



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITÉ MOULOUD MAMMERRI TIZI-OUZOU

FACULTE DE GÉNIE DE LA CONSTRUCTION

Département de Génie Civil

## MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDE

*En vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil*

*Option : Construction Civile et Industrielle*

### THEME

**Etude d'une structure R+9 à usage d'habitation  
et commercial contreventé par voiles**

**-ETABS-**

Dirigé par :

**Mr : MEGHLAT**

Présenté par :

**Mr : MAKHLOUF Massinissa**

**Mlle : AMIR Rebiha**

**Année universitaire : 2017/2018**

## Sommaire

- Plans d'architecturaux
- Plans de coffrage

### Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	01-10
Chapitre II : Pré-dimensionnement et descentes de charges.....	11-32
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.....	33-102
III.1 : L'Acrotère.....	33-44
III.2 : L'Escaliers.....	45-58
III.3 : La Salle machine .....	59-69
III.4 : La Poutre Palière .....	70-80
III.5 : Les Balcons .....	81-86
III.6 : Les planchers .....	87-102
Chapitre IV : Présentation de l'ETABS.....	103-119
Chapitre V : Vérifications des exigences de RPA 99modifier 2003.....	120-129
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.....	130-178
VI.1 : Ferrailage des poteaux.....	130-139
VI.2 : Ferrailage des poutres.....	140-153
VI.3 : Ferrailage des voile périphérique .....	154-158
VI.3 : Ferrailage des voile.....	159-178
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.....	179-204

- Plan de ferrailage

### Conclusion générale

- Bibliographie

## INTRODUCTION GENERALE

L'ingénierie a été un aspect de la vie depuis les débuts de l'existence, et elle a évolué avec la croissance des besoins et des demandes humaines, cette croissance a également touché le domaine de génie civil qu'est un vaste domaine, englobe la planification, la conception, la construction et l'exploitation d'une grande partie de l'infrastructure du monde moderne, notamment les bâtiments.

La construction a multi-étage est une solution à l'explosion démographique et aux développements économiques, dans le but de résoudre le problème d'espace dans les pays aux grandes populations, et aux grandes zones industrielles,

Le génie civil est l'application de principes physiques et scientifiques et il est une profession liée aux connaissances des structures, la science des matériaux, le sol, la géologie...)

Les matériaux utilisés dans les constructions en génie civil sont principalement le béton, qui est un mélange des granulats, ciment et de l'eau, et aussi des aciers. Le béton et l'acier ont une très bonne adhérence et les liées nous donne ce que on appelle un béton armé.

L'utilisation de béton armé dans les constructions est très avantageux, du côté économique, il n'est pas très cher par rapport aux autres matériaux (construction métallique, construction en bois), du côté résistance, il est très résistant aux charges aux intempéries et aux phénomènes naturels, et du côté durabilité, il a une durée de vie plus élevée que les autres matériaux.

Cependant, la construction verticale en béton armé reste pas sans danger,

Vu que l'Algérie présente une sensibilité élevée au séisme, Et pour avoir une structure ou un bâtiment réalisé dans les règles de l'art l'ingénieur doit se référer aux normes et aux recommandations parasismiques.

Pour le cas de notre projet de fin d'étude, nous avons choisi d'étudier une structure en béton armé, qui est un bâtiment (R+9) à usage d'habitation et commercial implanté dans une zone à forte sismicité (Alger), toutes en utilisant les règlements et les normes en vigueur.

## I.1. Présentation de l'ouvrage

Pour mettre en pratique tout ce savoir acquis, nous nous intéressons à l'étude d'un bâtiment en R+9 avec portiques et voiles en béton armé à usage d'habitation et commercial. Ce projet est classé d'après le RPA 99 modifié en 2003, comme étant une construction de groupe 2, d'importance moyenne selon son utilisation, et sera implanté dans la Wilaya d'Alger qui se situe selon le RPA dans une zone sismique III (zone de forte sismicité). Selon le rapport de sol le site est classé en S3, et de contrainte admissible de 2 bars.

Le bâtiment est composé de :

- Le RDC est à usage commerciale ;
- Les étages courants sont à usage d'habitations ;
- 01 cage d'escaliers ;
- 01 cage d'ascenseur.

### I.1.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Notre bâtiment a pour dimensions :

- En plan :

Longueur totale :  $L = 28,90\text{m}$

Largeur totale :  $l = 23,60\text{ m}$

- En élévation :

Hauteur totale (sans acrotère) :  $H_T = 31,50\text{m}$

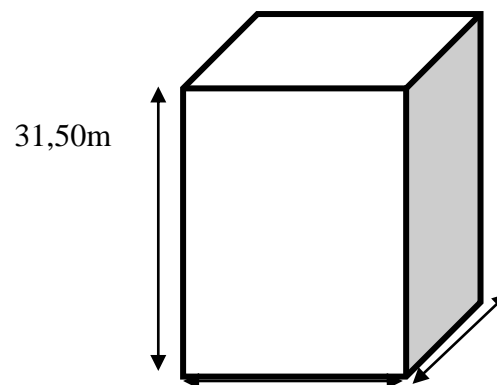
Hauteur de l'acrotère  $H_A = 0,50\text{m}$

Hauteur du RDC  $H_{RDC} = 3,15\text{m}$

Hauteur de l'étage courant  $H_E = 3,15\text{m}$

23,60m

28,90m



### I.1.2. Élément de l'ouvrage

Le bâtiment est partagé en deux parties essentielles :

#### A. La superstructure

La superstructure d'un bâtiment regroupe l'ensemble des organes situés au-dessus de la terre. Elle est composée de :

##### ➤ Ossature

L'Ossature de notre bâtiment est en portique + voile de contreventement :

- **Portiques longitudinaux et transversaux** : composés de poteaux et de poutres destinées à reprendre les charges et les surcharges verticales et éventuellement des charges horizontales ;

- **Voiles** : disposés dans le sens longitudinale et transversale, constituant un système de contreventement rigide et assurent la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticale.

### ➤ **Les planchers**

Sont des plans (horizontaux) destinés à séparer les étages.

Les planchers doivent répondre aux critères, à savoir :

-Résistance mécanique : supportent les charges et les surcharges et les transmettent aux éléments porteur, et de ne pas fléchir ;

-Isolation thermique et acoustique : ils isolent thermiquement et acoustiquement (bruit) les différents étages ;

-résistance au feu.

Dans notre bâtiment on a deux types de planchers :

- Plancher à corps creux : sont prévus pour tous les étages ;
- Plancher en dalle pleine : qui est en béton armé coulé sur place. Elles sont prévues dans les portes à faux, dans les paliers de repos des escaliers et dans les planchers porteurs de l'appareil de levage ascenseur.

➤ **portes à faux** : certains sont réalisés en dalle pleines, d'autres en corps creux.

### ➤ **Escaliers**

Sont des éléments qui permettent de passer d'un niveau à l'autre, ils sont composés d'un palier et d'une volée, réalisés en béton armé coulé sur place. Ils comportent deux volées.

### ➤ **Cage d'ascenseur**

Il sera en béton armé desservant tous les étages

### ➤ **Acrotère**

La terrasse sera entourée d'un acrotère de 0,5 m de hauteur réalisé en béton armé coulé sur place.

### ➤ **Terrasse inaccessible**

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible sauf pour entretien, réalisé en corps creux et de dalles pleines.

### ➤ **Maçonnerie**

Il a deux types de murs dans la structure :

- **Les murs extérieurs** : sont exécutés en double cloison de briques creuses d'épaisseur 10cm avec une lame d'air de 5 cm ;
- **Les murs intérieurs (murs de séparation)** : sont exécutés en simple cloison de brique creuse de 10cm d'épaisseur.

### ➤ **Les revêtements**

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Mortier de ciment pour les murs de façade extérieure ;

- Enduit de plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds ;
- Carrelage pour les planchers et les escaliers ;
- céramique pour les cuisines et les salles à d'eaux.
- 

## **B. L'infrastructure**

L'infrastructure est composée essentiellement des fondations d'un ouvrage ainsi que d'éventuels niveaux enterrés. Notre structure est composée de :

### ➤ **Voile périphérique**

Il assure la fonction des soutènement et de résistance à la pression latérale des terres.

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol sont les suivantes :

- Poids volumique du sol :  $\gamma = 17\text{kN/m}^3$ .
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 30^\circ$ .
- Cohésion :  $C = 0$ .
- Surcharge éventuelle :  $q = 10\text{kN/m}^2$
- La contrainte admissible du sol :  $\sigma_{\text{sol}} = 2\text{bars}$

- **Fondations**

Elles assurent le transit des efforts (les charges et les surcharges) venant de la partie aérienne du projet (superstructure) vers sol. Le choix de type de fondation à adopter est en fonction de l'importance de l'ouvrage et de la nature du sol d'implantation.

## **I.2 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

### **I.2.1 Béton**

C'est un mélange optimale de :

-ciment

-granulat (sable, graviers, gravillons...)

-eau

-adjuvants : c'est des produits chimiques qu'on ajoute au mélange pour améliorer une qualité du béton.

### ➤ **Résistance caractéristique du béton**

#### **a. Résistance caractéristique du béton à la compression**

Un béton est défini par une valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté  $f_{c28}$ .

Elle est mesurée par l'essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16 cm et d'une hauteur 32 cm (soit de section de  $200\text{ cm}^2$ ). Les résistances obtenues dépendent de la composition du béton et de ces conditions de fabrication.

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton, pour  $j \leq 28$  jours elle est calculée comme suit : (BAEL91/A.2.1 ,11)

$$f_{cj} = \frac{j}{(4.76+0.83j)} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1.40+0.95j)} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{Mpa.}$$

Avec

$f_{cj}$  : la résistance à la compression à  $j$  jour

$f_{c28}$  : La résistance à la compression à **28** jours

On adoptera  $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$  pour notre projet

### **b. Résistance caractéristique à la traction**

La résistance caractéristique du béton à la traction à  $j$  jour ; noté  $f_{ij}$  ; est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par la relation suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ (BAEL91modifie99/A.2.1 ,12)}$$

Cette formule est valable pour  $f_{cj} \leq 60 \text{Mpa}$ .

Dans notre cas :

$$f_{c28} = 25 \text{Mpa} \rightarrow f_{i28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \rightarrow f_{i28} = 2.1 \text{Mpa}$$

### ➤ **Contrainte limite à la compression**

#### **Etat limite**

Est un état où une construction doit satisfaire strictement les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

#### **a. Etat limite ultime (E.L.U)**

Il s'agit de l'état pour lequel la valeur maximale de la capacité portante de la structure est atteinte (Il est borné par les limites de résistance du béton et des armatures), et son dépassement entraînerait la **ruine** de l'ouvrage.

#### **Contrainte limite ultime à la compression du béton**

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{cj} \text{ (BAEL91modifie99/A.4.3 ,41)}$$

Situation	Situation courante	Situation accidentelle
$\gamma_b$	1,5	1,15

**Tableau 1.1** : coefficient de sécurité  $\gamma_b$  en fonction de la situation de l'action.  
(BAEL91modifie99/A.4.3 ,41)

Durée d'application	T>24h	1h≤T≤24h	T< 1h
$\theta$	1	0,9	0,85

**Tableau I.2 :** Coefficient  $\theta$  en fonction de la durée (T) de l'application des actions  
(BAEL91 modifié 99/A.4.3 ,41)

→ Pour  $f_{c28}=25\text{Mpa}$

❖ Dans le cas d'une situation courante :

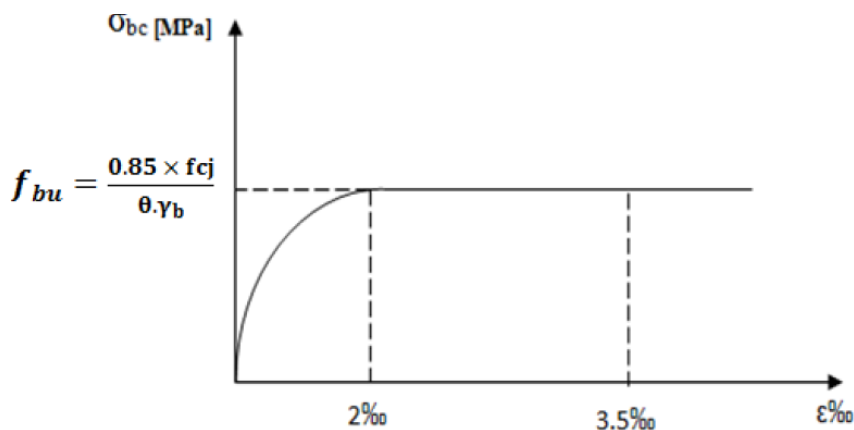
On a :  $\gamma_b = 1.5$  et  $\theta = 1 \rightarrow f_{bu}=14,2\text{Mpa}$

❖ Dans le cas d'une situation accidentelle:

On a :  $\gamma_b = 1.5$  et  $\theta = 0,8 \rightarrow f_{bu}=21,74\text{Mpa}$

### Le diagramme contraintes –déformation du béton (E.L.U)

Le diagramme contraintes –déformation du béton pouvant être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit (parabole- rectangle).



**Figure I.1: Diagramme contraintes- déformations (ELU)**

Avec : ( $\epsilon$  raccourcissement du béton)

### b. Etat limite de service (E.L.S)

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent les états limites de fissurations et de déformation ne sont plus satisfaites.

#### Contrainte limite de service à la compression du béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ (BAEL91 modifié/A.4.5 ,2)}$$

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

$$\rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

#### ➤ Contrainte ultime de cisaillement

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 d} \text{ (BAEL91modifie/A.5.1 ,1)}$$

Avec :

$Vu$  : effort tranchant

$b_0$  : largeur de la section considérée.

$d$  : hauteur utile

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs ci-après :

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right\} \dots\dots\dots \text{Cas de fissurations non préjudiciables.}$$

$$\tau_u \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right\} \dots\dots\dots \text{Cas de fissurations préjudiciables ou très préjudiciables.}$$

### Le diagramme contraintes –déformation du béton (E.L.S)

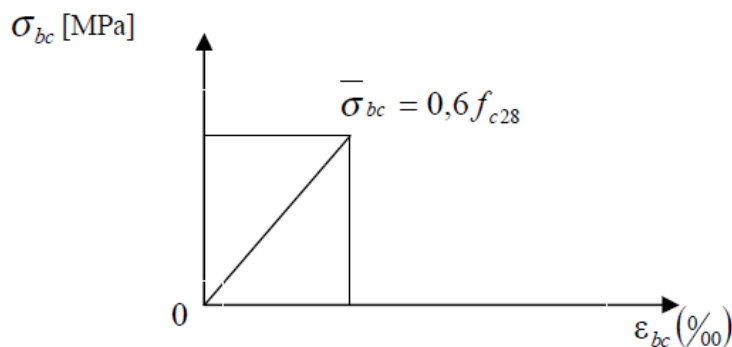


Figure I.2 : Diagramme des contraintes- déformations (ELS)

#### ➤ Module de déformation

##### a. Module de déformation longitudinal du béton

##### a.1. Module de déformation longitudinale instantanée du béton

Il est utilisé pour les calculs sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures. Il est égal au coefficient de la droite du diagramme contraintes déformations à l'ELS (Figure I.2).

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (BAEL91modifie99/A.2.1 ,21)}$$

Pour

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{i28} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

##### a.2. Module de déformation longitudinale différé du béton

Il est utilisé pour les calculs sous des contraintes de longue durée d'application, les effets du fluage du béton nous rajoutent une déformation complémentaire du double de la déformation instantanée soit, en définitive une déformation totale triple.

### Définition du fluage

C'est l'augmentation dans le temps de la déformation relative sous des contraintes permanentes.

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ (BAEL91 modifié 99/A.2.1 ,22)}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{v28} = 10818.87 \text{ Mpa}$$

### b. Module de déformation transversale (de cisaillement)

Il est utilisé pour les calculs sous des contraintes tangentielles engendrées par l'effort tranchant. Il est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : module de Young ;

$\nu$  : Coefficient de poisson  $\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$  ;

$\Delta d/d$  : Déformation relative transversale ;

$\Delta l/l$  : Déformation relative longitudinale.

#### ➤ Coefficient de poisson

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

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

Il est pris égal à : (BAEL91 modifié 99/A.2.1 ,3)

$\nu = 0$  à l'ELU, pour le calcul des sollicitations ;

$\nu = 0.2$  à l'ELS, pour le calcul des déformations.

## I.2.2 Les aciers

Le béton est un matériau très résistant en compression, mais faible en traction et au cisaillement. Pour compenser ce déséquilibre, on incorpore dans la masse de béton des barres d'armature destinées à reprendre ces efforts.

On distingue les types d'aciers pour béton armé en fonction de leur forme et de leur surface :

- **Les aciers lisses** : barres lisses ou fils très lisses. Elles sont de section circulaire sans aucune gravure.

- **Les aciers à haute adhérence** dont la surface présente des saillies ou des creux.
- **Les Treillis soudés (TS)** : réseaux plans à mailles en général rectangulaires, constitués de fils ou de barres assemblés par soudage et dont la résistance au cisaillement des assemblages est garantie. Les TS sont utilisés pour ferrailer rapidement des éléments plans, tels que les voiles, dalles et dallages. Ils sont disponibles en rouleaux ou en panneaux.

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

Type d'acier	Nominalisation	Symboles	Limite d'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration $\eta$	Coefficient de scellement $\psi$
Aciers en barre à haute adhérence	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5
	Haute adhérence FeE500	H A	500	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL 520 ( $\varphi < 6$ )	T S	520	1,3	1

**Tableau 1.4** : caractéristiques des aciers utilisés

#### ➤ La limite d'élasticité longitudinale

C'est le module de Young ou module d'élasticité (longitudinale) ou encore module de traction est la constante qui relie la contrainte de traction (ou de compression) et le début de la déformation d'un matériau élastique isotrope.

**Le module d'élasticité longitudinale ( $E_s$ )**, a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa (BAEL91 modifié 99/A.2.2 ,1)}$$

#### ➤ Coefficient de poisson

Le coefficient de Poisson ( $\nu$ ) fait partie des constantes élastiques. Il est compris entre 0 et 0,5. Pour les aciers il est pris égal à **0,3**.

#### ➤ La limite élastique garantie Fe

C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰.

#### Diagramme de Contrainte-Déformation

$$\text{(BAEL91 modifié 99/A.2.2 ,2)}$$

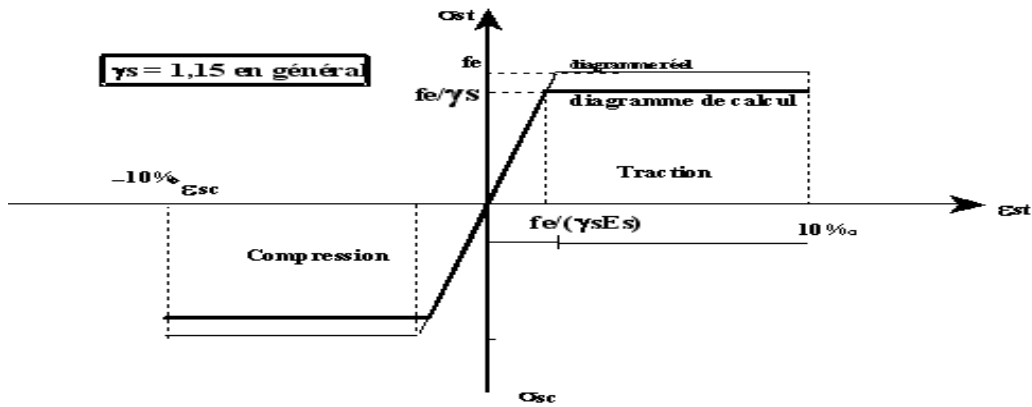


Figure I.3 : Diagramme des contraintes- déformations

➤ **Contrainte limite de l'acier**  
**a- à l'état limite ultime ELU**

La contrainte limite ultime est définie par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} \quad \text{Avec:}$$

fe : Limite d'élasticité garantie ; γs : coefficient de sécurité.

Situation	Situation courante	Situation accidentelle
γs	1,15	1

Tableau 1.4 : coefficient de sécurité γs en fonction de la situation de l'action.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
fe = 400MPa	σ <sub>st</sub> <sup>-</sup> = 348 MPa	σ <sub>st</sub> <sup>-</sup> = 400 MPa
fe = 500MPa	σ <sub>st</sub> <sup>-</sup> = 452 MPa	σ <sub>st</sub> <sup>-</sup> = 500 MPa

Tableau 1.5 : limites d'élasticité des aciers utilisés

**b- à l'état limite de service ELS**

L'état limite de service (ELS) est borné par des limites de déformation ou de fissuration des éléments.

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures dans le béton, c'est-à-dire, éviter le risque de corrosion des armatures, et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendus sous l'action des sollicitations de service d'après les règles du BAEL.

On distingue trois (03) cas de fissurations :

**Fissuration peu nuisible**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, il n'est soumis à aucune condensation. Il n'est pas nécessaire de limiter les contraintes dans les aciers, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\sigma_{st} = fe \text{ (BAEL91 modifié 99/A.4.5 ,32)}$$

#### ■ Fissuration préjudiciable

Éléments soumis à des condensations et exposés aux intempéries, la contrainte admissible de la traction dans les aciers est égale à :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} fe ; \max \left\{ 0,5 fe ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \right\}$$

(BAEL91 modifié 99/A.4.5 ,32)

#### ■ Fissuration très préjudiciable

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \left\{ \frac{1}{2} fe ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ (BAEL91 modifié 99/A.4.5 ,34)}$$

Avec

$f_{tj}$  : résistance caractéristique du béton à la traction

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$  pour les ronds lisses

$\eta = 1,6$  pour les HA ( $\phi \geq 6$  mm)

$\eta = 1,6$  pour les HA ( $\phi < 6$  mm)

#### ➤ Protection des Armatures (BAEL91 modifié 99/A.7.1)

Dans le but d'avoir un bétonnage correcte et à fin d'éviter des problèmes de corrosion des aciers ; on doit veiller à ce que l'enrobage **C** des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

→ **C ≥ 5 cm** : pour des ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux toutes autres atmosphères très agressives telles les industries chimiques ;

→ **C ≥ 3 cm** : pour des parois soumises à des actions agressives ; des intempéries ou à des condensations ;

→ **C ≥ 1 cm** : pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

### Conclusion

A ce stade tous les éléments de notre structure à étudier par la suite ainsi que toutes les caractéristiques mécaniques des matériaux à utiliser sont définis, tout en respectant les règles du BAEL 91/modifié 99 ainsi que les règles parasismiques Algériennes (RPA 99/Version 2003).

## INTRODUCTION

Après la présentation de l'ouvrage, ainsi que les caractéristiques des matériaux utilisés, nous procédons au pré dimensionnement des éléments de la structure qui consiste les sections des différents éléments porteurs (les planchers, les poutres, les voiles et les poteaux) et cela en se basant sur des lois issues des règlements BAEL91, CBA et RPA99 version 2003. Ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux.

### II.1. Pré dimensionnement des poutres

D'une manière générale on peut définir une poutre comme étant un élément porteur horizontale d'une part. D'autre part, elles sont des éléments en béton armé coulé sur place, elles assurent l'acheminement des charges et des surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, Voiles).

Les dimensions d'une section rectangulaire sont données par la formule empirique suivante :

$$\text{Hauteur } h : \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ Tapez une équation ici.}$$

$$\text{Largeur } b : 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

L : portée maximale entre nus d'appuis

#### A-Poutres principales (PP)

Ce sont des poutres porteuses sur lesquelles reposent les poutrelles. Elles reçoivent les charges transmises par ces dernières et les réparties aux poteaux sur lesquels elles reposent.

Leurs dimensions sont données comme suit :

$$\text{Hauteur } : \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$$

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (sens des poutres principales)

$$L = 501 - 30 = 471 \text{ cm}$$

$$\frac{471}{15} \leq ht \leq \frac{471}{10} \rightarrow 31,4 \leq ht \leq 47,1 \text{ On prend : } \mathbf{ht = 40cm}$$

$$\text{Largeur } b : 0,4ht \leq b \leq 0,7ht \rightarrow 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

$$\rightarrow 16 \leq b \leq 28 \text{ On prend : } \mathbf{b = 30cm}$$

#### B-Poutre secondaires (PS)

Elles sont parallèles aux poutrelles, leurs rôle principale est de transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs.

Leurs dimensions sont données comme suit :

$$\text{Hauteur : } \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$$

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (sens des poutres secondaires)

$$L=370-30=330\text{cm}$$

$$\frac{330}{15} \leq ht \leq \frac{330}{10} \rightarrow 22 \leq ht \leq 33 \text{ On prend : } \mathbf{ht = 35cm}$$

$$\text{Largeur } \mathbf{b} \quad 0,4ht \leq b \leq 0,7ht \rightarrow 0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$\rightarrow 14 \leq b \leq 24,5 \text{ On prend : } \mathbf{b = 30cm}$$

### C-poutres palières

Leurs dimensions sont données comme suit :

$$\text{Hauteur : } \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$$

$$L=330-30=300\text{cm}$$

$$\frac{300}{15} \leq ht \leq \frac{300}{10} \rightarrow 20 \leq ht \leq 30$$

$$\text{On prend : } \mathbf{ht = 35cm}$$

$$\text{Largeur } \mathbf{b} : 0,4ht \leq b \leq 0,7ht \rightarrow 0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$\rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ On prend : } \mathbf{b=30cm}$$

### D-poutres de chaînage

Leurs dimensions sont données comme suit :

$$\text{Hauteur : } \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$$

$$L=490-30=460 \text{ cm}$$

$$\frac{460}{15} \leq ht \leq \frac{460}{10} \rightarrow 30 \leq ht \leq 46 \text{ On prend : } \mathbf{ht=35cm}$$

$$\text{Largeur } \mathbf{b} : 0,4ht \leq b \leq 0,7ht \rightarrow 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

$$\rightarrow 16 \leq b \leq 28 \text{ On prend : } \mathbf{b= 30cm}$$

### ❖ Vérification aux exigences du RPA99 Modifié 2003

D'après les conditions du **RPA99 Modifié 2003 (article 7.5.1)** relatives au coffrage des poutres :

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions ci-après :  $\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right.$

	<i>Poutre principale</i>	<i>poutre secondaire</i>	<i>Poutre palier</i>	<i>vérification</i>
<i>hauteur</i>	$40 \geq 30\text{cm}$	$35 \geq 30\text{cm}$	$35 \geq 30\text{cm}$	<i>vérifiée</i>
<i>largeur</i>	$30 \geq 20\text{cm}$	$30 \geq 20\text{cm}$	$30 \geq 20\text{cm}$	<i>vérifiée</i>
<i>Hauteur /largeur</i>	$1,33 \leq 4$	$1,16 \leq 4$	$1,16 \leq 4$	<i>vérifiée</i>

**Tableau II.1 :** vérification aux exigences du RPA.

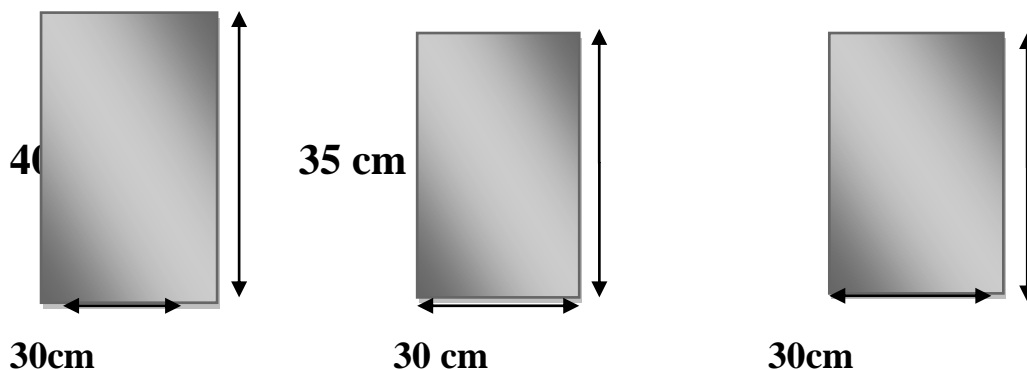
Toutes les conditions sont vérifiées, on adoptera donc :

$(30 \times 40) \text{ cm}^2$  poutres principales ;

$(30 \times 35) \text{ cm}^2$  poutres secondaires ;

$(35 \times 30) \text{ cm}^2$  Poutres paliers ;

**Poutre principale      poutre secondaire      Poutre palière**



**Figure II.2 :** Dimensions des Poutres.

## II.2. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des aires limitant les différents niveaux d'un bâtiment. Leur rôle principale est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs. En plus de cette participation à la stabilité de la structure, ils offrent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages.

