN}$$

—————> **V<sub>RPA</sub> = 2130.48 KN**

➤ **Détermination de l'effort tranchant par ETABS**

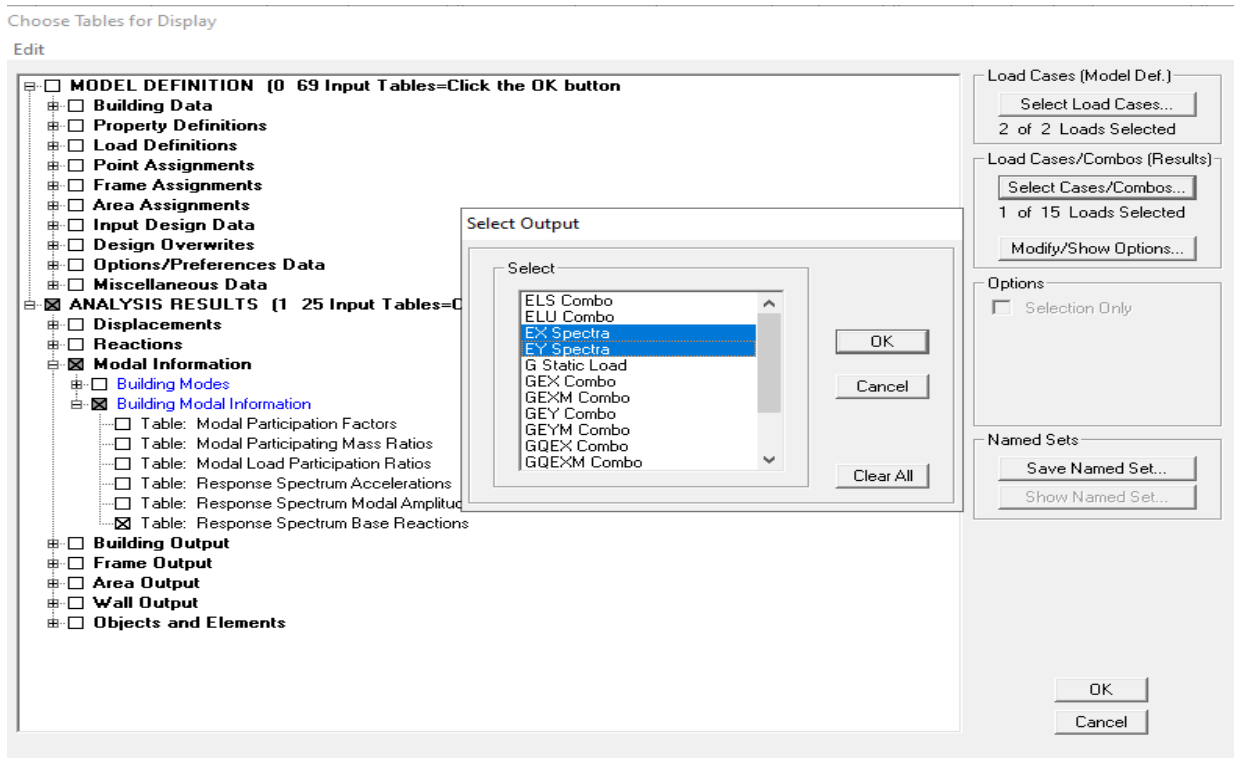
Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

**Display** ———> **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**ANALYSIS RESULTS** ———> **modal Information** ———> **building modal information**  
 ———> **Response Spectrum Base Reactions.**

Puis on définit les combinaisons **E<sub>X</sub> specter** et **E<sub>Y</sub> specter** en cliquant sur : **Select cases/combo**



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
▶	EX	1	U1	2031.25	-0.45	0.00	12.370	38394.152	-8983.476
	EX	2	U1	0.00	0.74	0.00	-14.040	0.005	8.769
	EX	3	U1	0.47	0.00	0.00	0.033	7.875	-2.941
	EX	4	U1	705.33	-0.04	0.00	2.088	3209.002	-3152.613
	EX	5	U1	0.00	-0.54	0.00	2.728	0.004	-6.434
	EX	6	U1	0.00	0.00	0.00	-0.003	-0.016	-0.059
	EX	7	U1	321.54	0.77	0.00	-3.624	1036.148	-1416.953
	EX	8	U1	0.02	-2.27	0.00	6.819	0.032	-27.028
	EX	9	U1	146.53	2.58	0.00	-7.976	325.414	-639.674
	EX	10	U1	0.01	0.01	0.00	-0.010	-0.045	0.112
	EX	11	U1	1.42	0.43	0.00	-0.925	-1.600	-5.448
	EX	12	U1	0.36	-0.06	0.00	0.706	1.099	7.295
	EX	All	All	2186.65	2.41	0.00	19.095	38564.696	9680.935
	EY	1	U2	-0.45	0.00	0.00	-0.003	-8.421	1.970
	EY	2	U2	0.74	1992.22	0.00	-37952.500	13.734	23704.028
	EY	3	U2	0.00	0.00	0.00	0.000	-0.014	0.005
	EY	4	U2	-0.04	0.00	0.00	0.000	-0.183	0.180
	EY	5	U2	-0.54	948.65	0.00	-4788.053	-7.009	11292.553
	EY	6	U2	0.00	0.00	0.00	-0.001	-0.005	-0.019
	EY	7	U2	0.77	0.00	0.00	-0.009	2.469	-3.376
	EY	8	U2	-2.27	341.89	0.00	-1029.100	-4.798	4079.038
	EY	9	U2	2.58	0.05	0.00	-0.140	5.725	-11.254
	EY	10	U2	0.01	0.01	0.00	-0.010	-0.045	0.113
	EY	11	U2	0.43	0.13	0.00	-0.282	-0.487	-1.659
	EY	12	U2	-0.06	0.01	0.00	-0.110	-0.171	-1.135
	EY	All	All	2.41	2239.87	0.00	38290.853	17.275	26653.357

OK

Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x\text{dyn}} = \text{Max } F_1 = 2186.65 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = \text{Max } F_2 = 2239.87 \text{ KN}$$

❖ **Vérification :**

✓ **Sens longitudinal :**

$$V_{x\text{dyn}} = 2186.65 \text{ KN} > 0,8V_{\text{RPA}} = 0,8 \times 2130.48 \text{ KN} = 1704.38 \text{ KN}. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens transversal :**

$$V_{y\text{dyn}} = 2239.87 \text{ KN} > 0,8V_{\text{RPA}} = 0,8 \times 2130.48 \text{ KN} = 1704.38 \text{ KN}. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  → **L'effort tranchant à la base est vérifié.**

**VI.8. Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ) :**

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : (Art 5.9 RPA99).

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq 0,10 \dots\dots\dots (VI.10)$$

- $P_K$  : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau «K».
- $V_K$  : effort tranchant d'étage au niveau «K».
- $\Delta_K$  : déplacement relatif du niveau «K» par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q±E).
- $h_K$  : hauteur de l'étage «K».

**Tableau.VI.5** : Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ)

Niveau	Sens longitudinal (x)					Sens transversal (y)		
	$P_k$ (KN)	$h_k$ (m)	$\Delta_k$ (m)	$V_x$ (KN)	$\theta$	$\Delta_k$ (m)	$V_y$ (KN)	$\theta$
ET7	3893.46	3.06	0.007	535.27	0.0166	0.0035	562.50	0.0079
ET6	7617.99	3.06	0.007	971.61	0.0179	0.0035	1011.24	0.0086
ET5	11342.52	3.06	0.0065	1306.88	0.0184	0.0035	1317.04	0.0098
ET4	15146.61	3.06	0.007	1579.74	0.0219	0.0035	1568.53	0.0110
ET3	18950.70	3.06	0.006	1800.16	0.0206	0.003	1787.09	0.0103
ET2	22754.79	3.06	0.0055	1971.72	0.0207	0.0025	1973.72	0.0094
ET1	26650.68	3.06	0.004	2099.31	0.0165	0.002	2132.52	0.0081
RDC	31213.17	4.08	0.0025	2186.65	0.0087	0.001	2239.87	0.0034

On constate que  $\theta_x$  et  $\theta_y$  sont inférieurs à « 0.1 ».

Donc l'effet (P- Δ) peut être négligé pour le cas de notre structure. —————> **Condition vérifiée.**

**VI.9. Spécifications pour les poteaux :**

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \dots\dots\dots (VI.11).$$

Avec :

- $N_d$  : Effort normal dans les poteaux
- $B_c$  : Section du poteau

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

❖ **Exemple pour les étapes :**

On sélectionne les poteaux qui ont la même section :

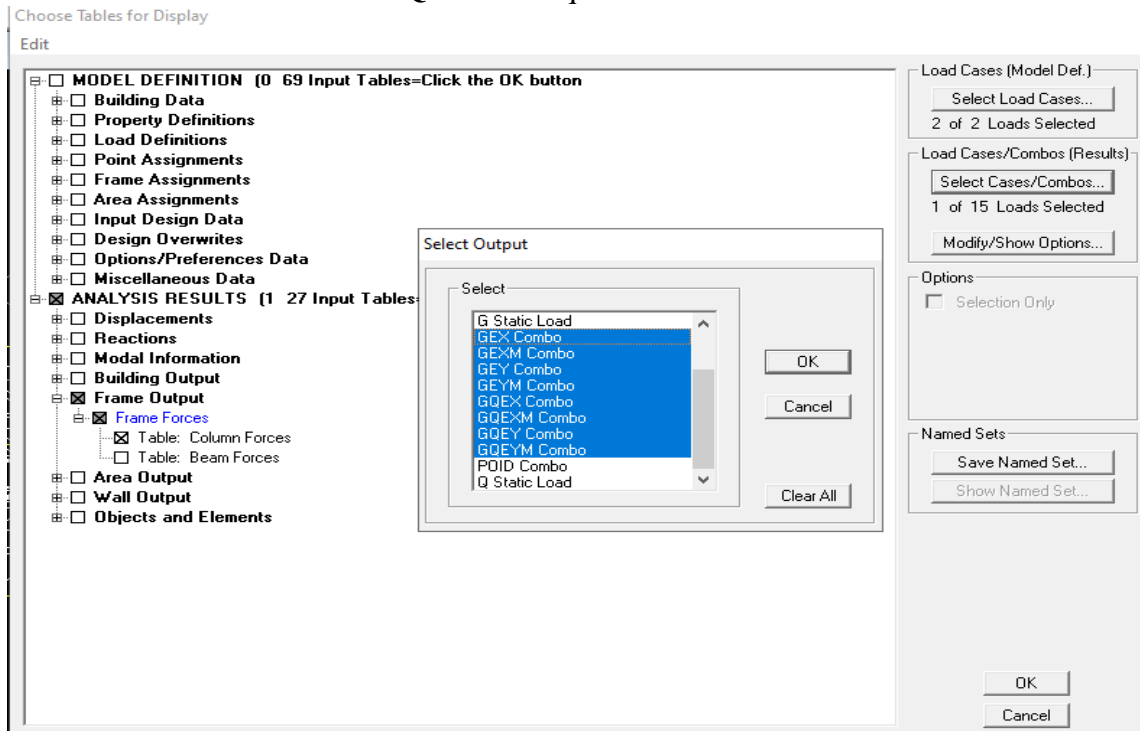
✓ **poteau 40 × 40 (RDC, 1<sup>ère</sup> étage)**

**Display** → **Show Table** →

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

**Frame Output** → **Frame Force** → **Table: Colum force**

Puis on définit les combinaisons **G + Q ± E** en cliquant sur : **Select cases/combo**



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Column Forces

Edit View

Column Forces

	Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2
▶	ET1	C6	GQEX MAX	0.000	-560.67	5.85	4.69	0.051	7.292
	ET1	C6	GQEX MAX	1.355	-555.25	5.85	4.69	0.051	0.937
	ET1	C6	GQEX MAX	2.710	-549.83	5.85	4.69	0.051	-5.39
	ET1	C6	GQEX MIN	0.000	-572.92	-8.02	4.57	-0.051	6.972
	ET1	C6	GQEX MIN	1.355	-567.50	-8.02	4.57	-0.051	0.784
	ET1	C6	GQEX MIN	2.710	-562.08	-8.02	4.57	-0.051	-5.42
	ET1	C6	GQEY MAX	0.000	-536.35	0.13	5.68	0.072	9.717
	ET1	C6	GQEY MAX	1.355	-530.93	0.13	5.68	0.072	2.028
	ET1	C6	GQEY MAX	2.710	-525.51	0.13	5.68	0.072	-5.09
	ET1	C6	GQEY MIN	0.000	-597.23	-2.30	3.58	-0.072	4.548
	ET1	C6	GQEY MIN	1.355	-591.81	-2.30	3.58	-0.072	-0.30
	ET1	C6	GQEY MIN	2.710	-586.39	-2.30	3.58	-0.072	-5.72
	ET1	C6	GQEXM MAX	0.000	-560.67	5.85	4.69	0.051	7.292
	ET1	C6	GQEXM MAX	1.355	-555.25	5.85	4.69	0.051	0.937
	ET1	C6	GQEXM MAX	2.710	-549.83	5.85	4.69	0.051	-5.39
	ET1	C6	GQEXM MIN	0.000	-572.92	-8.02	4.57	-0.051	6.972
	ET1	C6	GQEXM MIN	1.355	-567.50	-8.02	4.57	-0.051	0.784
	ET1	C6	GQEXM MIN	2.710	-562.08	-8.02	4.57	-0.051	-5.42

OK

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que :

$$N_d = 792.5 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{792.5 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.198 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Et on procède de la même manière pour les autres sections :

✓ **Poteaux 35×35 :**

$$N_d = 583.09 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{583.09 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.19 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poteaux 30×30 :**

$$N_d = 287.48 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{287.48 \times 10^3}{300 \times 300 \times 25} = 0.127 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On déduit donc, l'effort réduit dans les poteaux est vérifiée.

**VI.10. Conclusion :**

D'après les résultats obtenus ci-dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

## VII.1. Ferrailage des poteaux :

### VII.1.1.Introduction:

Le ferrailage des poteaux se fera en flexion composée, en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q \longrightarrow$  à l'ELU.
- $G + Q \pm E \longrightarrow$  RPA 2003.
- $0,8G \pm E \longrightarrow$  RPA 2003.

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS :

- $G + Q \longrightarrow$  à l'ELS.

Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques suivant des matériaux :

**Tableau VII.1 :** Caractéristique de calcul en situation durable et accidentelle.

Situation	Béton				Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\theta$	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	0.85	1	400	400

### VII.1.2. Recommandation de l' RPA 99/Version 2003 :

➤ **Armatures longitudinales (RPA99/modifiée, Art 7.4.2.1) :**

D'après le RPA 99/V2003 (ART7.4.2) les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\phi$  (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

Tableau VII.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage Minimal	Pourcentage Maximal	
	$A_{min} = 0,8\% b \times h$ (Cm <sup>2</sup> )	Zone de recouvrement $A_{max} = 0,06 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Zone courante $A_{max} = 0,04 \times b \times h$ (cm <sup>2</sup> )
40x40	12,8	96	64
35x35	9,8	73,5	49
30x30	7,2	54	36

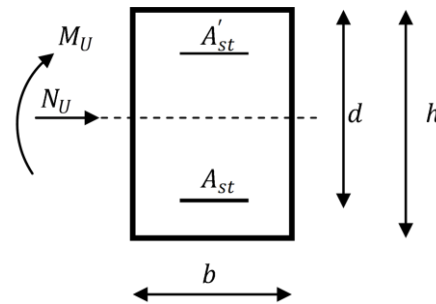
**VII.1.3. Etapes de calcul en flexion composé à l'ELU :**

Chaque poteau est soumis à un effort N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

❖ Calcul du centre de pression <<e>>

$$e = \frac{M_u}{N_u} \dots\dots\dots (VII.1)$$



Deux cas peuvent se présenter :

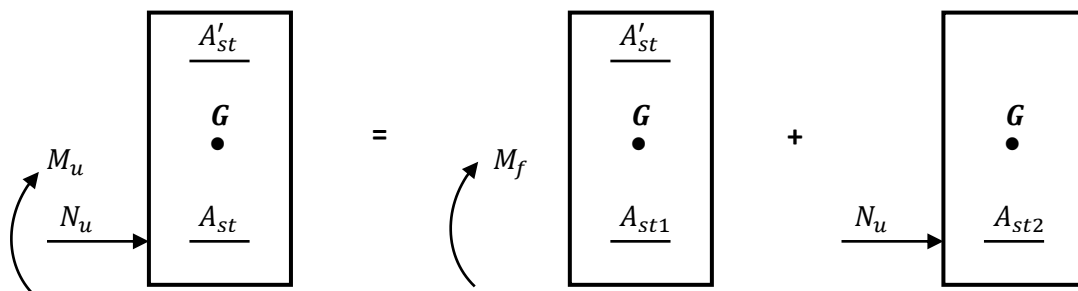
**a) Section partiellement comprimée : (SPC)**

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \end{cases} \dots\dots\dots (VII.2)$$

**Avec :** M<sub>f</sub>: moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

- Si :  $\mu \leq \mu_l = 0.392 \implies$  La section est simplement armée (SSA)  $\implies \beta$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A' = 0 \quad \dots\dots\dots (VII.3)$$

D'où : la section réelle est :  $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$  si l'effort est négatif.

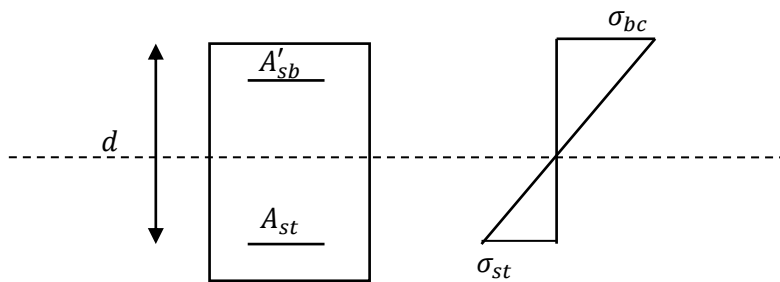
Si  $A_{st}$  est négative :  $A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right) \dots\dots\dots (VII.4)$

- Si :  $\mu > \mu_l = 0.392 \implies$  la section est doublement armée (SDA).

**On calcule :**

$$M_r = \mu_l bd^2 f_{bc} \quad \dots\dots\dots (VII.5)$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



**Avec :**  $M_r$  : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \dots\dots\dots (VII.6)$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est :

$$A'_{st} = A' \quad , \quad A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \dots\dots\dots (VII.7)$$

**b) Section entièrement comprimée : (SEC)**

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{C'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{array} \right. \dots\dots\dots (VII.8)$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus :

**1<sup>er</sup> Cas : S.S.A (Section Simplement Armée) :**

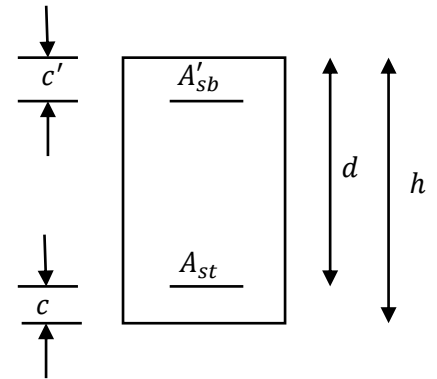
➤ **Si :**  $N_u(d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2f_{bc}$  ..... (VII.9)

⇒  $A'_{st} \neq 0$  ;  $A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont :

$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}}$  ;  $A_{st} = 0$  ..... (VII.10)

Avec :  $\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$



**2<sup>eme</sup> Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :**

➤ **Si :**  $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2f_{bc}$  ..... (VII.11)

Les sections d'armatures sont :

$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h)bf_{bu}}{(d - c')\sigma_{st}}$  ;  $A_{st} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$  .....(VII.12)

➤ **Si :**  $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$  (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera a l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :  $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_{st}}$

**Avec** B : Aire de la section du béton seul.

$\sigma_{st}$  : Contrainte de l'acier.

❖ **Remarque :**

Le ferrailage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il possible d'adopter le même ferrailage pour certain niveaux.

- ✓ **Zone I :** du RDC, 1<sup>ere</sup> étage. —————> Section (40 × 40).
- ✓ **Zone II :** du 2<sup>eme</sup> étage, 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> —————> Section (35 × 35).
- ✓ **Zone III :** du 5<sup>eme</sup> étage, 6<sup>eme</sup>, et 7<sup>eme</sup> —————> Section (30 × 30).