### II.1.1 Plancher en corps creux

Il est constitué de corps creux qui est posé sur des poutrelles et d'une dalle de compression.

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée tel que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage reste faible à cause des désordres qu'elles occasionneront aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \text{ (BAEL91 modifié 99/ B.6.8 ,424)}$$

**Avec**

$L_{max}$  : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles ;

$h_t$  : Epaisseur du plancher (hauteur total du plancher).

D'où :

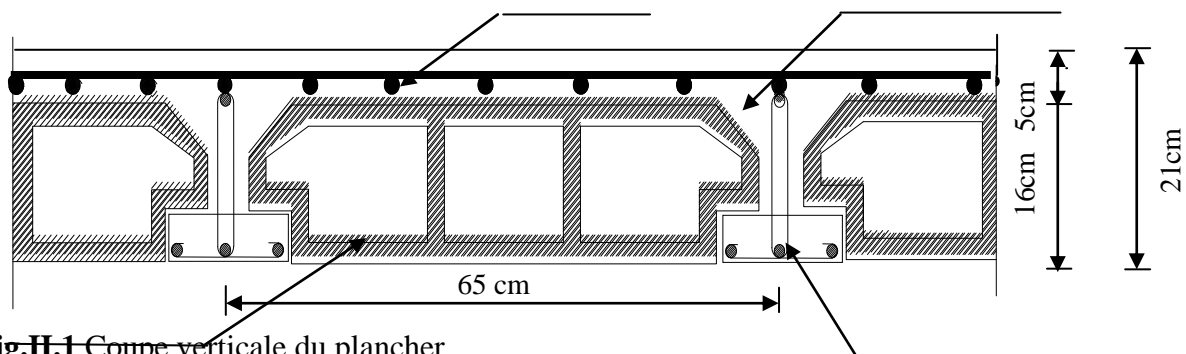
$$L_{max} = 501 - 30 = 471 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{471}{22,5} = 20,93 \text{ cm}$$

Ainsi, on adoptera :  $h_t = 21 \text{ cm}$  ; soit un plancher de (16+5)

16 cm : la hauteur du corps creux ;

5 cm : la hauteur de la dalle de compression.



**Fig.H.1** Coupe verticale du plancher

## II.1.2 Dalles pleines

Une dalle pleine est une plaque mince en béton armé coulé sur place, dont l'épaisseur est moins importante par rapport aux autres dimensions. Leur épaisseur est déterminée selon les conditions suivantes :

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

**Dalle pleine pour les portes à faux et les balcons :** Nos dalles pleines sont toutes destinées pour les balcons.

### II.1.2.1. Condition de résistance à la flexion

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

$$e \geq L_0 / 10$$

$L_0=1.3\text{m}$  : portée libre du porte à faux.

$e$  : épaisseur de la dalle.

$e \geq 130 / 10 \rightarrow e \geq 13\text{cm}$ .

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

### II.1.2.2. Résistance au feu

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes (selon l'ouvrage : ouvrage en béton armé H.RENAUD Pages 235)

**$e_p = 11\text{cm}$**  .... Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.

**$e_p \geq 7\text{cm}$** ... Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

### II.1.2.3. Isolation acoustique

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

$L = 13,3 \log (10M)$  si  $M < 200 \text{ kg/m}^2$  } selon l'ouvrage : ouvrage en béton armé  
 H.RENAUD page 235  
 $L = 15 \log (M) + 9$  si  $M > 200 \text{ kg/m}^2$  }

Donc : pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de  $350 \text{ kg/m}^2$

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

$$h_0 = \frac{M}{\rho} \text{ Tel que : } \rho = 2500 \text{ daN/m}^3.$$

$$h_0 = \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$$

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

Nous adopterons une épaisseur de **15 cm**.

## II.3. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont définis comme des éléments verticaux en béton armé. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans le sens perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales.

D'après (l'article 7.7.1 du R.P.A99 version 2003) les dimensions minimales doivent satisfaire les conditions suivantes :

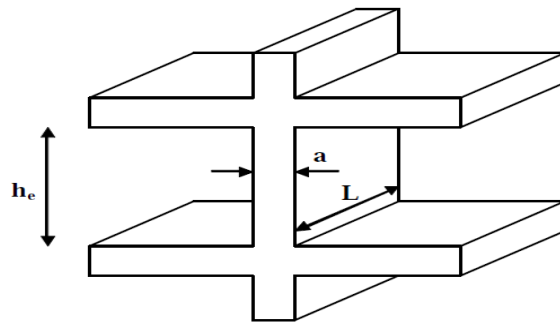
$$L \geq 4 a$$

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

Où: **L** étant la longueur minimale du voile (**figure II.3**)

**a** épaisseur du voile.

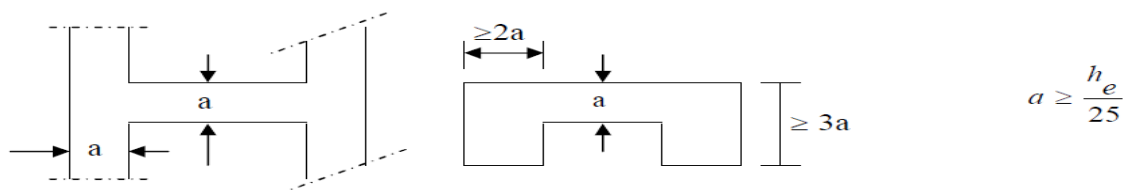
Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires ou poteaux.



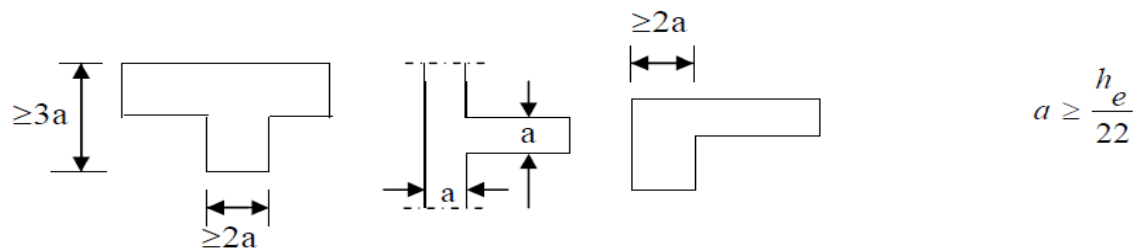
**Figure II.2** : coupe du voile en élévation.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la **figure II.4**.

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



**Le 2<sup>ème</sup> cas :**



**Le 3<sup>ème</sup> cas :**



**Figure II.3** : coupes de voile en plan.

Nous opterons pour le 3<sup>ème</sup> cas puisqu'il est le cas le plus défavorable :  $a \geq \frac{h_e}{20}$

- **Au niveau du RDC et les différents étages**

**L'épaisseur**

$$h_e = 315 - 21 = 294 \text{ cm}$$

$$a \geq 294/20 = 14,7 \text{ cm}$$

D'où :  $a = 15 \text{ cm}$  Nous optons pour une épaisseur de  **$a = 20 \text{ cm}$**

$$a_{\min} = 15 \text{ cm} \rightarrow a = 20 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifiée}$$

$$\text{La longueur } L \geq 4 \times a \rightarrow L \geq 4 \times 20 = \mathbf{80 \text{ cm}}$$

**Remarque :**

Nous passons d'une épaisseur de 15cm à 20cm pour le voile du RDC, dans le but de ne pas avoir un décalage au niveau des armatures entre les étage courants et celui du RDC et à fin de palier aux problèmes de coffrage.

**II.4. Pré dimensionnement des poteaux**

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et les surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des Fondations. Ils sont majoritairement appelés à reprendre des efforts de compression. Leurs rôle ne se limitent pas d'assurer la reprise des charges verticales, mais également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des cadres ou des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes et aux vents.

Le Pré dimensionnement de ces derniers se fait par la descente de charge pour le poteau le plus sollicité, à l'ELS en compression simple.

En tenant compte des limites imposées par le (RPA 99 modifié 2003) ; pour la zone (III) : les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes

**(l'article 7.4.1. du R.P.A99 version 2003)**

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$

En supposant que seul le béton reprend la totalité des charges, la section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$\text{D'après : } v = \frac{N_s}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30 \quad (\text{RPA version 2003/Art 7.4.3.1})$$

$$\Leftrightarrow B_c \geq \frac{N_s}{0,30 f_{c28}} \text{ Avec :}$$

**N<sub>s</sub>** : effort normal revenant au poteau considéré ;

**G** : charges permanentes ;

**Q** : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges ;

**B<sub>c</sub>** : section des poteaux ( $B_c = S$ ).

**Remarque** : Nous allons considérer, en premiers temps, pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1) qui est de **(30X30) cm<sup>2</sup>**.

## II.4.1 Détermination des charges et surcharges

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire (DTR B .C.2.2).

### ➤ Charges permanentes « G »

Acrotère La hauteur de l'acrotère est égale à : 50cm

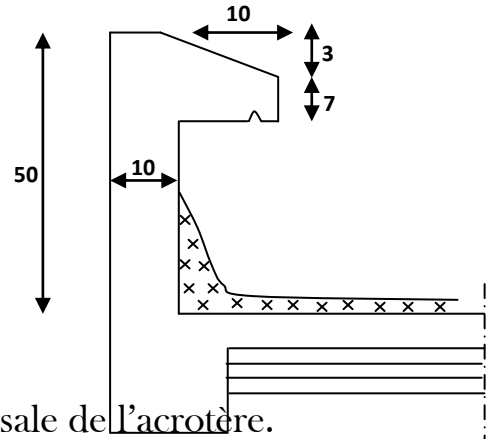


Figure II.4 : Coupe transversale de l'acrotère.

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

**Poids propre :**  $G = \rho \times S \times 1 \text{ ml}$

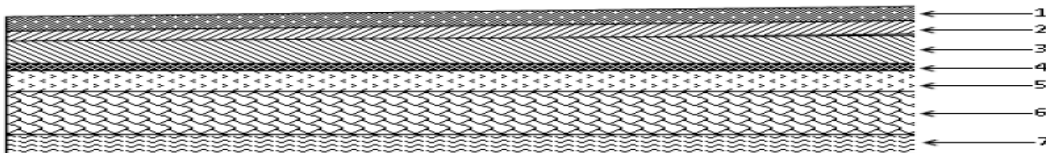
$$S = (0,03 \times 0,1)/2 + (0,07 \times 0,1) + (0,1 \times 0,5) = 0.0585$$

$$\Rightarrow S = \mathbf{0.0585 \text{ m}^2}$$

D'où :

$$G = 25 \times 0.0585 \times 1 \text{ ml} \Rightarrow G = \mathbf{1.4625 \text{ kN/ml.}}$$

### 1- Plancher terrasse inaccessible



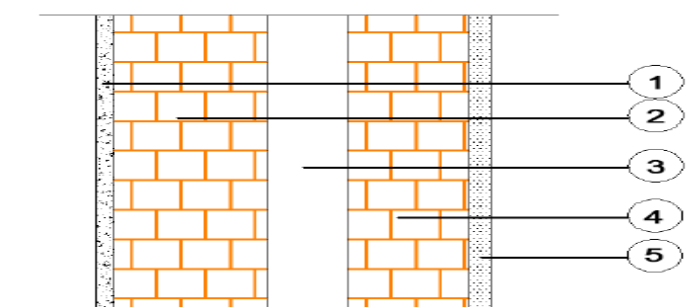
N°	Composition	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravier	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Forme de pente en béton	0,07	22	1,54

4	Feuille de polyâne	/	/	0,02
5	Isolation thermique au liège	0,04	4	0,16
6	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	0,21	14	2.94
7	Enduit sous plafond en Plâtre	0,02	10	0,2
$G_{tot} = 6,19 \text{ kN/m}^2$				

**Tableau II.2 :** Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.

### 3-Maçonnerie

- Murs extérieurs



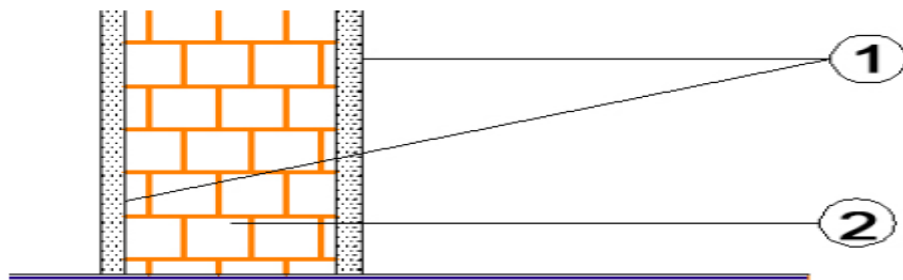
**Figure II.5 :** Coupe verticale d'un mur extérieur

N°	Composition	Epaisseur (m)	Poids volumique ( $\text{KN/m}^3$ )	Charges ( $\text{KN/m}^2$ )
1	Enduit au mortier de ciment	0,02	20	0,40
2	Cloison en briques creuses (8 trous)	0,10	9	0,90
3	Lame d'air	0,05	/	/
4	Cloison en briques	0,15	8,67	1,30

	creuses (12 trous)			
5	Enduit de plâtre sur la face intérieure	0,02	10	0,20
		$G_{\text{tot}} = 2,80 \text{ KN/m}^2$		

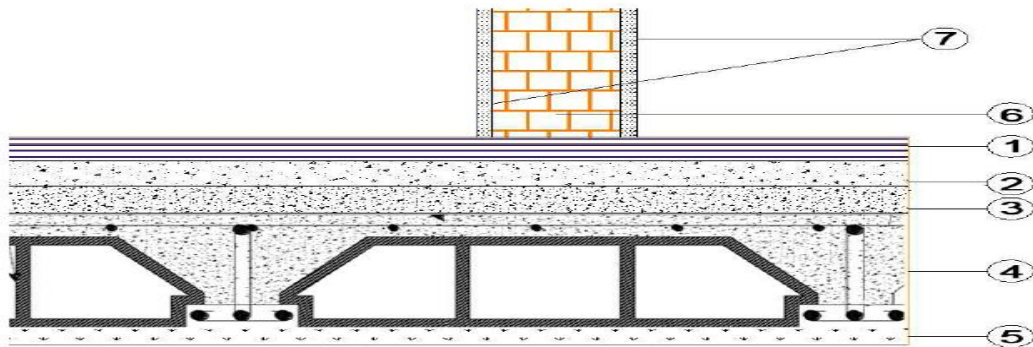
**Tableau II.3 :** Charges revenant aux murs extérieurs

- Murs intérieurs



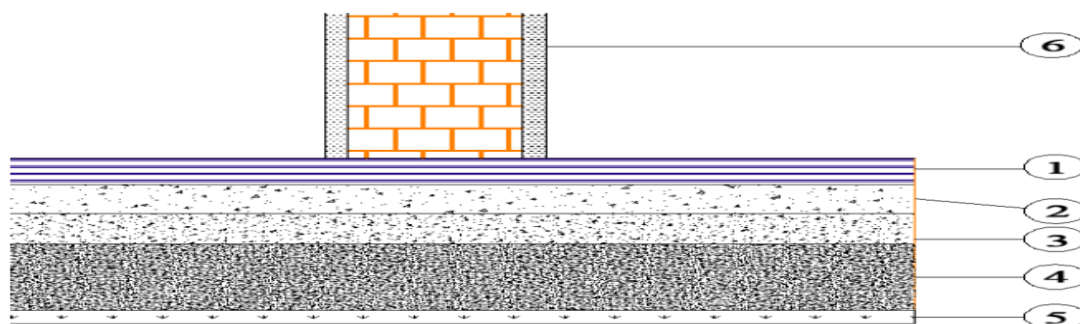
**Figure II.6 :** Coupe verticale d'un mur intérieur

N°	Composition	Epaisseur (m)	Poids volumique ( $\text{KN/m}^3$ )	Charges ( $\text{KN/m}^2$ )
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuse	0,10	9	0,90
3	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
		$G_{\text{tot}} = 1,30 \text{ KN/m}^2$		

**Tableau II.4 : Charges revenant aux murs intérieurs****4-Plancher étage courant (corps creux)****Figure II.7 : Coupe verticale du plancher d'étage courant**

N°	Composition	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	19	0,38
4	Plancher en corps creux (Hourdis et table de compression)	0,21	14	2,94
5	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
6+7	Mur intérieur	/	/	1,30
<b>G<sub>tot</sub> = 5,98 KN/m<sup>2</sup></b>				

**Tableau II.4 : Caractéristiques des éléments du plancher d'étage courant****5-Dalle pleine**



**Figure II.8 :** Coupe verticale du plancher en dalle pleine.

N°	Composition	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Charges (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Lit de sable	0,02	19	0,38
4	Dalle pleine	0,15	25	3,75
5	Enduit de ciment	0,02	20	0,40
6	Mur intérieur	/	/	1,30
$G_{\text{tot}} = 6,63 \text{ KN/m}^2$				

**Tableau II.5 :** Caractéristiques des éléments de Dalle pleine.

➤ **Surcharges d'exploitation « Q »**

Elément	Surcharge (Q) [KN/m <sup>2</sup> ]
Acrotère	1,00
Plancher terrasse inaccessible	1,00
Plancher étage courant à usage d'habitation	1,50
Plancher entresol et RDC (locaux, bureaux)	2,5

Balcon	3,5
Escalier	2,5

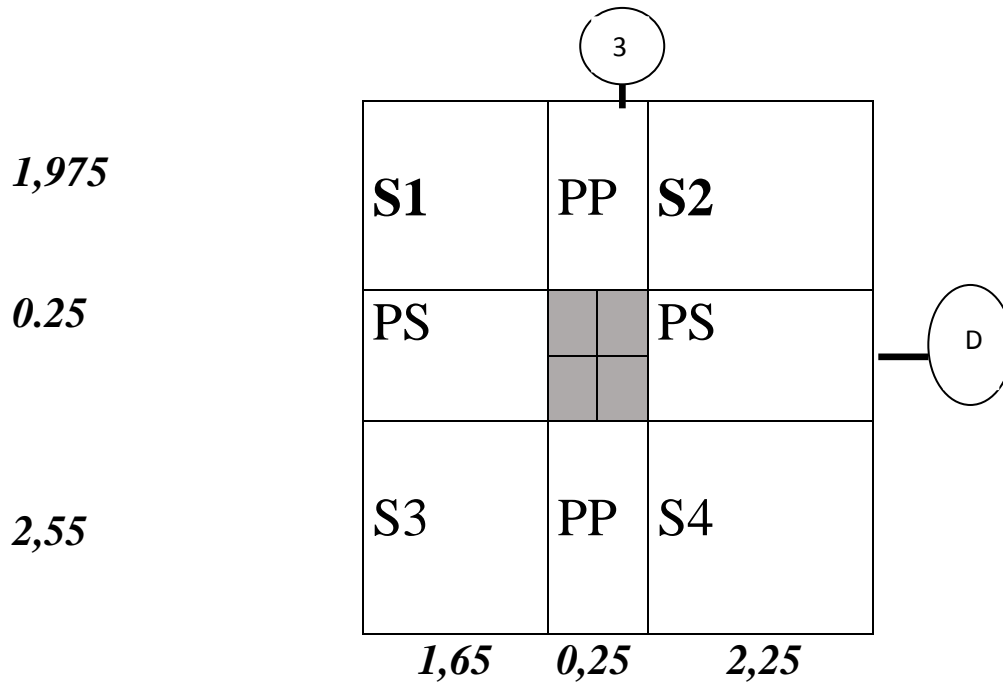
**Tableau II.6 :** Surcharges d'exploitation des différents éléments.

## II.4.2 Descente de charge

La descente de charge est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité). Dans notre cas, on dimensionne le poteau (E2).

### Surface d'influence

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité sera déterminée comme suit :



**Figure II.11:** Surface d'influence.

$$S1 + S2 + S3 + S4 = 3,2587 + 4,4437 + 4,2075 + 5,7375$$

### Surface nette

$$S_n = 17,65 \text{ m}^2$$

### Surface brute

$$S_b = 4,15 \times 4,775 = 19,82 \text{ m}^2$$

### a-Poids propre des éléments

- Poids du plancher

$$P = G_{cc} \times S_{CC}$$

-Plancher terrasse :

$$P_{terr} = 6,19 \times 17,65$$

$$\Rightarrow P_{\text{terr}} = 109,25 \text{ KN}$$

- Plancher étage courant :

$$P = 5,98 \times 17,65$$

$$\Rightarrow P = 105,55 \text{ kN}$$

- **Poids des poutres**

- Poutres principales :

$$P_{\text{PP}} = 0,30 \times 0,40 \times 4,52 \times 25 = 13,56 \text{ kN}$$

- Poutres secondaires :

$$P_{\text{PS}} = 0,30 \times 0,35 \times 3,9 \times 25 = 10,24 \text{ kN}$$

D'où le poids total des poutres est :  $P_{\text{tot}} = 23,8 \text{ kN}$

- Poteau du RDC et étages courants :

$$G_{\text{pec}} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times (3,15 - 0,21) = 4,594 \text{ kN}$$

### **b- Surcharges d'exploitation**

- Plancher terrasse :

$$Q_0 = 1,00 \times 17,65 = 17,65.$$

- Plancher étage courant 1-8 :

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_8 = 1,50 \times 17,65 = 26,47 \text{ kN}.$$

- Plancher du RDC :

$$Q_9 = 2,5 \times 17,65 = 44,12 \text{ kN}$$

### **c- Calcul des surcharges d'exploitation cumulé selon la loi de dégression des charges**

D'après le règlement DTR B.C. 2.2, la loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.

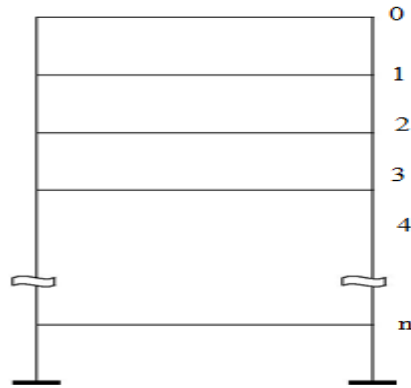
En raison du nombre d'étage qui compose structure étudiée  $n=10 \geq 5$ , on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

La loi de dégression est donc définie comme suit :

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

$Q_0$  : Surcharges d'exploitation à la terrasse

$Q_i$  : Surcharges d'exploitation à l'étage  $i$



Charges d'exploitation cumulées :

$$Q_{\text{totale}} = Q_0.$$

$$Q_{\text{totale}} = Q_0 + Q_1.$$

$$Q_{\text{totale}} = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2).$$

$$Q_{\text{totale}} = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3).$$

$$Q_{\text{totale}} = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4).$$

$$Q_{\text{totale}} = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n).$$

Le coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$

### Coefficients de dégression de surcharges

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Niveau	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1
Coeff	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.6875	0.667

**Tableau II.7 :** Coefficients de dégression de surcharges.

Surcharges d'exploitation cumulées d'après la loi de dégression des charges :

Niv 10 :  $Q_0 = 17,65$  kN.

Niv 09 :  $Q_0 + Q_1 = 17,65 + 26,47 = 44,12$  kN.

Niv 08 :  $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 17,65 + 0.95 (26,47 \times 2) = 67,94$  kN.

Niv 07 :  $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 17,65 + 0.90 (26,47 \times 3) = 89,11$  kN.

Niv 06 :  $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 17,65 + 0.85 (26,47 \times 4) = 107,65$  kN.

Niv 05 :  $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 17,65 + 0.80 (26,47 \times 5)$   
**123,53 = kN**

Niv 04 :  $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 17,65 + 0.75 (26,47 \times 6)$   
**= 136,76 kN.**

Niv 03 :  $Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 17,65 + 0.714 (26,47 \times 7)$   
**= 149,95 kN**

Niv 02 :  $Q_0 + 0.688 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 17,65 + 0.6875 (26,47 \times 8)$

$$= 163,23 \text{ kN}$$

$$\text{Niv 01 : } Q_0 + 0.667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 17,65 + 0.667(26,47 \times 9)$$

$$= 176,55 \text{ kN}$$

NIVEAU	Charges permanentes [kN]					Surcharges d'exploitation [kN]		Efforts normaux $N = G_c + Q_c$ [kN]	Section du poteau [cm <sup>2</sup> ]	
	Poids des planchers	Poids des poutres	Poids des poteaux	$G_{\text{totale}}$	$G_{\text{cumulée}}$	$Q_i$	$Q_c$		Section trouvée	Section adoptée
9	109,25	23,8	0,000	133,05	133,05	17,65	17,65	150,7	100,47	35x35
8	105,55	23,8	4,594	133,94	266,99	44,12	61,77	328,76	219,17	35x35
7	105,55	23,8	4,594	133,94	400,93	67,94	129,71	530,64	353,76	35x35
6	105,55	23,8	4,594	133,94	534,87	89,11	218,82	753,69	502,46	35x35
5	105,55	23,8	4,594	133,94	668,81	107,65	326,47	995,28	663,52	40x40
4	105,55	23,8	4,594	133,94	802,75	123,53	450	1252,75	835,17	40x40
3	105,55	23,8	4,594	133,94	936,69	136,76	586,76	1523,45	1015,63	40x40
2	105,55	23,8	4,594	133,94	1070,63	149,95	736,71	1807,34	1204,89	45x45
1	105,55	23,8	4,594	133,94	1204,57	163,23	899,94	2104,51	1403	45x45
RDC	105,55	23,8	4,594	133,94	1338,51	176,55	1076,49	2415	1610	45x45

**II.8 Tableau récapitulatif de la descente de charge**

▪ **D'où les sections adoptées sont :**

- RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> niveau  $\Rightarrow (45 \times 45) \text{ cm}^2$ ,
- Niveau 3, 4, 5  $\Rightarrow (40 \times 40) \text{ cm}^2$ ,
- Niveau 6, 7, 8,  $\Rightarrow (35 \times 35) \text{ cm}^2$ ,
- Niveau 9,  $\Rightarrow (30 \times 30) \text{ cm}^2$ ,

La descente de charge ne tient pas en compte l'effet du séisme donc on a majoré les sections des poteaux.

### II.4.3 Vérification :

#### **Vérification relative au coffrage**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes : **le RPA99 /version 2003 (Art7.4.1)**

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm en zone III.}$$

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec  $h_e = 294 \text{ cm}$  étages (1...9) et RDC

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

- **Etage 9 :**

- Min (b, h)=min (30cm ,30cm)= 30 cm  $\geq$  30 cm  $\checkmark$
- Min (b, h)=30 cm  $\geq$   $h_e/20 = 294/20 = 14.7$  cm $\checkmark$
- $1/4 < b_1/h_1=30/30 = 1 < 4$   $\checkmark$

- **Etages 8.7.6**

- Min (b, h) = min (35cm, 35cm) = 35cm  $\geq$  30 cm  $\checkmark$
- Min (b, h)= 35cm  $\geq$   $h_e/20 = 294/20 = 14.7$ cm $\checkmark$
- $1/4 < b_1/h_1 = 35/35 = 1 < 4$   $\checkmark$

- **Etages 5.4.3**

- Min (b, h) = min (40cm, 40cm) = 40 cm  $\geq$  30 cm  $\checkmark$
- Min (b, h)=40cm  $\geq$   $h_e/20 = 294/20 = 14.7$  cm  $\checkmark$
- $1/4 < b_1/h_1 = 40/40 = 1 < 4$   $\checkmark$

- **Etage 2.1 .RDC**

- Min (b, h)= min (45cm, 45cm)=45cm  $\geq$  30 cm  $\checkmark$
- Min (b, h)= 45cm  $\geq$   $h_e/20 = 394/20 = 14.7$  cm $\checkmark$
- $1/4 < b_1/h_1 = 45/45 = 1 < 4$   $\checkmark$

**Conclusion :** Les sections des poteaux sont conformes aux exigences du RPA.

## 2-Vérification au flambement

Le flambement est une perte de stabilité, lorsque l'élément (poteau) est soumis à des forces de compression par la suite à tendance à fléchir et à se déformer dans une direction perpendiculaire à l'axe de compression (passage d'un état de compression à un état de [flexion](#)).

Le risque de flambement d'un élément étant lié aux dimensions de cet élément, on dit que le flambement est un phénomène d'instabilité de forme.

Cette instabilité dépend de :

- La longueur de flambement.
- La section (caractéristiques géométriques).
- La nature des appuis.

Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier les conditions suivantes :

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

Avec :

$\lambda$ :Elancement du poteau ;

$L_f$  : Longueur de flambement du poteau ( $L_f = 0.7 \times l_0$ ) (**BAEL99/ B.8.3, 31**) ;

$L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.

$i$  :Rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ )(article B.84.1 CBA.93pages 157)

$I$  : Moment d'inertie du poteau :  $I_{xx} = \frac{b \times h^3}{12}$  et  $I_{yy} = \frac{h \times b^3}{12}$  avec  $b=h$

$$\Rightarrow I = I_{xx} = I_{yy} = \frac{b \times h^3}{12}$$

S : section transversal du poteau (S = b×h) tel que b=h.

Donc :

$$\lambda = \frac{Lf}{\sqrt{I}} = \frac{0,7 L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0,7 L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Finalement :

$$\lambda = 2,425 L_0 / b$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Condition	Niveau	Poteau	L <sub>0</sub> (m)	b (m)	λ	Vérification
	RDC et 1 <sup>er</sup> 2 <sup>eme</sup> étage	45x45	2,94	0,45	15,84	✓
	3 <sup>eme</sup> 4 <sup>eme</sup> 5 <sup>eme</sup> étages	40x40	2,94	0,40	17,82	✓
	6 <sup>eme</sup> 7 <sup>eme</sup> 8 <sup>eme</sup> étage	35x35	2,94	0,35	20,37	✓
						✓

**Tableau II.9 : Vérification au flambement**

La condition de l'élanement  $\lambda \leq 50$  EST vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

**Remarque** : Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 mai 2003 à Boumerdes ; il est recommandé de concevoir des poteaux plus rigides que les poutres afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non au niveau du poteau (éviter la rotule plastique).

Et pour cela nous devons vérifier les rigidités.

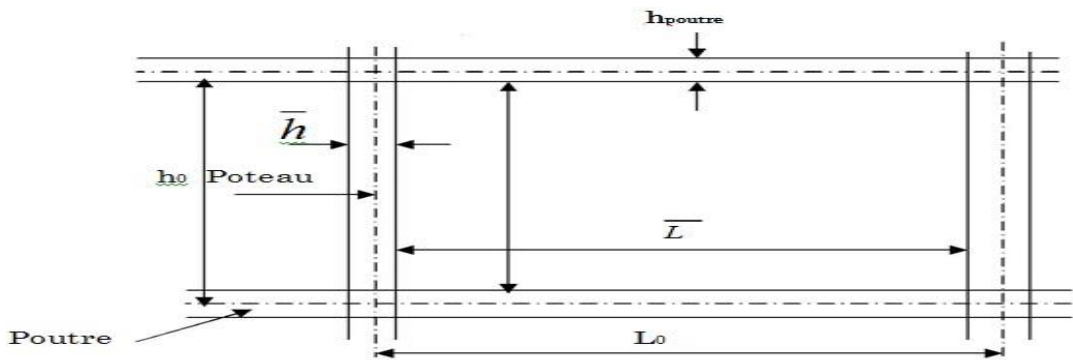
### **2- Vérification des rigidités**

Nous devons avoir des rigidités dans les poteaux supérieures à celles des poutres « poteaux forts -poutres faibles ».

### **Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres**

Rigidité linéaire d'un poteau :  $K_p = I_p / h_c$

Rigidité linéaire d'une poutre :  $K_i = I / L_c$



**Figure II.13** : Identification des paramètres.

### Identification des paramètres

$I$  : Moment d'inertie de l'élément

$h_c, L_c$  : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement :

$$\underline{h_c} = \underline{h} + \frac{1}{2} \times e_p; \quad \underline{L_c} = \underline{L} + \frac{1}{2} \times h_p$$

$\underline{h}$  : Hauteur de poteau entre nus des poutres.

$\underline{L}$  : Longueur de la poutre entre nus des appuis (poteaux).

$h_0$  : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

$h_p$  : Hauteur de la poutre.

$e_p$  : Largeur des poteaux.

$L_0$  : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

$K$  : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

**Remarque** : dans notre cas, notre plan est en forme carré (les mêmes dimensions selon XX et YY) donc on fait les vérifications pour les poutres et les poteaux selon une seule direction.

→ Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

niveau	section	$H_0$	$H$	$\frac{1}{2} e_p$	$h_c$	$I_t$	$K_t$
RDC et 1 <sup>er</sup> 2 <sup>eme</sup>	45X45	334	294	22,5	316,5	341718,75	1079,68
3 <sup>eme</sup> 4 <sup>eme</sup> 5 <sup>eme</sup>	40X40	334	294	20	314	213333,33	679,41
6 <sup>eme</sup> 7 <sup>eme</sup> 8 <sup>eme</sup>	35X35	334	294	17,5	311,5	125052,08	401,45
9 <sup>eme</sup>	30X30	334	294	15	309	67500	218,45

**Tableau II.10: Rigidités des poteaux**

Cm <sup>2</sup>			Cm				Cm <sup>4</sup>	Cm <sup>3</sup>
Niveau	Travée	Section	L <sub>0</sub>	$\bar{L}$	½ h <sub>poutre</sub>	L <sub>C</sub>	I <sub>t</sub>	K <sub>t</sub>
RDC et Etages 1 et 2	A-B	30x40	505	460	20	480	160000	333,333
	B-C		480	435		455		351,648
	C-D		440	395		415		385,542
	D-E		545	500		520		307,692
	E-F		435	390		410		390,244
Etage 3, 4 et 5	A-B	30x40	505	465	20	485	160000	329,897
	B-C		480	440		460		347,826
	C-D		440	400		420		380,952
	D-E		545	505		525		304,762
	E-F		435	395		415		385,542
Etages 6, 7 et 8	A-B	30x40	505	470	20	490	160000	326,531
	B-C		480	445		465		344,086
	C-D		440	405		425		376,471
	D-E		545	510		530		301,887
	E-F		435	400		420		380,952
Etage 9	A-B	30x40	505	475	20	495	160000	323,232
	B-C		480	450		470		340,425
	C-D		440	410		430		372,093
	D-E		545	515		550		290,909
	E-F		435	405		425		376,471

**Tableau II.11 : Rigidités des poutres**

D'après les tableaux ci-dessus, nous concluons que la rigidité des poteaux par rapport aux poutres n'est pas vérifiée dans le dernier étage (Niveaux 9) donc nous devons augmenter les sections des poteaux.

### **CONCLUSION**

Les différentes règles, lois de document technique et après toutes les vérifications faites, on a pré dimensionné les éléments de notre structure comme suit :

→ Nous opterons pour

Hauteur du plancher corps creux		$h_t = 21 (16 + 5)$
Epaisseur de la dalle pleine		$e = 15 \text{ cm}$
Epaisseur des voiles		$e = 20 \text{ cm}$
Section Des Poutres	Poutre principale	$(30 \times 40) \text{ cm}^2$
	Poutre secondaire	$(30 \times 35) \text{ cm}^2$
	Poutre palière	$(30 \times 35) \text{ cm}^2$
Section des poteaux	RDC et 1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	$(50 \times 50) \text{ cm}^2$
	3 <sup>ème</sup> 4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> étage	$(45 \times 45) \text{ cm}^2$
	6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> et 8 <sup>ème</sup> 9 <sup>ème</sup> étage	$(40 \times 40) \text{ cm}^2$

**Tableau II.12 : Récapitulatif des résultats.**

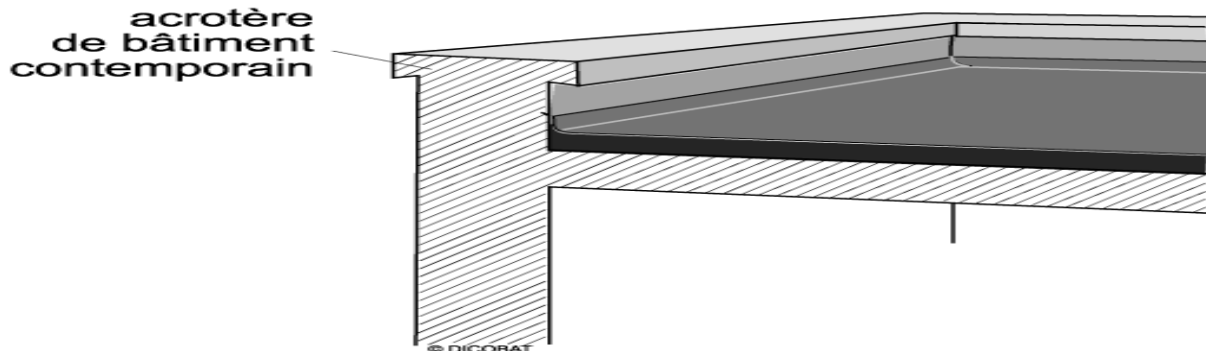
Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs dans les chapitres qui suivent.

### III.1 L'acrotère

L'**acrotère** est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement de ses murs de façade.

Généralement en béton, ce petit muret d'un minimum de 15 centimètres de hauteur, permet de coller une étanchéité à chaud côté extérieur et possède des passages pour l'évacuation des eaux de pluie.

Sur une toiture-terrasse, accessible ou non, il peut également être plus haut et permet de dissimuler un équipement technique ou de fixer un garde-corps.



**Figure III-1-1 : vue d'un acrotère**

L'acrotère est réalisé en béton armé assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à son poids propre  $G$  donnant un effort normal  $N$  et une charge d'exploitation horizontale ( $Q = 1 \text{ [kN/ml]}$ ) non pondérée due à l'application de la main courante (échelle des pompiers ... etc.) qui engendre un moment de flexion ( $M$ ) dans la section d'encastrement.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à L'ELU et à L'ELS pour une bande de 1 [m] de largeur.

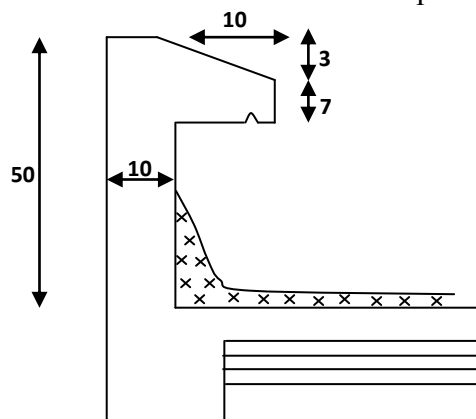
#### III.1.1.Caractéristiques géométriques

La hauteur :  $h = 50 \text{ cm}$  ;

L'enrobage :  $c = c' = 3 \text{ cm}$  ;

La surface :  $0.0585 \text{ m}^2$

L'épaisseur :  $h_0 = 10 \text{ cm}$  ;



**Figure III-1-2: Coupe transversale de l'acrotère**

### III.1.2. Calcul des sollicitations

Poids propre de l'acrotère :  $G = \rho_{\text{béton}} \times S_{\text{acr}}$

$\rho$ : Masse volumique du béton

$S$  : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = [(0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.5) + (0.03 \times 0.1)/2] \times 25 = 0.0585 \times 25$$

$$G = 1,46 \text{ kN/ml}$$

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

D'où :

- Effort normal dû au poids propre :  $N = G \times l = 1,46 \text{ KN}$
- Effort tranchant :  $T = Q \times l = 1 \text{ KN}$
- Moment de renversement  $M$  dû à  $Q$  :  $M = Q \times H \times l = 1 \times 0,5 \times 1 = 0,5 \text{ KN.m}$

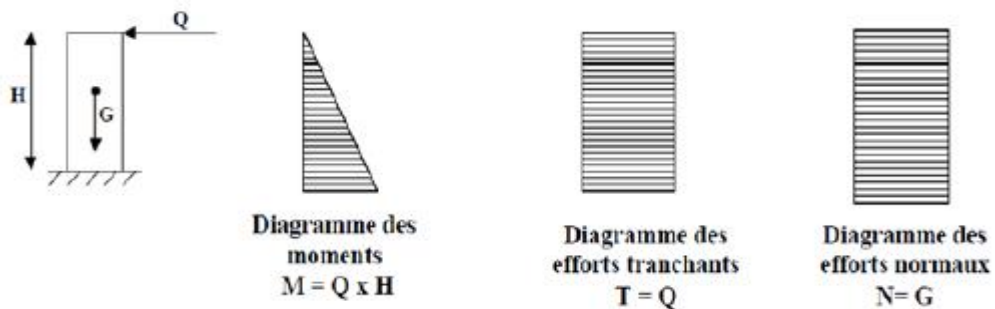


Figure III-2 : schéma statique de l'acrotère.

Combinaison de charges :

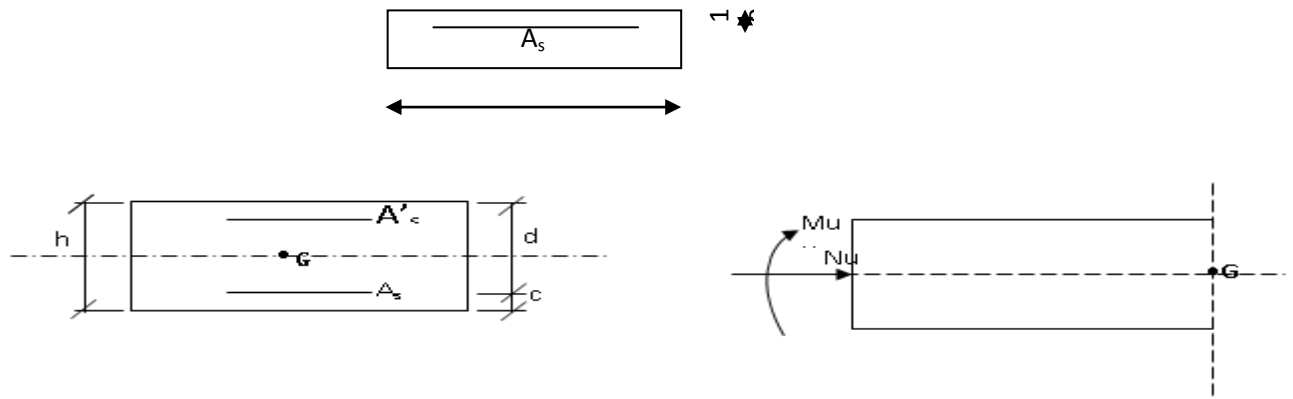
- Calcul a ELU ( $1.35G + 1.5Q$ ) :  
 $N_u = 1.35 N = 1.35 \times 1.46 = 1,97 \text{ kN}$   
 $T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$   
 $M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0,5 = 0,75 \text{ kN.m}$
- Calcul a ELS ( $G + Q$ ) :  
 $N_{\text{Ser}} = N = 1,46 \text{ kN}$   
 $T_{\text{Ser}} = T = 1 \text{ kN}$   
 $M_{\text{Ser}} = M = 0,5 \text{ kN.m}$

	N (KN)	T (KN)	M (KN.m)
ELU	1,97	1,5	0,75
ELS	1,46	1	0,5

Tableau III-1- Calcul des sollicitations

### III.1.3.Ferrailage

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10\text{cm}$ » et de largeur « $b = 100\text{cm}$ »,



Avec :

**h** : Epaisseur de la section.

**c** : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

**d** =  $h - c = 10 - 3 = 7\text{ cm}$  : Hauteur utile.

**M<sub>f</sub>** : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

**Remarque** : Les calculs se feront à l'ELU puis seront vérifiés à l'ELS.

### III.1.4. Calcul à l'ELU

#### A. Calcul de l'excentricité

$$\checkmark e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1,97} = 0,38\text{ m} \quad \text{soit } 40\text{ cm}$$

$$\checkmark \frac{h}{2} - c = 5 - 3 = 2\text{ cm}$$

Avec :

**M<sub>U</sub>** : moment dus à la compression.

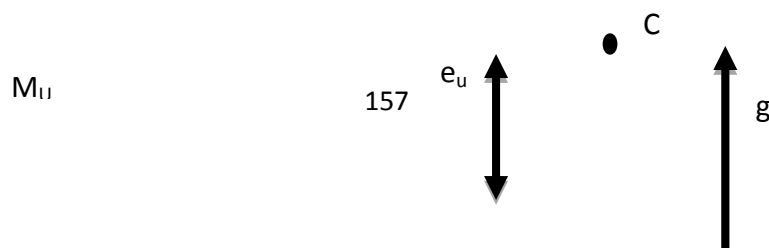
**N<sub>U</sub>** : effort de compression.

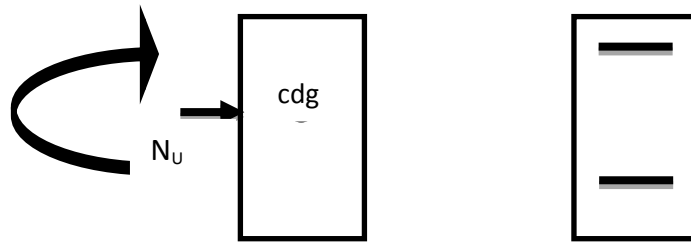
**e<sub>u</sub>** : excentricité.

$$\Rightarrow e_u = 40\text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2\text{ cm}$$

Donc le centre de pression 'c<sub>p</sub>' se trouve à l'extérieur de la section, et puisque N<sub>u</sub> est un effort de compression, nous pouvons déduire que la **section est partiellement comprimée**. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis se ramène à la flexion composée.

Le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif **M<sub>f</sub>**, afin de déterminer les armatures fictives **A<sub>f</sub>**, puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles **A**.





## **B. calcul en flexion simple**

- **Calcul du moment fictif**

On calcul la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$  :

$$M_f = N_u \times g$$

Avec :

$M_f$  : moment fictif par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

$g$  : distance entre le centre de pression  $C_p$  et le cdg des armatures inferieurs.

$$\rightarrow g = e_u + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 0,4 + \left(\frac{0,1}{2} - 0,03\right) = 0,42$$

Donc :

$$M_f = N_u \times g = 1,97 \times 0,42 = 0,79 \text{ KN.m}$$

- **Calcul du Moment réduit**

$$M_r = \xi_f \times b \times d^2 \times f_{bu} \xi_f = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

- **Avec:**

- $f_{bu} = 0,85 \times f_{c28} / \gamma_c = 0,85 \times 25 / 1,5 = 14,2 \text{ Mpa}$

- $\xi_f = \frac{0,79 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0113 < 0,392$

- $\beta = 0,995$

Remarque : La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- **Calcul des armatures fictives**

- $A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \times \beta_f \times d}$  avec

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{stf} = \frac{0,79 \times 10^3}{348 \times 0,995 \times 7} = 0,326 \text{ cm}^2$$

## **C. Calcul en flexion composée**

La section des armatures réelles

### **Les armatures réelles**

$$A_{str} = A_{stf} \times \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,326 \times \frac{1,97 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$A = 0,27 \text{ cm}^2 \rightarrow A' = 0$  (pas d'armatures comprimées (S.S.A))

### III.1.5. Vérification à l'ELU

#### A. Vérification de la condition de non fragilité (Art A.4.2,1/BAEL91)

$$\frac{A_{\min}}{b.d} \geq 0.23 \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \text{ avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

car  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

et  $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$A_{\min} = 0,23.100.7.\frac{2,1}{400} = 0,845 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,845 \text{ cm}^2 \rangle A = 0.38 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow$  la condition n'est pas vérifiée

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

$$A_s = A_{\min} = 0.845 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Avec : un espacement  $St = 100/4 = 25 \text{ cm.}$

$\rightarrow$  Armatures de répartition :

$$A_r = A/4 = 2.01/4 = 0.5 \text{ cm}^2$$

On adoptera  $3 \text{ HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$  avec un espacement :  $St = 70/3 = 23.33 \rightarrow$  Nous prendrons  $St = 25 \text{ cm.}$

#### B. Vérification au cisaillement (Art 5.1, 211/ BAEL 91)

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

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

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

Avec :  $V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1$ ,  $V_u$  : effort tranchant.

$$\Rightarrow V_u = 1,50 \text{ KN} = 1500 \text{ N}$$

On a :  $b = 100 \text{ cm} = 1000 \text{ mm}$  et  $d = 7 \text{ cm} = 70 \text{ mm}$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0,02143 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,02143 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  **Condition vérifiée**, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### C. Vérification de l'adhérence des barres (Art A. 6.1.3/BAEL 91)

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9.d.\sum U_i}$$

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

$\Psi_s$ : Coefficient de scellement :  $\Psi_s = 1.5$  H.A;  $\Psi_s = 1$  R.L

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$\sum U_i$  : Sommes des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n.\pi.\Phi = 4 \times \pi \times 0,8$$

$$\Rightarrow \sum U_i = 10,053 \text{ cm} = 100,53 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1500}{0,9.70.100,53} = 0,237 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} = 0,237 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

### D. Longueur de scellement droit (Art A.6.2.21/BAEL91)

$L_s = 40 \Phi$  pour FeE 400

$L_s = 50 \Phi$  pour FeE 500 et les ronds lisses.

Dans notre cas : FeE 400  $\Rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$

### E. Espacement des barres

Nous avons une fissuration préjudiciable  $\rightarrow St = 20 \text{ cm} < \text{Min}(2h ; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm.}$

#### III.1.6. Vérification à l'ELS

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivante :

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

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

#### A. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\} \text{ (Article A.4.5, 33/BAEL99)}$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration {  $\eta = 1.6$  H.A ;  $\eta = 1$  R.L }

Dans notre cas :  $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400, \max(0.5 \times 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.67, \max(200, 201.63) \}$$

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

$$\text{On a : } \sigma_s = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times A_{st}} ;$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287$$

D'où  $\xrightarrow{\text{Du tableau}}$   $\beta_1 = 0.9155$  et  $k_1 = 44.17$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{500}{0.9155 \times 7 \times 2.01} = 38.82 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 38.82$  MPa  $\leq \bar{\sigma}_s = 201.63$  MPa. .... Condition vérifiée.

## **B. Vérification de la contrainte de compression dans le béton**

Il faut que :

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

$\sigma_{bc}$  : Contrainte dans le béton comprimé

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte limite dans le béton comprimé

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{38.82}{44.17}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP}$$

$$\sigma_{bc} = 0.88 \text{ MPa}$$

$\rightarrow \sigma_{bc} = 0.88$  MPa  $\leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$  MPa.....condition vérifiée.

### **III.1.7. Vérification de l'acrotère au séisme**

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)  $\Rightarrow A=0.15$

**(RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)**

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre **0.3** et **0.8**(Art 6.2.3 tab 6-1)

Dans notre cas (élément en console) :  **$C_p = 0.8$**

**Wp** : Poids de l'acrotère (**Wp= 1,46 [kN/ml]**)

D'où :  $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.46 = 1.17$  [kN/ml].

**$F_p = 1.17$  /ml <  $Q = 1$  kN/ml** → La condition n'est pas vérifiée. ⇒ **Alors il est utile de calculer l'acrotère au séisme.**

### III-2.7. Calcul au séisme :

**Calcul des sollicitations sous  $F_p$  :**

Effort normal du au poids propre:  $N = G \times 1 = 1.46$  KN

Effort tranchant:  $T = F_p \times 1 = 1,17$ KN

Moment de renversement M du à  $F_p$ :  $M = F_p \times H \times 1 = 1,17 \times 0,6 \times 1 = 0,702$ KN

### III.2.8. Combinaisons de charges

1. **A l'ELU**:(BAEL 91/ART A.3.2.2, 1)  
 $1.35G + 1.5Q$

L'effort de compression :.....  $N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 1.46 = 1.97$ KN.

L'effort tranchant du à la main courante:.....  $T_u = 1.5 \times F_p = 1.5 \times 1.17 = 1.76$ KN.

Moment de flexion due à Q:.....  $M_u = 1.5 \times M_Q = 1.5 \times 0.702 = 1.053$ KN

2. **A l'ELS**:(BAEL 91/ART A.3.3.3)  
 $G + Q$

L'effort de compression :.....  $N_s = G = 1.46$ KN.

L'effort tranchant du à la main courante:.....  $T_s = Q = 1.17$ KN.

Moment de flexion du à Q:.....  $M_s = M_Q = 0.702$ KNm.

➤ **Calcul a l'ELU:**

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.053}{1.97} = 0.53m = cm.$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c = 0,02 \text{ m} = 2cm.$$

On a :

Le centre de pression se trouve en dehors des armatures donc la section est considérée comme partiellement comprimée. Pour calculer en flexion composée une section partiellement comprimée on suit les étapes suivantes :

- **Calcul du moment fictif:**

$$M_{fu} = M_u + N_u [d - h / 2]$$

Avec:  $(d - h / 2) = y$ : distance entre le CDG de la section et le CDG des armatures tendues.

AN:

$$M_f = 1.053 + 1.97(0.07 - 0.05) = 1.289 \text{ KNm}$$

**-Calcul des armatures fictives: (Flexion simple)**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} = \frac{1.293 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée. Les armatures comprimées ne sont donc pas nécessaires

$$\mu_u = 0,014 \longrightarrow \beta_u = 0,993$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$$

Avec :  $\sigma_{st}$  : Contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$$A_f = \frac{1.289 \times 10^6}{0.993 \times 70 \times 348} = 0.53 \text{ cm}^2$$

**- Calcul des armatures réelles : (Flexion composée)**

$$A = A_f - \frac{Nu}{\sigma_{st}}$$

$$A = 0.53 - \frac{1.97 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.47 \text{ cm}^2 / \text{ml.}; \text{ On opte pour : } \boxed{4HA8/\text{ml} \text{ soit } A=2.01 \text{ cm}^2}$$

Avec un espacement :  $St = 25 \text{ cm}$ .

**- Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4}$$

$$A_r = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

On opte pour :  $4HA8/\text{ml}$  soit  $A_r = 2.01 \text{ cm}^2$

Ces réparties sur 50 cm de hauteur, avec un espacement :  $St = 25 \text{ cm}$ . armatures sont

**Vérifications à effectuer :**

**- Condition de non fragilité : (BAEL91/Art-4.2, 1)**

$$A_{\min} = 0.23bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } e_s = \frac{Ms}{Ns} = \frac{0.702}{1.17} = 0.6 \text{ m.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.85 \text{ cm}^2.$$

On a  $A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.9 \text{ cm}^2$  la condition de non fragilité est vérifiée.

**- Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/Art A.5.1.1)**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

On a :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd};$$

$$V_u = 1.5 F_p = 1.5 \times 1.17 = 1.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.75 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.025 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.025 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**- Vérification de l'adhérence des barres : (BAEL91/Art 6.1,3)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

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

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

$$\sum U_i = 4 \times 3.14 \times 0.7 = 8.79 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.75 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 87.9} = 0.32 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_{se} = 0.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

**a) Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures :**

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée préjudiciable.