## VII.1.4. Calcul du ferrailage des poteaux :

## ❖ Exemple de calcul manuel :

➤ Poteau : 40 × 40 :

L'ELU :	$N_{\text{Max}} = -1071.05 \text{ KN}$	$M_{\text{cor}} = 6.352 \text{ KN.m.}$
G+Q±Ex :	$N_{\text{cor}} = -6.61 \text{ KN}$	$M_{\text{Max}} = 32.694 \text{ KN.m}$
G+Q±Ey :	$N_{\text{cor}} = -172.7 \text{ KN}$	$M_{\text{Max}} = -16.262 \text{ KN.m}$
0,8 G±Ex:	$N_{\text{Min}} = 162.72 \text{ KN}$	$M_{\text{cor}} = 2.71 \text{ KN.m}$
0,8 G±Ey:	$N_{\text{Min}} = -489.75 \text{ KN}$	$M_{\text{cor}} = -1.055 \text{ KN.m}$

• Calcul à l'ELU :

$$N_u = 1071.05 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_{u\text{corr}} = 6.352 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{6.352}{1071.05} = 0,00593 < \frac{h}{2} - c' = \frac{0.4}{2} - 0.03 = 0.17 \longrightarrow \text{S.E.C}$$

$$N_u (d - c') - M_f \quad \text{avec:} \quad M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) \quad / d = h - c = 0,40 - 0,03 = 0,37$$

✓ Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 6.352 + 1071.05 \left( \frac{0,40}{2} - 0,03 \right) = 188.4305 \text{ KN.m}$$

$$\longrightarrow N_u (d - c') - M_f = 1071.05 (0,37 - 0,03) - 188.4305 = 175.726 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et: } (0,5h - c') bh f_{bu} = (0,5 \times 0,40 - 0,03) \times 0,40 \times 0,40 \times 14,2 \times 10^3 = 386.24 \text{ m}$$

$$\text{Donc: } N_u (d - c') - M_f = 175.726 \text{ KN.m} < (0,5h - c') bh f_{bu} = 386.24 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{S.S.A}$$

✓ Calcul des armatures :

$$A'_{\text{sb}} = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_{\text{st}}} \quad ; \quad A'_{\text{st}} = 0 \quad \text{avec:} \quad \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$\text{Donc:} \quad \Psi = \frac{0,357 + \frac{1071.05(0,37 - 0,03) - 188.4305}{0,40 \times 0,40^2 \times 14,2 \times 10^3}}{0,8571 - \frac{0,03}{0,40}} = 0.0882$$

$$\text{D'où: } A'_{\text{sb}} = -5.755 \approx 0 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «Socotec». On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans le logiciel.

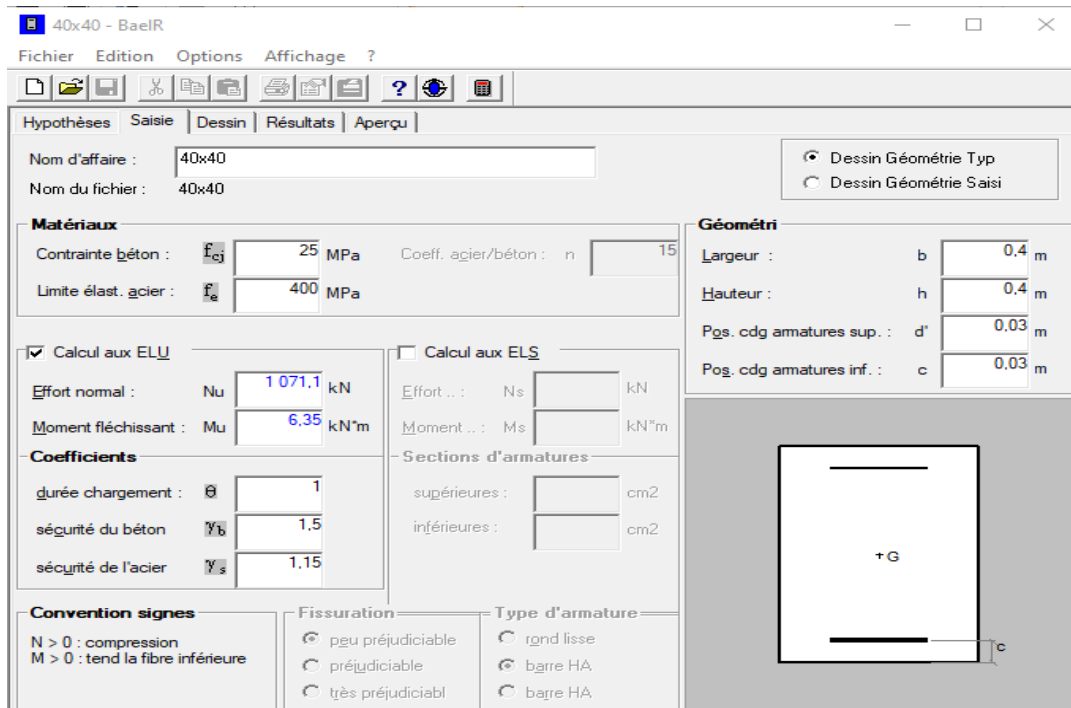


Figure VII.1 : Caractéristique et sollicitation de la section.

Cliquons sur l'icône Résultat pour extraire nos résultats.

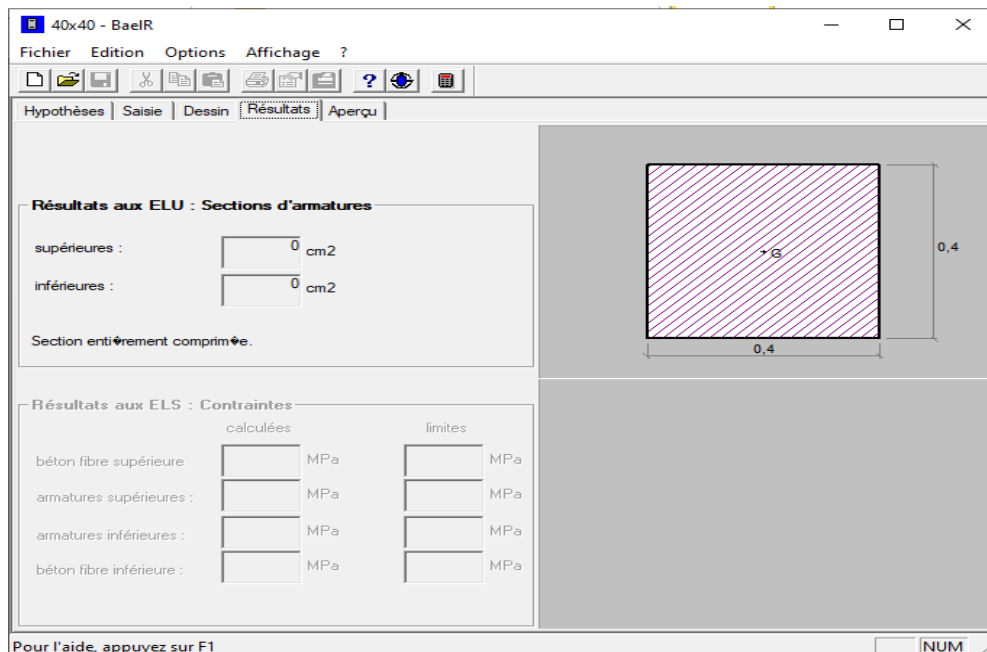


Figure VII.2: Affichage des résultats.

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau. VII. 3 : Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens longitudinal.

Section	Sollicitation	Combinaison	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	E (m)	h/2 - c'	M <sub>f</sub>	Nature	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Min</sub> (RPA)	Choix	A <sub>S</sub> Adoptée
(40x40)	N <sub>max</sub> - M <sub>cor</sub>	ELU	-1071.05	6.352	0.0059	0,17	-175.72	SEC	0	0	12,80	8HA16	16.08
	N <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	0,8G+Ex	162.72	2.71	0.016		30.372	SPC	0	0			
	N <sub>cor</sub> - M <sub>max</sub>	G+Q+Ex	-6.61	32.694	4.946		31.570	SPC	0	2.15			
(35x35)	N <sub>max</sub> - M <sub>cor</sub>	ELU	-787.27	16.595	0.021	0,145	-97.559	SPC	0	0	9.8	8HA14	12.31
	N <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	0,8G+Ex	-365.15	-14.339	0.039		-67.285	SEC	0	0			
	N <sub>cor</sub> - M <sub>max</sub>	G+Q+Ex	-107.07	36.339	0.339		20.813	SPC	0	1,52			
(30x30)	N <sub>max</sub> - M <sub>cor</sub>	ELU	-389.3	18.338	0.047	0,12	-28.378	SPC	0	0	7,2	8 HA 12	9.05
	N <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	0,8G+Ex	15.33	0.507	0.033		2.346	SEC	0	0			
	N <sub>cor</sub> - M <sub>max</sub>	G+Q+Ex	-30.06	32.842	1.092		29.534	SPC	0	2.77			

Tableau. VII. 4 : Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens transversal.

Section	Sollicitation	Combinaison	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	e (m)	h/2 - c'	M <sub>f</sub>	Nature	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Min</sub> (RPA)	Choix	A <sub>S</sub> Adoptée
(40x40)	N <sub>max</sub> - M <sub>cor</sub>	ELU	-1071.05	6.352	0.0059	0,17	-175.72	SEC	0	0	12,80	8HA16	16.08
	N <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	0,8G+Ey	-489.75	-1.055	0.002		-84.31	SPC	0	0			
	N <sub>cor</sub> - M <sub>max</sub>	G+Q+Ey	-172.7	-16.262	0.094		-45.621	SPC	0	0			
(35x35)	N <sub>max</sub> - M <sub>cor</sub>	ELU	-787.27	16.595	0.021	0,145	-97.559	SPC	0	0	9.8	8HA14	12,31
	N <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	0,8G+Ey	-361.18	3.575	0.009		-48.796	SEC	0	0			
	N <sub>cor</sub> - M <sub>max</sub>	G+Q+Ey	-221.98	-20.625	0.092		-52.812	SPC	0	0			
(30x30)	N <sub>max</sub> - M <sub>cor</sub>	ELU	-389.3	18.338	0.047	0,12	-28.378	SPC	0	0	7,2	8HA12	9,05
	N <sub>min</sub> - M <sub>cor</sub>	0,8G+Ey	-181.73	4.771	0.026		-17.036	SPC	0	0			
	N <sub>cor</sub> - M <sub>max</sub>	G+Q+Ey	-91.68	-26.864	0.29		-37.865	SPC	0	1.37			

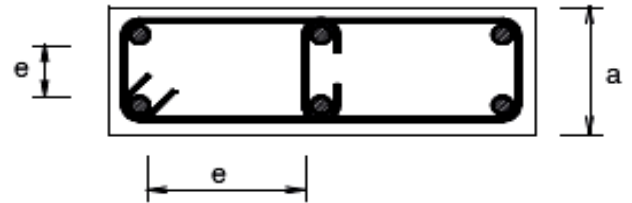
**VII.1.5. Vérification à l'ELU :**

**a. Armature longitudinale selon les recommandations du RPA :**

[Art 7.4.2.1/RPA99version2003]

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \phi$  (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.



- Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (Zones critiques).

**Tableau VII.5 :** sections d'acier minimales et maximales recommandées par RPA.

Section des Poteau (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage minimal : $A_{min} = 0.008 b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	Zone courante : $A_{max} = 0.04 b \times h$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Poteau (40×40)</b>	12.8	96	64
<b>Poteau (35×35)</b>	9.8	73.5	49
<b>Poteau (30×30)</b>	7.2	54	36

❖ **Au niveau des poutres :**

$L' = 2 \times h$  tel que h : Hauteur de la poutre

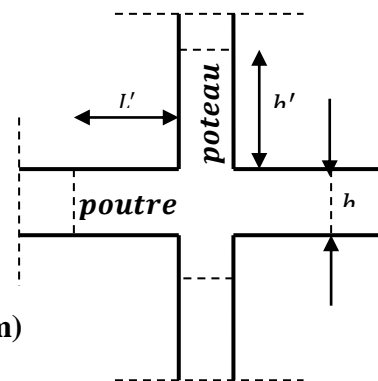
$L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$  : poutre principales de (20x35).

$L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$  : poutre secondaires de (20x30).

❖ **Au niveau des poteaux :  $h' = \max = (he/6 ; b1 ; h1 ; 60\text{cm})$**

-b1, h1 : Dimensions des poteaux

-he : Hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage)



**Figure VII.3 :** Zone nodale des poteaux.

Tableau VII.6 : Détermination de la zone nodale.

Poteaux	$h' = \max = (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$	
RDC (40x40)	$h' = \max (68 ; 40 ; 40 ; 60\text{cm})$	$h' = 68\text{cm}$
ET1 (40x40)	$h' = \max (51 ; 40 ; 40 ; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{cm}$
ET 2-3-4 (35x35)	$h' = \max (51 ; 35 ; 35 ; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{cm}$
ET 5-6-7 (30x30)	$h' = \max (51 ; 30 ; 30 ; 60\text{cm})$	$h' = 60\text{cm}$

**b. Armatures transversales selon les recommandations du RPA :**

[Art7.4.2.2 RPA99/v2003]

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

• **Diamètre des armatures transversales : [Art A.8.1 ,3/BAEL91 modifiées 99]**

D'après les règles du BAEL 91/ modifiée 99, le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers de diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} \dots\dots\dots (\text{VII.13})$$

soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$\phi_l$  : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\phi_t 8$  ;

Soit :  $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ .

• **Espacement des armatures :**

✓ **Selon le BAEL 91/ Art A.1.3 :**

$$S_t \leq \min \{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\} \dots\dots\dots (\text{VII.14})$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,2 ; 40\text{cm} ; (30 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

✓ **Selon le RPA99 version 2003 /Art 7.4.2.2 :**

La valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

➤ **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min\{10\phi_l^{min}; 15cm\} \dots\dots\dots (VII.15)$$

$$S_t \leq \min \{10 \times 1,2 ; 15 \text{ cm} \}$$

$$S_t \leq 12 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq \{15\phi_l^{min}\} = \{15 \times 1.2\} = 18 \text{ cm} \dots\dots\dots (VII.16)$$

$$S_t \leq 18 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :**

D'après l'article (7-4-2-2) /RPA 99 version 2003, la quantité d'armatures transversales minimale en pourcentage est donnée comme suit :

$$\frac{A_t}{b_l \times S_t} \text{ en } \% \dots\dots\dots (VII.17)$$

Si  $\lambda_g \geq 5 \quad \longrightarrow \quad A_t^{min} = 0,3 \% \times S_t \times b$

Si  $\lambda_g \leq 3 \quad \longrightarrow \quad A_t^{min} = 0,8 \% \times S_t \times b$

Et si  $3 < \lambda_g < 5 \quad \longrightarrow \quad$  Interpolation entre les valeurs limites du poteau.

Avec :  $\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left( \frac{L_f}{a} \text{ Ou } \frac{L_f}{b} \right) \quad / \quad L_f = 0,7 h_e$$

**a** et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

**l<sub>f</sub>** : la longueur de flambement du poteau.

**ρ<sub>a</sub>** : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, Il est pris :

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \longrightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

❖ **Poteau 40 × 40 :**

$$I_f(\text{RDC}) = 0,70 \times 4,08 = 2,856 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,856}{0,4} = 7,14 \text{ m} > 5$$

$$I_f(\text{ET1}) = 0,70 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,142}{0,4} = 5,355 \text{ m} > 5$$

❖ **Poteau 35 × 35 :**

$$I_f = 0,70 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,142}{0,35} = 6,12 \text{ m} > 5$$

❖ **Poteau 30 × 30 :**

$$I_f = 0,70 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{2,142}{0,30} = 7,14 \text{ m} > 5$$

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

**Tableau VII.7 : Quantité minimale d'armature transversale.**

poteau	$A_t^{\min} [\text{cm}^2]$		$A_{\text{adoptée}} [\text{cm}^2]$	Observation	
	Zone courante $S_t = 15\text{cm}$	Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$		Zone Courante	Zone Nodale
40×40	1,8	1,2	2,01	CV	CV
35×35	1,57	1,05	2,01	CV	CV
30×30	1,35	0,9	2,01	CV	CV

❖ **Conclusion :**

Les armatures transversales des poteaux (40 × 40), (35 × 35) et (30 × 30) seront composées de 2 cardes Ø8 ;  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ . Avec un espacement de 10cm en zone nodal et de 15 cm en zone courante.

- **Longueur d’ancrage [B.A.E.L.91/Article: A.6.1.221]**

Longueur de scellement  $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}}$  ..... (VII.18)

Avec :  $\tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$

- Pour les **HA12** :  $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,32 \text{cm}^2$ .
- Pour les **HA14** :  $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{cm}^2$ .
- Pour les **HA16** :  $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{cm}^2$ .

- **Selon le RPA :**

La longueur minimale de recouvrement dans la Zone IIa est :

$$L = 40 \times \emptyset \text{ ..... (VII.19)}$$

- Pour les **HA12** :  
 $L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,2 = 48 \text{cm}$        $L_r = 50 \text{ cm}$ .
- Pour les **HA14** :  
 $L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{cm}$        $L_r = 60 \text{ cm}$ .
- Pour les **HA16** :  
 $L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,6 = 64 \text{cm}$        $L_r = 65 \text{ cm}$ .

- **Vérification des contrainte tangentielles : [RPA 99/ modifiée 2003 ; Art .7.4.3.2]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28} \text{ ..... (VII.20)}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

D’ où :  $\tau_u = 25 \times 0,075 = 1,875 \text{ MPa}$ .

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Tableau VII.8 : Vérification de la contrainte tangentielle.

Zone	Section	V <sub>U</sub> (cm)	b (cm)	d (cm)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérification
I	40 x 40	52,73	40	37	7.14	0,075	0,356	1,875	CV
	40 x 40	52,73	40	37	5.355	0,075	0,356	1,875	CV
II	35 x 35	42,79	30	32	6.12	0,075	0,445	1,875	CV
III	30 x 30	38,77	30	27	7.14	0,075	0,479	1,875	CV

VII.1.6. Vérification à l'ELS :

➤ Condition de non fragilité : [BAEL 91/ modifiée 99 ; Art.A.4.2.1]

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \left( \frac{e_s - 0,455.d}{e_s - 0,185.d} \right) \dots\dots\dots (VII.21)$$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Tableau VII.9 : Vérification la condition de fragilité.

Section (cm <sup>2</sup> )	Combinaison	N <sub>S</sub> (KN)	M <sub>S</sub> (KN.m)	e <sub>s</sub> (m)	h/6 (m)	Nature	A <sub>min</sub> (Cm <sup>2</sup> )	A adoptée (Cm <sup>2</sup> )	OBS
Zone I 40 x 40	N <sub>Max</sub> - M <sub>cor</sub>	-1325,6	0	0	0,066	SEC	4,40	16,08	CV
	N <sub>Min</sub> - M <sub>cor</sub>	-111,69	0,465	0,0042	0,066	SEC	4,57		CV
	N <sub>cor</sub> - M <sub>Max</sub>	-755,39	21,648	0,0287	0,066	SEC	6,29		CV
Zone II 35 x 35	N <sub>Max</sub> - M <sub>cor</sub>	-872,59	-18,184	0,0208	0,058	SEC	3,77	12,31	CV
	N <sub>Min</sub> - M <sub>cor</sub>	-63,68	7,596	0,119	0,058	SPC	-0,52		CV
	N <sub>cor</sub> - M <sub>Max</sub>	-495,92	-24,904	0,0502	0,058	SEC	12,31		CV
Zone III 30 x 30	N <sub>Max</sub> - M <sub>cor</sub>	-373,06	-20,195	0,0541	0,05	SPC	-16,24	9,05	CV
	N <sub>Min</sub> - M <sub>cor</sub>	-10,94	12,951	1,184	0,05	SPC	0,92		CV
	N <sub>cor</sub> - M <sub>Max</sub>	-125,17	27,559	0,220	0,05	SPC	0,56		CV

➤ Vérification les contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :  
[BAEL99/Art.4.5.2]

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots (VII.22)$$

- Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$  La section est entièrement comprimée.
- Si  $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée.

Avec : M<sub>ser</sub> : est le moment de flexion à l'ELS.

N<sub>ser</sub> : est l'effort normal à l'ELS.

• **Vérification d'une Section partiellement comprimée S.P.C :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c \dots\dots\dots (VII.23)$$

Avec :  $y_1$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

$y_2$  : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

$l_c$  : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

$y_2$  est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :  $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6n\bar{A}_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n\bar{A}_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul  $\Delta$  :  $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si  $\Delta \geq 0$  :  $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$ ;  $u = \sqrt[3]{t}$ ;  $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si  $\Delta < 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); y_2^2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

**Avec :**

$$\alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc :  $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

**Enfinement la contrainte de compression dans le béton est :**

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots (VII.24)$$

• **Vérification d'une Section entièrement comprimée S.E.C :**

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots (VII.25)$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa} \quad \dots\dots\dots (\text{VII.26})$$

❖ **Remarque :**

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée. Le tableau qui suit résume tous les résultats du calcul.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissurations (contrainte dans l'acier) :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

➤ **Etat limite de compression du béton : [BAEL 91/modifiée 99 ; Art A.4.5.2].**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

❖ **Remarque :**

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Vérification les contraintes calculées en utilisant le logiciel SOCOTEC.