Dans ce cas, on doit vérifier que :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right\}$$

Avec :

$\eta = 1.6$  pour les barres à haute adhérence (HA).

$\eta = 1$  pour les barres rondes lisse (RL).

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.5 \times 25} \right\} MPa.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.66; 673.61 \} MPa.$$

$$\bar{\sigma}_s = 266.66 MPa.$$

On a :

$$\sigma_s = \frac{Ms}{A_s \times \beta_1 \times d} ; \beta_1 \text{ En fonction de } \rho$$

Calcul de  $\rho$  :

$$\rho = \frac{100A}{bd}$$

$$\rho = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.288 \Rightarrow \beta_1 = 0.9325 \Rightarrow K_1 = 50.36$$

$$\sigma_s = \frac{0.702 \times 10^6}{201 \times 0.9325 \times 70} = 53.50 MPa$$

On a :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

#### b) Vérification des contraintes dans le béton :

On doit vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

On a :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

On a aussi :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

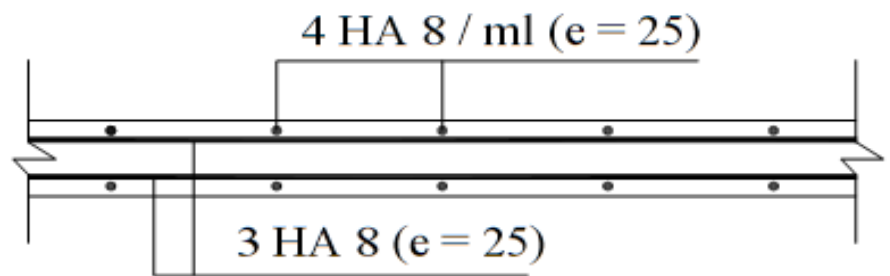
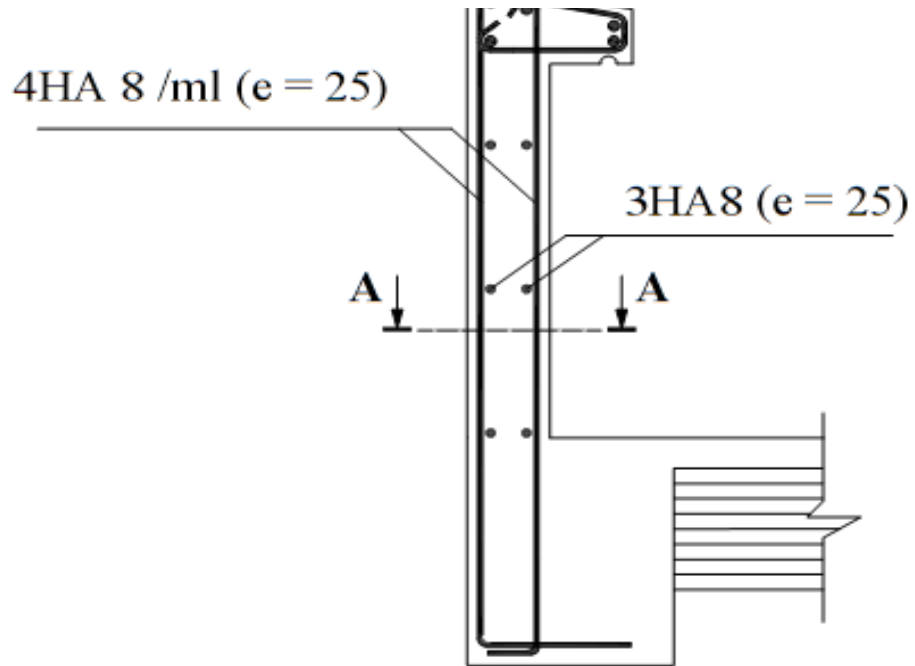
$$\sigma_b = \frac{53.5}{50.36} = 1.06 MPa$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

#### CONCLUSION :

Après les différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons le ferrailage suivant pour notre acrotère :

- ❖ Armatures principales : **4HA8** avec un espacement **St = 25 cm.**
- ❖ Armatures de répartitions : **3HA8** avec un espacement **St = 25 cm.**



Plan de ferrailage de l'acrotère

### III.2 ESCALIERS

#### III.2.1 DEFINITION

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant l'accès verticale entre les différents étages de la structure, il est composé de palier et de volées (paillasse) assimilé dans le calcul à des poutres isostatiques calculées à la flexion simple soumises à son poids propre et aux surcharges.

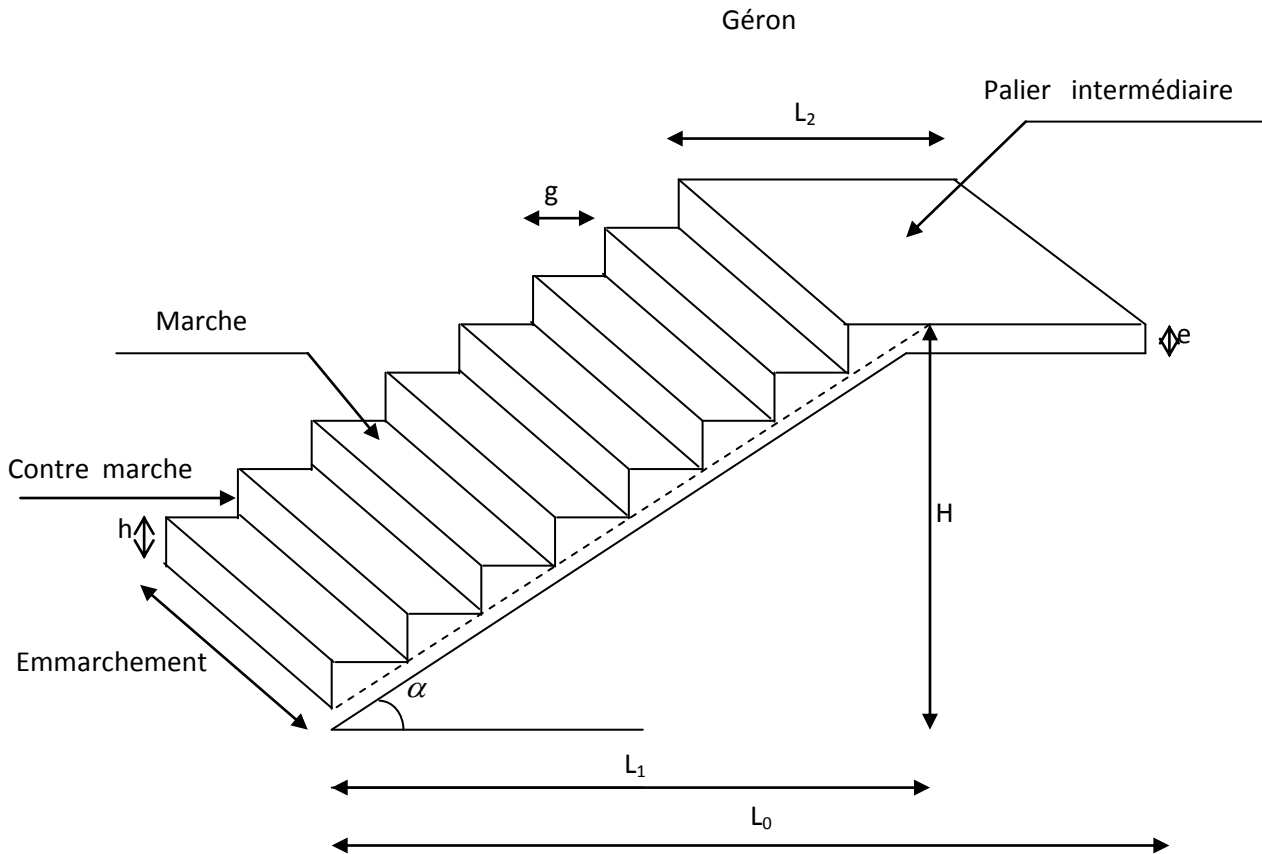


Figure III.2.1 Schéma statique de l'escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit le pied, sa forme est rectangulaire ou arrondis.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur  $h$  est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- **Le giron (g)** : est la distance en plan, mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre-marches successives.
- **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers consécutifs..
- **Un palier** : est une plate forme de repos entre deux volées de chaque étage.
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé comportant les marches et les contre-marches.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La ligne de foulée** : représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier

❖ **NB** : Pour nos calculs, on prend la volée d'étage courant comme exemple.

### III.2.2 DIMENSIONS DES ESCALIERS

Pour les dimensions des marches ( $g$ ) et contre marches ( $h$ ) on utilise généralement la formule de BLONDEL qui est la suivante :  $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

La limite inférieure 0.59 correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure 0.66 correspond, à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessité.

$h$  : est le plus courant varie de 14 à 20 (17 en moyenne).

$g$  : est le plus courant varie de 22 à 33 (26 en moyenne).

#### a) Nombre de contre marches

On opte pour une hauteur de marche  $h = 17 \text{ cm}$ .

-pour l'étage courant :  $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$  contre marches

b) Nombre de marches Étage courant :  $m = n - 1 = 9 - 1 = 8$  marches.

c) Emmarchement  $E = 1.40\text{m}$ .

d) calcul de giron: il est calculé comme suite

$$g = \frac{L_1}{n - 1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

#### Vérification de la relation de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 65 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h = 64 \leq 65 \text{ cm}$$

La relation est vérifiée

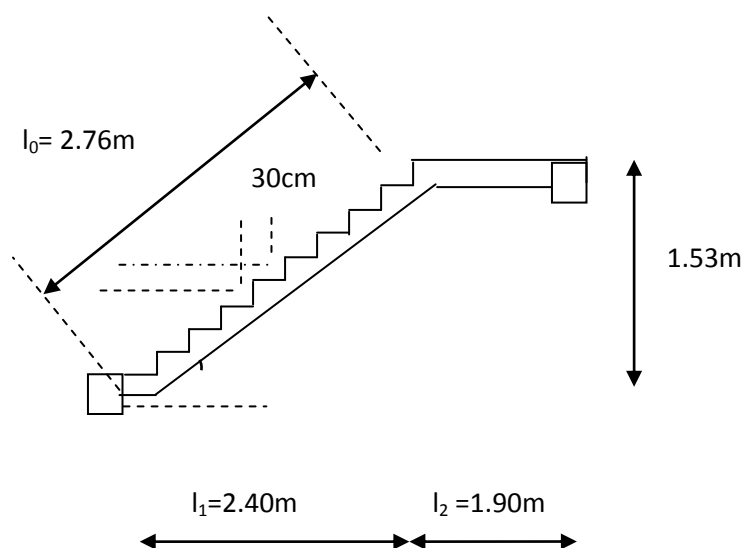


Figure III.2.2 Coupe verticale de la paillasse d'étage courant.

**c) Étude de la pailleuse d'étage courant :**

La profondeur du palier de repos  $l_2=1.90\text{m}$

La longueur de la ligne de foulée :  $l_1 = g(n-1) = 2.40\text{m}$

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567 \quad \longrightarrow \alpha = 29.55^\circ$$

➤ Calcul de la longueur réelle de la pailleuse :

$$l_0 = \frac{l_1}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 29.54^\circ} = 2.76 \text{ m}$$

$$L = l_0 + l_2 = 2.76 + 1.90 = 4.66\text{m}$$

➤ Épaisseur de la pailleuse :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20} \longrightarrow \frac{4,66}{30} \leq e_p \leq \frac{4.66}{20} \quad \longrightarrow 15.53\text{cm} \leq e_p \leq 23.3\text{cm}.$$

On prend une épaisseur  $e_p = 20\text{cm}$ .

➤ Épaisseur de la palier :

On prend la même épaisseur pour le palier  $e_p=20\text{cm}$

**III.2.3 DETERMINATION DES CHARGES ET SURCHARGES**

Les dimensions des marches étant très faible par rapport a la portée de la pailleuse nous pourrons admettre que leur poids est uniformément repartie sur la pailleuse, le calcul alors se fait pour un bande de 1ml de largeur de projection horizontale et d'une longueur

$L = 2,40+1,90=4.3\text{m}$  et considérant une partie simplement appuyée en flexion simple

**III.2.3.1 Charges permanentes**

- Volée

Désignation	Epaisseur (m)	P(KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
Enduit ciment	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Carrelage	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	19	0.38
Marche	0.17/2	25	2.125
Garde corps	/	/	0.2
Paillasse	Ep/cosa	25	5.75
<b>G<sub>tot</sub>=</b>			<b>9.655</b>

▪ Le palier

Désignation	Epaisseur (m)	P(KN/m <sup>3</sup> )	G(KN/m <sup>2</sup> )
Enduit ciment	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Carrelage	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.02	19	0.38
Dalle en BA	0.2	25	5
<b>G<sub>tot</sub>=</b>			<b>6.58</b>

### III.2.3.2 Surcharge d'exploitation

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est de :

$$Q = 2.5 \times 1\text{m} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

### III.2.4 CALCUL A L'ETAT LIMITE ULTIME (ELU)

#### III.2.4.1 Combinaison de charge

-Palier  $q_{up} = (1.35G_p + 1.5Q) \times 1\text{ml} = (1.35 \times 6.58 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{ml} = 12.63\text{KN/ml}$

-Volée  $q_{uv} = (1.35G_v + 1.5Q) \times 1\text{ml} = (1.35 \times 9.655 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{ml} = 16.78\text{KN/ml}$

### III.2.4.2 Calcul des réactions d'appuis

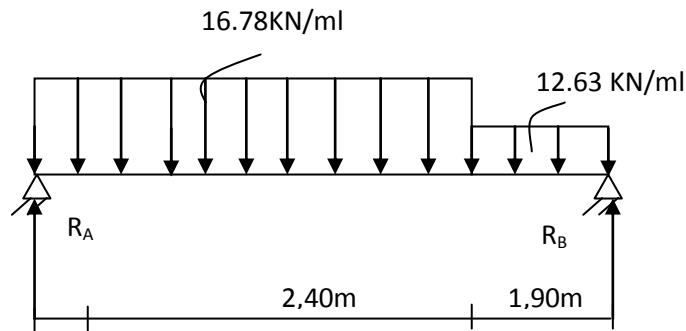


Figure III.2.3 Schéma statique à l'ELU

$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Sigma M/A = (R_B \times 4.3) - (16.78 \times 2.40 \times \frac{2.40}{2}) - [12.63 \times 1.90 \times (\frac{1.90}{2} + 2.40)] = 0$$

$$\Sigma M/A = (R_B \times 4.3) - 48.326 - 80.389 = 0 \quad \text{--- } R_B = 29.933\text{KN}$$

$$\Sigma F = 0$$

$$\Sigma F = R_A + R_B - (16.78 \times 2.40) - (12.63 \times 1.90) = 0$$

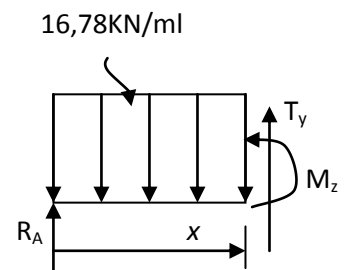
$$R_A = 64.269 - R_B = 64.269 - 29.933 \quad \text{--- } R_A = 34.336\text{KN}$$

### III.2.4.3 Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 2.4\text{m}$

$$T_y = 16.78x - 34.336 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 34.336\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 5.936\text{KN} & \text{pour } x = 2.4\text{m} \end{cases}$$

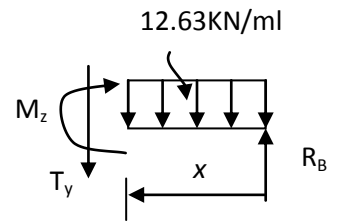
$$M_z = -16.78 \frac{x^2}{2} + 34.336x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 34.079\text{KN.m} & \text{pour } x = 2.4\text{m} \end{cases}$$



- 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1.90\text{m}$

$$T_y = -12.63x + 29.933 \Rightarrow \begin{cases} 29.933\text{KN} & \text{pour } x = 0\text{m} \\ 5.936\text{KN} & \text{pour } x = 1.90\text{m} \end{cases}$$

$$M_z = -12.63 \frac{x^2}{2} + 29.933x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 34.075\text{KNm} & \text{pour } x = 1.90\text{m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -16.78x + 34.336 = 0 \Rightarrow x = 2.046\text{m}$$

Le moment  $M_z(x)$  est max pour la valeur  $x = 2.046\text{m}$ .

Donc :

$$M_z^{max} = -16.78 \frac{(2.046)^2}{2} + 34.336(2.046) \Rightarrow M_z^{max} = 35.13\text{KN.m}$$

#### ❖ Remarque

pour tenir compte des encastrement partiel aux extrémités, nous portons une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moment maximum aux appuis et en travées

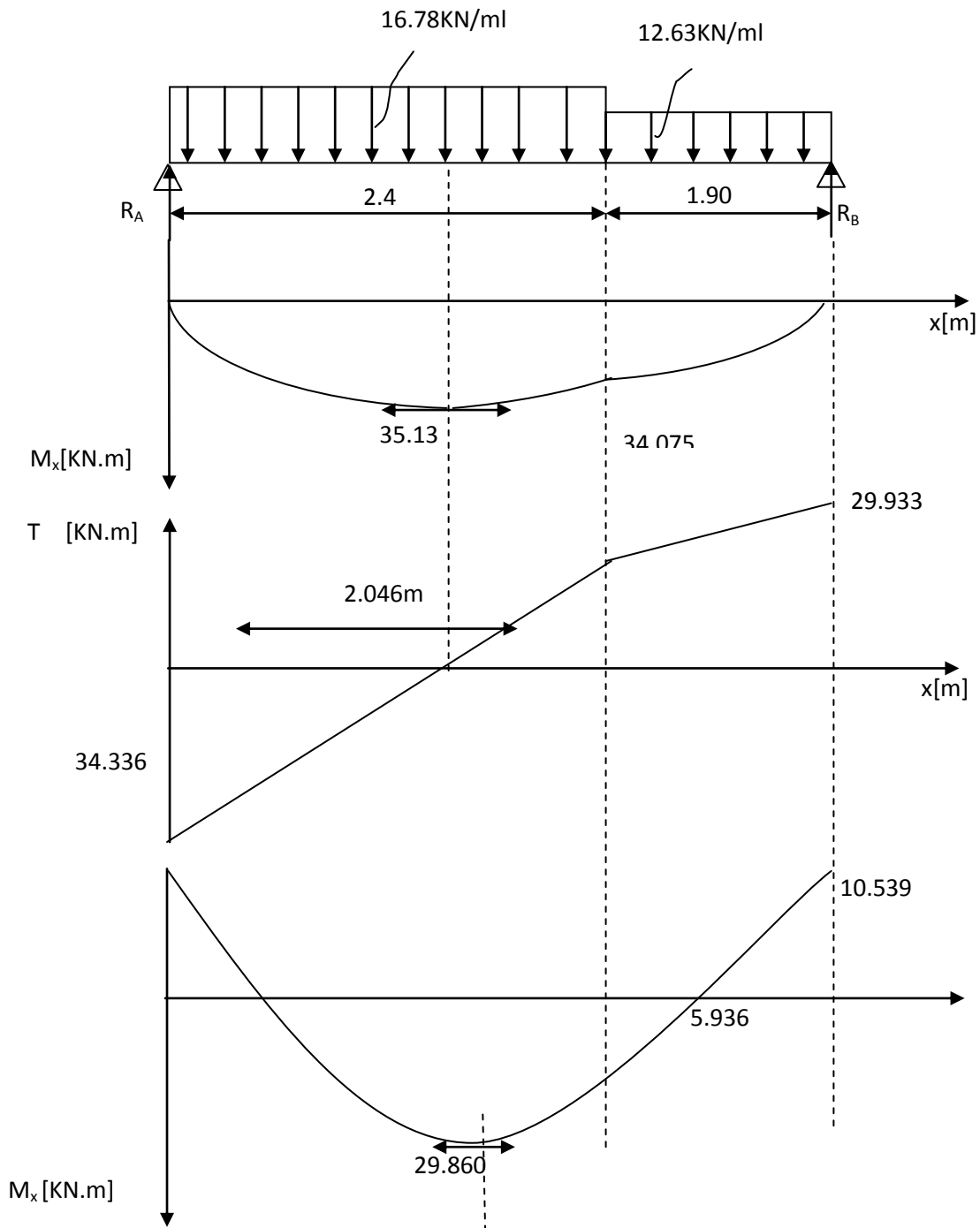
##### - Aux appuis :

$$M_u^a = -0.3 M_z^{max} = -0.3 \times 35.13 = -10.539\text{KN.m}$$

##### - en travées :

$$M_u^t = 0.85 M_z^{max} = 0.85 \times 35.13 = 29.860\text{KN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :



10.539

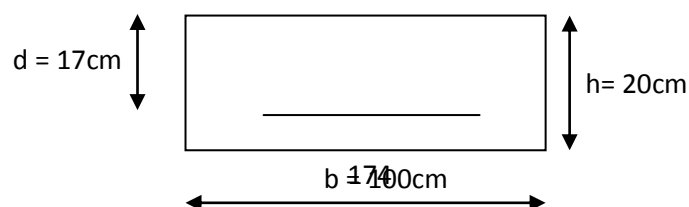
x[m]

**Figure III.2.4** Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU

#### III.2.4.4 Ferrailage

le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise a la flexion simple pour une section de ( $1\text{m}^2$ ) en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b=100\text{cm}, \quad h=20\text{cm}, \quad d=17\text{cm}, \quad c=3\text{cm}, \quad h=d+c$$



### III.2.4.4.1 Armatures principales

➤ **Aux appuis**

Nous avons aux  $M_u^a = 10.539 \text{KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{10539}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.026 < \mu_r = 0.392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.026 \Rightarrow \beta_u = 0.987$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{10539}{0.987 \times 17 \times 348} = 1.80 \text{cm}^2$$

On opte pour : **4HA12** ( $A_a = 4.52 \text{cm}^2$ ) ( $A_a = 3.14 \text{cm}^2$ ) avec un espacement de  **$S_t = 25 \text{cm}$** .

➤ **En travées**

$M_u^t = 29860 \text{KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{29860}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.072 < \mu_r = 0.392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0.072 \Rightarrow \beta_u = 0.963$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{29860}{0.963 \times 17 \times 348} = 5.24 \text{cm}^2$$

On opte pour : **4HA14/ml** ( $A_t = 6.15 \text{cm}^2$ ) avec un espacement de  **$S_t = 25 \text{cm}$** .

### III.2.4.4.2 Armatures de répartition

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calcule les armatures de répartitions avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.53 \text{cm}^2$$

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

## III.2.4 VERIFICATION A L'ELU

### III.2.5.1 Condition de non fragilité(BAEL 91, Art. A.4.2.1):

$$A_{\min} = \left\{ \frac{B}{1000}, 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c} \right\} = 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.052 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :  $A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.052 \text{ cm}^2$

- En travées :  $A_t = 6.15 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.052 \text{ cm}^2$

—————> La condition est vérifiée

### III.2.5.1 Espacement des barres :

- **Armatures principales**

- Aux appuis :  $e = 25 \text{ cm}$  }  
 $< \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$  ———> condition vérifiée.

- En travées :  $e = 25 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition**

- Aux appuis :  $e = 25 \text{ cm}$  }  
 $< \min \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$  ———> condition vérifiée.

- En travées :  $e = 25 \text{ cm}$

### III.2.5.2 Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL 91, Art-5.1.2.1) :

$$T_{u \max} = 34336 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{34336}{1000 \times 170} = 0.20 \text{ MPa}$$

Fissuration est peu préjudiciable:

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

$$\tau_u = 0.20 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} = \bar{\tau}_u \text{ condition vérifiée.}$$

### III 2.5.3 Justification des sections d'appuis (Art 5-1-3)

$$A_s \geq \frac{T_{u \max}}{f_{su}} = \frac{34336}{348 \times 100} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.98 \text{ cm}^2 < A_a = 4.52 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée.} \rightarrow$$

### III 2.5.4 Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91, Art A.6.1.3)

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 4 \times 3.14 \times 14 = 175.84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{34336}{0.9 \times 170 \times 175.84} = 1.28 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.} \rightarrow$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

### III.2.5.5 Ancrage des barres (A-6-1-23)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 493.82 \text{ mm} = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40 \Phi = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend :  $L_a = 0.4 L_s$

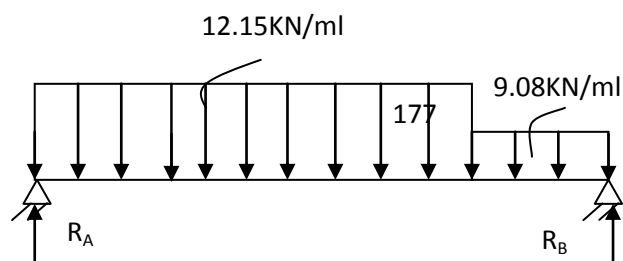
$$L_a = 0.4 \times 56 = 22.4 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 22.4 \text{ cm}$$

## III.2.5 CALCUL A L'ETAT LIMITE DE SERVICE (ELS)

### III.2.5.1 Combinaison de charge

- Palier :  $q_{sp} = G_p + Q = 6.58 + 2.5 = 9.08 \text{ KN/ml}$
- Volée :  $q_{sv} = G_v + Q = 9.655 + 2.5 = 12.15 \text{ KN/ml}$

### III.2.5.2 Calcul des réactions aux appuis



$$\Sigma M/A = 0$$

$$\Sigma M/A = (R_B \times 3.35) - (12.15 \times 2.40 \times \frac{2.40}{2}) - [9.08 \times 1.90 \times (\frac{1.90}{2} + 2.40)] = 0$$

$$\Sigma M/A = (R_B \times 3.35) - 34.992 - 57.794 = 0 \quad \text{--- } R_B = 27.69 \text{ KN}$$

$$\Sigma F = 0$$

$$\Sigma F = R_A + R_B - (12.15 \times 2.40) - (9.08 \times 1.90) = 0$$

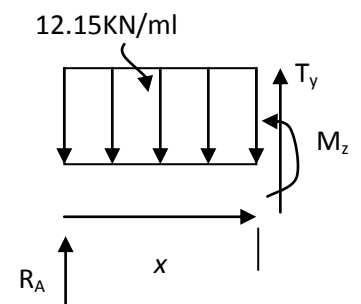
$$R_A = 46.41 - R_B = 46.41 - 27.69 \quad \text{--- } R_A = 18.72 \text{ KN}$$

### III.2.5.3 Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant

- 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 2.4 \text{ m}$  :

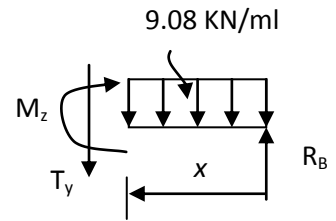
$$T_y = 12.15x - 18.72 \Rightarrow \Rightarrow \begin{cases} T_y = -18.72 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = 10.44 \text{ KN} & \text{pour } x = 2.4 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = -12.15 \frac{x^2}{2} + 18.72x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = -0.02 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 2.4 \text{ m} \end{cases}$$



- 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \text{ m} \leq x \leq 1.90 \text{ m}$  :

$$T_y = -9.08x + 27.69 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} T_y = 27.69 \text{ KN} \\ \text{pour } x = 0 \end{array} \right\}$$



$$M_z = -9.08 \frac{x^2}{2} + 27.69x \Rightarrow \left. \begin{array}{l} M_z = 0 \\ \text{pour } x = 0 \end{array} \right\}$$

Point de moment Maximal :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -12.15x + 18.72 = 0 \Rightarrow x = 1.54 \text{ m}$$

Le moment est max pour la valeur : 1.54m

D'où :

$$M_s^{\max} = -12.15 \times \frac{1.54^2}{2} + 27.69 \times 1.54 \Rightarrow M_s^{\max} = 28.24 \text{ KN.m}$$

**Remarque** pour tenir compte des encastrement partiel aux extrémités, nous portons une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moment maximum aux appuis et en travées

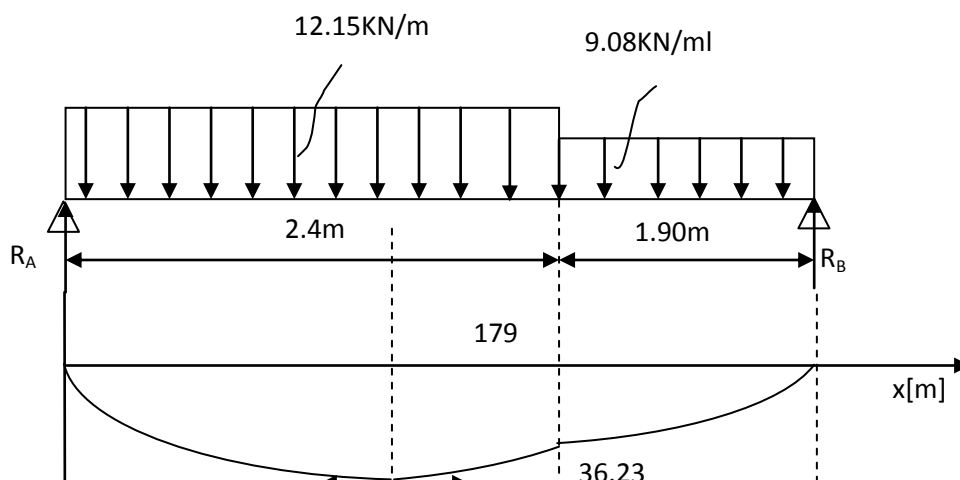
- Aux appuis :

$$M_s^a = -0.3 M_z^{\max} = -0.3 \times 28.24 = 8.472 \text{ KN.m}$$

- en travées :

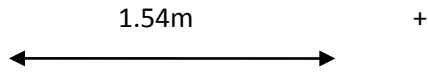
$$M_s^t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 28.24 = 24.00 \text{ KN.m}$$

Les résultats trouvés figurent sur le diagramme suivant :



Tapez une équation ici.