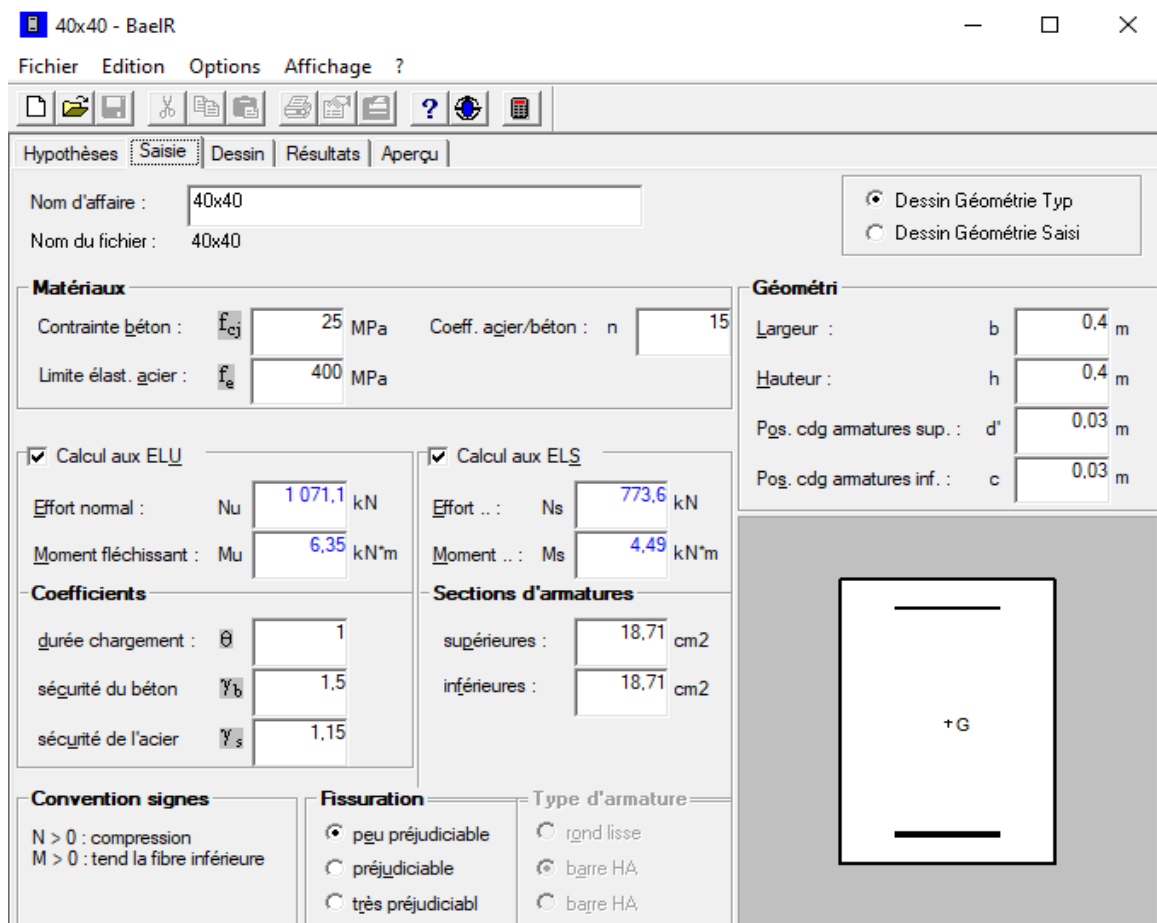


Figure VII.4 : Caractéristiques et sollicitation de la section.

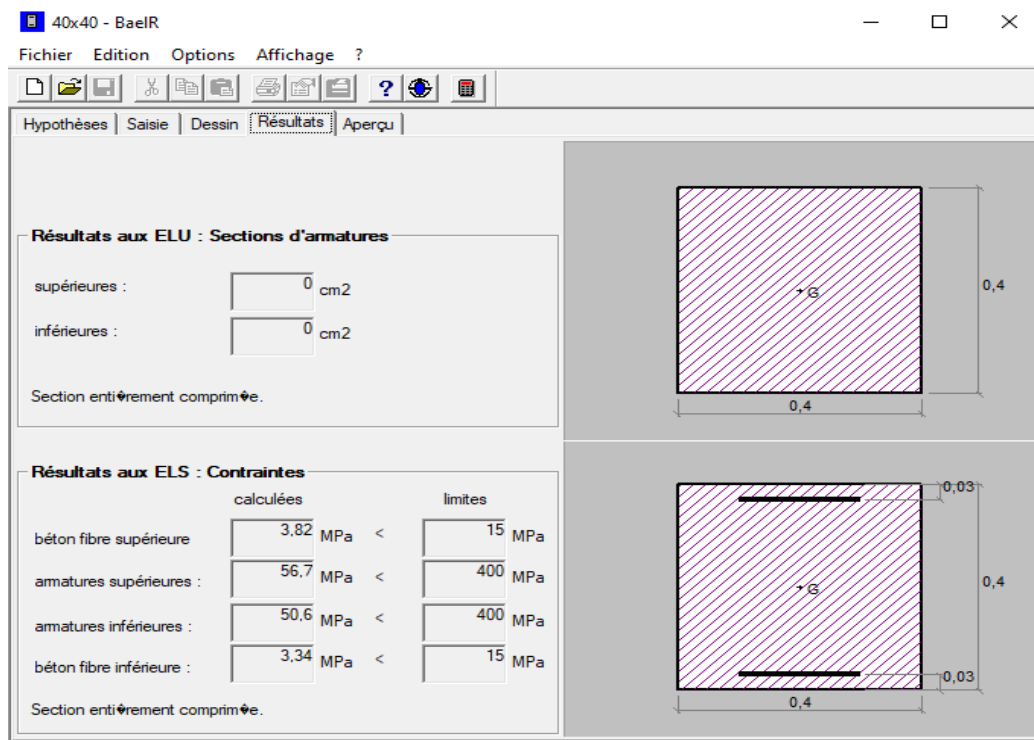


Figure VII.5 : Affichage des résultats.

Tableau VII.10 : Vérifications des contraintes.

Section (Cm <sup>2</sup> )	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>s</sub> (KN.m)	Nature	σ <sub>b</sub> Sup	σ <sub>b</sub> inf	σ <sub>bc</sub> Adm	σ <sub>st</sub> Sup	σ <sub>st</sub> inf	σ <sub>s</sub>	Obs
Zone I 40 x 40	-773.64	4.492	SEC	3.82	3.34	15	56.7	50.6	348	CV
	-49.43	-0.261	SEC	0.24	0.21	15	3.61	3.25	348	CV
	-668.35	17.325	SEC	4.02	2.17	15	58.1	34.6	348	CV
Zone II 35 x 35	-568.69	11.755	SEC	4.56	2.54	15	65.8	40.7	348	CV
	-20.08	-0.12	SPC	0.14	0.12	15	2.01	1.75	348	CV
Zone III 30 x 30	-376.83	16.501	SEC	3.77	0.94	15	52.9	17.7	348	CV
	-281.64	13.026	SPC	4.24	0.57	15	58.1	14.1	348	CV
	0.77	-0.239	SPC	0.05	0	15	0.55	-0.74	348	CV
	-90.44	-24.736	SPC	4.96	0	15	58.2	-71.4	348	CV

❖ Conclusion :

Le ferraillage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Tableau VII.11: Ferraillage finale des poteaux.

Niveaux	Section	A adopté (cm <sup>2</sup> )
RDC/ ET1	40 x 40	8HA16 = 16,08
Etage 2/3/4	35 x 35	8 HA14 = 12,31
Etage 5/6/7	30 x 30	8 HA12 = 9,05

### VII.1.6. Schéma de ferrailage des poteaux :

#### ❖ Poteaux 40 x 40 :

Les armatures longitudinales :  $8\text{HA}16 = 16,08 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales :  $4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

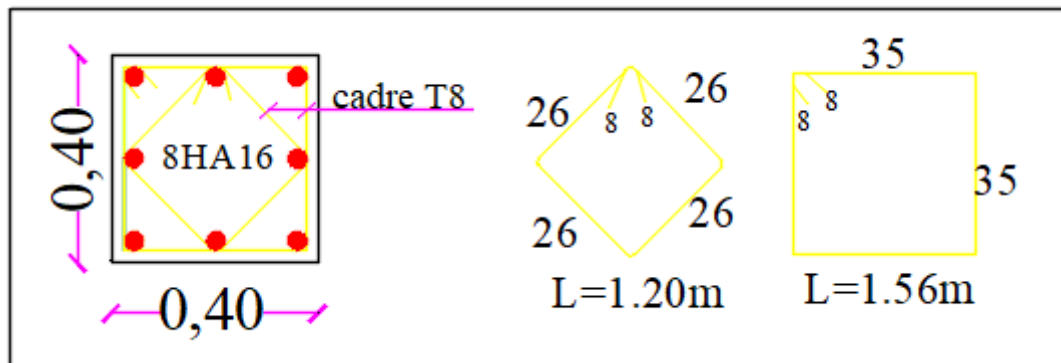


Figure VII.6 : Ferrailage des poteaux 40 x 40.

#### ❖ Poteaux 35 x 35 :

Les armatures longitudinales :  $8 \text{ HA } 14 = 12,31 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales :  $4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

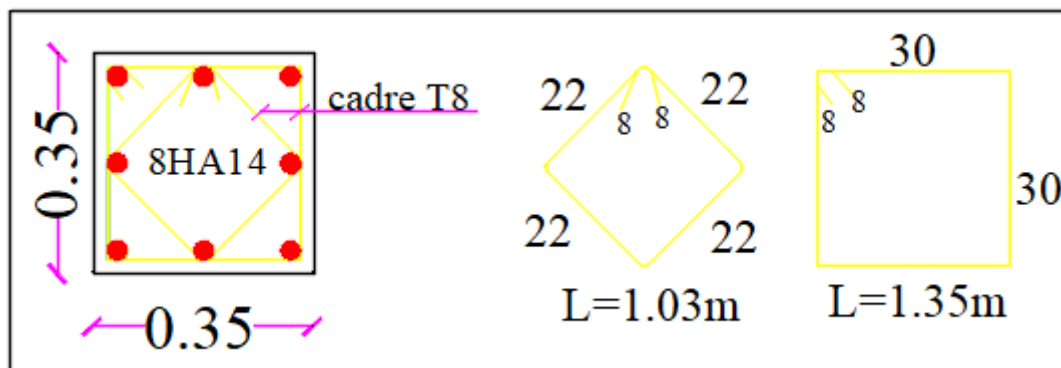


Figure VII.7 : Ferrailage des poteaux 35 x 35.

#### ❖ Poteaux 30 x 30 :

Les armatures longitudinales :  $8 \text{ HA}12 = 9,05 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales :  $4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

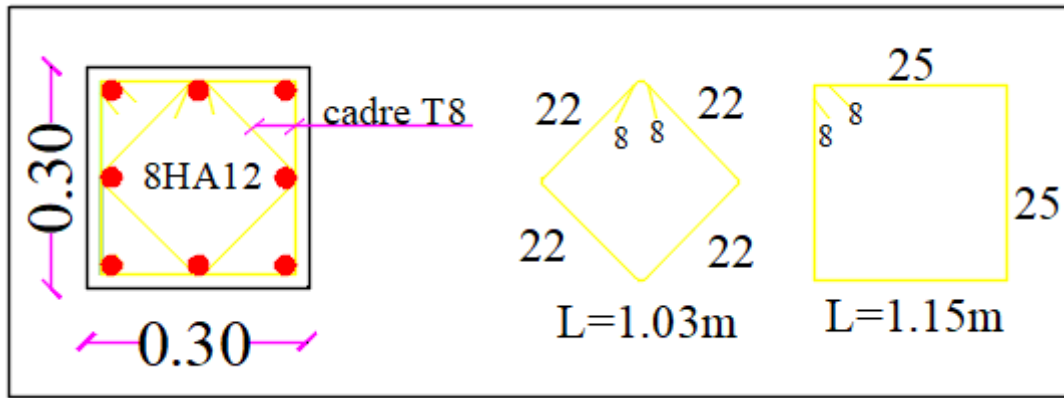


Figure VII.8 : Ferraillage des poteaux 30 x 30.

## VII.2. Ferrailage des poutres :

### VII.2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités 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.

Les moments et les efforts les plus défavorables sont extraits du logiciel ETABS en tenant comptes des combinaisons suivantes :

- 1.35G+1.5Q      —————>      à l'ELU
- G+Q±E          —————>      RPA 2003
- 0.8G±E          —————>      RPA 2003

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS :

- G+Q              —————>      à l'ELS

### VII.2.2. Recommandation et exigence de l'RPA :

#### a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- **Pourcentage total minimum**  
 $A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$ , en toute section.
- **Pourcentage total maximum**  
 $A_{\max} = 4\% (b \times h)$  ; —————>      En zone courante.  
 $A_{\max} = 6\% (b \times h)$  ; —————>      En zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.12** : Section des armatures longitudinales.

	Pourcentage total minimum	Pourcentage total Maximum	
	$A_{\min} = 0,5\% (b \times h)$ ,	Zone courante. $A_{\max} = 4\% (b \times h)$	Zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% (b \times h)$
Poutre principale (20 × 35)	3.5	28	42
Poutre secondaire (20 × 30)	3	24	36

- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travées au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de  $50\phi$  en zone IIa.

**b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b \dots\dots\dots (VII.27)$$

L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- ✓ Zone nodale  $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12\emptyset ; 30\text{cm} \right)$
- ✓ Zone courante  $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

**Avec :**  $\emptyset$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VII.2.3. Calcul des armatures a l'ELU :**

**A. Calcul des armatures longitudinales**

Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis résultants des combinaisons de charges les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \qquad f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

- $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \text{ et } \theta = 0,85 \text{ cas accidentel.} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ et } \theta = 1 \text{ cas durable} \end{array} \right.$

**Tableau VII.13 :** Les différentes caractéristiques de béton et l'acier.

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14 ,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

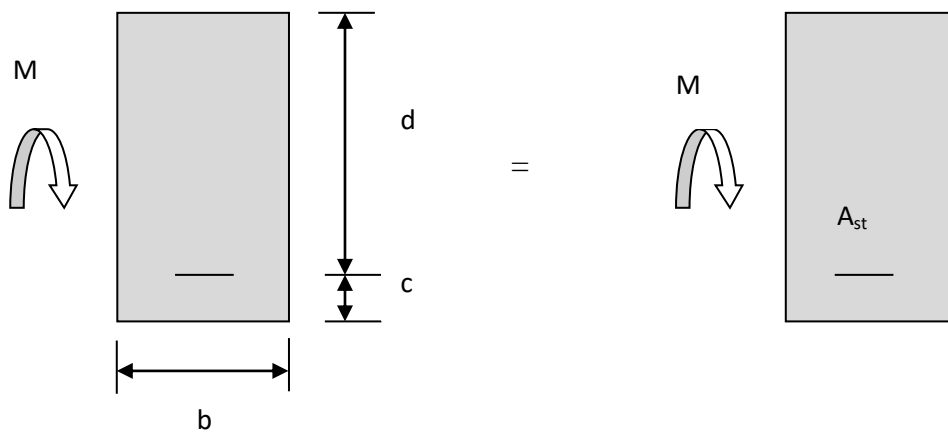
➤ **Étapes de calcul :**

Le moment réduit limite «  $\mu_l$  » est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Ensuite on calcul le moment réduit «  $\mu$  » avec la relation précédente et on le compare à «  $\mu_l$  » deux cas se présente à nous :

✓ **1<sup>ère</sup> cas :**  $\mu \leq \mu_l \longrightarrow$  Section simplement armée (SSA)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $\longrightarrow A_{sc}=0$



**Fig.VII.9 :** Disposition de l'armature tendue S.S.A

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \bar{\sigma}_{st}} \dots\dots\dots(VII.28)$$

Avec :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$  et  $\gamma_s = 1,15$

✓ **2<sup>ème</sup> cas :**  $\mu \geq \mu_l \longrightarrow$  Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

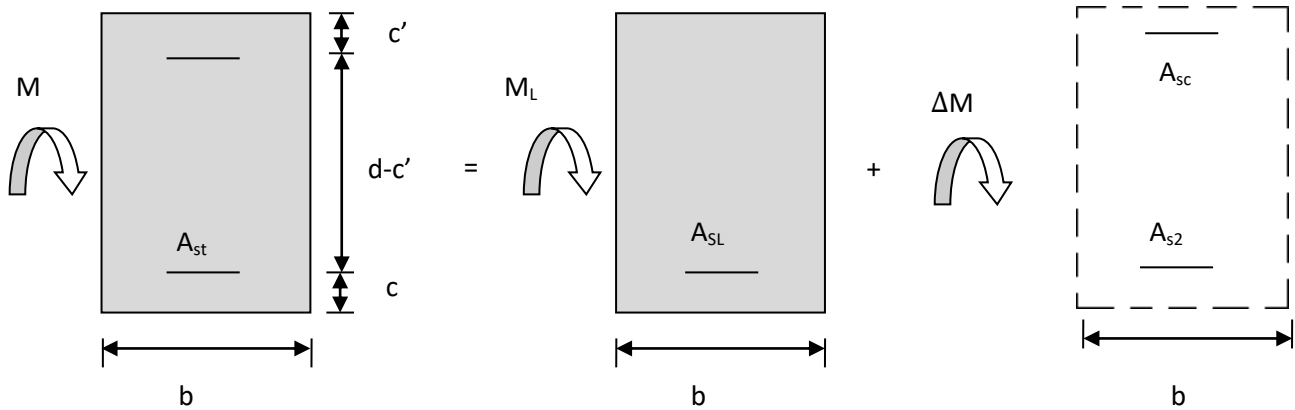


Fig.VII.10 : Disposition des armatures S.D.A.

$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_1}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_s} \dots\dots\dots (VII.29)$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_s} \dots\dots\dots (VII.30)$$

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

❖ **Les poutres principales :**

Tableau VII.14 : Ferraillage des poutres principales.

Localisation	M <sub>Max</sub> KN.m	Combinaison	μ	obs	β	A <sub>St</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A adoptée (Cm <sup>2</sup> )
Aux appuis	51.78	0,8G+Ex/G+Q+Ex	0.178	SSA	0.901	5.16	3HA12 (filante) + 3HA10 (chapeau)	5.74
En travée	69.05	ELU	0.240	SSA	0.861	7.20	3HA14 (filante) + 3HA12 (chapeau)	8,01

❖ **Les poutres secondaires :**

Tableau VII.15 : Ferraillage des poutres secondaires.

Localisation	M <sub>Max</sub> KN.m	Combinaison	μ	obs	β	A <sub>St</sub> (Cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	A adoptée (Cm <sup>2</sup> )
Aux appuis	21.145	0,8G+Ey/G+Q+Ey	0.102	SSA	0.946	2.37	3HA12 (filante) + 3HA10 (chapeau)	5.74
En travée	22.773	ELU	0.110	SSA	0.942	2.57	3HA12 (filante) + 3HA10 (chapeau)	5.74

VII.2.4. Vérification a l'ELU :

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots (VII.31)$$

✓ **Poutres principales de (20 × 35) cm<sup>2</sup>:**  $A_{\min} = 0,23 \times 20 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 0.773\text{cm}^2$

✓ **Poutres secondaires de (20 × 30) cm<sup>2</sup>:**  $A_{\min} = 0,23 \times 20 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0.652 \text{ cm}^2$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VII.16 :** Condition de non fragilité.

Poutres		A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Vérifications
<b>Principales</b>	En travée	8.01	0.773	CV
	Aux appuis	5.74	0.773	CV
<b>Secondaires</b>	En travée	5.74	0.652	CV
	Aux appuis	5.74	0.652	CV

❖ **Armatures longitudinales : [RPA99 version 2003 /Art 7.5.2.1].**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{\text{Min}} = 0,5 \% (b \times h) \dots\dots\dots (VII.32)$$

➤ **Poutre principale :**

✓ **Aux appuis :**

$$A_{\text{St}} = 5.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Min}} = 0,5\% \times 20 \times 35 = 3.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{St}} = 5.74 > A_{\text{Min}} = 3.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **En travée :**

$$A_{\text{St}} = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Min}} = 0,5\% \times 20 \times 35 = 3.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{St}} = 8.01 > A_{\text{Min}} = 3.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Poutre secondaire :**

✓ **En travée :**

$$A_{St} = 5.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{Min} = 0,5\% \times 20 \times 30 = 3\text{cm}^2$$

$$A_{St} = 5.74 > A_{Min} = 3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Aux appuis :**

$$A_{St} = 5.74 \text{ cm}^2$$

$$A_{Min} = 0,5\% \times 20 \times 30 = 3\text{cm}^2$$

$$A_{St} = 5.74 > A_{Min} = 3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures transversales : [RPA99 version 2003 /Art 7.5.2.2]**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b \dots\dots\dots \text{(VII.24)}$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- ✓ Zone nodale       $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm} \right)$
- ✓ Zone courante     $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

**Avec :**  $\phi$  : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les quantités et les espacements des armatures transversales sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.17 :** Armatures transversales.

	Calcul de (cm)			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage (cm <sup>2</sup> )
	Zone nodale $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm} \right)$	Min [8.75 ; 16.8; 30]	$S_t = 10 \text{ cm}$		
Poutre Principale	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5$	$S_t = 15 \text{ cm}$	0.9	4 HA 8 = 2,01
	Zone nodale $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm} \right)$	Min [7.5 ; 14.4; 30 ]	$S_t = 8 \text{ cm}$	0,48	
Poutre Secondaire	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 15$	$S_t = 15 \text{ cm}$	0.9	4 HA 8 = 2,01
	Zone nodale $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm} \right)$	Min [8.75 ; 16.8; 30]	$S_t = 10 \text{ cm}$	0,6	

**VII.2.5. Vérification aux cisaillements : [BAEL 91 modifiée 99 /Art 5.1.1]**

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente «  $\tau_u$  », prise

conventionnellement égale à :  $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$  ..... (VII.25)

$T_u^{max}$  : Effort tranchant max à l'ELU.

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \dots\dots\dots (VII.26)$$

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

**Tableau VII.18** : Vérification aux cisaillements.

Poutres	Effort tranchant (KN)	b (cm)	d (cm)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observations
Principales	T max 34.18	20	32	0.53	3,33	CV
Secondaires	T max 34.18	20	27	0.63	3,33	CV

❖ **Influence de l'effort tranchant :**

➤ **Influence sur le béton : [BAEL91 modifiée 99 /Art A.5.1.313].**

Il faut vérifier que :

$$T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9b.d.f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (VII.27)$$

✓ **Poutre principale :**

$$T_{u \text{ max}} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \text{ max}} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times 0,20 \times 0,9 \times 0,32 \times \frac{25000}{1,5} = 384 \text{ KN}$$

✓ **Poutre secondaire :**

$$T_{u \text{ max}} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \text{ max}} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times 0,20 \times 0,9 \times 0,27 \times \frac{25000}{1,5} = 324 \text{ KN}$$

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur le béton sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.19 :** Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	F <sub>c28</sub> (MPa)	$\bar{T}_u$ (MPa)	Observations
Principales	T max	34.18	20	32	25	384	CV
Secondaires	T max	34.18	20	27	25	324	CV

➤ **Influence sur les armatures : [BAEL91 modifiée 99 /Art A.5.1.312]**

Il faut vérifier que :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u - \frac{Mu}{0,9.d} \right) \dots\dots\dots (VII.28)$$

- Si  $\left( T_u - \frac{Mu}{0,9.d} \right) < 0 \iff$  la vérification n'est pas nécessaire.
- Si  $\left( T_u - \frac{Mu}{0,9.d} \right) > 0 \iff$  on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armature pour équilibrer le moment.

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur l'acier sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.20 :** Influence de l'effort tranchant sur les aciers.

Poutres	Effort tranchant (KN)		Moment M <sub>u</sub> (KN.m)	d (cm)	F <sub>e</sub> (MPa)	$\left( T_u - \frac{Mu}{0,9.d} \right)$
Principales	T max	34.18	69.05	32	400	-205.57
Secondaires	T max	34.18	22.773	27	400	-59.536

- Poutres principales :  $\left( T_u - \frac{Mu}{0,9.d} \right) = -205.57 \text{ KN} < 0$
  - Poutres secondaires :  $\left( T_u - \frac{Mu}{0,9.d} \right) = -59.536 \text{ KN} < 0$
- ➔ Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**VII.2.6. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainements des barres : [BAEL91 modifiée /Art. A.6.1.3]**

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

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

Avec :  $\Psi = 1,5$  Pour les aciers HA.

La contrainte d'adhérence à l'entrainement des armatures au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\sum U_i} < \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots (VII.29)$$

Avec :  $\sum U_i$  : périmètre utile des aciers.

✓ **Poutres principales : 3HA 14 + 3HA 12.**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 14 + 3 \times 3,14 \times 12 = 244.92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\sum U_i} = \frac{34.18 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 244.92} = 0.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

✓ **Poutres secondaires : 3HA 12 + 3HA 12.**

$$\sum U_i = \sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 12 + 3 \times 3,14 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\sum U_i} = \frac{34.18 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 226.08} = 0.62 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

❖ **Conclusion :**

La contrainte d'adhérence est vérifiée ; donc il n'y pas de risque d'entraînement des barres.

**VII.2.7. Calcul de la longueur de scellement droit des barres :**

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \dots\dots\dots (VII.30)$$

Avec :  $\tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$

Les barres que nous avons utilisées ont un diamètre de ( $\phi 12$  ;  $\phi 14$ ) ; donc leurs longueurs de scellement sont les suivantes :

✓ **Pour les T<sub>12</sub> :**  $l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$

✓ **Pour les T<sub>14</sub> :**  $l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,39 \text{ cm}$

Pour l'encrage 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  $\phi 12$  :  $l_a = 16,92 \text{ cm.}$

✓ Pour les  $\phi 14$  :  $l_a = 19,75 \text{ cm.}$

**VII.2.8. Vérification a l'ELS :**

**a. Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré **peu nuisible**, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

**b. Etat limite de compression du béton (flèche) : [BAEL91 modifiée 99 /Art.B.6.5]**

Ont fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

❖ **Poutres principales :**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0.000286 \text{ m}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,0286 \text{ cm} < \bar{f} = 0,72 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Poutres secondaires :**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,0001537 \text{ m}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,01537 \text{ cm} < \bar{f} = 0,72 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**c. Vérification des contraintes :**

✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{\text{st}} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{(VII.31)}$$

Avec :  $\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd}$

Et à partir des tableaux de ferraillage, à l'ELS. On aura les valeurs de  $K_1$  et  $\beta_1$ .

Avec :  $\bar{\sigma}_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

✓ **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{(VII.32)}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

Après avoir extrait les moments maximaux à l'ELS de l'ETABS les vérifications des contraintes dans le béton et dans les aciers sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau VII.21 : Vérifications des contraintes à l'ELS.

		Moment à l'ELS [KN.M]	$A_{st}$ [cm <sup>2</sup> ]	b	d	$\rho$	$\beta_1$	$\sigma_{st}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	Obs	$K_1$	$\sigma_{bc}$ [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs
Poutres principales	Travées	17.24	6.78	20	32	1,059	0,857	92.72	348	CV	19,96	4.64	15	CV
	Appuis	37.601	8.01			1,251	0,849	172.78		CV	18,11	9.54		CV
Poutres secondaires	Travées	12.893	6.78	20	27	1.225	0,850	82.86		CV	18.33	4.52		CV
	Appuis	16.504	6.78			1,225	0,850	106.06		CV	18.33	5.78		CV

## ❖ Remarque :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus les conditions sur les contraintes dans les aciers et le béton sont vérifiées.

## VII.2.9. Schéma de ferrailage des poutres:

❖ Poutres principales (20 x 35):✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA14 (fil) + 3HA12 (chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

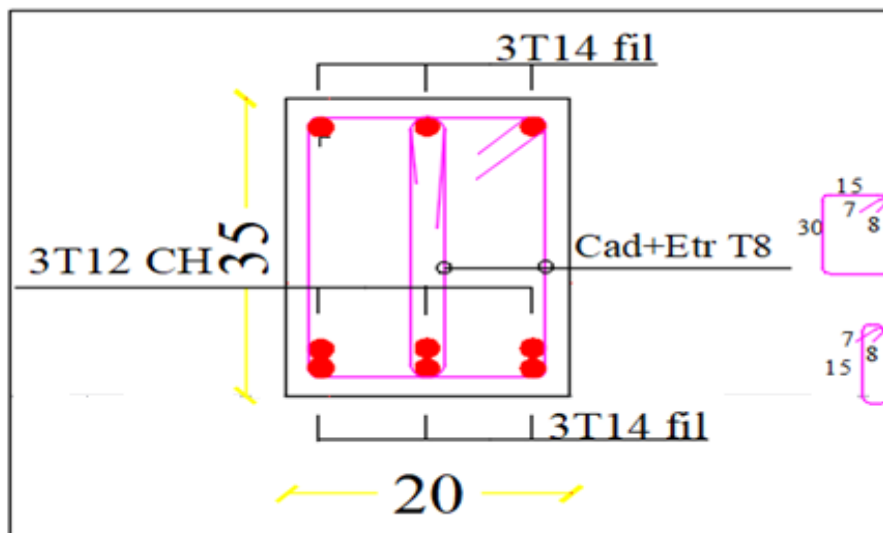


Fig.VII.11: Ferrailage en travée d'une poutre principale.

✓ Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA12 (fil) + 3HA10 (chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

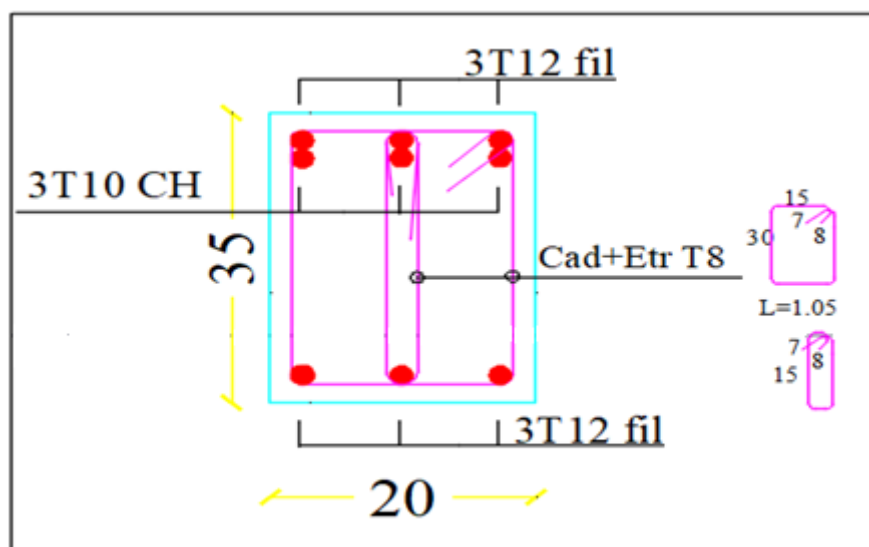


Fig.VII.12: Ferrailage sur appuis d'une poutre principale.

❖ Poutres secondaires (20 × 30) :

✓ En travée :

- Armatures longitudinales : 3HA12 (fil) + 3HA10 (chap)
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

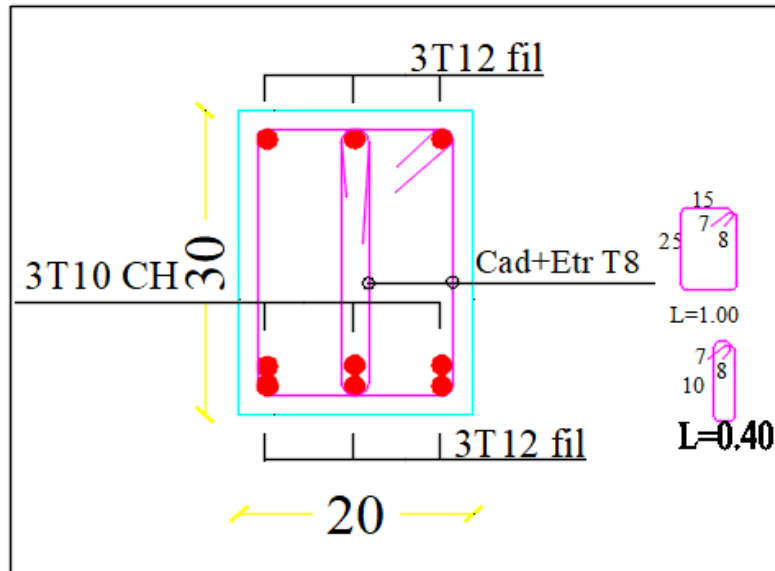


Fig.VII.13: Ferrailage en travée d'une poutre secondaire.

✓ Sur appuis :

- Armatures longitudinales : 3HA12 (fil) + 3HA10 (chap).
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

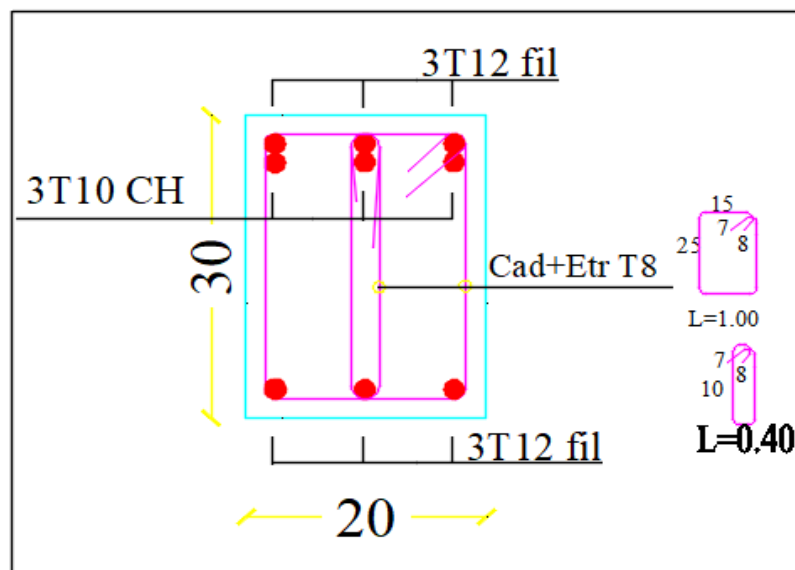


Fig.VII.14 : Ferrailage aux appuis d'une poutre secondaire.

### VII.3. Ferrailage des voiles :

#### VII.3.1.Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul du ferrailage des voiles se fera en flexion composée, en utilisant la méthode du béton armé, il s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le RPA99 version 2003.

Pour faire face à l'ensemble de ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures pour les voiles :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend deux(02) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferrailer par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopté me même ferrailage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- **Zone I** : RDC.
- **Zone II** : 1<sup>er</sup> étage.
- **Zone III** : du 2<sup>ème</sup> étage au 4<sup>ème</sup> étage.
- **Zone IV** : du 5<sup>ème</sup> étage au 7<sup>ème</sup> étage.

Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit :

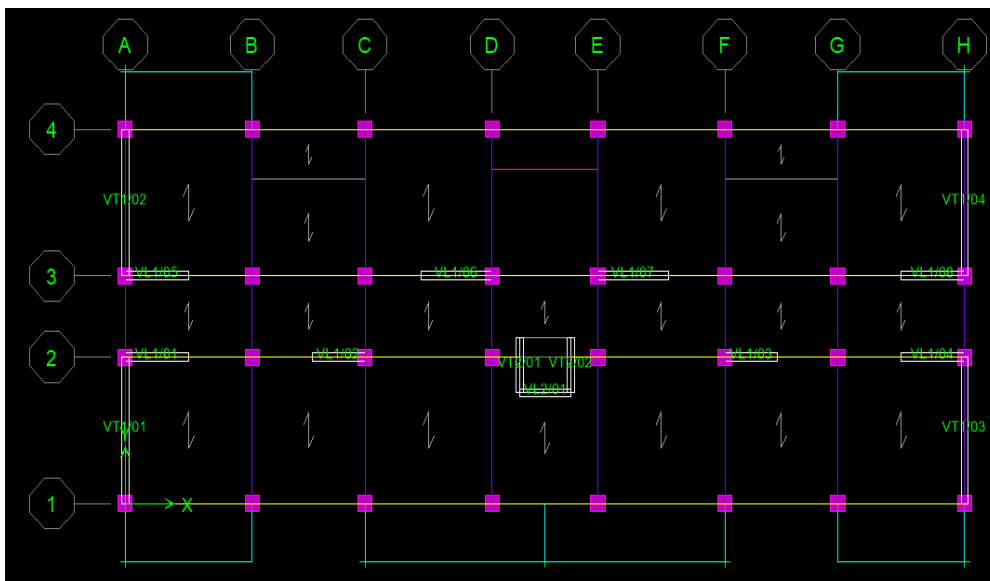


Figure VII.15 : Disposition des voiles dans notre structure.

➤ **Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91  $\begin{cases} 1.35G + 1.5Q & \text{à l'ELU.} \\ G + Q & \text{à l'ELS.} \end{cases}$
- Selon le RPA version 2003  $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

**VII.3.2. 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 :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \dots\dots\dots (VII.33)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I} \dots\dots\dots (VII.34)$$

Avec :

**B** : Section du voile ;  $B = e \times L$

**L** : La longueur de voile.

**e** : Epaisseur de voile.

**I** : Moment d'inertie du voile.

**Vet V'**: Bras de levier ( $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$ )

Dans ce cas, le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donné par :

[Art 7.7.4 RPA99/mod2003]

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \dots\dots\dots (VII.35)$$

Avec : **h<sub>e</sub>** : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

**L<sub>c</sub>** : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L \dots\dots\dots (VII.36)$$

Après on aura La longueur de la zone tendue **L<sub>t</sub>** tel que :  $L_t = L - L_c$

Avec : **L**: longueur du voile.

**L<sub>t</sub>** : longueur tendue.

VII.3.3. Déterminations des armatures :

VII.3.3.1. Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales pour chaque section sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.22 : Calcul des armatures verticales.

Section	Effort normale $N_i$	Effort normale $N_{i+1}$	Section d'armatures verticales ( $A_{vi}$ )	Armatures minimales	Diagramme des contraintes
Section entièrement comprimé (S.E.C)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{bc}}{\sigma_s}$	$A_{min} > 4cm^2/ml$ $0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$	
Section entièrement tendue (S.E.T)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	
Section partiellement comprimé (S.P.C)	$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	

Avec :  $e$  : épaisseur du voile.

$B$  : section du tronçon considéré.

$d$  : la longueur de la bande sur laquelle se fera le ferrailage.

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

$f_{bc}$  : Contrainte de calcul dans le béton.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \sigma_s = 400\text{MPa}; \quad f_{bc} = 18,48\text{MPa} \\ \text{Situation courante : } \sigma_s = 348\text{MPa}; \quad f_{bc} = 14,20\text{MPa} \end{array} \right.$$

$\sigma_{\max}$  : La contrainte la plus défavorable max.

$\sigma_{\min}$  : Contrainte la plus défavorable min.

#### ❖ Armatures minimales :

##### ➤ Compression simple (Art. A.8.1, 2/ BAEL91) :

-  $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$  par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

-  $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$  avec :  $B$  : section du béton comprimée.

##### ➤ Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \dots\dots\dots \text{(VII.37)}$$

Avec :  $B$  : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

#### • Exigences de RPA 2003 [article 7.7.4.3/RPA99 version 2003] :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %.

- En zone courantes 0.10 %.

**VII.3.3.2. Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \Phi$ .

[RPA99 version 2003 /Art .7.7.4.2].

- ✓ **D'après le BEAL 91 :**  $A_H = \frac{A_v}{4}$  avec :  $A_v$  : la section des armatures verticales.
- ✓ **D'après le RPA 2003 :**  $A_H \geq 0.15\% \cdot B$  (globalement dans la section du voile).

$$A_H \geq 0,10\% \cdot B \quad (\text{en zone courante}).$$

Avec :  $B$  : la section du béton

$A_H$  : la section des armatures horizontales.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

❖ **Armatures transversales : [RPA 99 version 2003 /Art .7.7.4.3]**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

❖ **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \dots\dots\dots (VII.38)$$

$$T = 1.4V_u \dots\dots\dots (VII.39)$$

$V_u$  : Effort tranchant calculée 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.

❖ **Armatures de Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$ , avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

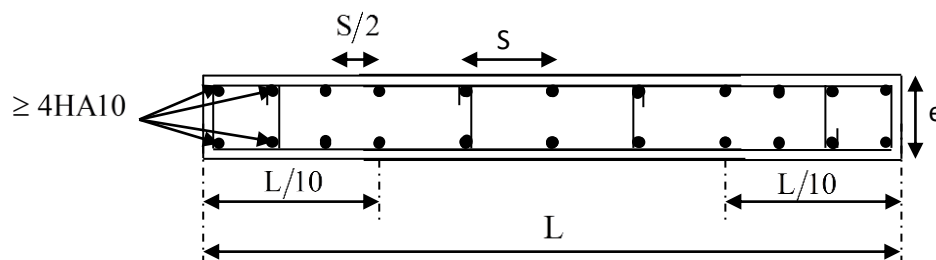
❖ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons Possibles de charges.

❖ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.



**Figure.VII.16:** Disposition des armatures verticales dans les voiles.

❖ **Espacement : [RPA 99 version 2003 /Art .7.7.4.3]**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1,5e \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } e = 20\text{cm} : \text{épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

## VIII.3.4. Vérification a l'ELS :

## ❖ Vérification de la contrainte dans le béton a l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \dots\dots\dots (VII.40)$$

Avec :

- $N_s$  : (G+Q) L'effort normal appliqué.
- $B$  : section du béton.
- $A$  : section des armatures adoptées (verticales).
- $\bar{\sigma}_b$  : Contraintes admissible.

## ❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

## ➤ D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots (VII.41)$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}\right)$$

## ➤ D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} \dots\dots\dots (VII.42)$$

$$\bar{V} = 1,4 V_u \dots\dots\dots (VII.43)$$

Avec:

- $V_u$ : Effort tranchant calculé au niveau considéré.
- $e$  : Epaisseur du voile.
- $d$ : Hauteur utile ( $d= 0,9 h$ ).
- $h$  : Hauteur totale de la section brute.

## ❖ Remarque:

Les résultats de calcul du ferrailage de tous les voiles dans chaque Zone ; ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous:

Tableau VII.23 : Ferrailage des voiles transversaux de 3.60m (VT1).

Voile VT1		zone I	zone II	zone III	Zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3.6	3.6	3.6	3.6		
	ep (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m <sup>2</sup> )	0.72	0.72	0.72	0.72		
Sollicitation de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	1124.19	1084.57	697.57	297.57		
	$\sigma_{min}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	-1926.79	-1965.25	-1836.77	-1458.36		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SEC		
	V(KN)	425.96	388.37	312.35	312.35		
	Lt (m)	2.27	2.32	2.61	2.99		
	Lc (m)	1.33	1.28	0.99	0.61		
	d (m)	1.137	1.160	1.305	1.459		
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	963.395	982.625	918.385	729.182		
	N(KN)	N1	328.54	341.92	359.43	327.03	
		N2	109.515	113.974	119.808	109.010	
	Av(cm <sup>2</sup> )	Av1	8.21	8.55	8.99	8.18	
		Av2	2.74	2.85	3.00	2.73	
	Avj (cm <sup>2</sup> )		16.40	14.95	12.03	12.03	
	A(cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	12.31	12.29	11.99	11.18	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	6.84	6.59	6.00	5.73	
	Amin(cm <sup>2</sup> )		11.94	12.29	13.70	15.70	
	Av adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	12.31	6.59	10.26	11.18	
		Bonde 2	6.84	6.59	5.42	5.73	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	8HA14	8HA14	8HA14	8HA14
			Bonde2	8HA14	8HA14	8HA14	8HA14
St(cm)		Bonde1	15	15	15	15	
		Bonde 2	15	15	15	15	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		3.41	3.48	3.91	4.48		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		3.16	3.07	2.57	2.57		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		4HA12	4HA12	4HA12	4HA12		
S =30cm		4.52	4.52	4.52	4.52		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
	contrainte	t <sub>u</sub> (MPa)	0.657	0.599	0.482	0.482	
		t <sub>b</sub> (MPa)	0.920	0.839	0.675	0.675	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1505.85	1222.22	869.25	369.25	
s <sub>b</sub> (MPa)		2.01	1.64	1.17	0.5		

Tableau VII.24 : Ferrailage des voiles transversaux de 1.35m (VT2).