---



10.44 +

-

-

+

x[m]

### III.2.5.4 VERIFICATION A L'ELS

#### III.2.5.4.1 Ferrailage

Le calcul se fera pour une bande de 1m d'embranchement.

➤ **Armatures longitudinales**

• **Aux appuis**

$$\mu_a = \frac{M_s^a}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{8472}{100 \times 17^2 \times 14.2} = 0.020$$

$$\mu_a = 0.020 < \mu_l = 0.392 \quad \text{————— SSA} \rightarrow$$

$$\mu_a = 0.020 \rightarrow \beta_1 = 0.811$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{8472}{0.811 \times 17 \times 348} = 1.765 \text{ cm}^2$$

$$. A_{sa} < 6.15 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• **En travée**

$$\mu_{1t} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{24000}{100 \cdot 17^2 \cdot 14.2} = 0.058$$

$$\mu_{1t} = 0.058 < 0.392 \quad \text{————— SSA}$$

$$\mu_{1t} = 0.058 \rightarrow \beta = 0.748$$

$$A_{st} = \frac{24000}{0.748 \times 17 \times 348} = 5.42 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < 6.15 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

### III.4.7.2 Vérification des contraintes dans le béton et les aciers

• **En travées**

$$M_t = 0.85 M_z^{\max} = 0.85 \times 28.24 = 24.00 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

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

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.15}{100 \times 17} = 0.361$$

$$\rho_1 = 0.361 \Rightarrow \beta_1 = 0.907, \alpha_1 = 0.279 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.279}{15(1-0.279)} = 0.025$$

$$\alpha_1 = 0.279 \Rightarrow K = 0.025$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{24.00 \times 10^6}{615 \times 0.907 \times 170} = 253.09 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0.025 \times 253.09 = 6.327 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.327 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

$$A_a = 6.15 \text{ cm}^2$$

$$M_a = 0.3 M_z^{\max} = 8.472 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.15}{100 \times 17} = 0.361$$

$$\rho_1 = 0.361 \Rightarrow \beta_1 = 0.907 \text{ et } \alpha_1 = 0.279 \text{ et } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.279}{15(1-0.279)} = 0.025$$

$$\alpha_1 = 0.279 \Rightarrow K = 0.025$$

$$\sigma_{St} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta d} = \frac{8472 \times 10^3}{615 \times 0.907 \times 170} = 89.34 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{St} = 0.025 \times 89.34 = 2.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.23 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

### III.4.7.3 Vérification de la flèche

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associée au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{avec } h : \text{ la hauteur de la poutre}$$

L : longueur max entre nus d'appuis.

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \quad M_t : \text{ moment max en travée.}$$

$M_0$  : valeur maximum de moment en travée

$$\checkmark \quad \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad A : \text{ section des armatures}$$

b : longueur de la section

d : hauteur utile de la section droite

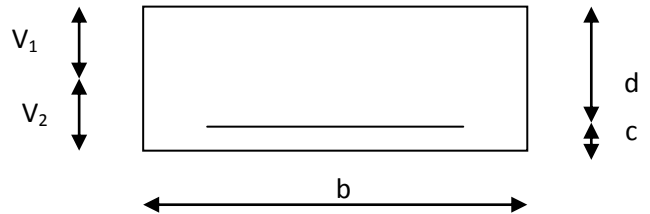
$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.2}{4.3} = 0.046 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.2}{4.3} = 0.046 < \frac{24.00}{10 \times 28.24} = 0.084 \quad \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.15}{100 \times 17} = 0.0036 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

$$f = \frac{5 q_s \times l^4}{384 E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3950}{500} = 9.7 \text{ mm}$$



Avec :

$f$  : flèche due aux charges instantanées,

$\bar{f}$  = flèche admissible

$E$  : Module de la déformation différée.

$$\text{ou } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$\text{On a } V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \text{ et } V_2 = h - V_1$$

Avec :

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

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 6.15 \times 17 = 21568.25 \text{ cm}^2$$

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

$$B_0 = b \times h + 15 A_t = 100 \times 20 + 6.15 = 2006.15 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21568.25}{2006.15} = 10.75$$

$$\longrightarrow V_2 = h - V_1 = 20 - 10.75 = 9.25$$

Alors : 
$$I_{fv} = \frac{100}{3} (10.75^3 + 9.25^3) + 15 \times 6.15 (9.25 - 3)^2 = 71394.84 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = 71394.84 \text{ cm}^2$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{5 \times 12.15 \times 4.30^4}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 71394.84 \times 10^{-8}} = 0.007 \text{ m.}$$

Donc  $f = 7 \text{ mm} < \bar{f} = 7.9 \text{ mm}$  ————— condition vérifiée.

- **Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL 91, Art A.5.34)**

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

**Remarque :** On adopte le même ferrailage pour les différents niveaux.

### III.3. Salle Machine

Un ascenseur est un transport vertical assurant le déplacement en hauteur.

Les ascenseurs (ou monte-charge) sont constitués de trois éléments essentiels :

- Le mécanisme d'entraînement constitué du moteur, du réducteur et du frein,
- La cabine,
- Le contrepoids.

La cabine et le contrepoids sont reliés par des câbles passant par la poulie d'entraînement (poulie du treuil qui fonctionne par adhérence). Pour dimensionner le contrepoids, on tient compte :

- du poids de la cabine (ainsi que l'ensemble d'éléments liés à la cabine), on notera ce poids  $P_{ca}$ ,
- et de la charge maximale admissible, noté  $P_{ch}$ .

Notre bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur en Béton Armé de vitesse d'entraînement  $V=1$  m/s, dont la surface de la cabine est de  $3.96 \text{ m}^2$  ( $2,20 \times 1,8$ ) appuyée sur ses 4 cotés, pouvant charger 8 personnes de  $6.3 \text{ kN}$ .

En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimée à ( $P = 9 \text{ tonnes} = 90 \text{ kN}$ ), réparti sur une surface de  $(0.8 \times 0.8) \text{ m}^2$  transmise par le système de l'ascenseur.

L'étude se fait en utilisant les tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments.

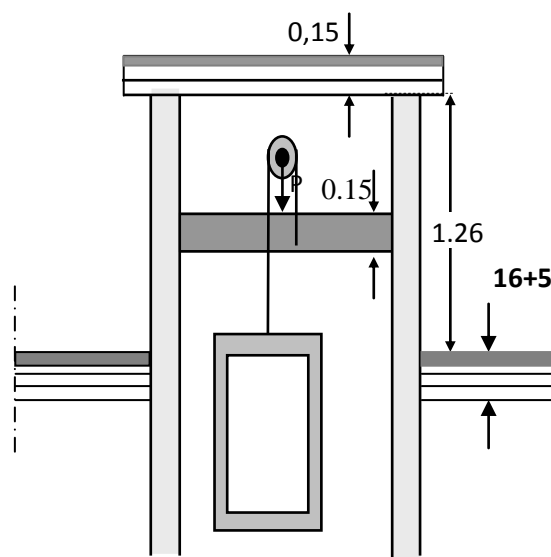


Figure III-3-1 : Vue en long de l'ascenseur

### III.2.1. Calcul de la dalle pleine

#### A. Hypothèses :

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.
- Pour le calcul de cette dalle on utilisera les abaques de PIGEAUD

#### B. Pré dimensionnement :

La dalle n'est pas continue :

$$L_x = 180 \text{ cm} ; \quad L_y = 220 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S = 3.96 \text{ m}^2$$

#### → Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :  $h \geq \frac{L_x}{30}$

$$h \geq \frac{180}{30} = 6 \text{ cm}$$

Le RPA 2003 exige une hauteur  $h_t \geq 12 \text{ cm}$  ; on adopte une hauteur :  $h_t = 15 \text{ cm}$ .

### III.3.2. Calcul des moments au centre du panneau

On va faire l'étude à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par la charge localisée.

$$M_{x1} = q_u (M1 + \nu M2)$$

$$M_{y1} = q_u (\nu M1 + M2)$$

Avec :

→  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$  : Moments fléchissant au milieu du panneau dans les sens XX et YY, dues à la charge concentrée.

→  $M_1$  et  $M_2$  sont des coefficients donnés par les abaques en fonction de  $\rho$  et des rapports  $\frac{U}{l_x}$  et  $\frac{V}{l_y}$

→  $\nu$  : coefficient de Poisson ;

→  $P$  : intensité de la charge concentrée ;

→  $U$  et  $V$  : cotés du rectangle sur lequel agit la charge  $P$  compte tenue de la division à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

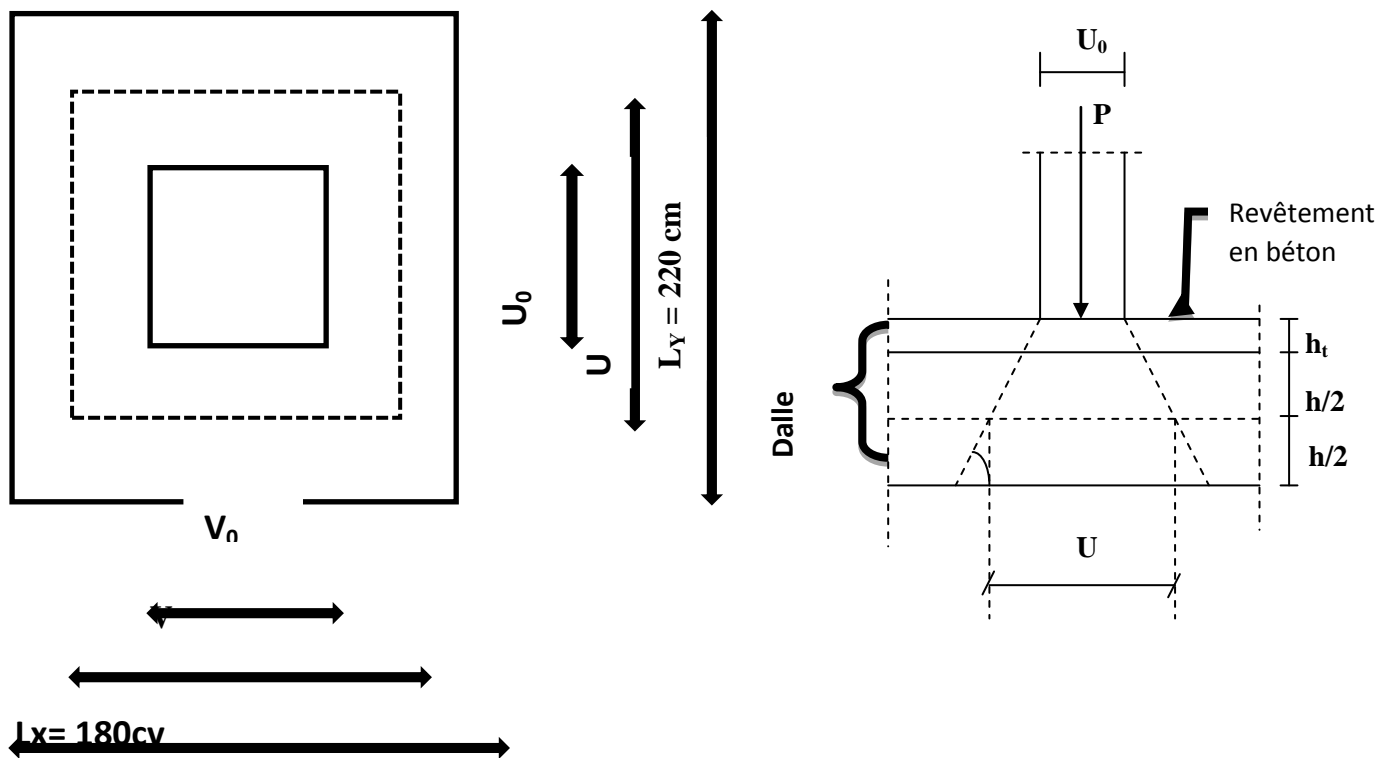


Figure III-3-2 : Diffusion de la charge au niveau du feuillet moyen.

On a:  $U = U_0 + \xi e_0$

$$V = V_0 + 2\xi e_0 + nu$$

Avec :

$\xi=1$  car le revêtement est en béton.

$e_0 = 5$  cm étant l'épaisseur du revêtement.

$h_t = 15 \text{ cm}$  épaisseur de la dalle.

$U_0 = V_0 = 80 \text{ cm}$  : Surface de contact.

$$U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

Pour le calcul de la dalle, en premier temps on suppose que le panneau est simplement appuyé sur son contour ; puis, on tient compte de la continuité et des encastremets sur les appuis de rive.

Les côtés  $U_0$  et  $V_0$  sont supposés parallèles respectivement à  $L_x$  et  $L_y$  tel que :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{180}{220} = 0.82$$

$0.4 \leq \rho = 0.82 \leq 1$  : Le panneau travaille dans les 2 sens.

On a :

$$M_{x1} = q_u (M1 + \nu M2)$$

$$M_{y1} = q_u (\nu M1 + M2)$$

Avec :  $\nu = 0$  (à l'ELU)

$$\frac{U}{l_x} = \frac{105}{180} = 0.583 \quad 0.5 \leq \frac{U}{l_x} \leq 0.6$$

$$\frac{V}{l_y} = \frac{105}{220} = 0.477 \quad 0.4 \leq \frac{V}{l_y} \leq 0.5$$

$$\rho = 0.8$$

**des tables de PIGEA et après interpolation :**

$$\Rightarrow M_1 = 0.105 \quad \text{et} \quad M_2 = 0.088$$

D'où :

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 90 + 1.5 \times 0 = 121.5 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = q_u (M1 + \nu M2) = 121.5 \times (0.105 + 0) = 12.756 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = q_u (M2 + \nu M1) = 121.5 \times (0.088 + 0) = 10.692 \text{ KN.m}$$

### III.3.3. Calcul des moments dû au poids propre de la dalle

On a :  $0.4 \leq \rho = 0.82 \leq 1 \rightarrow$  La dalle travaille dans les 2 sens  $\Rightarrow M_x$  et  $M_y$

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur. Ils sont donnés par les formules :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$$

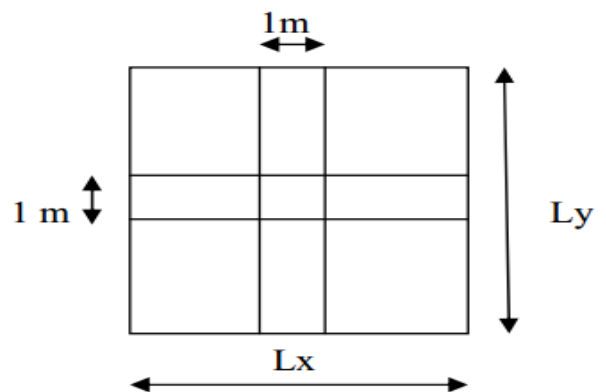
$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\rho = 0.82 \quad \text{ET} \nu = 0 \rightarrow \mu_x = 0.0542 ; \mu_y = 0.631$$

Poids propre de la dalle :  $G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ kN/ml}$ :

La surcharge d'exploitation : Q est prise égale à 1 kN/ml.

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.75 + 1.5 \times 1 = 6.56 \text{ kN/ml}$$



$$M_{x2} = 0.0542 \times 6.56 \times (1.8)^2 = 1.152 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 0.631 \times 1.152 = 0.727 \text{ KN. m}$$

### III.3.4. Superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.756 + 10.692 = 13.908 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.692 + 0.727 = 11.419 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15% (0.85)** en travée et **70% (0.3)** aux appuis.

#### Sens $I_x$ :

**En travées :**  $M_x^t = 0.85 \times 13.908 = 11.822 \text{ kN.m}$

**Aux appuis :**  $M_x^a = -0.3 \times 13.908 = -4.172 \text{ kN.m}$

#### Sens $I_y$ :

**En travées :**  $M_y^t = 0.85 \times 11.419 = 9.706 \text{ kN.m}$

**Aux appuis :**  $M_y^a = -0.3 \times 11.419 = -3.426 \text{ kN.m}$

#### Sens XX Sens YY

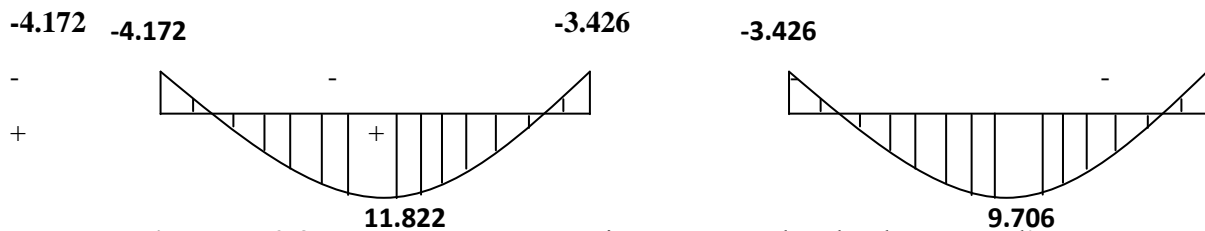


Figure III-2-3 : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELU

### III.3.5. Ferrailage à l'ELU

#### III.3.5.1. Section minimale d'armatures

On va tirer les sections minimales à partir de la condition de non fragilité

(Art B.7.4/BAEL99)

##### a) Sens xx

$$\omega_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \omega_0 \left( \frac{3 - \rho_x}{2} \right) \Rightarrow A_x \geq \omega_0 \cdot b.h. \left( \frac{3 - \rho_x}{2} \right)$$

Avec :

$\omega_x$  : c'est le taux (%) d'acier égal au rapport de la section des armatures sur une direction donnée à la section totale du béton ( $\omega_x \approx \% \text{ d'acier} \approx \frac{A_{st}}{b.h}$ )

$\omega_0$  : Taux d'acier minimal réglementaire égal à 1.2‰ pour les R.L (FeE215 et FeE235)

0.8‰ pour les H.A (FeE400)

0.6‰ pour les H.A (FeE500)

$$\Rightarrow A_{x \min} \geq 0.8 \cdot 10^{-3} \cdot 15 \cdot 100 \cdot \left( \frac{3-0.82}{2} \right)$$

$$\Rightarrow A_{x \min} \geq 1.31 \text{ cm}^2$$

**b) Sens YY**

$$\omega_y \geq \omega_0 \text{ Avec } : \omega_y = \frac{A_{ymin}}{b \cdot h} \Rightarrow A_{ymin} \geq \omega_0 \cdot b \cdot h$$

$$A_{ymin} \geq 0.8 \cdot 10^{-3} \cdot 15 \cdot 100 \Rightarrow A_{ymin} \geq 1.2 \text{ cm}^2$$

### III.3.5.2. calcul des armatures

**a. Dans le sens de la petite portée (x-x)**

→ En travée :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d_x = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$M_x^t = 0.85 \times 13.908 = 11.822 \text{ kN.m}$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d_x \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{On a } : \mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.822 \cdot 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14.2} = 0.0493 \Rightarrow \mu_b = 0.0493 < \mu_c = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.0493 \rightarrow \beta = 0.9742$$

$$A_t = \frac{11.822 \times 10^3}{0.9742 \times 13 \times 348} = 2.68 \text{ cm}^2 > A_{x \min} = 1.32 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Soit une section de : 4 HA 10 = 3.14 cm<sup>2</sup> avec un espacement de St = 25cm.

→ Aux appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times 13.908 = -4.172 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{4.172 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.017 \Rightarrow \mu_b = 0.017 < \mu_c = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \beta = 0.9915$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{4.172 \cdot 10^3}{0.9915 \times 13 \times 348} = 0.93 \text{ cm}^2 < A_{x \min} = 1.31 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 4HA8 = 2.01 cm<sup>2</sup> > A<sub>x min</sub> = 1.32 cm<sup>2</sup> Avec St = 25 cm

**b. Dans le sens de la grande portée (y-y)**

→ En travée :

$$M_y^t = 0.85 \times 11.419 = 9.706 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,706 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0404 < \mu_e = 0,392 \rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,9798$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{9,706 \times 10^3}{0,9798 \times 13 \times 348} = 2,19 \text{ cm}^2 > A_{ymin} = 1,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Soit une section de : 4 HA 10 = 3.14 cm<sup>2</sup> avec un espacement de St = 25cm.

→ **Aux appuis :**

$$M_y^a = -0,3 \times 11,419 = -3,426 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,426 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0143 \Rightarrow \mu_b = 0,014 < \mu_e = 0,392$$

$$\Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3,426 \cdot 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0,76 \text{ cm}^2 < A_{x \min} = 1,31 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> > A<sub>x min</sub> = 1.32 cm<sup>2</sup> Avec St = 25 cm

### III.3.6. Vérification a L'ELU

#### a. Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99)

Etant déjà établie comme étant la section minimale d'armatures à adopter, la condition est vérifiée dans les deux sens (Sens x-x) et (Sens y-y)

#### b. Diamètre maximal des barres

$$\varphi_{\max} \leq \frac{ht}{10}$$

$$\varphi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{ht}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

#### c. Ecartement des barres (Art A.8.2.42 / BAEL 99)

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentrique ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

-Direction la plus sollicitée : St ≤ min (2h, 25cm) = min (30, 25cm) = 25 cm.

-Direction perpendiculaire : St ≤ min (3h, 33cm) = min (45, 33cm) = 33 cm.

Aux appuis : St = 25 cm ≤ 25 cm → Condition Vérifiée

En travées : St = 25cm ≤ 25 cm → Condition Vérifiée

#### d. Vérification de non poinçonnement (Art A.5.2.42 / BAEL 99)

$$q_u \leq 0,045 \cdot u_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$u_c$  : Périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge dans le plan du feuillet moyen

$$u_c = 2(u + v)$$

$$u_c = 2 \times (1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m}$$

$$q_u = 121.5 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 472.5 \text{ KN} > q_u = 121.5 \text{ KN}$$

⇒ Condition Vérifiée

La condition est vérifiée, donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

### e. Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge et on a  $u=v$  donc

$$\text{Armatures de } l_y : T = \frac{P}{2l_y + l_x}$$

$$\text{Armatures de } l_x : T = \frac{P}{3l_y}$$

$$\text{Armatures de } l_y : T_1 = \frac{121.5}{2 \times 2,2 + 1,8} = 19.6 \text{ KN}$$

$$\text{Avec } p = q_u = 121.5 \text{ KN} \Rightarrow$$

$$\text{Armatures de } l_x : T_2 = \frac{121.5}{3 \times 2,2} = 18.41 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } \tau_u = \frac{T}{b.d} \text{ avec } T = \max \{T_1 \text{ et } T_2\}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{19.6 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.151 \text{ MPA}$$

$$\text{On a : } \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.151 < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ donc la condition est vérifiée}$$

### III.3.7. Calcul a l'ELS :

$$v = 0.2$$

→ Calcul de  $M_{x1}$  et  $M_{y1}$

$$q_s = G + Q = 90 + 0 = 90 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = q_s (M_1 + vM_2)$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + vM_1)$$

$$\text{Avec : } M_1 = 0.105 \quad \text{et} \quad M_2 = 0.088$$

$$M_{x1} = 90 \times (0.105 + 0.2 \times 0.088) = 11.034 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 \times (0.088 + 0.2 \times 0.105) = 9.81 \text{ KN.m}$$

→ **Calcul de  $M_{x2}$  et  $M_{y2}$**

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2$$

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

$$\rho = 0.82 \text{ Etv} = 0.2 \rightarrow \mu_x = 0.0610 \quad \mu_y = 0.737$$

$$\text{Poids propre de la dalle : } G = 0.15 \times 1 \times 25 = 3.75 \text{ kN/ml}$$

La surcharge d'exploitation : Q est prise égale à 1kN/ml.

$$q_s = G + Q = 3.75 + 1 = 4.75 \text{ kN/ml}$$

$$M_{x2} = 0.0610 \times 4.75 \times (1.8)^2 = 0.939 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 0.737 \times 0.939 = 0.692 \text{ KN. m}$$

**Superposition des moments**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.034 + 0.939 = 11.973 \text{ kN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.81 + 0.692 = 10.502 \text{ kN.m}$$

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15% (0.85)** en travée et **70% (0.3)** aux appuis.

**Sens  $I_x$  :**

$$\text{En travées : } M_x^t = 0.85 \times 11.973 = 10.177 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_x^a = -0.3 \times 11.973 = -3.592 \text{ kN.m}$$

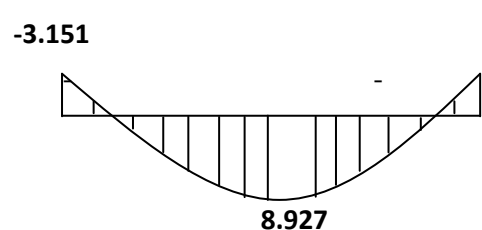
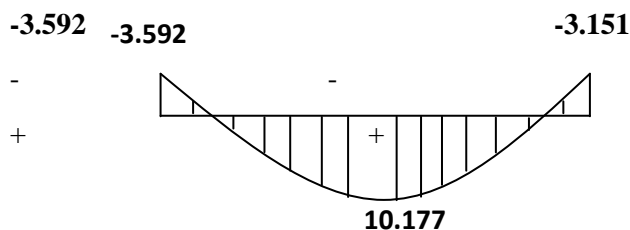
**Sens  $I_y$  :**

$$\text{En travées : } M_y^t = 0.85 \times 10.502 = 8.927 \text{ kN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_y^a = -0.3 \times 10.502 = -3.151 \text{ kN.m}$$

Sens XX

Sens YY



**Figure III-2-4** : Les moments aux appuis et en travée dans les deux sens à l'ELS**III.3.8.Ferraillage à l'ELS****a. Dans le sens de la petite portée (x-x)**→ **En travée :**

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d_x = h_0 - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$$

$$M_x^t = 0.85 \times 11.034 = 9.379 \text{ kN.m}$$

$$A_t = \frac{M_x^t}{\beta \cdot d_x \cdot \sigma_{st}}$$

$$\text{On a : } \mu_b = \frac{M_x^t}{b \cdot d_x^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.379 \times 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14.2} = 0.390 \Rightarrow \mu_b = 0.039 < \mu_e = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.039 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.9805$$

$$A_t = \frac{9.379 \times 10^3}{0.9805 \times 13 \times 348} = 2.11 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

→ **Aux appuis :**

$$M_x^a = -0.3 \times 11.973 = -3.592 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \cdot d_x^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.592 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0149 \Rightarrow \mu_b = 0.015 < \mu_e = 0.392$$

$$\Rightarrow \text{S.S.A} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.9925$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d_x \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.592 \cdot 10^3}{0.9925 \times 13 \times 348} = 0.80 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

**b. Dans le sens de la grande portée (y-y)**→ **En travée :**

$$M_y^t = 0.85 \times 10.502 = 8.927 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \cdot d_y^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8.927 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.0371 \Rightarrow \mu_b = 0.037 < \mu_e = 0.392$$

$$\rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0.9815$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d_y \cdot \sigma_{st}} = \frac{8.927 \times 10^3}{0.9815 \times 13 \times 348} = 2.01 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

→ **Aux appuis :**

$$M_y^a = -0.3 \times 10.502 = -3.151 \text{ kN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3.151 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,013 < \mu_p = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,9935$$

$$A_a = \frac{M_y^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{3.151 \times 10^3}{0,9935 \times 13 \times 348} = 0,701 \text{ cm}^2 < 2.01 \Rightarrow \text{Condition Vérifié}$$

### III.3.8. Vérification des contraintes dans le béton

→ **Aux appuis:**

$$M^a = -3.592 \text{ kN.m}$$

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13} = 0.155 \rightarrow K_1 = 62.52 \quad \beta_1 = 0.9355$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{3.592 \times 10^6}{0.9355 \times 2.01 \times 10^2 \times 130} = 146.94$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{146.94}{62.52} = 2.35 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

→ **En travée :**

$$M^t = 10.177 \text{ kN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241 \rightarrow K_1 = 48.695 \quad \beta_1 = 0.9215$$

$$\text{D'où : } \sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times A_s \times d} = \frac{10.177 \times 10^6}{0.9215 \times 3.14 \times 10^2 \times 130} = 270.55$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{270.55}{48.695} = 5.55 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

### III.3.9. Etat limite de fissuration :

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

### III.3.10. Vérification de la flèche

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces côtés, on peut se dispenser du calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$A) \frac{h}{l_x} \geq \frac{M^s_t}{20M_0}$$

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

$$A) \frac{15}{180} = 0.083 \geq \frac{0.85M_x}{20M_x} = \frac{0.85}{20} = 0.0425 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$B) \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

### CONCLUSION

Après tous les calculs et toutes les vérifications effectuées, on adopte les sections d'armatures suivantes :

#### Dans le sens X-X :

→ Aux appuis : **4HA8avecSt = 25cm**

→ En travée : **4 HA 10avecSt = 25cm**

#### Dans le sens Y-Y :

→ Aux appuis : **4 HA8avecSt = 25cm**

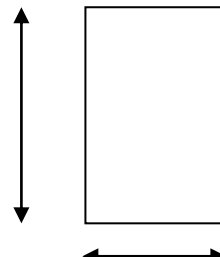
→ En travée : **4HA8avecSt = 25cm**

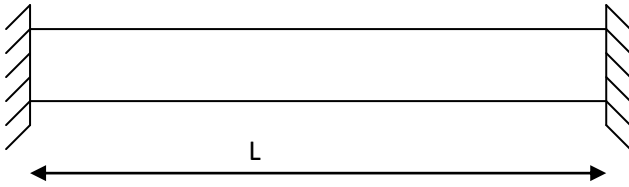
## III.3 LA POUTRE PALIERE

### III.3.1 PRE DIMENSIONNEMENT

La poutre palier est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier.

Elle est partiellement encastree dans les poteaux.





**Figure III.3.1** Schéma de la poutre palière.

Avec :

- h : hauteur de la poutre  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- b : largeur de la poutre
- L : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré .

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

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{RPA (Art 7.5.1)}$$

$$h / b \leq 4$$

alors nous avons pour une longueur de L= 5m

- **La hauteur h**  
 $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow 33 \leq h \leq 50$       on prend h=40cm
- **La largeur b**  
 $0.4h \leq b \leq 0.7h \longrightarrow 16 \leq b \leq 28$       on prend b=25

Conditions	Poutre palière	Vérification
$h \geq 30\text{cm}$	40	Vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	25	Vérifiée
$h / b \leq 4$	1.6	Vérifiée

### III.3.2 Détermination des charges

- Poids propre de la poutre :  $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.40 = 2.5 \text{ KN/ml}$
- poids du mur  $G_M = 2.80 \times 1.13 = 3.164 \text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU :  $R_u = 29.933 \text{ KN}$
- Réaction du palier à l'ELS :  $R_s = 27.69 \text{ KN}$

### III.3.3 CALCUL A L'ELU

#### III.3.3.1 Combinaisons des charges

$$q_u = 1.35G + \frac{R}{1ml}$$

$$q_u = 1.35 \times (2.5 + 2.80) + \frac{29.933}{1ml} = 37.08 \text{ KN/ml}$$

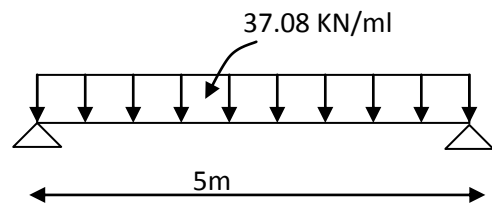


Figure III.3.3: charge de la poutre à l'ELU

#### III.3.3.2 Calcul des efforts internes

- ✓ Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{37.08 \times 5^2}{8} = 115.87 \text{ KN.m}$$

- ✓ Effort tranchant :

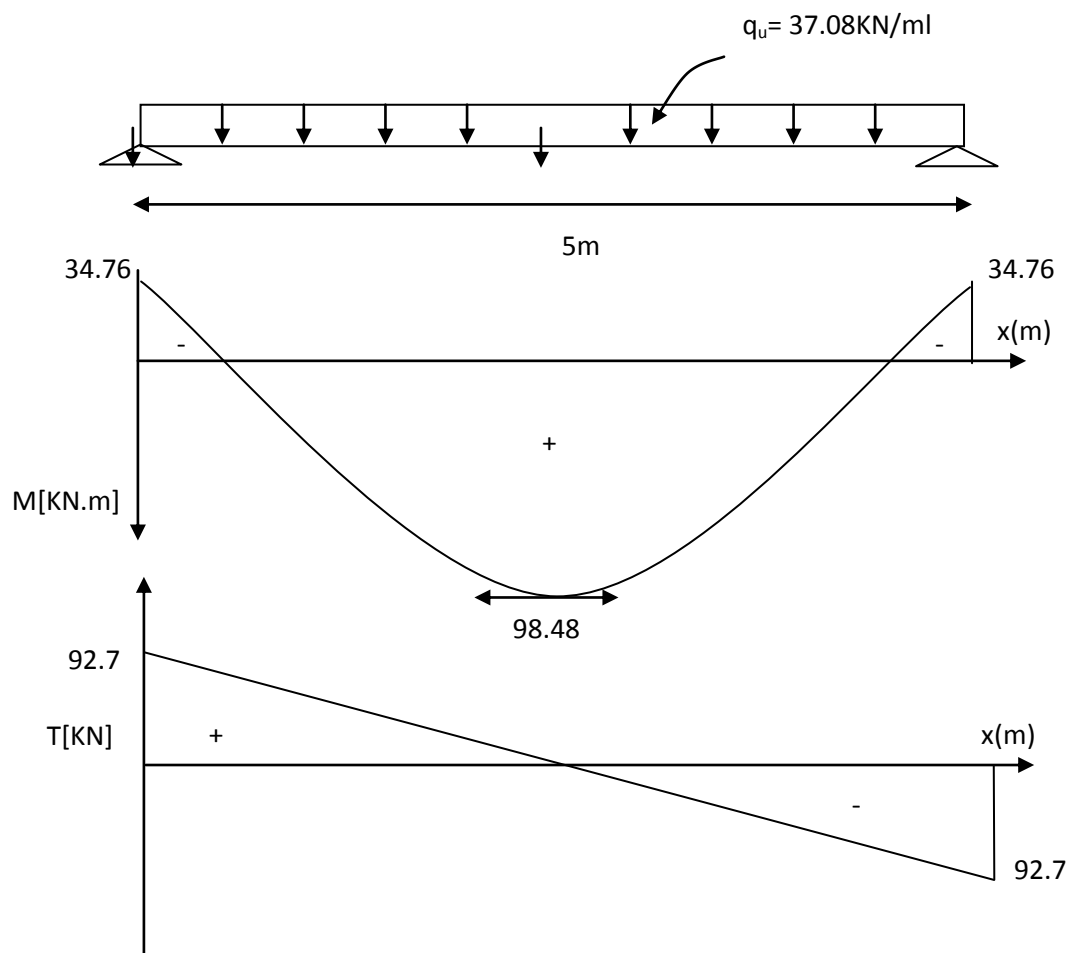
$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{37.08 \times 5}{2} = 92.7 \text{ KN}$$

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

$$M_u^a = -0.3M_u = -0.3 \times 115.87 = -34.76 \text{ KN.m}$$

$$M_u^t = 0.85M_u = 0.85 \times 115.87 = 98.48 \text{ KN.m}$$

✓ Diagramme du moment et de l'effort



**Figure III.3.4:** Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

### III.3.3.3 FERRAILLAGE

➤ **En travées**

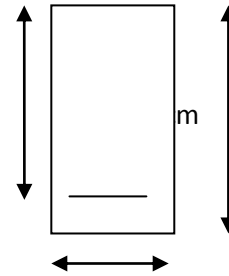
$h = 35\text{cm}$ ;  $d = 32\text{cm}$ ;  $c = 3\text{ cm}$  ;  $b = 30\text{ cm}$ .

$d = 32$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{98.48 \times 10^3}{25 \times 37^2 \times 14.2} = 0.202$$

$\mu_t = 0.173 < \mu_r = 0.392$  S.S.A →  $b = 30$

$\mu_t = 0.219 \Rightarrow \beta = 0.886$



**Figure III.3.5:** Dimensions de la poutre

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{98.48 \times 10^3}{0.886 \times 37 \times 348} = 8.63 \text{ cm}^2$$

On prend : (6 HA14) →  $A^t = 9.23 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis**

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{34.76 \times 10^3}{25 \times (37)^2 \times 14.2} = 0.072 < \mu_r = 0.392$$
 S.S.A →

$\mu_t = 0.072 \Rightarrow \beta_1 = 0.963$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{34.76 \times 10^3}{0.963 \times 37 \times 348} = 2.80 \text{ cm}^2$$

On prend : (3HA12)  $A_u^a = 3.39 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul des armatures transversales**

la quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi ; 30\text{cm} \right) \quad \text{en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante} \quad \longrightarrow$$

Avec  $\varphi_1$  : est le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales

les premières armatures transversales doivent être disposée à 7cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

$$S_t \leq \min(10; 14.4; 30\text{cm}) \quad \longrightarrow 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20\text{cm} \quad \longrightarrow 7\text{cm} \dots \dots \dots \text{en zone courante.}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 25 = 0.75\text{cm}^2 \text{ 4HA8} = 2.01\text{cm}^2 \longrightarrow \text{zone nodale}$$

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125\text{cm}^2 \text{ 4HA8} = 2.01\text{cm}^2 \longrightarrow \text{zone courante}$$

### III.3.3.4 VERIFICATION A L'ELU

Les vérifications a effectuée sont les suivantes :

- **Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL)**

$$A_s \geq A_{\min} = 0.23b.d. \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ avec } f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1\text{MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 25 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.116\text{cm}^2$$

**a) En travée :**

$$A_t = 9.23\text{cm}^2 > A_{\min} = 1.104\text{cm}^2 \quad \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

**b) Aux appuis :**

$$A_a = 3.39\text{cm}^2 > A_{\min} = 0.845\text{cm}^2 \text{ condition vérifiée} \longrightarrow$$

- **Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} = \{3.33\text{MPa}, 5\text{MPa}\} / \text{(Fissuration peu-nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{92.7 \times 10^3}{250 \times 370} = 1.002 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.002 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition est vérifiée.}$$

- **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis**  
(BAEL, Art. 5.1.3.2)

**a) Influence sur les aciers**

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_c} \left( T_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 92.7 \times 10^3 + \frac{-34.76 \times 10^6}{0.9 \times 370} \right) = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 0.33 \text{ cm}^2 < 0. \text{ cm}^2 \quad \text{Condition est vérifiée}$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2$$

**b) Influence sur le béton**

$$T_{u\max} \leq \bar{T}_u = 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\bar{T}_u = 0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 370 \times \frac{25}{1.5} = 555 \text{ KN} > T_u = 92.7 \text{ KN}$$

—————> Condition est vérifiée

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton**  
(BAEL91 Art .A.6.1, 3)

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MP}$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{92.7 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 11.304 \times 10} = 2.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.46 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

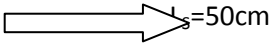
- **Ancrage des barres (A-6-1-2)**

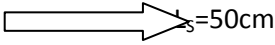
sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposé constante et égale a sa valeur fixe

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

✓ Calcul de la longueur de scellement droit :

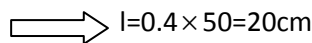
$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \tau_s}$$

-Pour  $\phi 12$  :  $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$  

-Pour  $\phi 14$  :  $L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$  

Les règles du (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), n'admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encrée, mesuré hors crochet L, est au moins égale à 0.4 L<sub>s</sub> pour les aciers H.A.

On le L<sub>s</sub>=50 pour (  $\phi 12$  ;  $\phi 14$  )

  $l = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$

### III.3.4 CALCUL A L'ELS

#### III.3.4.1 Combinaison des charges

$$q_s = G + R_s / 1 \text{ ml}$$

$$q_s = (2.5 + 2.8) + \frac{27.69}{1 \text{ ml}} = 33 \text{ KN/ml}$$

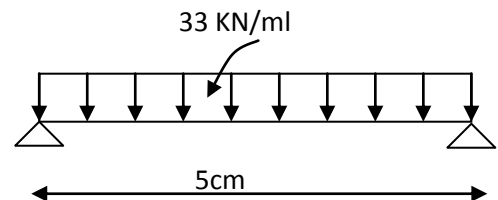


Figure III.3.6: charge de la poutre a l'ELS

#### III.3.4.2 Calcul des efforts internes

✓ Le moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{33 \times 5^2}{8} = 103.125 \text{ KN}$$

✓ L'effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s l}{2} = \frac{33 \times 5}{2} = 82.5 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi-encastrement.

$$M_s^a = -0.3 M_s = -0.3 \times 103.125 = -30.93 \text{ KN.m}$$

$$M_s^t = 0.85 M_s = 0.85 \times 103.125 = 87.65 \text{ KN.m}$$

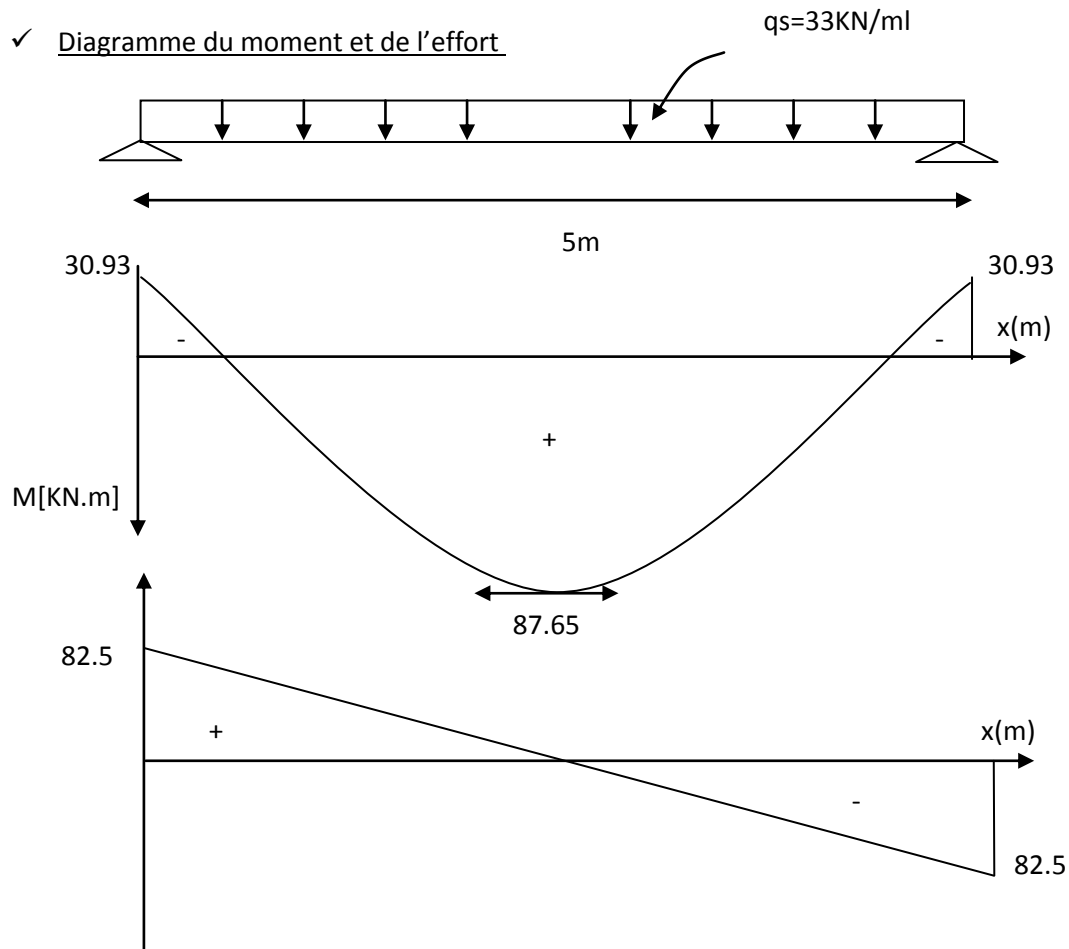


Figure III.3.3: Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

### III.3.4.3 Vérification des contraintes

- a. Etat limite d'ouverture des fissurations :

La fissuration, dans les poutres est considérée comme peu nuisible cette vérification n'est pas nécessaire

- b. Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression dans le béton elle ne doit pas dépasser la contrainte admissible

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_{\text{app}}}{b \cdot d} \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 d}$$

- **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{\text{app}}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 37} = 0.366$$

$$\rho_1 = 0.366 \Rightarrow \beta_1 = 0.9066 \text{ et } \alpha_1 = 0.281$$

$$\text{On a } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} \longrightarrow K = \frac{0.281}{15(1-0.281)} = 0.026$$

$$K = 0.026 \Rightarrow K = 0.026$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 d} = \frac{30.93 \times 10^6}{339 \times 0.906 \times 370} = 272.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.026 \times 272.17 = 7.07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition est vérifiée}$$

- **En travées**

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{app}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9.23}{25 \times 37} = 0.998$$

$$\rho_1 = 0.998 \Rightarrow \beta_1 = 0.8602 \text{ et } \alpha_1 = 0.4176$$

$$\text{On a } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} \longrightarrow K = \frac{0.4176}{15(1-0.4176)} = 0.047$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{87.65 \times 10^6}{923 \times 0.8602 \times 370} = 298.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.030 \times 298.36 = 8.95$$

$$\sigma_{bc} = 8.95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition est vérifiée}$$

### III.3.4.5 Vérification de la flèche

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associée au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \text{avec } h : \text{ la hauteur de la poutre}$$

L : longueur max entre nus d'appuis.

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \quad M_t : \text{ moment max en travée.}$$

$M_0$  : valeur maximum de moment en travée

$$\checkmark \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad A : \text{section des armatures}$$

b : longueur de la section

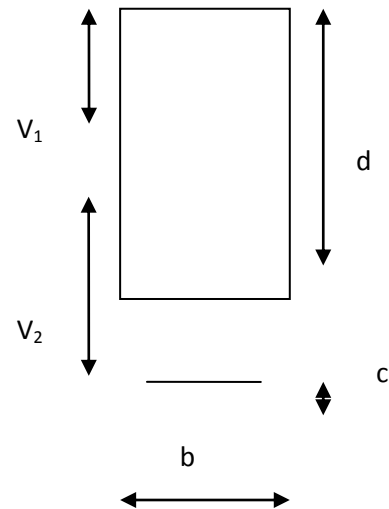
d : hauteur utile de la section droite

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.40}{5} = 0.08 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.4}{5} = 0.08 < \frac{87.65}{10 \times 103.125} = 0.084 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$c) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{9.23}{37 \times 25} = 0.00997 > \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

vu que la deuxième et la troisième conditions ne sont pas vérifiées, on doit procéder au calcul de la flèche s



$$f = \frac{5 q_s \times l^4}{384 E_v I_{fv}} < \overline{f} = \frac{l}{500} = \frac{5000}{500} = 10 \text{ mm}$$

Avec :

$f$  : flèche due aux charges instantanées,

$\overline{f}$  = flèche admissible

$E$  : Module de la déformation différée.

$$\text{ou } E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15A_t(V_2 - c)^2$$

$$\text{On a } V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} \text{ et } V_2 = h - V_1$$

Avec :

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

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \cdot A_t \cdot d = \frac{25 \times 40^2}{2} + 15 \times 9.23 \times 37 = 20356.51 \text{ cm}^2$$

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

$$B_0 = b \times h + 15A_t = 25 \times 40 + 15 \times 9.23 = 1138.45 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{20356.51}{1138.45} = 17.88 \text{ cm}$$

$$\longrightarrow V_2 = h - V_1 = 40 - 17.88 = 22.12$$

$$\text{Alors : } I_{fv} = \frac{25}{3} (22.12^3 + 17.88^3) + 15 \times 9.23 (22.12 - 3)^2 = 188026.16 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv} = 188026.16 \text{ cm}^2$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

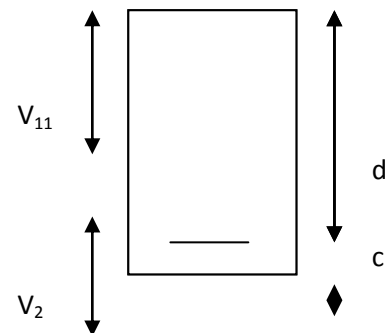
$$f = \frac{5 \times 33 \times 5^4}{384 \times 10818.86 \times 10^3 \times 188026.16 \times 10^{-8}} = 0.01 \text{ m.}$$

Donc  $f = 10 \text{ mm} < \bar{f} = 10 \text{ mm}$  condition vérifiée.  $\rightarrow$

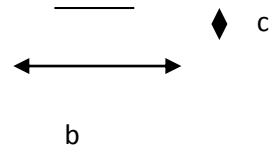
$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5000}{500} = 10 \text{ mm}$$

Avec :  $f_i$  : flèche due aux charges instantanées,

$E$  : Module de la déformation instantanée.



$$f_i = \frac{M_s \times l}{10E_i \times I_{fi}} \text{ ou } E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa}$$



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

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

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

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

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15.A_t.d}{b.h + 15A_t} = \frac{\frac{25 \times 35^2}{2} + 15 \times 9.23 \times 32}{25 \times 35 + 15 \times 9.23} = 19.48 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 35 - 19.48 = 15.52 \text{ cm}$$

D'où :

$$I_0 = \frac{25}{3}(19.48^3 + 15.52^3) + 15 \times 9.23(15.52 - 3)^2$$

$$I_0 = 114455.36 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{b.d} = \frac{9.23}{25 \times 32} = 0.0115$$

$$\lambda_{v4} = \frac{0.02.f_{t28}}{(2 + 3.b_0/b).\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.0049375} = 1.70144$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75.f_{t28}}{4.\rho.\sigma_s + f_{t28}} \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 0; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0049375 \times 384 + 2.1} \right\} = 0.6205$$

$$I_{fi} = 28920.082 \text{ cm}^4$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de la flèche :

$$f = \frac{18,512 \times 10^6 \times 3950^2}{10 \times 32164.19 \times 67459.96 \times 10^4} = 1.331 \text{ mm.}$$

Donc  $f = 1.33\text{mm} < \bar{f} = 8.2\text{mm}$  condition vérifiée. →

**Etat limite**

#### III.3.4.6 Etat limite de déformation

La fissuration étant peu nuisible  $\Rightarrow$  la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

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

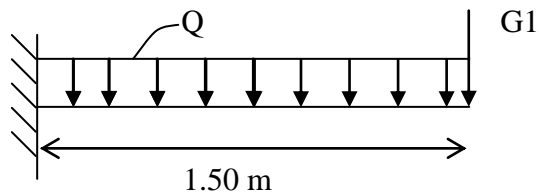
## III.5 les balcons

### III.5.1 Introduction

Le balcon est assimilé à une console encadrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Il est réalisé en dalle pleine.