Voile VT2		zone I	zone II	zone III	Zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.35	1.35	1.35	3.6		
	ep (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m <sup>2</sup> )	0.27	0.27	0.27	0.72		
Sollicitation de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	987.56	887.69	297.57	197.57		
	$\sigma_{min}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	-2336.79	-2365.25	-2201.36	-2951.36		
	Nature de la section	SPC	SEC	SEC	SEC		
	V(KN)	525.96	398.37	412.35	112.35		
	Lt (m)	0.95	0.98	1.19	1.27		
	Lc (m)	0.40	0.37	0.16	0.08		
	d (m)	0.474	0.491	0.595	0.633		
	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	1168.395	1182.625	1100.680	1475.680		
	N(KN)	N1	166.31	174.13	196.35	280.08	
		N2	55.438	58.043	65.449	93.359	
	Av(cm <sup>2</sup> )	Av1	4.16	4.35	4.91	7.00	
		Av2	1.39	1.45	1.64	2.33	
	Avj (cm <sup>2</sup> )		20.25	15.34	15.88	4.33	
	A(cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	9.22	8.19	8.88	8.08	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	6.45	5.29	5.61	3.42	
	Amin(cm <sup>2</sup> )		4.98	5.15	6.24	6.64	
	Av adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	9.22	8.19	8.88	10.26	
		Bonde 2	6.45	5.29	5.61	5.42	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
			Bonde2	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
St(cm)		Bonde1	20	20	20	20	
		Bonde 2	20	20	15	20	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm <sup>2</sup> )/bande		1.42	1.47	1.78	1.90		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		3.16	3.07	2.57	2.57		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		4HA12	4HA12	4HA12	4HA12		
S =30cm		4.52	4.52	4.52	4.52		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
	contrainte	t <sub>u</sub> (MPa)	2.164	1.639	1.697	0.462	
		t <sub>b</sub> (MPa)	3.030	2.295	2.376	0.647	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1205.85	1182.23	369.25	169.25	
		s <sub>b</sub> (MPa)	4.03	3.96	1.26	0.58	

Tableau VII.24 : Ferrailage des voiles longitudinaux de 1.80m (VL1).

Voile VII		zone I	zone II	zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.80	1.8	1.8	1.8	
	ep (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m2)	0.36	0.36	0.36	0.36	
Sollicitation de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/cm2)	8987.56	3887.69	2997.58	897.57	
	$\sigma_{min}$ (KN/cm2)	-5377.98	-5365.25	-5951.36	-4781.36	
	Nature de la section	SPC	SEC	SEC	SEC	
	V(KN)	811.96	378.37	112.35	92.35	
	Lt (m)	0.67	1.04	1.20	1.52	
	Lc (m)	1.13	0.76	0.6	0.28	
	d (m)	0.337	0.522	0.599	0.758	
	$\sigma_1$ (KN/m2)	2688.990	2682.625	2975.680	2390.680	
	N(KN)	N1	271.8	419.99	534.31	543.46
		N2	90.600	139.995	178.104	181.154
	Av(cm <sup>2</sup> )	Av1	6.80	10.5	13.36	13.59
		Av2	2.27	3.5	4.45	4.53
	Avj (cm2)		31.26	14.57	4.33	3.56
	A(cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	14.61	14.14	14.44	14.48
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	10.08	7.14	5.53	5.42
	Amin(cm <sup>2</sup> )		3.54	5.48	6.28	7.96
	Av adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	14.61	14.14	14.44	14.48
		Bonde 2	10.08	7.14	5.53	5.42
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	8HA16	8HA16	10HA14	10HA14
		Bonde2	8HA16	8HA16	10HA14	10HA14
	St(cm)	Bonde1	15	15	10	10
		Bonde 2	15	15	10	10
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm2)/bande		1.01	1.57	1.80	12.27
	$A_H$ /nappe (cm <sup>2</sup> )		3.16	3.07	2.57	2.57
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
	S =30cm		4.52	4.52	4.52	4.52
Vérifications des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	t <sub>u</sub> (MPa)	2.506	1.168	0.347	0.285
		t <sub>b</sub> (MPa)	3.508	1.635	0.485	0.399
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	4105.85	4182.23	1169.25	869.25
s <sub>b</sub> (MPa)		10.55	10.77	3.05	2.27	

Tableau VII.25 : Ferrailage des voiles longitudinaux de 1.50m (VL1).

Voile VI1		zone I	zone II	zone III	Zone IV	
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.50	1.5	1.5	1.5	
	ep (m)	0.2	0.2	0.2	0.2	
	B (m2)	0.3	0.3	0.3	0.3	
Sollicitation de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/cm2)	8987.56	5987.69	1497.57	3257.57	
	$\sigma_{min}$ (KN/cm2)	-3377.98	-5365.25	-781.36	-5489.36	
	Nature de la section	SPC	SEC	SEC	SEC	
	V(KN)	861.96	378.37	92.35	50.36	
	Lt (m)	0.41	0.71	1.14	0.94	
	Lc (m)	1.09	0.79	0.36	0.56	
	d (m)	0.205	0.354	0.571	0.471	
	$\sigma_1$ (KN/m2)	1688.990	2682.625	2390.680	2744.680	
	N(KN)	N1	103.81	285.25	409.61	387.56
		N2	34.604	95.083	136.536	129.187
	Av(cm <sup>2</sup> )	Av1	2.60	7.13	10.24	9.69
		Av2	0.87	2.38	3.41	3.23
	Avj (cm2)		33.19	14.57	3.56	1.94
	A(cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vi</sub> /4	10.89	10.77	11.13	10.17
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vi</sub> /4	9.16	6.02	4.30	3.71
Amin(cm <sup>2</sup> )		2.15	3.72	6.00	4.94	
Av adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	10.89	10.77	11.13	10.17	
	Bonde 2	9.16	6.02	4.30	3.71	
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
		Bonde2	10HA12	10HA12	10HA12	10HA12
	St(cm)	Bonde1	10	10	10	10
		Bonde 2	10	10	10	10
	A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		0.61	1.06	1.71	1.41
	A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		3.16	3.07	2.57	2.57
	Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
S =30cm		4.52	4.52	4.52	4.52	
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>			
	contrainte	t <sub>u</sub> (MPa)	3.192	1.401	0.342	0.187
		t <sub>b</sub> (MPa)	4.469	1.962	0.479	0.261
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	875.85	4182.23	1169.25	599.25
s <sub>b</sub> (MPa)		2.66	12.74	2.69	1.85	

Tableau VII.26 : Ferrailage des voiles longitudinaux de 2.00m (VL1).

Voile V11		zone I	zone II	zone III	Zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	2	2	2	2		
	ep (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m2)	0.4	0.4	0.4	0.4		
Sollicitation de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/cm2)	6658.96	6974.85	5797.58	2257.57		
	$\sigma_{min}$ (KN/cm2)	-3336.58	-5365.25	-5489.36	-4189.36		
	Nature de la section	SPC	SEC	SEC	SEC		
	V(KN)	837.99	334.69	170.36	98.36		
	Lt (m)	0.67	0.87	0.97	1.30		
	Lc (m)	1.33	1.13	1.03	0.7		
	d (m)	0.334	0.435	0.486	0.650		
	$\sigma_l$ (KN/m2)	1668.290	2682.625	2744.680	2094.680		
	N(KN)	N1	167.07	349.91	400.46	408.35	
		N2	55.689	116.636	133.486	136.117	
	Av(cm <sup>2</sup> )	Av1	4.18	8.75	10.01	10.21	
		Av2	1.39	2.92	3.34	3.40	
	A(cm <sup>2</sup> )	Avj (cm2)	32.26	12.89	6.56	3.79	
		A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	12.24	11.97	11.65	11.16	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	9.46	6.14	4.98	4.35	
	Amin(cm <sup>2</sup> )		3.5	4.57	5.11	6.82	
	Av adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	12.24	11.97	11.65	11.16	
		Bonde 2	9.46	6.14	4.98	4.35	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	8HA14	8HA14	8HA14	8HA14
			Bonde2	8HA14	8HA14	8HA14	8HA14
St(cm)		Bonde1	15	15	15	15	
		Bonde 2	15	15	15	15	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		1	1.30	1.46	1.95		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		3.16	3.07	2.57	2.57		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		4HA12	4HA12	4HA12	4HA12		
S =30cm		4.52	4.52	4.52	4.52		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
	contrainte	t <sub>u</sub> (MPa)	2.328	0.930	0.473	0.273	
		t <sub>b</sub> (MPa)	3.259	1.302	0.663	0.383	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1459	1974.96	599.25	199	
s <sub>b</sub> (MPa)		3.40	4.61	1.41	0.47		

Tableau VII.27 : Ferrailage des voiles longitudinaux de 1.44m (VL2).

Voile VII		zone I	zone II	zone III	Zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1.44	1.44	1.44	1.44		
	ep (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m2)	0.288	0.288	0.288	0.288		
Sollicitation de calcul	$\sigma_{max}$ (KN/cm2)	9658.96	3574.85	1257.57	1098.96		
	$\sigma_{min}$ (KN/cm2)	-1336.58	-4465.25	-3189.36	-3189.36		
	Nature de la section	SPC	SEC	SEC	SEC		
	V(KN)	889.36	234.69	198.36	188.36		
	Lt (m)	0.18	0.8	1.03	1.07		
	Lc (m)	1.26	0.64	0.41	0.37		
	d (m)	0.088	0.40	0.516	0.535		
	$\sigma_1$ (KN/m2)	668.290	2232.625	1594.680	1594.680		
	N(KN)	N1	17.55	267.83	247.04	256.18	
		N2	5.849	89.276	82.347	85.393	
	Av(cm <sup>2</sup> )	Av1	0.44	6.70	6.18	6.40	
		Av2	0.15	2.23	2.06	2.13	
	Avj (cm2)		34.24	9.04	7.64	7.25	
	A(cm <sup>2</sup> )	A1=A <sub>v1</sub> +A <sub>vj</sub> /4	9	8.95	8.09	8.22	
		A2=A <sub>v2</sub> +A <sub>vj</sub> /4	8.71	4.49	3.97	3.93	
	Amin(cm <sup>2</sup> )		0.92	4.20	5.42	8.22	
	Av adopté (cm <sup>2</sup> )	Bonde 1	9	8.95	8.09	3.95	
		Bonde 2	8.71	4.49	3.97	5.62	
	Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
			Bonde2	6HA14	6HA14	6HA14	6HA14
St(cm)		Bonde1	15	15	15	15	
		Bonde 2	15	15	15	15	
A <sub>Hmin</sub> =0.0015*B (cm2)/bande		0.26	1.20	1.55	1.95		
A <sub>H</sub> /nappe (cm <sup>2</sup> )		3.16	3.07	2.57	2.57		
Choix des barres/nappe (cm <sup>2</sup> )		4HA12	4HA12	4HA12	4HA12		
S =30cm		4.52	4.52	4.52	4.52		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m <sup>2</sup>				
	contrainte	t <sub>u</sub> (MPa)	3.431	0.905	0.765	0.727	
		t <sub>b</sub> (MPa)	4.804	1.268	1.071	1.017	
	ELS	N <sub>s</sub> (kN)	1059	859.36	199.25	89	
s <sub>b</sub> (MPa)		3.34	2.72	0.64	0.67		

### VIII.1. Introduction :

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

#### a. Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

#### b. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

### VIII.2. 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 est  $\sigma_{\text{sol}} = 2\text{bars}$ .
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

### VIII.3. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

**VIII.3.1. Semelle isolée :**

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots (VIII.1)$$

✓ **Homothétie des dimensions :**

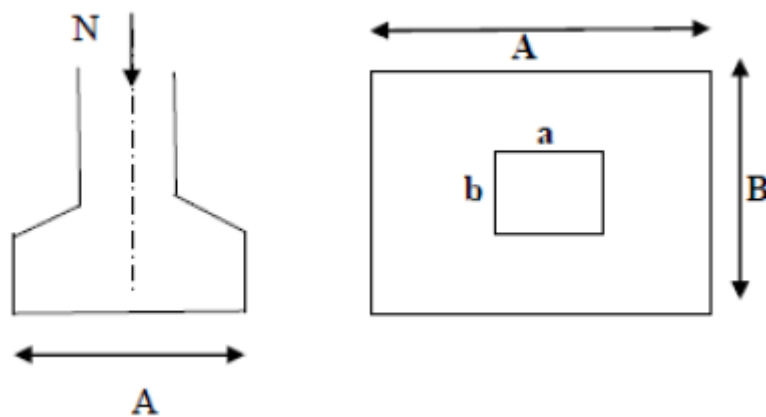
$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{40}{40} = 1.00 \Rightarrow A = B \text{ (Poteau carrée).}$$

D'où :  $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}}$

On a :  $N_{ser} = 1553,04\text{KN}$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200\text{KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1553.04}{200}} = 2.78 \text{ m} \Rightarrow B = 2.78\text{m}$$



**Figure VIII.1 : Semelle isolée.**

❖ **Conclusion :**

Vu l'importance des dimensions des semelles dans le but d'éviter tout risque de chevauchement, on doit donc opter pour des semelles filantes.

**VIII.3.2. Semelle filante :**

**a. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{BL} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}L} \dots\dots\dots (VIII.2)$$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Capacité portante du sol ( $\sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$ ).

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

**Tableau VIII.1** : Surface de semelles filantes sous voiles.

Voiles	$N_{ser}$ (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VT1	2259.63	14,4	0,78.	11.232
VL2	896.5	1.44	3.11	4.478
VT2	1130.3	2.7	2.09	5.643
VL1	1134.8	7.2	0,78.	5.616
VL1	1589.04	3	2,648.	7.944
VL1	2032.73	4	2,54.	10.16
<b>Totale =</b>				<b>45.073</b>

La surface totale des semelles filantes sous voiles est :  $S_v = \sum S_i = 45.073m^2$

**b. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

❖ **Hypothèses de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ **Etape du calcul :**

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$
- Détermination de coordonnée de la résultante des forces :  $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la distribution par (ml) des sollicitations de la semelle :

- ✓ Si  $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition triangulaire.
- ✓ Si  $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \\ \sigma_{min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) \end{array} \right. \dots\dots\dots (VIII.3)$$

$$\sigma \left( \frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

-Détermination de largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q \left( \frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots (VIII.4)$

-Détermination de la hauteur de la semelle :  $\frac{l}{9} \leq h_t \leq \frac{l}{6}$  ..... (VIII.5)

Avec : L : est la distance entre nus des poteaux.

Les sont résumées dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.2 : Résultante des charges sous poteaux.**

poteaux	N <sub>ser</sub>	M <sub>i</sub>	e <sub>i</sub>	N <sub>ser</sub> ×e <sub>i</sub>
1	661.482	1.837	4.6	3042,81
2	286.850	0.680	1	286,850
3	410.227	2.149	-1	-410,227
4	677.187	0.166	-4.6	-3115,06
somme	<b>2035.746</b>	<b>4.832</b>	0	<b>-195,627</b>

- **Coordonnée de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle :**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} \dots\dots\dots (VIII.6)$$

$$AN : e = \frac{-195.627 + 4.832}{2035.746} = -0.093 \text{ m}$$

$$e = -0,093 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{9.65}{6} = 1,608 \text{ m} \quad \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{2035.746}{9.65} \times \left( 1 + \frac{6 \times (-0,093)}{9.65} \right) = 223.156 \text{ [KN/m]}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{2035.746}{9.65} \times \left( 1 - \frac{6 \times (-0,093)}{9.65} \right) = 198.759 \text{ [KN/m]}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \left( 1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{2035.746}{9.65} \times \left( 1 + \frac{3 \times (-0,093)}{9.65} \right) = 217.057 \text{ [KN/m]}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{217.057}{200} = 1.085 \text{ m}$$

On prend B = 1.10 m

On aura donc, S = 1.10 × 9.65 = 10.615 m<sup>2</sup>

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : S<sub>p</sub> = S × n

$$S_p = 10.615 \times 8 = 84.92 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 84.92 + 45.073 = 129.993 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : S<sub>st</sub> = 9.65 × 24.15 = 233.047 m<sup>2</sup>

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{129.993}{233.047} = 0,557 = 55.7\%$$

La surface des semelles représente 55.7 % de la surface de bâtiments.

❖ **Conclusion :**

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

#### VIII.4. Etude du radier général :

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 diminuées du poids propre du radier.

Les avantages que le radier offre par rapport aux autres semelles superficielles :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Coût élevé de l'opération.

##### VIII.4.1. Pré dimensionnement du radier :

###### a. Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25$  cm)

###### b. Selon la condition forfaitaire :

❖ **Sous voiles :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \dots\dots\dots (VIII.7)$$

Avec : h : épaisseur du radier.

$L_{max}$  : Portée maximale.

$$L_{max} = 3.60m \longrightarrow 360/8 = 45cm \leq h \leq 360/5 = 72 \text{ cm}$$

On prend : **h = 70 cm.**

❖ **Sous poteaux :**

➤ **La dalle :**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \dots\dots\dots (VIII.8)$$

$$h_d \geq \frac{360}{20} = 18 \text{ cm}$$

On prend : **h<sub>d</sub> = 30cm.**

➤ **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h<sub>t</sub> égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots (VIII.9)$$

$$h_n \geq \frac{360}{10} = 36 \text{ cm}$$

On prend : **h<sub>n</sub> = 100cm.**

➤ **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40} \dots\dots\dots (VIII.10)$$

$$\frac{360}{50} \leq h_t \leq \frac{360}{40} \quad \longrightarrow \quad 7.2 \leq h_t \leq 9 \text{ cm}$$

On prend: **h<sub>t</sub> = 15 cm.**

➤ **Largeur de la nervure :**

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \dots\dots\dots (VIII.11)$$

$$0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100 \quad \longrightarrow \quad 40 \text{ cm} \leq b_n \leq 70 \text{ cm}$$

On prend : **b<sub>n</sub> = 50cm.**

➤ **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} L_{\max} \dots\dots\dots (VIII.12)$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.  $K = 40\text{MPa}$

$L_{\max}$  : Portée maximale ( $L = 3.60$ )

De la condition précédente, nous tirons  $h$  :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \cdot K}{E}} \dots\dots\dots (VIII.13)$$

Avec :

$I$  : Inertie de la section du radier ( $b = 1\text{m}$ )

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée  $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865\text{MPa}$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 3.6}{3,14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818,865}} = 0.67\text{m}$$

On prend :  **$h = 100 \text{ cm}$ .**

➤ **Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- ✓  **$h_n = 100 \text{ cm}$**  .....Hauteur de la nervure.
- ✓  **$h_d = 30 \text{ cm}$**  ..... Hauteur de la dalle.
- ✓  **$b_n = 50\text{cm}$**  ..... Largeur de la nervure.
- ✓  **$h_t = 15 \text{ cm}$**  ..... Dalle flottante.

**VIII.4.2. Détermination des efforts à la base :**

Les valeurs sont déduits de l'ETABS :

- Charge permanente :  **$G = 30386.86 \text{ KN}$ .**
- Charge d'exploitation :  **$Q = 4134.06 \text{ KN}$ .**

➤ **Combinaisons d'actions :**

- **ELU:**  $N_{u1} = 1,35G + 1,5 Q = 47223.351 \text{ KN}$ .
- **ELS:**  $N_{s1} = G + Q = 34520.82 \text{ KN}$ .

**VIII.4.3. Détermination de la surface nécessaire du radier :**

- **ELU:**  $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{47223.351}{1,33 \times 200} = 177.531 \text{m}^2$
- **ELS:**  $S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{34520.82}{1,33 \times 200} = 129.78 \text{m}^2$

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 177.531 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 24.15 \times 9.65 = 233.0475 \text{m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = S_{\text{rad}} = 177.531 \text{ m}^2.$$

➤ **Remarque :**

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas nous opterons pour un radier général qui couvre la totalité de la surface à bâtiment, avec un débord minimale imposé par les règles du BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) \dots\dots\dots \text{(VIII.14)}$$

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{100}{2}; 30\text{cm}\right)$$

Nous prenons : **L<sub>deb</sub> = 50 cm**

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = 233.0475 + 0,5 \times 2 \times (24.15 + 9.65) = 266.847 \text{m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier égale : **S<sub>radier</sub> = 266.847 m<sup>2</sup>.**

**VIII.4.4. Calcul des sollicitations à la base du radier :**

➤ **Poids du radier :**

G<sub>rad</sub> = Poids de la Dalle + Poids de la nervure + Poids de (T.V.O) + Poids de la dalle flottante.

➤ **Poids de la dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b \dots\dots\dots \text{(VIII.15)}$$

$$P_{\text{dalle}} = (266.847 \times 0,30) \times 25 = 2001.35 \text{ KN}$$

**P<sub>dalle</sub> = 2001.35 KN**

➤ **Poids de la nervure :**

$$P_{\text{ner}} = b \times (h_n - h_d) \times (L \times n) \times \rho_b \dots\dots\dots \text{(VIII.16)}$$

$$P_n = [(0,5 \times (0.50 - 0,30) \times 24.15 \times 8) + (0,5 \times (0.50 - 0,30) \times 9.65 \times 4)] \times 25$$

**P<sub>n</sub> = 676KN.**

➤ **Poids de T.V.O:**

$$P_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_{dal}) \times \rho_{TVO}] \dots \dots \dots (VIII.17)$$

$$S_{nerv} = (0,5 \times 24.15 \times 8) + (0,5 \times 9.65 \times 4) = 115.9 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = [(266.847 - 115.9) \times (0.50 - 0,30)] \times 17 = 513.2198 \text{ KN.}$$

$$P_{TVO} = 513.21 \text{ KN.}$$

Avec : poids volumique du TVO :  $\rho = 17 \text{ KN/m}^3$ .

➤ **Poids de la dalle flottante libre :**

$$P_{df} = S_{rad} \times e_p \times \rho_b \dots \dots \dots (VIII.18)$$

$$P_{df} = 266.847 \times 0,1 \times 25 = 667.12 \text{ KN.}$$

Epaisseur de dalle flottante = ( $e_p = 10 \text{ cm}$ ).

$$P_{df} = 667.12 \text{ KN.}$$

➤ **Poids totale du radier:**

$$G_{rad} = 2001.35 + 676 + 513.21 + 667.12 = 3857.77 \text{ KN.}$$

➤ **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 3857.77 + 30386.86 = 34244.63 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{rad} + Q_{bat} = (266.847 \times 2.5) + 4134.06 = 4801.178 \text{ KN}$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$N_u = 1,35 \times 34244.63 + 1,5 \times 4801.178 = 53432.0175 \text{ KN.}$$

$$N_s = 34244.63 + 4801.178 = 39045.808 \text{ KN.}$$

### VIII.4.5. Vérification :

#### VIII.4.5.1. Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} \dots \dots \dots (VIII.19)$$

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$ .

$d = 0,9 h_d = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$ .

$$\tau_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{53432.0175 \times 1}{266.847} \times \frac{3.60}{2} = 360.42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{360.42 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.33 \text{ MPa}$$

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

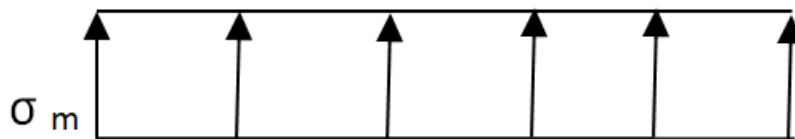
$\tau_u = 1.33 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa}$  ..... **Condition vérifiée.**

**VIII.4.5.2. Vérification de la stabilité du radier :**

➤ **Calcul le centre de gravité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par l'effort normal (N) du aux charges verticales.

Le diagramme uniforme des contraintes nous donne :



**Figure VIII.2 :** Diagramme des contraintes.

$$\sigma_m = \sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} \dots\dots\dots (VIII.20)$$

Ainsi on doit vérifier que :

➤ **A l'ELU:**  $\sigma_m = \frac{N_u}{S_{rad}} \leq 2 \cdot \sigma_{sol}$  ..... (VIII.21)

➤ **A l'ELS:**  $\sigma_m = \frac{N_s}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$  .....(VIII.22)

- **A l'ELU:**  $N_u = 53432.0175 \text{KN}$

$$\sigma_m = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{53432.0175}{266.847} = 200.23$$

$$2\sigma_{sol} = 2 \times 200 = 400 \text{KN/m}^2$$

D'où :  $\sigma_m = 200.23 \text{KN/m}^2 < 2 \times \sigma_{sol} = 400 \text{KN/m}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

- **A l'ELS:**  $N_s = 39045.808 \text{KN}$

$$\sigma_m = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{39045.808}{266.847} = 146.32$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2$$

D'où :  $\sigma_m = 146.32 \text{KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{KN/m}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

### VIII.5. Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91.

#### VIII.5.1. Ferrailage des panneaux encastres sur 4 appuis :

On distingue deux cas :

- **1<sup>er</sup> Cas :** Si  $\alpha < 0,4$  : la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \text{ et } M_{oy} = 0 \dots\dots\dots \text{(VIII.23)}$$

- **2<sup>ème</sup> Cas :** Si  $0,4 \leq \alpha \leq 1$  : les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 \dots\dots\dots \text{(VIII.24)}$

- Dans le sens de la grande portée  $L_y$  :  $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} \dots\dots\dots \text{(VIII.25)}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

**Avec :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y)$$

#### ❖ Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour le calcul de panneau le plus sollicité.

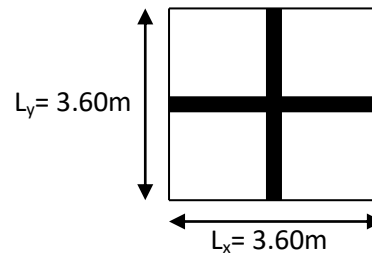
**VIII.5.2. Identification du panneau le plus sollicité :**

$$L_x = 3.60\text{m} \quad L_y = 3.60\text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.60}{3.60} = 1$$

$$\text{à l'ELU: } \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases}$$

$$\text{à l'ELS : } \begin{cases} \mu_x = 0.0442 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases}$$



$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du Ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_m^{\max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

- **A l'ELU** :  $q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left( 200.23 - \frac{3857.77}{266.847} \right) \times 1\text{ml} = 185.54 \text{ KN/m}^2$
- **A l'ELS** :  $q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left( 146.32 - \frac{3857.77}{266.847} \right) \times 1\text{ml} = 131.86 \text{ KN/m}^2$

**VIII.5.3. Calcul à l'ELU :****VIII.5.3.1. Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$  :**

On obtient :

$$M_{0x} = 0,0368 \times 185.54 \times 3.60^2 = 88.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 1.000 \times 88.48 = 88.48 \text{ KN.m}$$

❖ **Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de :

- **0,75** : pour les moments en travée.
- **0,5** : pour les moments sur appuis intermédiaires.
- **0,3** : pour les moments sur appuis de rive.

➤ **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_{a-x} = 0,5 \times 88.48 = 44.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,5 \times 88.48 = 44.24 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments aux appuis de rive :**

$$M_{a-x} = 0,3 \times 88.48 = 26.544 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,3 \times 88.48 = 26.544 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travée :**

$$M_{a-x} = 0,75 \times 88.48 = 66.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,75 \times 88.48 = 66.36 \text{ KN.m}$$

**VIII.5.3.2. Ferrailage dans le sens x-x :**

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{44.24 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0,042 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,042 \rightarrow \beta_u = 0,978.$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{44.24 \times 10^3}{0.978 \times 27 \times 348} = 4.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **5 HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20 cm.

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26.554 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0,02 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,02 \rightarrow \beta_u = 0,990$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26.554 \times 10^3}{0.990 \times 27 \times 348} = 2.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **6 HA10 = 4.71 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 15 cm

**VIII.5.3.3. Ferrailage dans le sens y-y :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{44.24 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0,042 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,042 \rightarrow \beta_u = 0,978.$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{44.24 \times 10^3}{0.978 \times 27 \times 348} = 4.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **5 HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20 cm.

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26.554 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0,02 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,02 \quad \rightarrow \beta_u = 0,990$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{66.36 \times 10^3}{0.990 \times 27 \times 348} = 2.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **6 HA10 = 4.71 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 15 cm

**Ferraillage adopté:** Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.3 :** Le ferraillage adopté dans les deux sens.

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en travées	6HA10	6HA10
Armatures en appuis	5HA12	5HA12

- ❖ **Remarque :**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

**Tableau VIII.4 :** Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

Sens	Zone	M (KN.m)	M	$\beta$	Ferraillage	ST (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )
Longitudinale	Aux appuis	44.24	0,042	0,978	<b>5 HA 12</b>	20	5.65
	En travée	26.554	0,02	0,967	<b>6 HA 10</b>	15	4.71
Transversale	Aux appuis	44.24	0,042	0,978	<b>5 HA 12</b>	20	5.65
	En travée	26.554	0,02	0,967	<b>6 HA 10</b>	15	4.71

**VIII.5.3.4. Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \frac{3-(Lx/Ly)}{2} \dots\dots\dots(VIII.26)$$

avec :  $\delta_0 = 0,8 \text{ ‰}$  pour les HA.

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3-1}{2} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Aux appuis :**  $\begin{cases} A_{ua}^x = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ua}^y = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$
- **En travée :**  $\begin{cases} A_{ut}^x = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ut}^y = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$

**VIII.5.4. Calcul à l'ELS :**

**VIII.5.4.1. 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 :

$$M_x = 0.0442 \times 131.86 \times 3.60^2 = 75.534 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1.000 \times 75.534 = 75.534 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_{a-x} = 0,5 \times 75.534 = 37.767 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,5 \times 75.534 = 37.767 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments en travée :**

$$M_{a-x} = 0,75 \times 75.534 = 56.650 \text{ KN.m}$$

$$M_{a-y} = 0,75 \times 75.534 = 56.650 \text{ KN.m}$$

**VIII.5.4.2. vérification des contraintes :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{\gamma}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \dots\dots\dots(VIII.27)$$

• **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{44.24}{37.76} = 1.17 \text{ et } \mu = 0.036 \rightarrow \alpha = 0.0459$$

$$\alpha = 0.0459 < \frac{1.17-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34$$

• **En travée :**

$$\gamma = \frac{66.36}{56.650} = 1.18 \quad \text{et } \mu = 0.054 \rightarrow \alpha = 0.0694$$

$$\alpha = 0.0694 < \frac{1.17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34$$

**La condition est vérifiée**, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

**Tableau VIII.5 :** Vérification des contraintes dans le béton.

Sens	Zone	M <sub>U</sub>	M <sub>S</sub>	$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	$\mu$	$\alpha$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
X-X	Appuis	44.24	37.76	1,17	0.036	0.0459	0.34	CV
	Travée	66.36	56.650	1.17	0.054	0.0694	0.34	CV
Y-Y	Appuis	44.24	37.76	1,17	0,036	0,0459	0,34	CV
	Travée	66.36	56.650	1,17	0,054	0,0694	0,34	CV

**VIII.5.4.3. Vérification de l'espacement des barres :**

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donnée par (A.8.2, 42/BAEL91 modifiées 99).

$$S_t \leq \min\{2h; 25\text{cm}\} = 25\text{cm} \Rightarrow \text{OK}$$

**VIII.5.4.4. Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{(VIII.28)}$$

Avec ;  $V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{185.54 \times 3.60}{2} = 333.972 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{333.972 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left\{\frac{0,15 f_{c28}}{1,5}; 4\text{MPa}\right\} = 2,5\text{MPa}$$

$\tau_u = 1.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### VIII.6. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie ; illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

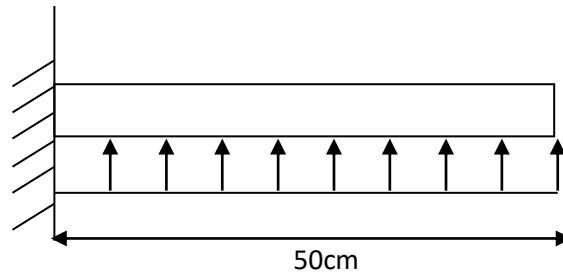


Figure VIII.3 : Schéma statique du débord.

#### VIII.6.1 : Sollicitations de calcul :

➤ A l'ELU :

$$q_u = 185.54 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-185.54 \times 0,5^2}{2} = -23.19 \text{ KN.m}$$

➤ A l'ELS :

$$q_s = 131.86 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-131.86 \times 0,5^2}{2} = -16.48 \text{ KN.m}$$

#### VIII.6.2. Calcul des armatures :

❖ Armatures principales :

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{23.19 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.20} = 0,022 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.022 \rightarrow \beta_u = 0.989$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{23.19 \times 10^3}{0.989 \times 27 \times 348} = 2.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit : } 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures des répartitions :

$$A_r = \frac{Au}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Soit : **3 HA 10 = 2.35cm<sup>2</sup>**

**VIII.6.3. Vérification à l'ELU :**❖ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23.b.d.ft28}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3 HA12= 3.38 cm<sup>2</sup>/ml** ; avec : **S<sub>t</sub>=15**.

$A_u = 2.49 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3,39 \text{ cm}^2$  ..... **Condition vérifiée.**

**VIII.6.4. Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{23.19}{16.48} = 1,40$$

$$\mu = 0,031 \rightarrow \alpha = 0,0406$$

$$\alpha = 0,0406 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,46 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

⇒ Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

❖ **Remarque :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord  $A_{\text{radier}} > A_{\text{débord}}$

⇒ Le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier (le prolongement des barres des poutres et de la dalle au niveau des appuis).

**VIII.7. Ferrailage des nervures :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les sens.

Pour le calcul des efforts internes, on utilisera le logiciel **ETABS**.

**VIII.7.1. Détermination des efforts :**❖ Sens longitudinal (X-X) :

- **ELU** :  $q_u = 185.54/\text{m}$
- **ELS** :  $q_s = 131.86 \text{ KN/m}$

➤ **ELU :**

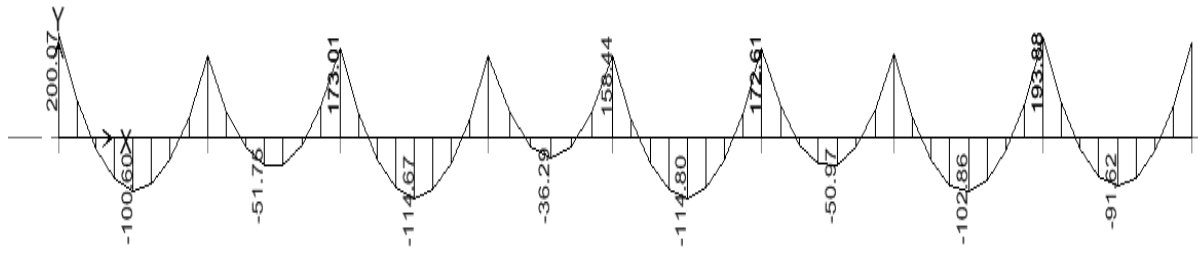


Figure VIII.4 : Diagrammes des moments fléchissant a L'ELU sens (X-X).

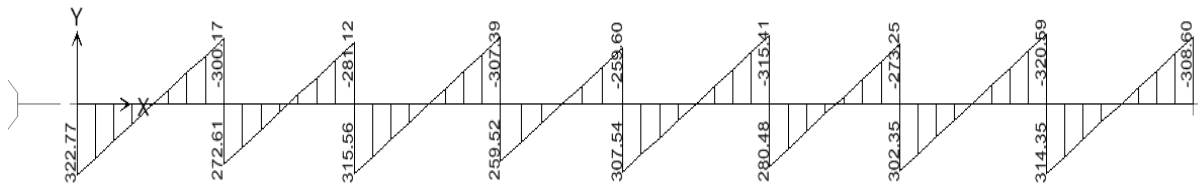


Figure VIII.5 : Diagrammes des efforts tranchants a L'ELU sens (X-X).

➤ **ELS :**

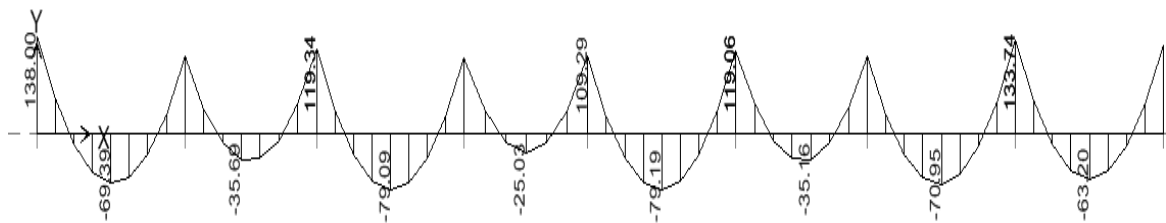
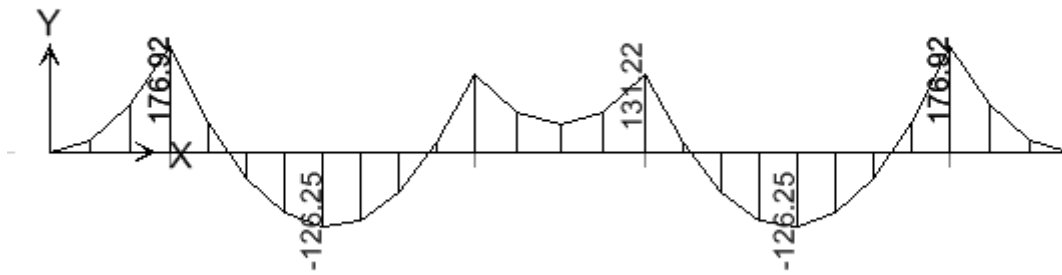


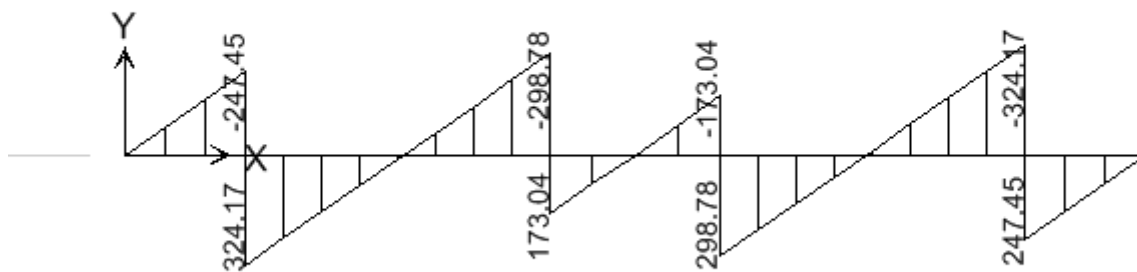
Figure VIII.6 : Diagrammes des moments fléchissant a L'ELS sens (X-X).

❖ Sens transversal (Y-Y) :

➤ ELU :



**Figure VIII.7 :** Diagrammes des moments fléchissant a L'ELU sens (Y-Y).



**Figure VIII.8 :** Diagrammes des efforts tranchants a L'ELU sens (Y-Y).

➤ **ELS :**

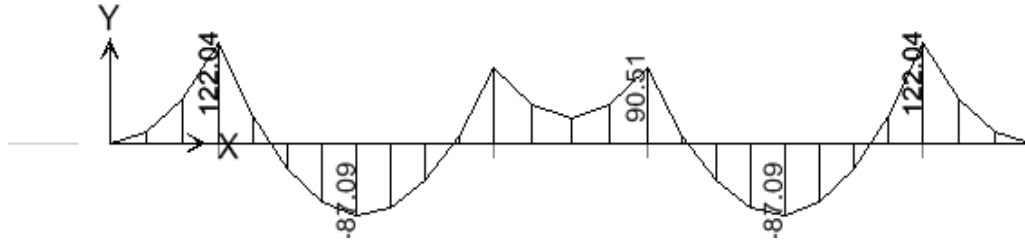


Figure VIII.9 : Diagrammes des moments fléchissant à L'ELS sens (Y-Y).

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau VIII.6 : Les efforts internes dans les nervures.

	Sens longitudinale (X-X)		Sens transversale (Y-Y)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{a \max}$ (KN.m)	114.67	79.09	126.25	87.09
$M_{t \max}$ (KN.m)	200.071	119.34	176.92	122.04
$T_{\max}$ (KN)	322.77		324.17	

VIII.7.2. Calcul des armatures :

❖ **Armature longitudinale (X-X) :**

$b = 50\text{cm}$ ,  $h = 100\text{cm}$ ,  $f_{bc} = 14.2\text{Mpa}$ ,  $\sigma_{st} = 348\text{Mpa}$ ;  $c = 3\text{cm}$ .

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \dots\dots\dots \text{(VIII.30)}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} \dots\dots\dots \text{(VIII.31)}$$

Les résultats de ferrailage de nervure sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau VIII.7 : Calcul des armatures de la nervure.

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>u</sub>	β	Section	A (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )
X-X	Appuis	114.67	0.008	0.996	SSA	12.25	8HA16=16.08 cm <sup>2</sup>
	Travée	200.07	0.014	0.993	SSA	21.44	8HA20=25.13cm <sup>2</sup>
Y-Y	Appuis	126.25	0.010	0.995	SSA	13.50	8HA16=16.08cm <sup>2</sup>
	Travée	176.92	0.012	0.994	SSA	18.94	8HA20=25.13 cm <sup>2</sup>

❖ **Armature transversales (Y-Y) : BAEL 91 modifiée 99 (Art A.7.2.2.)**

➤ **Diamètre minimal :**

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_t}{3} \dots\dots\dots (VIII.32)$$

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_t}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Soit : φ<sub>t</sub> = 8 mm

❖ **Espacement des armatures :**

• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi_1 \right\} \dots\dots\dots (VIII.33)$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi_1 \right\} = \min \{25; 19.2\} \longrightarrow \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots (VIII.34)$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \longrightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

❖ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.003.S_t \times b \dots\dots\dots (VIII.35)$$

$$A_{\min} = 0.003.S_t \times b = 2.25 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } A_t = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

**VIII.7.3. Vérification a l'ELU :**

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{c28}}{f_e} \dots\dots\dots (VIII.36)$$

$$A_{min} = \frac{0,23.b.d.f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 50 \times 97 \times 2,1}{400} = 5.85 \text{ cm}^2$$

➔ Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

**VIII.7.4. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

❖ **Sens longitudinale :**

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} \dots\dots\dots (VIII.37)$$

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$

Avec :  $T_{umax} = 322.77 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{322.77 \times 10^3}{500 \times 970} = 0.66 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Sens transversale :**

$$\tau_u = \frac{T_{umax}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$

Avec :  $T_{umax} = 324.17 \text{ KN}$ .

$$\tau_u = \frac{324.17 \times 10^3}{500 \times 970} = 0.67 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VIII.7.4. Vérification a l'ELS :**

❖ **Vérification les contraintes dans le béton et l'acier :**

➤ **Dans les aciers :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e, 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\} \dots\dots\dots (VIII.38)$$

➤ **Dans le béton :**

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100 \dots\dots\dots (VIII.39)$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} \dots\dots\dots (VIII.40)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{(VIII.41)}$$

$$\sigma_b = \sigma_{st}/K_1 \dots \dots \dots \text{(VIII.42)}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.8 :** Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens		A (cm <sup>2</sup> )	M (KN.m)	$\rho_1$	$\beta_1$	$K_1$	$\sigma_{st}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
X-X	Appuis	16.08	114.67	0.595	0.846	17.47	312.19	348	17.87	15	CV
	Travée	25.13	200.07	0.930	0.864	37.08	341.28	348	9.20	15	CV
Y-Y	Appuis	16.08	126.25	0.595	0.846	17.47	312.19	348	17.87	15	CV
	Travée	25.13	176.92	0.930	0.864	37.08	341.28	348	9.20	15	CV

## CONCLUSION GENERALE

Ce travail nous a permis de voir et de connaître les différents problèmes qu'on peut rencontrer au cours de l'étude d'un projet.