### III.5.2 Prédimensionnement de la dalle pleine

$$E_p = L/10 = 150/10 = 15\text{cm. Soit : } E_p = 15\text{cm}$$



**Fig. III.5.1** Schéma Statique

### III.5.2.1 Charges revenant à la console

#### a) Charges permanentes

##### • Charges réparties

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique [kN/m <sup>3</sup> ]	La charge (kN/m <sup>2</sup> )
1. Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2. Mortier de pose	0.02	20	0.4
3. Couche de sable	0.02	19	0.38
4. Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
5. Mortier de ciment	0.02	20	0.4
			Gt = 5.33

**Tableau III.5.1:** Charges permanentes du balcon

#### b) Charge concentrée (poids propre du garde-corps)

Eléments	Charges permanentes (KN/m <sup>2</sup> )	Résultats (kN/m <sup>2</sup> )
Brique ( $e_p=0.1\text{m}$ )	$9 \times 0.10$	0.90
Enduit de ciment ( $e_p=2\text{cm}$ )	$10 \times 0.02 \times 2$	0.4
Somme (g)		1.3

**Tableau III.5.2 :** Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps

#### c) Surcharge d'exploitation

$$Q = 3,5\text{kN / m}^2$$

### III.5.3 Combinaisons des charges

#### A L'ELU : $1.35G + 1.5$

$$q_{u1} = (1.35G_1 + 1.5Q)1\text{m} = 1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5 = 12.44\text{ kN / m}$$

$$q_{u2} = 1.35G_2\text{m} = 1.35 \times 1.3 = 1.755\text{ kN / m}$$

**A L'ELS :G+Q**

$$q_{s1} = (G_1 + Q)l = (5.33 + 3.5) \times 1 = 8.83 \text{ kN/ml}$$

$$q_{s2} = G_2 \times l = 1.3 \times 1 = 1.3 \text{ kN/ml}$$

**III.5.4 Calcul des moments d'encastrement****• Le moment provoqué par la charge  $q_{u1}$** 

$$M_{qu1} = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{12.44 \times 1.50^2}{2} = 13.99 \text{ kN.m}$$

**• Le moment provoqué par la surcharge  $q_{u2}$** 

$$M_{qu2} = q_{u2} \times l = 1.75 \times 1.50 = 2.625 \text{ kN.m}$$

⇒ **Le moment total**

$$M_u = M_{qu1} + M_{qu2} = 13.99 + 2.625 = 16.61 \text{ kN.m}$$

**• Moments fléchissant**

➤ **Le moment provoqué par la charge  $q_{s1}$**

$$M_{qs1} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = \frac{8.83 \times 1.50^2}{2} = 9.93 \text{ kN.m}$$

➤ **Le moment provoqué par la charge  $q_{s2}$**

$$M_{qs2} = q_{s2} \times l = 1.3 \times 1.50 = 1.95 \text{ kN.m}$$

⇒ **Le moment total aura la valeur**

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = 9.93 + 1.95 = 11.88 \text{ kN.m}$$

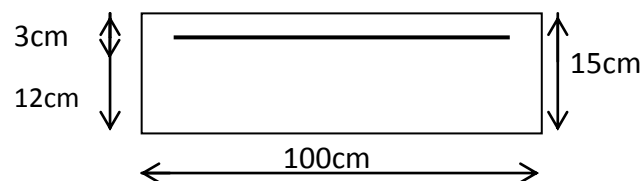
**III.5.5 Ferrailage****a) Les armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{16.61 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.080 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{Section simplement armée.}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.080 \Rightarrow \beta = 0.958 \quad A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.61 \times 10^3}{0.958 \times 12 \times 348} = 4.15 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA12 = 4.52 cm<sup>2</sup>**. Avec un espacement **St = 25cm**

**b) Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ Avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

### III.5.6 Vérifications à l'ELU

#### a) Conditions de non fragilité (A.4.2,1/BAEL91 modifié 99)

$$A_{\min} = \frac{0.23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.449 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### b) Vérification de l'entraînement des barres (A.6.1,3/BAEL91 modifié 99)

$$V_u = q_u l + G_l = 12.44 \times 1.50 + 1.75 = 20.41 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 25 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum u_i = 4 \times \pi \times 1.2 = 15.072 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{20.41 \times 10}{0.9 \times 12 \times 15.072} = 1.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### c) Vérification au cisaillement (A.5.1,2/BAEL91 modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec} \quad \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{20.41 \times 10}{100 \times 12} = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### d) Vérification de l'espacement des barres (Art A.8.2,42/BAEL91 modifié 99)

Armatures principales :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$   
 Armatures secondaires :  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

### III.5.7 Vérification à l'ELS

Etat limite de l'ouverture de la fissure :

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire

#### ➤ Etat limite de compression de béton

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

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} - nAs(d - y_1) = 0 \Rightarrow 50y_1^2 - 4.52(12 - y_1) \times 15 = 0$$

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 67.8y_1 - 813.6 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 409 \rightarrow y_1 = 3.41 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_s (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 3.41^3}{3} + 15 \times 4.52 (12 - 3.41)^2 = 6324.55 \text{ cm}^4 .$$

$$M_{ser} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{8.83 \times 1.5^2}{2} + 1.3 \times 1.5 = 11.88 \text{ KNm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{1188 \times 10}{6324.55} \times 3.41 = 5.89 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

### ➤ Etat limite d'ouverture des fissures

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ST} = \frac{n M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = \frac{15 \times 1188 \times 10}{6324.55} \times (12 - 3.41) = 249.63 \text{ MPa} > 201.63 \text{ MPa} \rightarrow \text{CNV}$$

### Conclusion

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  La condition est vérifiée.

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow$  La condition est non vérifiée.

Il faut calculer les armatures en ELS

### • Calcul des armatures en ELS

$$\text{Moment limite de service : } M_{ls} = \frac{b d^2}{2} \bar{\alpha} \bar{\sigma}_{bc} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right)$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} = 0.527$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$M_{ls} = \frac{100 \times 12^2}{2} \times 0.527 \times 1.5 \left(1 - \frac{0.527}{3}\right) \times 10^{-2} = 46.91 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ls} > M_{fs} \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{fs}}{b d^2 \bar{\sigma}_{st}} = \frac{11.88 \times 10^2}{100 \times 12^2 \times 20.163} = 0.0041$$

$$\mu_1 = 0.0028 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta_1 = 0.897$$

Armatures fictives (flexion simple) :

$$A_{Fs} = \frac{M_{Fs}}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{11.88 \times 10^2}{0.897 \times 12 \times 20.163} = 5.47 \text{ cm}^2.$$

On adopte **5HA12 = 5.65 cm<sup>2</sup>** Avec un espacement **St = 20cm**

#### a) Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2} \text{ Avec : } \mathbf{S_t = 25 \text{ cm}}$$

#### • Longueur de scellement

La longueur de scellement droit est donnée par :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}.$$

$$l_s = 40 \phi = 40 \times 1.2 = 48$$

**Soit :  $l_s = 50 \text{ cm}$**

Pour des raisons pratiques 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 :

$$L_r = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

On adopte :  $L_r = 20 \text{ cm}$ .

### III.5.8 Vérification de la flèche

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

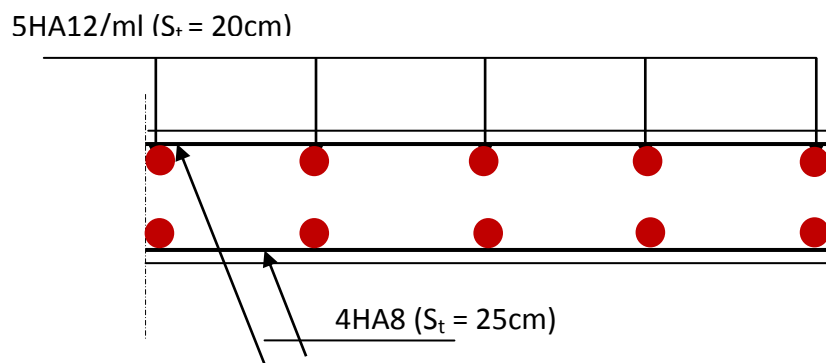
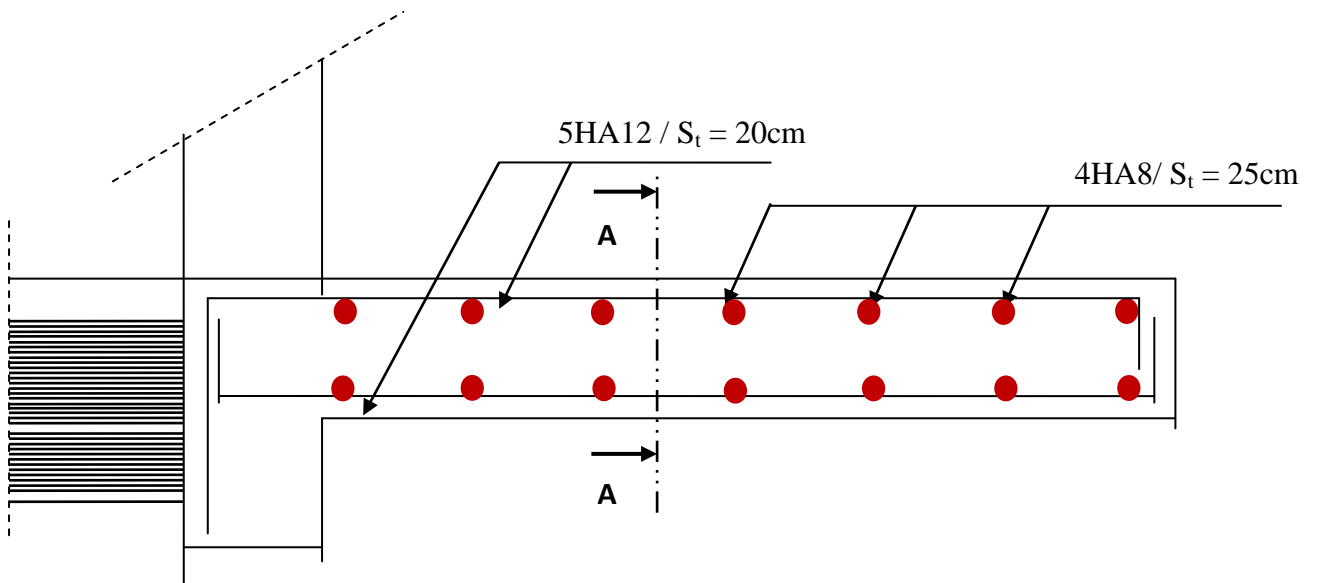
$$1/ \frac{e}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \frac{e}{L} \geq \frac{Ms}{10.M_u} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{11.88}{10(15.756)} = 0.075 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 12} = 0.0037 \leq \frac{3,6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

### Plan de ferrailage du balcon



**Coupe A-A**

### III.4.3 Ferrailage du balcon.

### III-6) Calcul des planchers :

Notre bâtiment comporte deux types de plancher, plancher en corps creux et dalle pleine.

### III-6-1) Plancher en corps creux :

Il est constitué de trois éléments :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm pour notre ouvrage.
- Une dalle de compression en béton armé de 5cm, elle est armée d'un quadrillage (treillis soudés) ayant pour but :
  - Limiter les risques de fissuration par retrait
  - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites
  - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées.

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

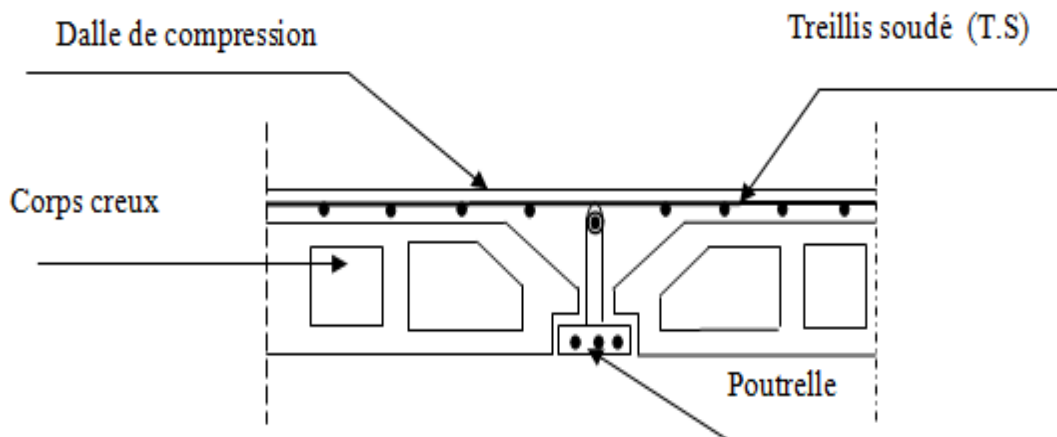


Fig.III.6.1 : coupe transversale dans un plancher en corps creux

#### ➤ armatures $\perp$ aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \quad \text{si} \quad 50\text{cm} < L < 80 \text{ cm}$$

Avec :  $L = 65\text{cm}$  ; distance entre axes des poutrelles

$$\text{D'où } A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5\text{cm}^2 / \text{ml.}$$

On adoptera  $A_{\perp} = 6T6 / ml = 1,7 \text{ cm}^2/ml$  avec un espacement  $St=15 \text{ cm}$ .

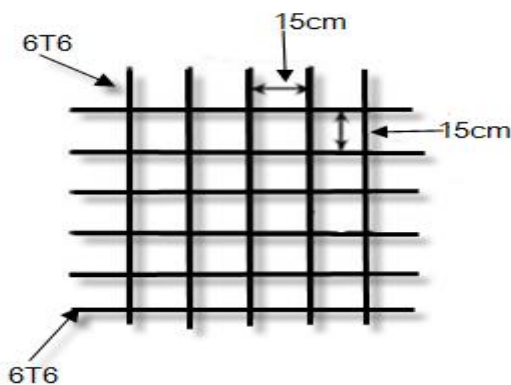
➤ **armatures // aux poutrelles**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

D'où :  $A_{//} \geq \frac{1,7}{2} = 0,85 \text{ cm}^2/ml$

On adoptera  $A_{//} = 6T6 / ml = 1,7 \text{ cm}^2/ml$  avec un espacement  $St=15 \text{ cm}$ .

**Conclusion :** nous adopterons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension  $(6 \times 6 \times 150 \times 150) \text{ mm}^2$



**Figure III.6.2 :** Treillis soudé de  $15 \times 15 \text{ cm}^2$

**III-2-1-1) Calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression :**

Avant le coulage la poutrelle est calculée comme étant une section rectangulaire simplement appuyée sur ses extrémités, soumises à la flexion simple sous les charges suivantes :

-Les poids propres de la poutrelle :  $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 1 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

-Le poids de corps creux :  $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$

$$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$$

-Surcharges dues à la main courante :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

**Calcul à l'ELU :**

**Combinaison de charges :**

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q$$

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

**Calcul à l'ELS :**

$$q_u = G + Q = 0.74 + 1 = 1.74 \text{ KN/ml}$$

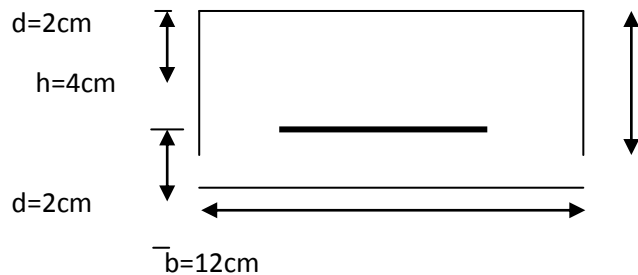
**b/ Calcul du moment en travée :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2.5 \times 5^2}{8} = 7.81 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2.5 \times 5}{2} = 6.25 \text{ KN.}$$

**c/ Ferrailage :**

Il se fait pour une section rectangulaire ayant les dimensions suivantes :



**Fig .III-6.3 : Coupe transversale de la nervure**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{b_u}} = \frac{7.81 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 22.92 > 0.392$$

$\mu_u = 22,92 > \mu_l = 0,392 \rightarrow$  Section doublement armée(SDA).

.Comme la hauteur de la poutrelle ne permet pas la disposition des armatures en deux nappes (armatures de traction et de compression), et pour que la poutre puisse supporter les charges et surcharges aux quelles elle est soumise avant le coulage, on prévoit des étais intermédiaires distant de 0,8m à 1,2m qui permet à la nervure de travailler en flexion et son ferrailage se fera après le coulage.

**III-2-1-2) Calcul des poutrelles après coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle est calculée comme une poutre continue, de section en T partiellement encastrée à ses deux extrémités , elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, le poids de la dalle de compression et les charges et surcharges revenant au plancher.

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

$$B = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L}{10}; \frac{L - b_0}{2} \right\} \text{ avec } 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{500}{10}; \frac{65 - 12}{2} \right\} \text{ avec } 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm}$$

Soit  $b_1 = 26,5\text{cm}$

D'où :

$$b = 2 \times 26,5 + 12 = 65\text{cm}$$

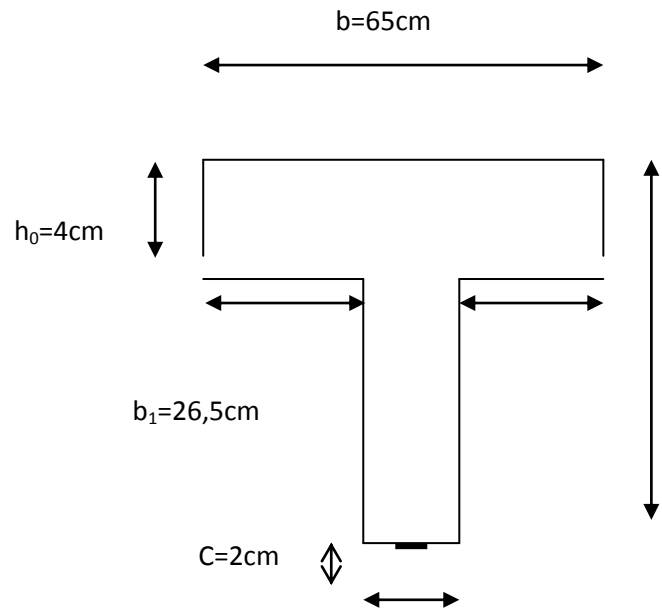
$L'$  : Longueur libre entre axes des poutrelles

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

$L$  : Longueur libre entre nus d'appuis.

$h_0$  : Epaisseur de la dalle de compression.

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



**Fig. III-6.4** : Coupe transversale de lapoutrelle

### III-2-1-2-1) Méthode de calcul :

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

**Hypothèse 01** :  $q \leq \min (2G ; 5\text{KN})$

**Hypothèse 02** : Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

**Hypothèse 03** : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

- **Poids propre de plancher :**

$$g = G \times 0,65 = 5,98 \times 0,65$$

$$g = 3,88 \text{ KN/ml}$$

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

$$q = Q \times 0,65$$

$$q = 2,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$$

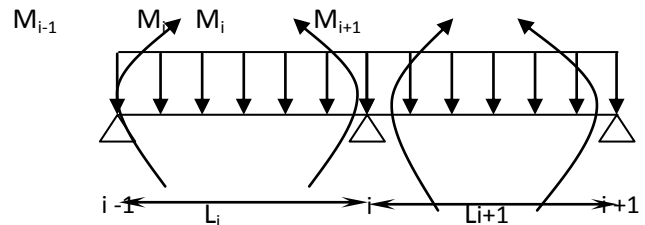
- $q = 0,975 \leq \min(2 \times 3,789 ; 5)$ .....OK.....(hyp 01 vérifiée).
- L'épaisseur est la même pour les différentes travées ...OK..... (hyp 02 vérifiée).
- Le rapport  $(L_{2-3}/L_{1-2}) = 5/2,25 = 2.22$ .....Non..(hyp 03 n'est pas vérifiée).

Vue que l'Hypothèse 3 n'est pas vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Dans ce cas on va utiliser la méthode des trois moments.

### II-2-1-2-2) Méthode des trois moments :

- Exposition de la méthode :



#### 1-Rappel :

Les équations des trois moments donnés par les expressions suivantes :

- Aux appuis :

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2 \cdot M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = - \left( \frac{q_i \cdot l_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \cdot l_{i+1}^3}{4} \right)$$

- En travée :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left( 1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i} \dots\dots\dots (1)$$

$$\mu(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 \dots\dots\dots (2)$$

Injectant (2) dans (1) on aura :

$$M(x) = \frac{q l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + M_i \left( 1 - \frac{x}{l_i} \right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

La position du moment max  $\rightarrow \rightarrow \rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0$

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

Avec :

$M_{i-1}$ ,  $M_i$  et  $M_{i+1}$  : Sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis « i-1 », « i » et « i+1 ».

$L_i$  : Portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.

$L_{i+1}$  : Portée de la travée à droite de l'appui 'i'.

$P_i$  : Charge répartie à gauche de l'appui 'i'.

$P_{i+1}$  : Charge répartie à droite de l'appui 'i'.

## 2-Les combinaisons de charge :

### Chargement :

Poids propre du plancher étage courant :

$$G = G_p \times b = 5,98 \times 0,65 = 3,887 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation : a) usage service :

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

Poids propre de plancher terrasse :

$$G = 6.19 \times 0,65 = 4.02 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation planchée terrasse :

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ML}$$

### Remarque :

Pour nous calcul on prend le plancher qui présent le cas le plus défavorable.

$$G = 4.02 \text{ KN/ml}$$

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

Les combinaisons des charges :

**ELU** :  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$= 1.35(4.02) + 1.5 (0.65)$$

$$= 6.93 \text{ KN/ml}$$

**ELS** :  $q_s = G + Q$

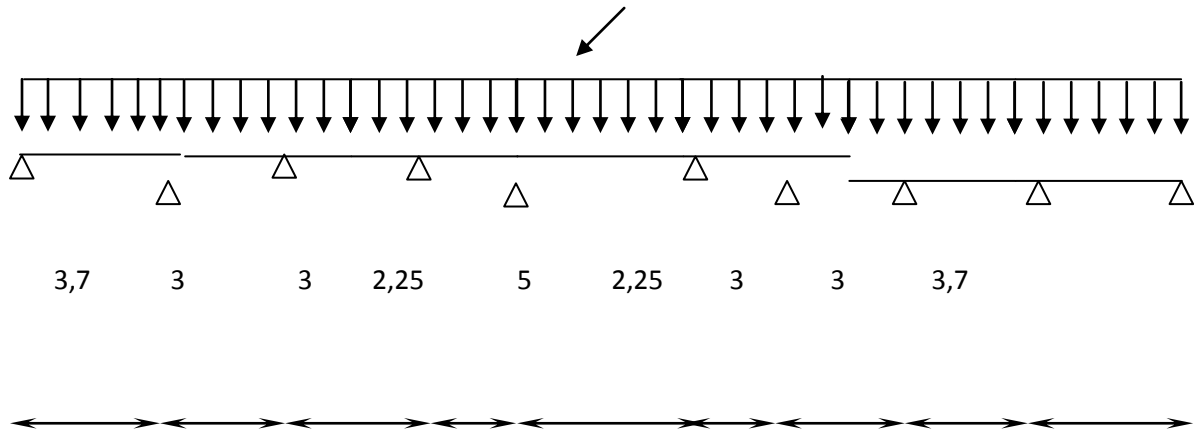
$$= 4.02 + 0.65$$

$$= 4.67 \text{ KN/ml}$$

**3-Calcul a l'ELU :**

**A\***

$Q = 6,93[\text{KN/ml}]$



$M_0 M_1 M_2 M_3 M_4 M_5 M_6 M_7 M_8 M_9 M_{10} M_{11}$



$l_0 l_1 l_2 l_3 l_4 l_5 l_6 l_7 l_8 l_9 l_{10}$

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

$M_0 = M_9 = 0$

$l_1 = l_9 = 0$

$7.4M_1 + 3.7M_2 = -87.76 \dots\dots\dots(1).$

$3,7M_1 + 13.4M_2 + 3M_3 = -134.53 \dots\dots\dots(2).$

$3M_2 + 12M_3 + 3M_4 = -93.55 \dots\dots\dots(3).$

$3M_3 + 11.1M_4 + 2.55M_5 = -75.5 \dots\dots\dots(4).$

$2.55M_4 + 15.1M_5 + 5M_6 = -245.29\dots\dots\dots(5).$

$5M_5 + 15.1M_6 + 2.55M_7 = -75.5 \dots\dots\dots(6).$

$2.55M_6 + 11.1M_7 + 3M_8 = -245.29\dots\dots\dots(7).$

$3M_7 + 12M_8 + 3M_9 = -93.55 \dots\dots\dots(8).$

$3M_8 + 13.4M_9 + 3.7M_{10} = -134.53 \dots\dots\dots(9).$

$3.7M_9 + 7.4M_{10} = -87.76 \dots\dots\dots(10).$

La résolution de ce système par le logiciel matlab nous donne les résultats suivants :

$$\begin{array}{lll}
 M_1 = -8,656 \text{KN.m} & M_2 = -6,406 \text{KN.m} & M_3 = -5,551 \text{KN.m} \\
 M_4 = -2,573 \text{KN.m} & M_5 = -11,877 \text{KN.m} & M_6 = -11,877 \text{KN.m} \\
 M_7 = -2,573 \text{KN.m} & M_8 = -5,551 \text{KN.m} & M_9 = -6,406 \\
 M_{10} = 8,656 \text{KN.m} & & 
 \end{array}$$

#### b/ Calcul des moments en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$X_i$  : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

#### Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\begin{array}{l}
 \text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 1,93 \text{m} \rightarrow M_{1 \max} = 4,35 \text{KN.m} \\
 \text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 1,54 \text{m} \rightarrow M_{2 \max} = 1,82 \text{KN.m} \\
 \text{Travée (3-4)} \rightarrow x = 1,64 \text{m} \rightarrow M_{3 \max} = 3,85 \text{KN.m} \\
 \text{Travée (4-5)} \rightarrow x = 0,53 \text{m} \rightarrow M_{4 \max} = -1,42 \text{KN.m} \\
 \text{Travée (5-6)} \rightarrow x = 2,5 \text{m} \rightarrow M_{5 \max} = 9,77 \text{KN.m} \\
 \text{Travée (6-7)} \rightarrow x = 0,53 \text{m} \rightarrow M_{6 \max} = -1,42 \text{KN.m} \\
 \text{Travée (7-8)} \rightarrow x = 1,64 \text{m} \rightarrow M_{7 \max} = 3,85 \text{KN.m} \\
 \text{Travée (8-9)} \rightarrow x = 1,54 \text{m} \rightarrow M_{8 \max} = 1,82 \text{KN.m} \\
 \text{Travée (9-10)} \rightarrow x = 1,93 \text{m} \rightarrow M_{9 \max} = 4,35 \text{KN.m}
 \end{array}$$

#### N.B/-

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont 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 :

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

#### correction des moments aux appuis :

$$\begin{array}{lll}
 M_1 = -5.77 \text{KN.m} & M_2 = -4.27 \text{KN.m} & M_3 = -3.7 \text{KN.m} \\
 M_4 = -1.72 \text{KN.m} & M_5 = -7.918 \text{KN.m} & M_6 = -7.918 \text{KN.m}
 \end{array}$$

$$M_7 = -1.72 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = -3.7 \text{ KN.m}$$

$$M_9 = -4.27$$

$$M_{10} = -5.77 \text{ KN.m}$$

**correction des moments en travée:**

Travée (1-2)  $\rightarrow x = 1,93\text{m} \rightarrow M_{1 \max} = 5.8 \text{ KN.m}$

Travée (2-3)  $\rightarrow x = 1,54\text{m} \rightarrow M_{2 \max} = 2.43 \text{ KN.m}$

Travée (3-4)  $\rightarrow x = 1,64\text{m} \rightarrow M_{3 \max} = 5.13 \text{ KN.m}$

Travée (4-5)  $\rightarrow x = 0,53\text{m} \rightarrow M_{4 \max} = -1.89 \text{ KN.m}$

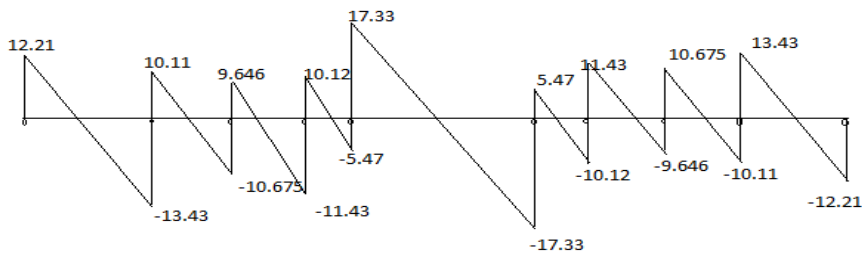
Travée (5-6)  $\rightarrow x = 2,5\text{m} \rightarrow M_{5 \max} = 13.03 \text{ KN.m}$

Travée (6-7)  $\rightarrow x = 0,53\text{m} \rightarrow M_{6 \max} = -1.89 \text{ KN.m}$

Travée (7-8)  $\rightarrow x = 1,64\text{m} \rightarrow M_{7 \max} = 5.13 \text{ KN.m}$

Travée (8-9)  $\rightarrow x = 1,54\text{m} \rightarrow M_{8 \max} = 2.43 \text{ KN.m}$

Travée (9-10)  $\rightarrow x = 1,93\text{m} \rightarrow M_{9 \max} = 5.8 \text{ KN.m}$



**Diagramme des moments**

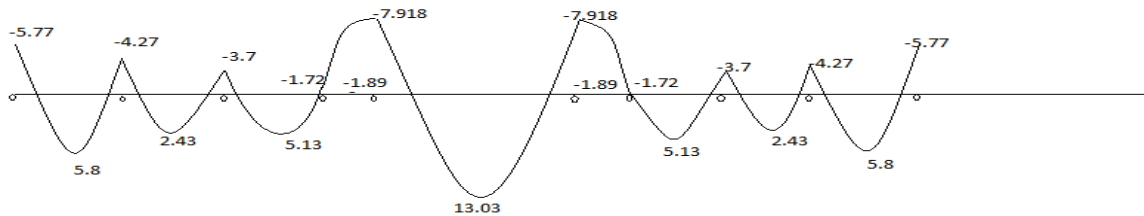
**c/ Calcul des efforts tranchant :**

$$V(x) = \theta(x) + \left[ \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right] ; \quad \theta(x) : \text{Effort tranchant isostatique}$$

$$V(x) = -q_u \cdot x + q_u \frac{l_i}{2} + \left[ \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right]$$

- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

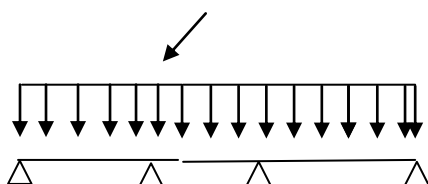
Longueur	Travée	X(m)	M <sub>max</sub> [KN.m]	T <sub>i</sub> (x=0)[KN]	T <sub>i+1</sub> (x=l <sub>i</sub> )
3,7	Travée 1-2	1,93	4,35	12.21	-13.43
3	Travée 2-3	1,54	1,82	10.11	-10.675
3	Travée 3-4	1,64	3,85	9.646	-11.134
2.25	Travée 4-5	0,53	-1,42	10.122	-5.47
5	Travée 5-6	2,5	9,77	17.33	-17.33
2.25	Travée 6-7	0,53	-1,42	5.47	-10.122
3	Travée 7-8	1,64	3,85	11.134	-9.646
3	Travée 8-9	1,54	1,82	10.675	-10.11
3.7	Travée 9-10	1,93	4,35	13.43	-12.21

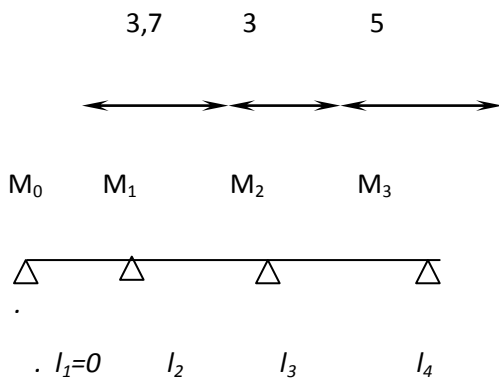


### Diagramme des efforts tranchants

**B\***

$$q = 6,93[\text{KN/ml}]$$





$$7.4M_1 + 3.7M_2 = -87.75 \dots\dots\dots(1).$$

$$3,7M_1 + 13.4M_2 + 3M_3 = -134.53 \dots\dots\dots(2).$$

$$3M_2 + 16M_3 + 5M_4 = -263.34 \dots\dots\dots(3).$$

$$3M_3 + M_4 = -216.56 \dots\dots\dots(4).$$

La résolution de ce système par le logiciel matlab nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -9,178\text{KN.m} \quad M_2 = -5,359\text{KN.m}$$

$$M_3 = -9,585\text{KN.m} \quad M_4 = -18,75\text{KN.m}$$

**Calcul des moments en travée :**

Le moment en travée à distance  $x$  de l'appui «  $i$  » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{l_i}$$

$X_i$  : La position du point dont le moment en travée est maximal, il est donné par la relation suivante :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q.l_i}$$

Appliquant les formules précédentes pour toutes les travées :

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 2\text{m} \rightarrow M_{1\text{max}} = 5,66\text{KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 1,3\text{m} \rightarrow M_{2\text{max}} = 0,47 \text{ KN.m}$$

Travée (3-4)  $\rightarrow x = 2,76\text{m} \rightarrow M_{3\text{max}} = 6,78 \text{ KN.m}$

### N.B/-

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont 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 :

-Augmentation de 1/3 pour les moments en travée

-Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis.