Parmi ces différents problèmes on peut citer, la conception, car il est primordial de bien concevoir une structure, de bien disposer et dimensionner les voiles pour avoir une bonne répartition des efforts, ce qui va nous éviter des désagréments par la suite.

Mais dans toute cette équation complexe, l'élément le plus prépondérant et le facteur expérience qui est vraiment indispensable.

Avoir une bonne base théorique est nécessaire mais pas suffisant, car la pratique forge l'ingénieur, et le rend plus perspicace à déceler et résoudre les différents problèmes.

En dernier, ce travail nous a permis de bien mettre en œuvre nos modestes connaissances de génie civil, et de les élargir, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle.

# *BIBLIOGRAPHIE*

## *Règlements :*

- ❖ Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.
- ❖ Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.
- ❖ Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et Charges d'exploitation.

## *Logiciels :*

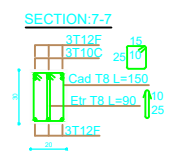
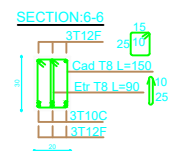
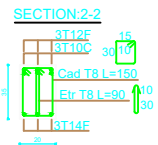
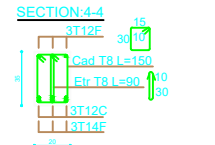
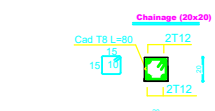
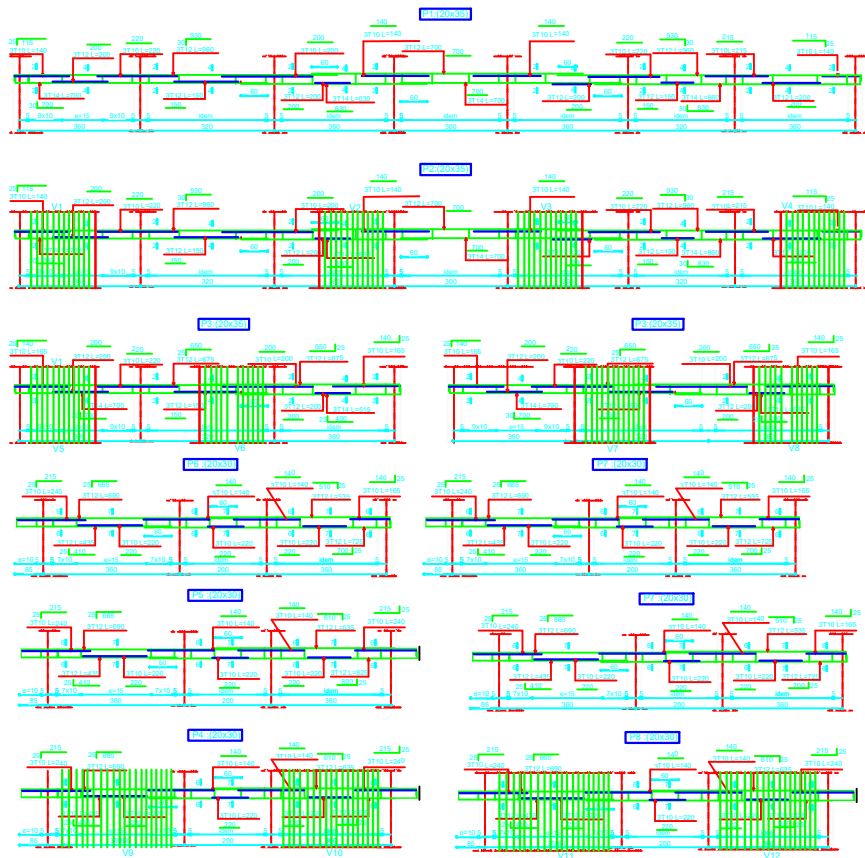
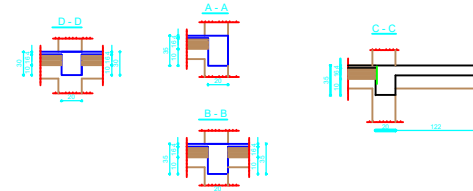
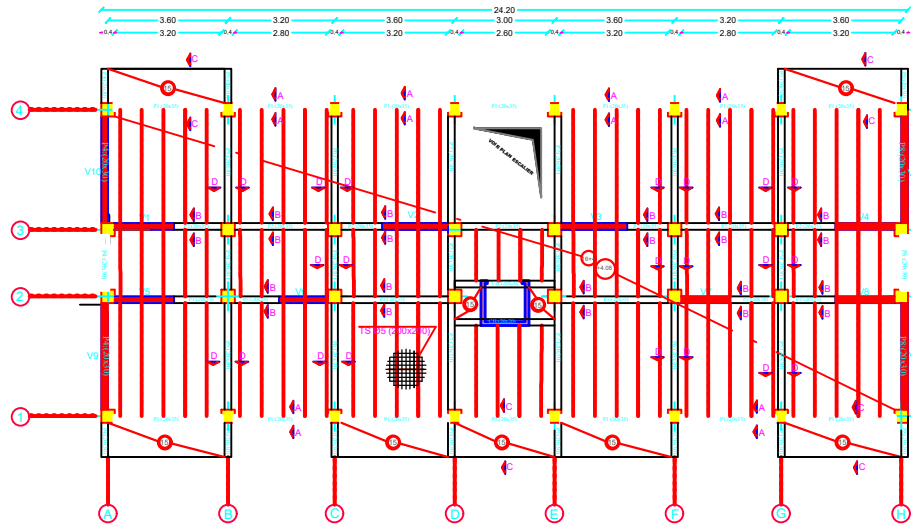
- ❖ Logiciel ETABS
- ❖ Logiciel de ferrailage SOCOTEC
- ❖ EXCEL 2010
- ❖ WORD 2010
- ❖ AUTOCAD 2016

## *Ouvrages :*

- ❖ Calcul pratiques des ossatures de bâtiment en béton armé Albert FUENTES.
- ❖ Formulaire du béton armé de Victor DAVIDOVICI.
- ❖ Les abaques de PIGEAUD.
- ❖ Cours et TD des années spécialité (RDM, BETON, DDS...)
- ❖ Mémoire de fin d'études des promotions précédentes.

Niv.+4.08

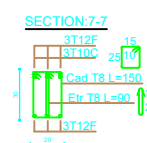
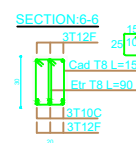
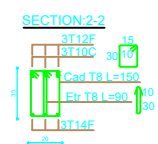
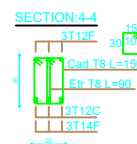
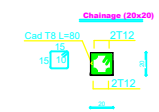
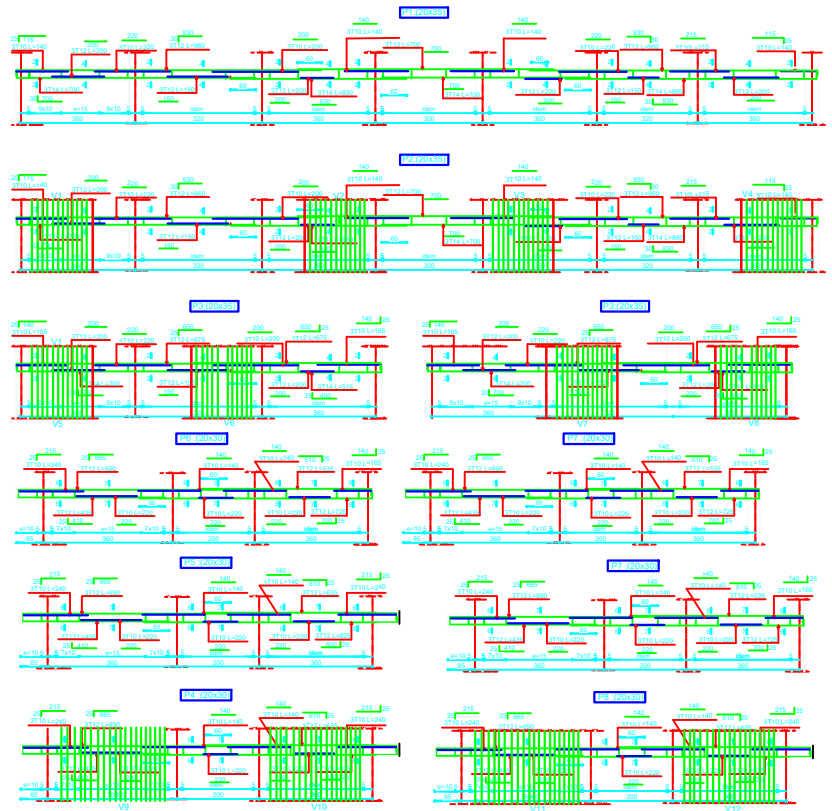
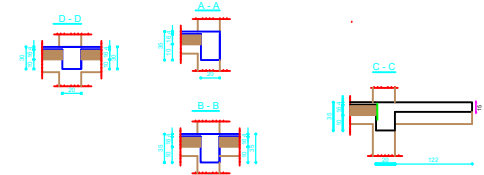
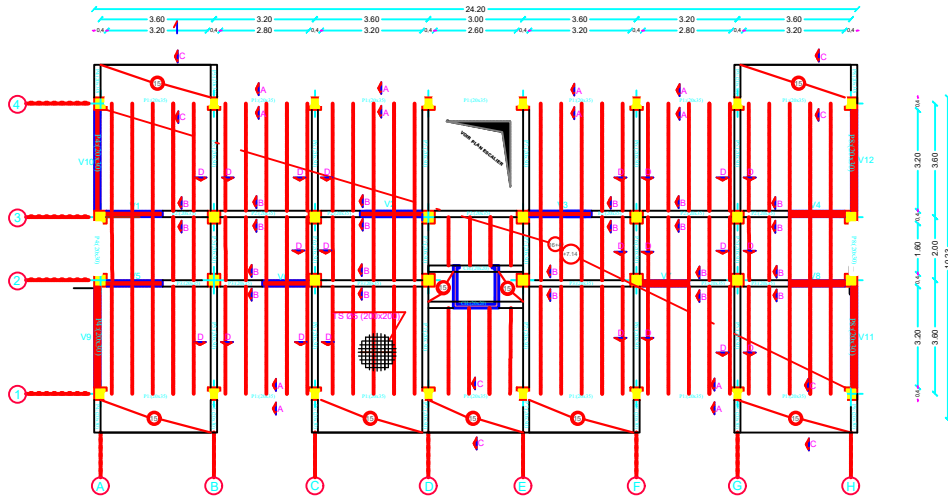
PLAN COFFRAGE RDC



PLAN FERRAILLAGE DES POUTRE PRINCIPALE ET SECONDAIRES

PLAN COFFRAGE 1er ETAGE

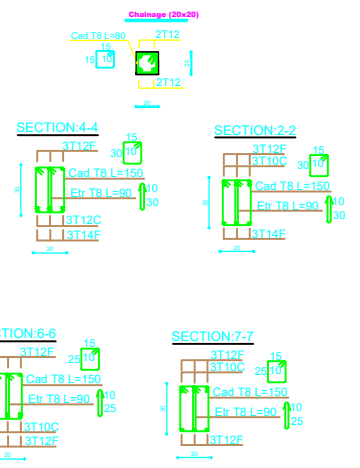
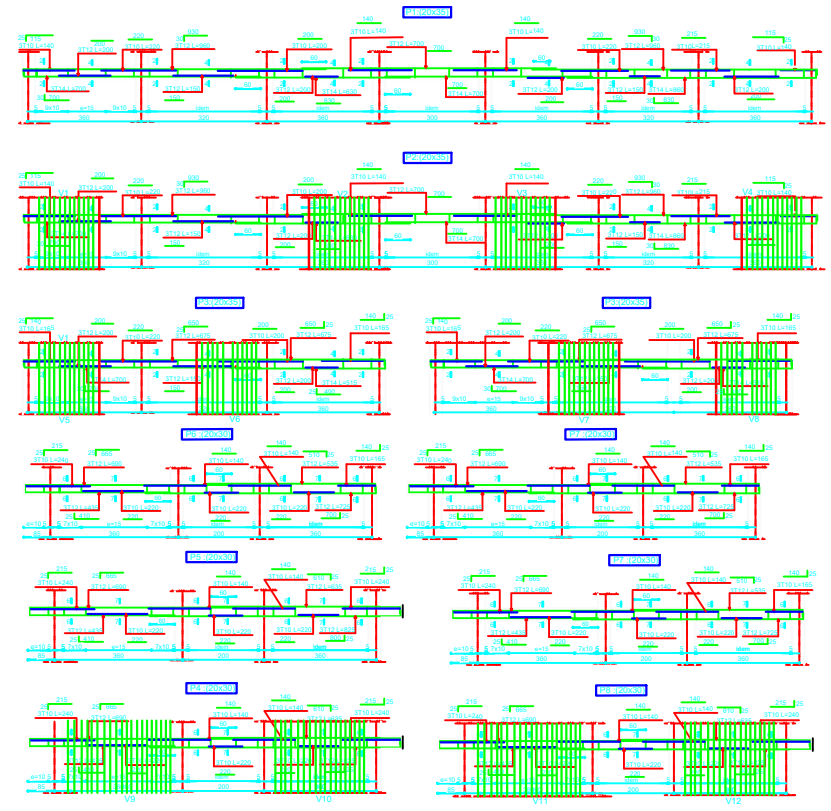
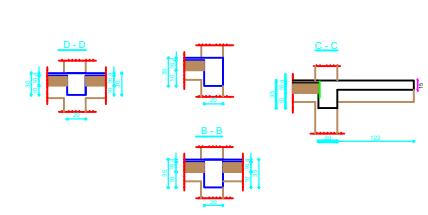
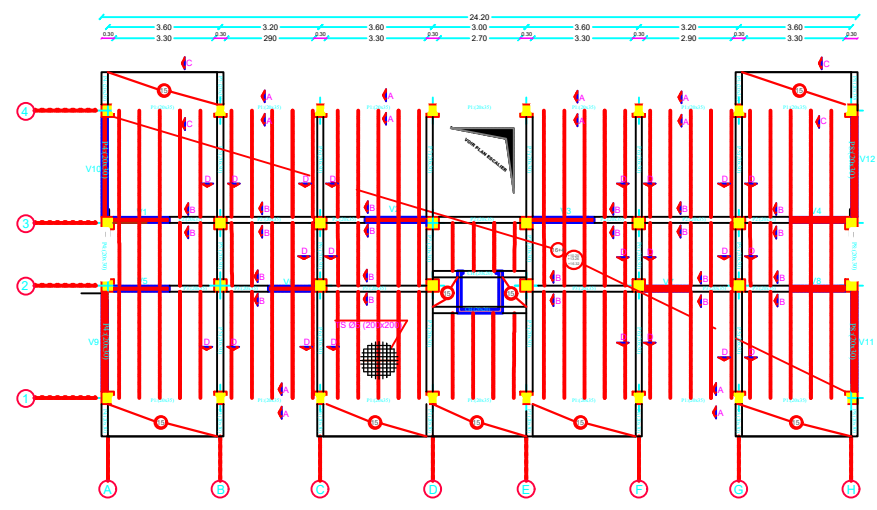
Niv.+7.14



PLAN FERRAILLAGE DES POUTRE PRINCIPALE ET SECONDAIRES



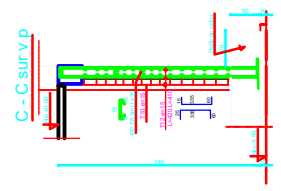
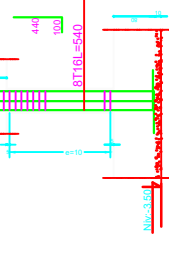
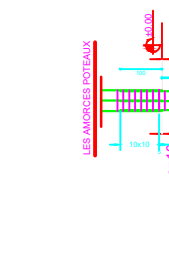
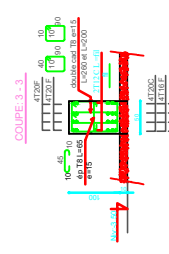
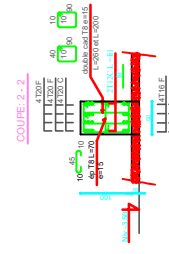
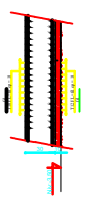
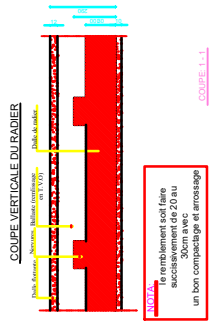
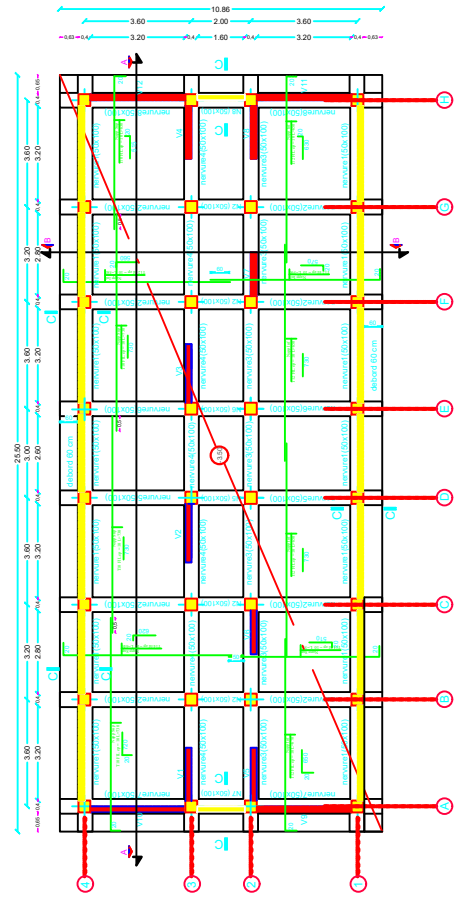
Niv.+19.38,22.44



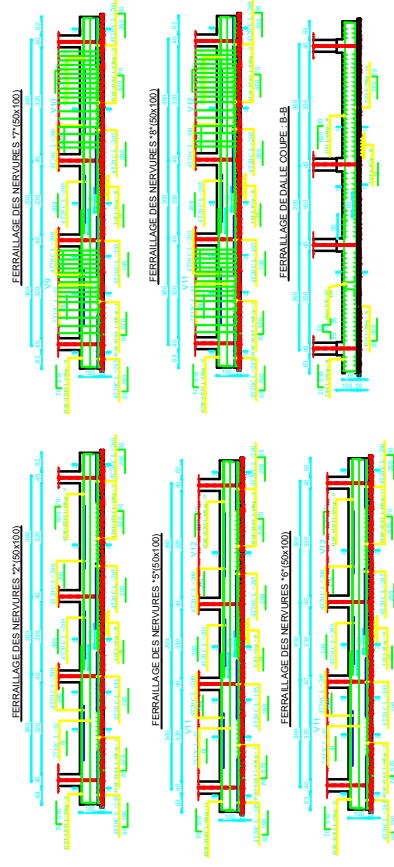
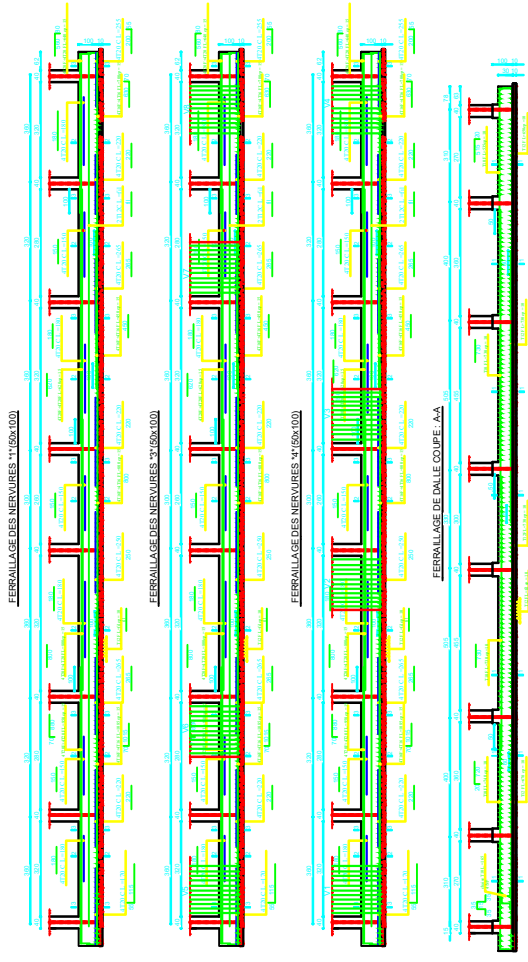
PLAN FERRAILLAGE DES POUTRE PRINCIPALE ET SECONDAIRES



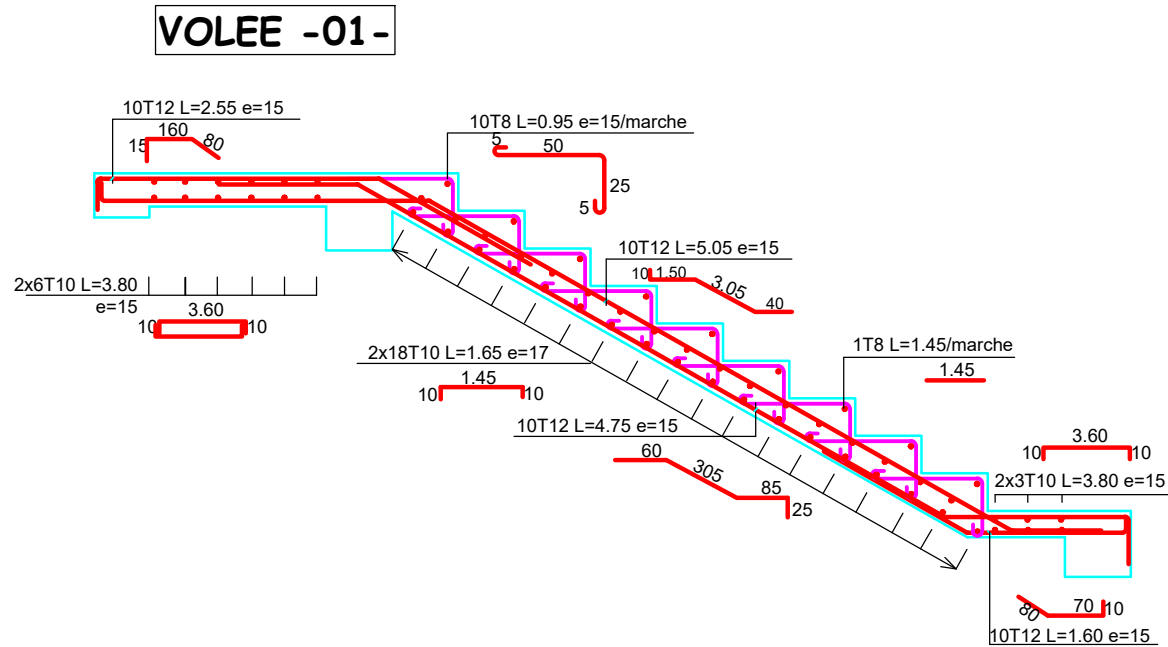
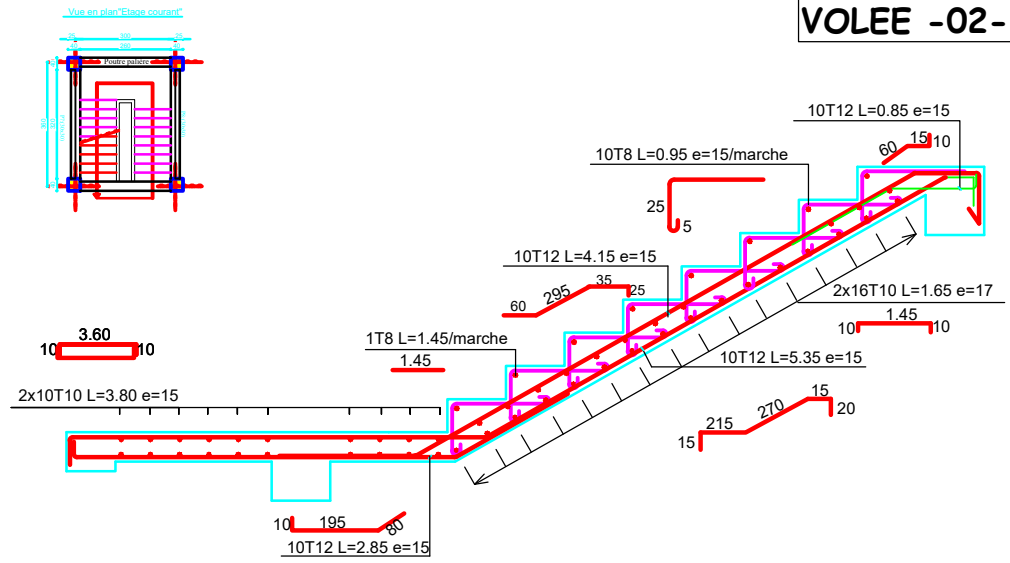
# PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE RADIER



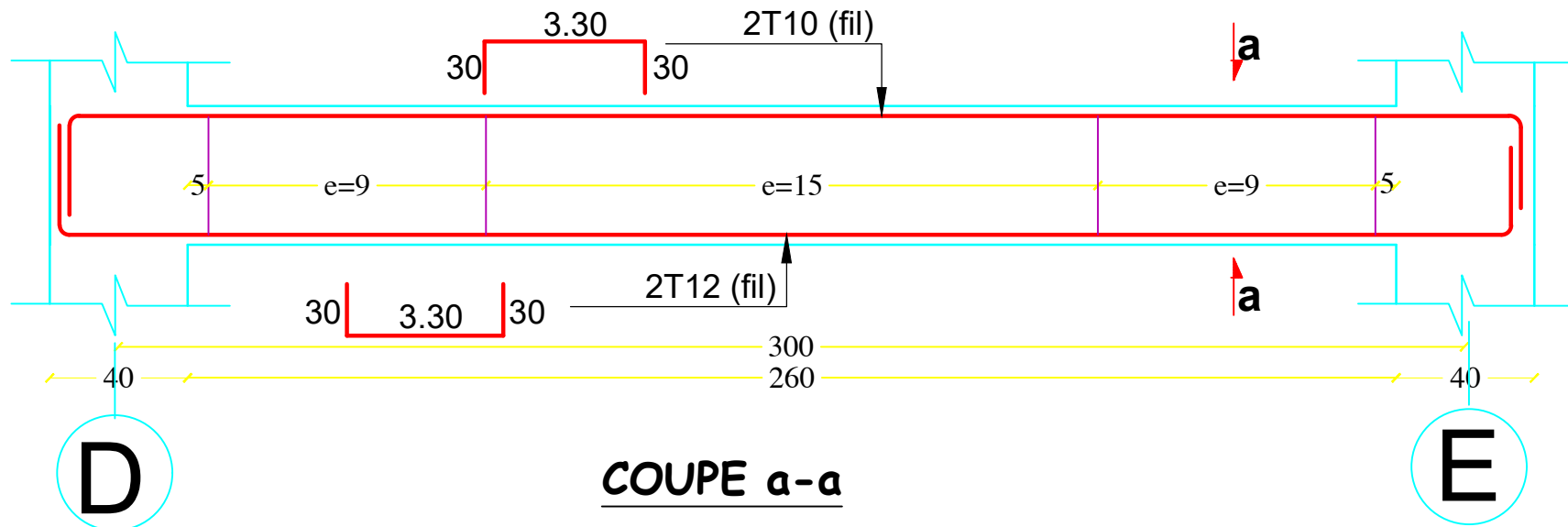
## PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE RADIER



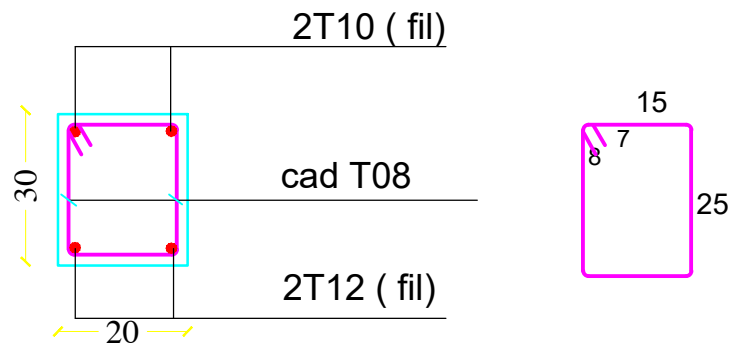
# Plan ferrailage des escaliers



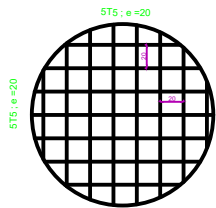
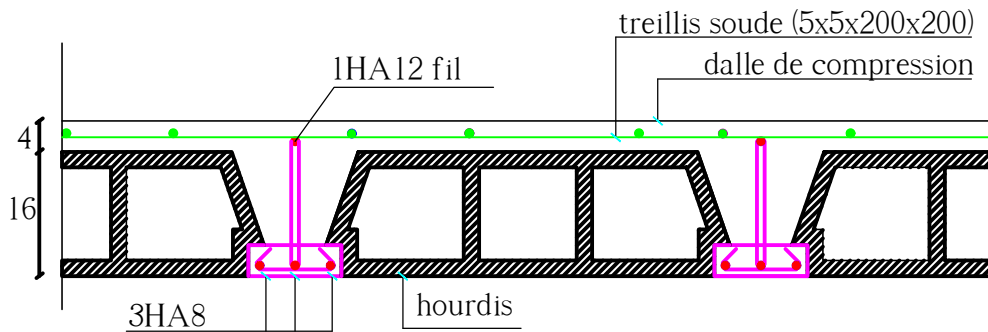
# Ferrailage de la poutre palière (20x30)



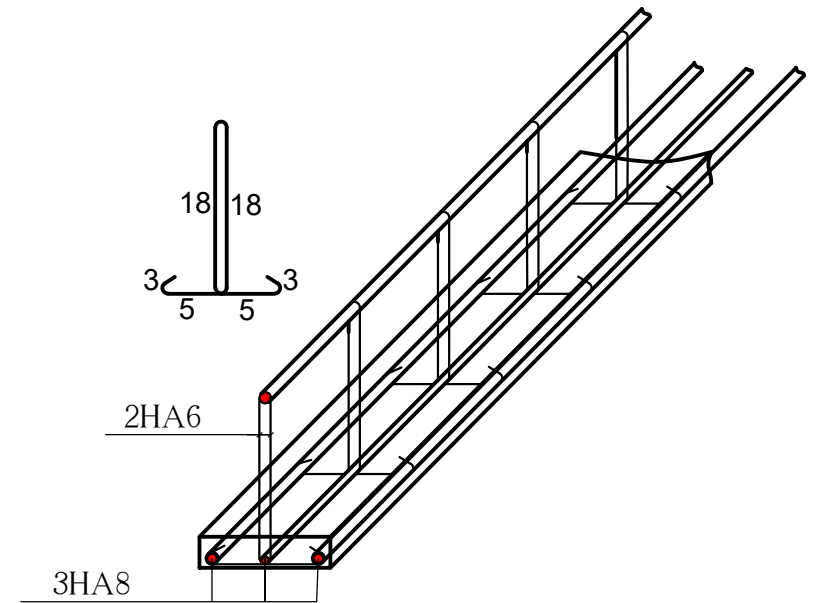
## COUPE a-a



# Ferrailage du plancher et de la poutrelle

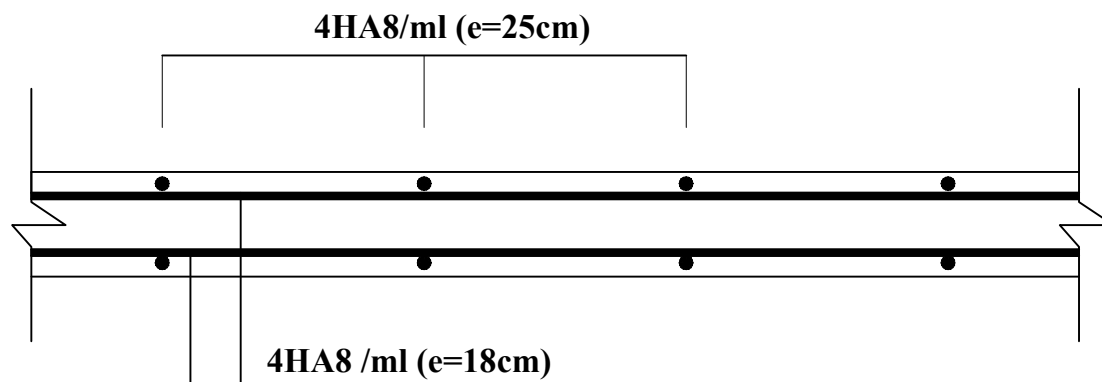
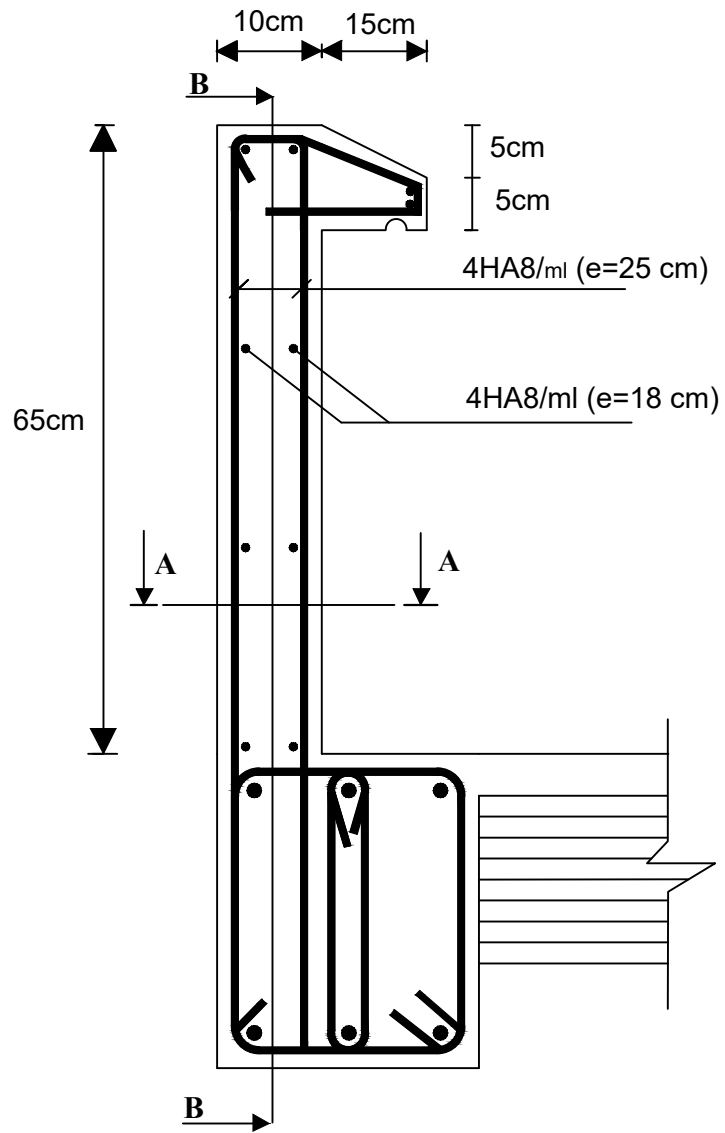


Treillis soude (5x5x200x200)

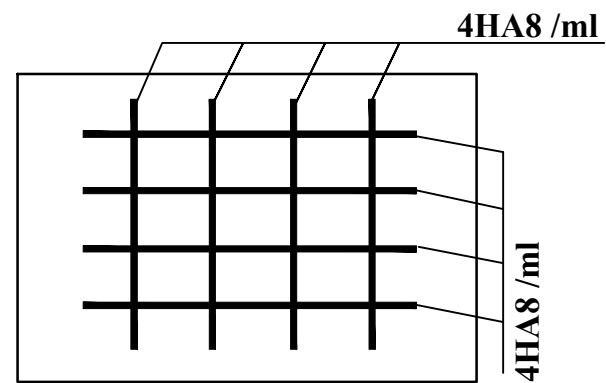


Ferrailage de la poutrelle

# Plan ferraille de l'acrotère



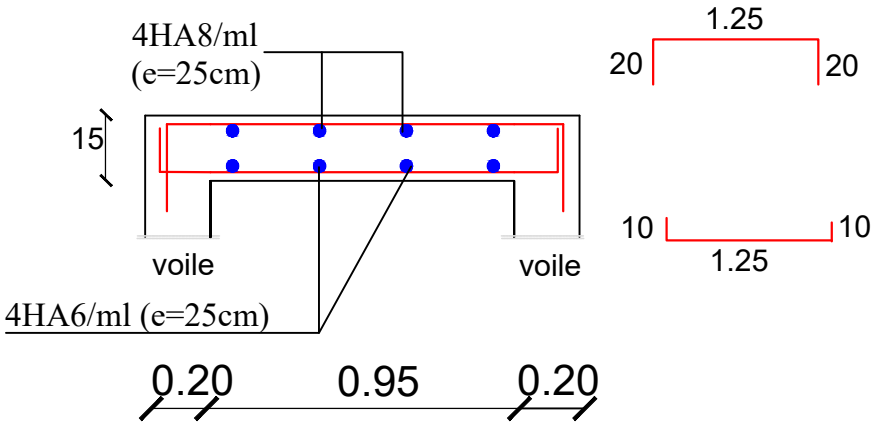
Coupe A-A



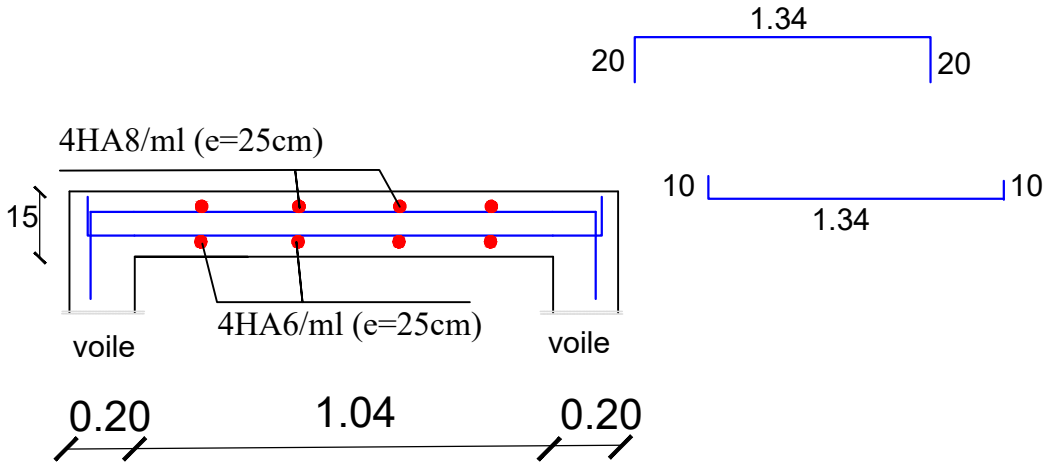
Coupe B-B

# Ferrailage Dalle salle machine

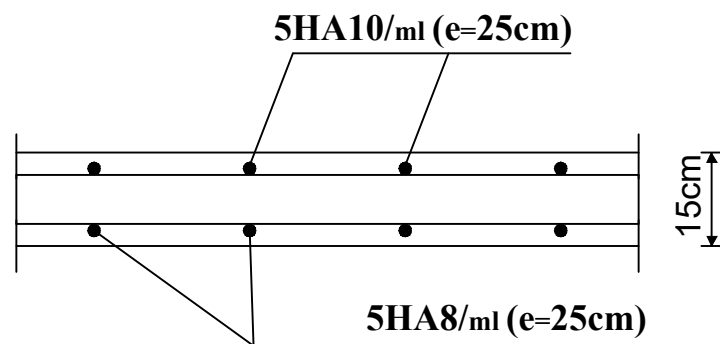
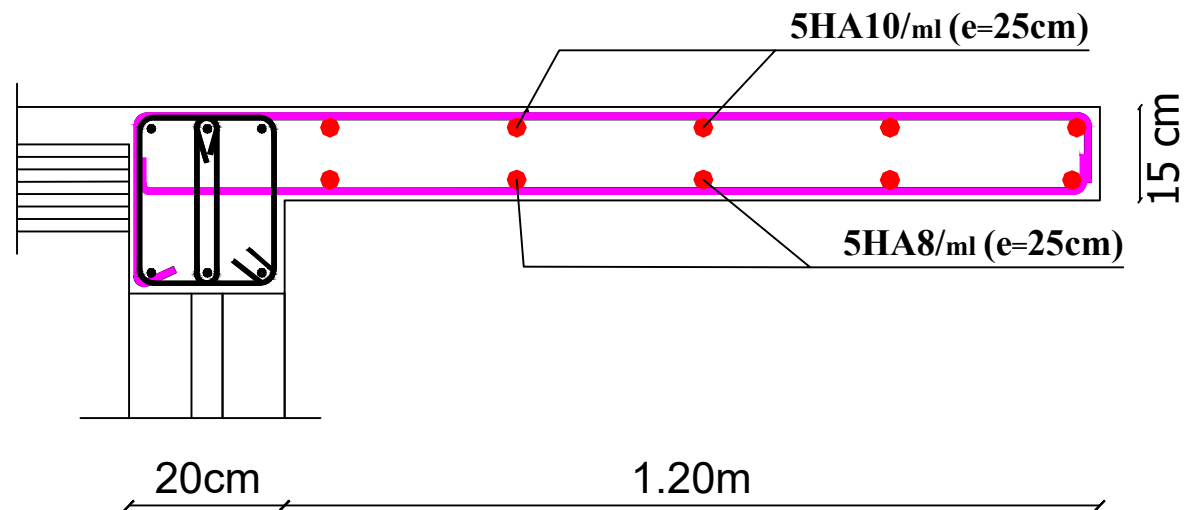
## Sens Y-Y



## Sens X-X



# Plan ferrailage du Balcon



Coupe A-A