### correction des moments aux appuis :

$$M_1 = -9,178 \text{ KN.m} \quad M_2 = -3,57 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -6,39 \text{ KN.m} \quad M_4 = -12,5 \text{ KN.m}$$

### correction des moments en travée:

$$\text{Travée (1-2)} \rightarrow x = 2\text{m} \rightarrow M_{1\text{max}} = 7,55 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (2-3)} \rightarrow x = 1,3\text{m} \rightarrow M_{2\text{max}} = 0,63 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée (3-4)} \rightarrow x = 2,76\text{m} \rightarrow M_{3\text{max}} = 9,04 \text{ KN.m}$$

### c/ Calcul des efforts tranchant :

$$V(x) = \theta(x) + \left[ \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right] ; \quad \theta(x) : \text{Effort tranchant isostatique}$$

$$V(x) = -q_u \cdot x + q_u \frac{l_i}{2} + \left[ \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i} \right]$$

- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Longueur	Travée	X(m)	M <sub>max</sub> [KN.m]	T <sub>i</sub> (x=0)[KN]	T <sub>i+1</sub> (x=l <sub>i</sub> )
3,7	Travée 1-2	2	5,66	12.21	-13.43
3	Travée 2-3	1,3	0.47	10.11	-10.675
5	Travée 3-4	2,76	6,78	9.646	-11.134

### N.B :

On adoptera le même ferrailage pour toutes les travées en utilisant le moment maximum qui correspond à la plus grande travée

$$M_{t_{\max}} = 13.03 \text{ KN.m} \quad M_{a_{\max}} = 9.04 \text{ KN.m}$$

**-Caractéristiques géométriques de la section de calcul :**

$b = 65 \text{ cm}$  (largeur de la table de compression)

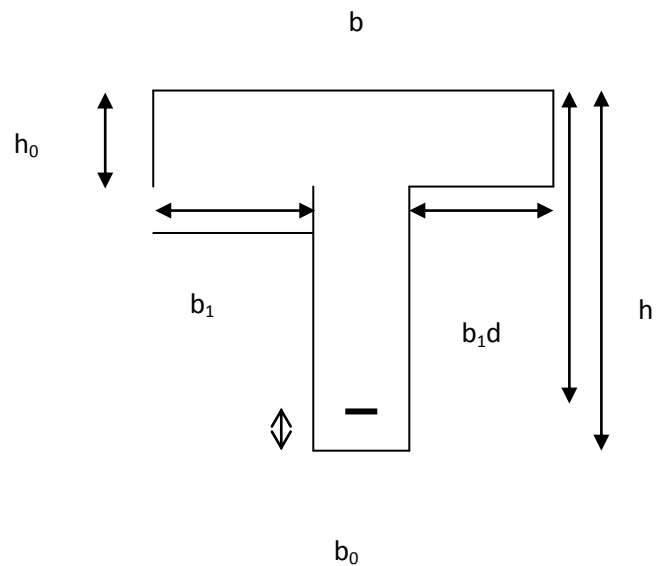
$h = 21 \text{ cm}$  (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12 \text{ cm}$  (largeur de la nervure)

$h_0 = 4 \text{ cm}$  (épaisseur de la table de compression)

$c = 2 \text{ cm}$  (enrobage des armatures inférieures)

$d = 19 \text{ cm}$  (distance du centre de gravité des armatures inférieures jusqu'à la fibre la plus comprimée).



**Fig. III-6.5 :** Section de calcul de la poutrelle après  
Coulage de la dalle de compression (Section en T)

**-Caractéristiques des matériaux :**

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

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

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

$$M_0 = 0,65 \cdot 0,05 \cdot 14,2 \cdot 10^3 \left( 0,19 - \frac{0,05}{2} \right) = 76,15 \text{ KN.m}$$

$M_f = 13,03 < M_0 = 76,15 \rightarrow$  Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

#### Calcul des armatures longitudinales :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13,03}{0,65 \cdot (0,19)^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3} = 0,039 < 0,392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0,039 \rightarrow \beta = 0,9815 \text{ (du tableau de BAEL)}$$

#### -Les armatures nécessaires (traction)

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_c / \gamma_s)} = \frac{13,03 \times 10^3}{0,9815 \times 19 \times 348} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On adopte  $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2$

- **Aux appuis :**

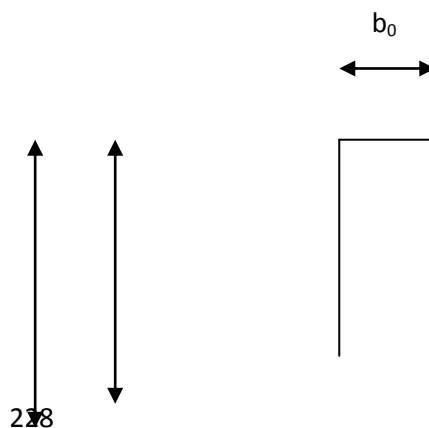
Les moments aux appuis sont négatifs, donc on renverse la section en T et on considère les moments positifs.

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

$$c = 2 \text{ cm}$$

$$h = 21 \text{ cm}$$

$$d' = 19 \text{ cm}$$



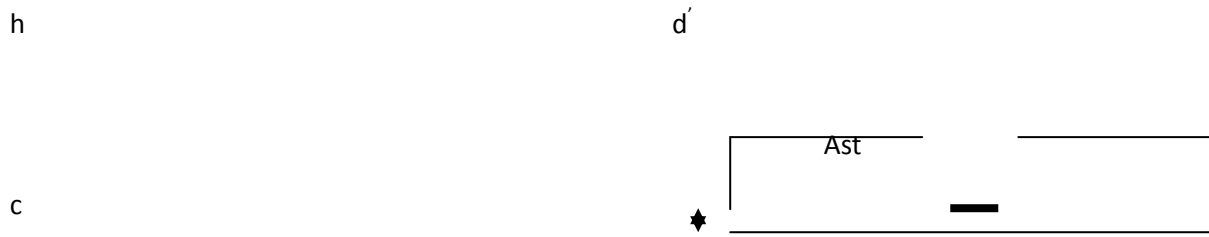


Fig. III-6.6 :schéma de la poutrelle

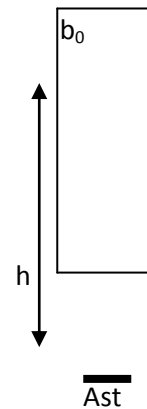
Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension  $b_0 \times h$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d'^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7,918 \cdot 10^3}{12 \cdot 19^2 \cdot 14,2} = 0,128$$

$$\mu = 0,128 < 0,392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction



$$\mu = 0,0979 \rightarrow \beta = 0,931$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d' \cdot f_{su}} = \frac{7,918 \cdot 10^3}{0,931 \cdot 19 \cdot 348} = 1,28 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{cm}^2$$

**Calcul des armatures transversales :**

- **Diamètre des aciers transversaux (a A-7-2-2) :**

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left( \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \{10\text{mm}; 6\text{mm}; 12\text{mm}\}$$

On adopte un diamètre  $\phi_t = 6\text{mm}$

- **La section des armatures transversales :**

$$A_t = 2 \phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

• **L'espacement entre les cadres :**

$$St = \min(St_1, St_2; St_3)$$

$$St_1 = \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t}{0,4} \cdot \frac{f_e}{b_0} = \frac{0,56 \times 235}{0,4 \cdot 12} = 27,42 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{T^{\max}}{b_0 d} = \frac{13,20 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,19} = 0,57$$

$$St_3 \leq \frac{0,8 \cdot f_e \cdot A_t}{(\tau_u - 0,3 f_{t28}) b_0} = \frac{0,8 \cdot 235 \cdot 0,56}{(0,57 - 0,3 \cdot 21) 12} < 0$$

$$St = \min \{16,2; 27,42\} = 16,2 \text{ cm}$$

Soit  $St = 15 \text{ cm}$

$$2 \phi_6 (St=15 \text{ cm})$$

### III-2-1-3) Les vérifications :

#### III-2-1-3-1) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \cdot 12 \cdot 19 \cdot 2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

**En travée**  $A_s = 2,350 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée.

**Aux appuis**  $A_s = 1,54 \text{ cm}^2 > 0,26 \text{ cm}^2$  .....condition vérifiée..

#### III-2-1-3-2) Vérification à l'effort tranchant :

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{17,33.10}{12 \times 19} = 0,76 < 3,33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**III-2-1-3-3) Justification des sections d'appuis vis-à-vis de l'effort tranchant (A-5.1.3) :**

• **Appuis de rive :**

Pour équilibrer l'effort tranchant sur l'appui on doit prolonger les armatures inférieures au delà du bord de l'appui, cette section d'armature doit vérifier la condition suivante :

$$A_{st \text{ ancrée}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{17,33.10^{-3}}{348.10^{-4}} = 0,498 \text{cm}^2$$

$$A_{st} = 2,350 \text{cm}^2 > 0,498 \text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

Donc on peut prolonger les armatures inférieures qu'on a déjà calculé.

**III-2-1-3-4) Ancrage des armatures (longueur de scellement) :**

La longueur de l'ancrage droit nécessaire :

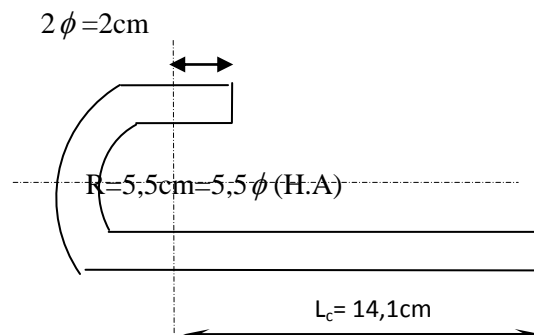
Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisée.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,00 \times 400}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{cm.}$$

Les règles de BAEL 91 (A.6.1.21) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0,4.Ls pour les aciers H.A.

Donc :

$$L_c = 0,4L_s = 0,4.35,27 = 14,10 \text{cm.}$$



**Fig.III-6.7 :** Définition de l'ancrage normal.

**III-2-1-3-5) Vérification des contraintes tangentielles (cisaillement) :**

- **Au niveau de la liaison hourdis/âme :**

$$\tau_u = \frac{V_u (b - b_0)}{h_0 2bZ_b} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art-A.5.3.2})$$

Avec :

$$Z_b = 0,9 d.$$

$$\tau_u = \frac{V_u (b - b_0)}{h_0 2bZ_b} = \frac{13,20 \cdot 10^3 (650 - 120)}{0,05 \times 2 \times 0,65 \times 162} = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{3,33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 0,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Aux niveau des appuis :**

$$\tau_u = \frac{2 \cdot V_u}{b_0 \cdot 0,9 \cdot d} \leq \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = 13,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 13,20 \cdot 10^3}{120 \times 0,9 \times 190} = 1,29 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

### III-2-1-4) Vérification à l'ELS :

#### III-2-1-4-1) Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL (A-6-5-1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient ( $q_s/q_u$ ) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS. Les valeurs des efforts internes sont représentées sur les figures ci-dessous.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,67}{6,93} = 0,67 \quad / \quad q_u = 6,93 \text{ KN/ml}, q_s = 4,67 \text{ KN/ml}$$

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

#### a/-Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \sigma_s \times k$$

- **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est  $A_s = 3 \phi_{10} = 2,35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100.2,35}{12.18} = 1,0879 \rightarrow \beta_1 = 0,856 \rightarrow \alpha_1 = 0,432$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,432}{15(1 - 0,432)} = 0,0507$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{8,78.10^{-3}}{0,856.0,19.2,35.10^{-4}} = 229,73 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0507.229,73 = 11,64 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 1 \phi_{14} = 1,54 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100.1,54}{12.19} = 0,675 \rightarrow \beta_1 = 0,880 \rightarrow \alpha_1 = 0,360$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,360}{15(1 - 0,360)} = 0,0374$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{5,30.10^{-3}}{0,880.0,19.1,54.10^{-4}} = 206,03 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0374 \times 206,03 = 7,7 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

**b/ Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions → Fissuration peu préjudiciable

$$\rightarrow \overline{\sigma_{st}} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

- **En travée :**

$$\sigma_{st} = 229,73 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**c/ Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

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

$$L = 380 \text{ cm (longueur entre nus d'appuis)}$$

$$h = 20 \text{ cm (hauteur totale de la poutrelle).}$$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{21}{500} = 0,042 \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \dots\dots \text{condition non vérifiée.}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0} \dots\dots\dots (2).$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (3).$
- $L < 8,00 \text{ m} \dots\dots\dots (4).$

Vue que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^s \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \quad \text{Avec} \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{5000}{500} = 10 \text{ mm}$$

Avec :

$\bar{f}$  : La flèche admissible

$E_v$  : Module de déformation différé

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

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

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

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

**Aire de la section homogénéisée :**

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

$$B_0 = 12 \times 21 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 2.35$$

$$B_0 = 499.25 \text{ cm}^2 .$$

**a) Calcul de  $V_1$  et  $V_2$  :**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

$$S /_{xx} = \frac{12 \times 21^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3704.5 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S /_{xx}}{B_0} = \frac{3704.5}{499.25} = 7.42 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 21 - 7.42 = 13.57 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.42^3 + 13.57^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7.42 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (13.57 - 3)^2$$

$$I_0 = 22212.8 \text{ cm}^4$$

**b) Calcul des coefficients : (  $\lambda_v$  ,  $\mu$  ,  $I_{fv}$  )**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0,011$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left( 2 + \frac{3 \times b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.011} = 1.5$$

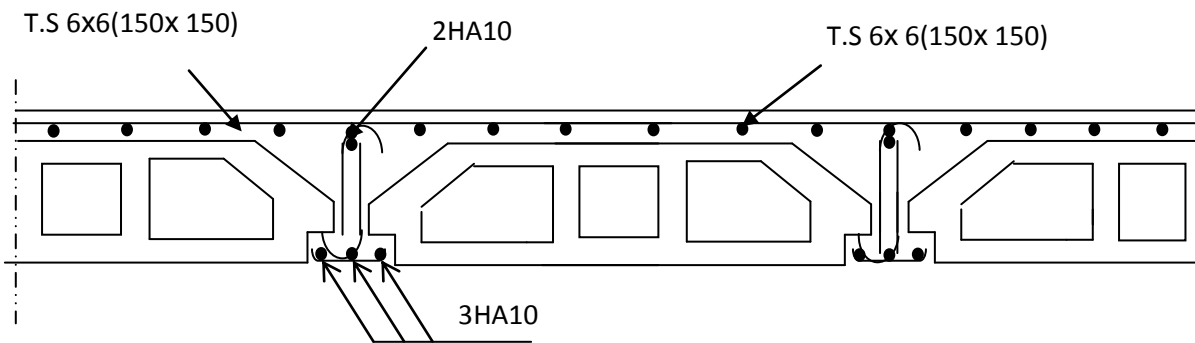
$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right\} = \max \{0.613; 0\} = 0,613$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} = \frac{1,1 \times 22212.8}{1 + 1.5 \times 0.613} = 12729.39 \text{ Cm}^4$$

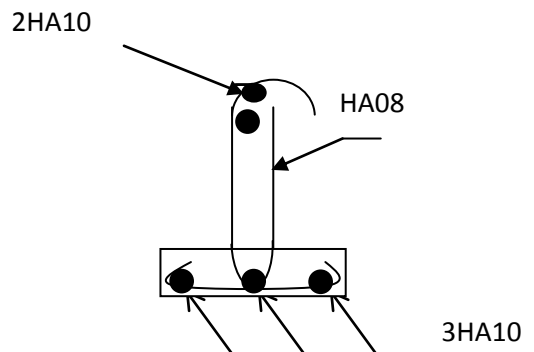
D'ou la flèche

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

$$f = \frac{5.13 \times 5^2}{10 \times 10819 \times 10^3 \times 12729.39 \times 10^{-8}} = 0.0093 = 10 \text{ mm} < \bar{f} = 8.9 \text{ mm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



**Ferrailage du plancher.**



**Ferrailage de la poutrelle**

**Fig.III.6.8** Ferrailage du plancher et de la poutrelle

## IV PRESENTATION DE L'ETABS

## 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.

## 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).

## 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'élément 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 propre 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.                                      | ❖ Widh : largeur.           |
| ❖ Shell : voile.                                      | ❖ Depth : profondeur.       |
| ❖ Elément : élément.                                  | ❖ Weightht : 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.                                   | ❖ Dellet : supprimer.       |
| ❖ Materials : matériaux                               |                             |

## 4. 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.

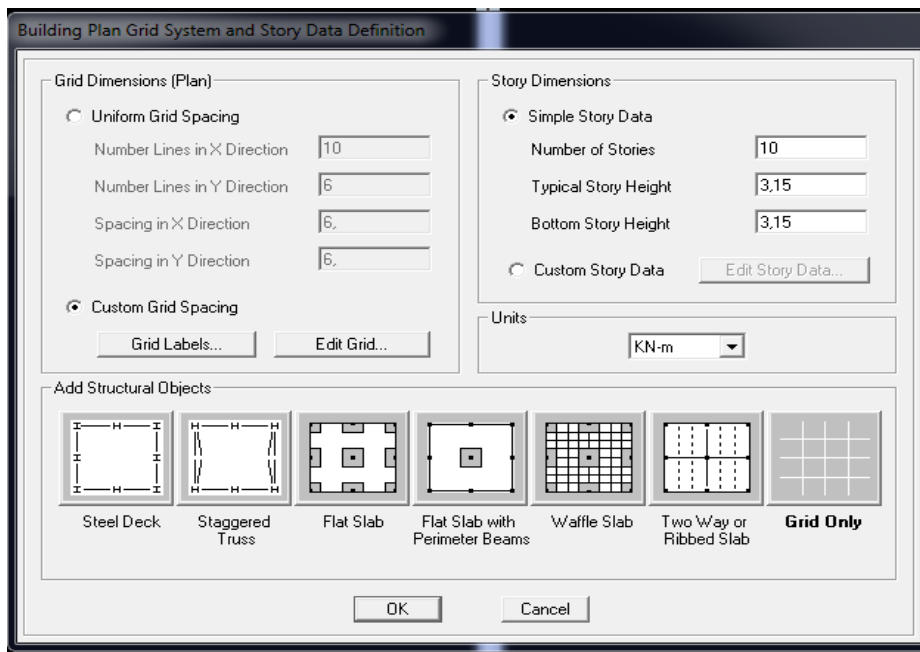


✓ **Géométrie de base**

En haut de l'écran à gauche, on clique sur :

**File new** → **model** → **No**

Une fenêtre s'affichera :



Cette fenêtre nous permet d'introduire :

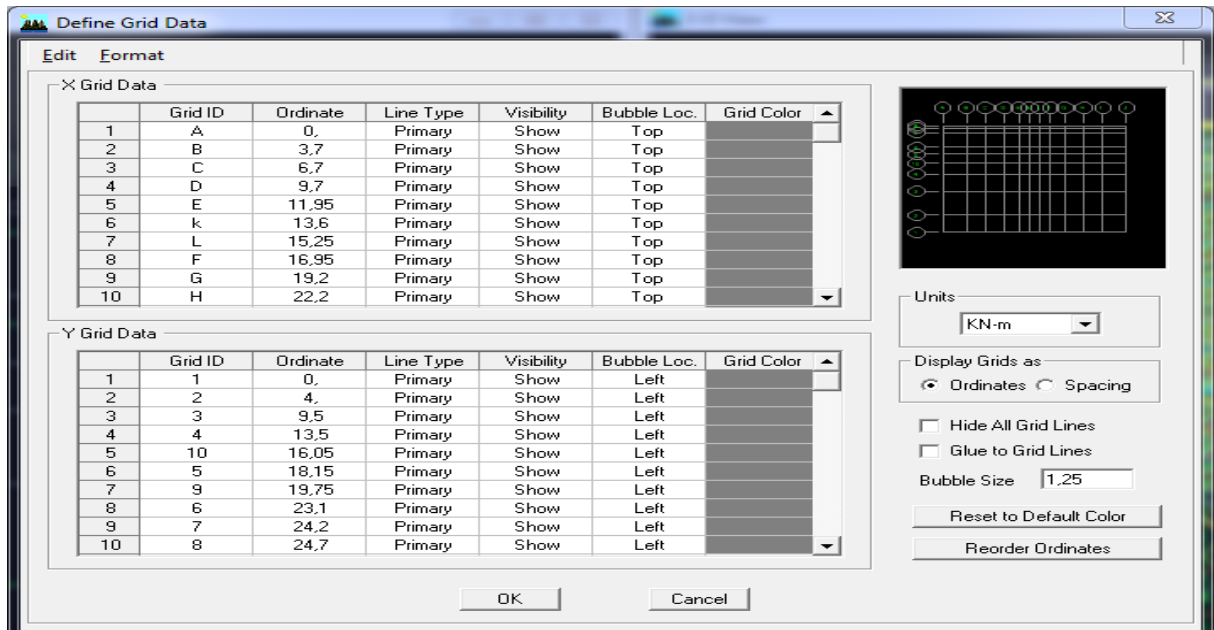
- Le nombre de travées suivant le sens x-x et leurs longueurs.
- Le nombre de travées suivant le sens y-y et leurs longueurs.
- Le nombre d'étage et leurs différents hauteurs.

Et pour cela on suit les étapes suivantes :

➤ **Pour la longueur des travées :**

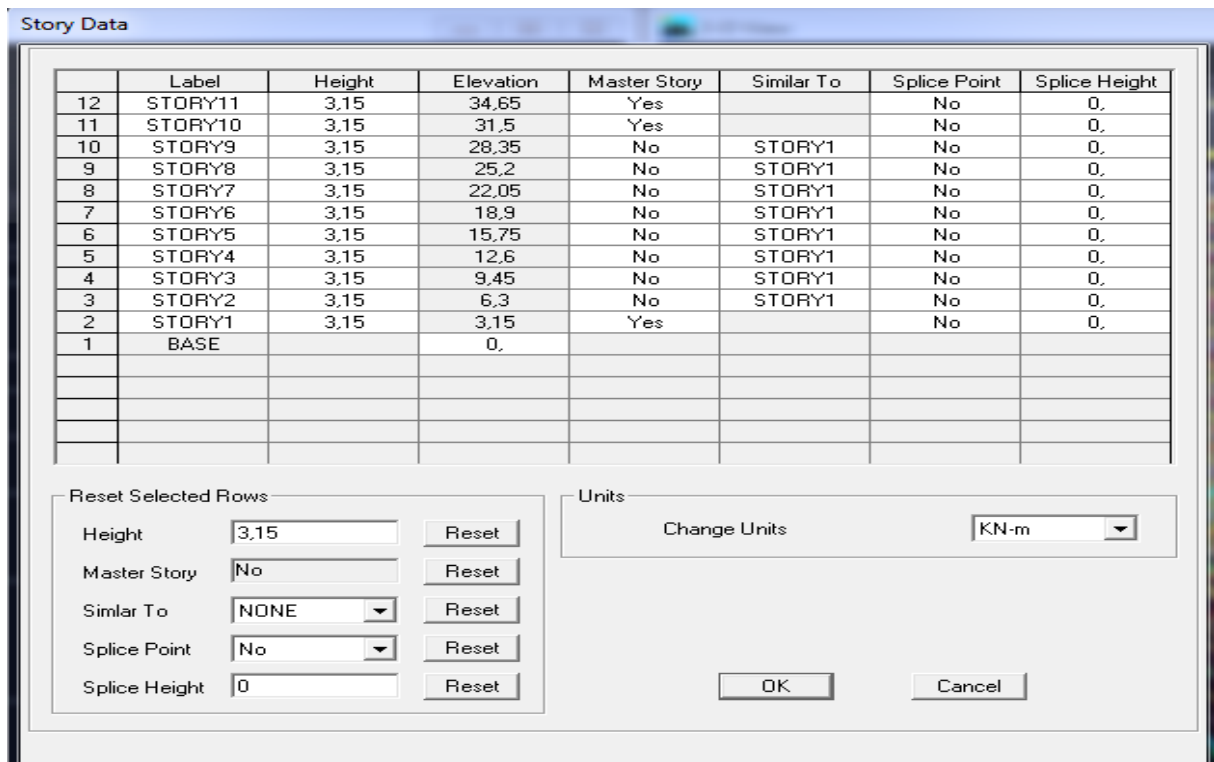
**Custom Grid Spacing**, et on remplit les tableaux comme suit :

Tapez une équation ici.



➤ Pour la longueur des travées :

Custom Story Data, et on remplit le tableau comme suit :

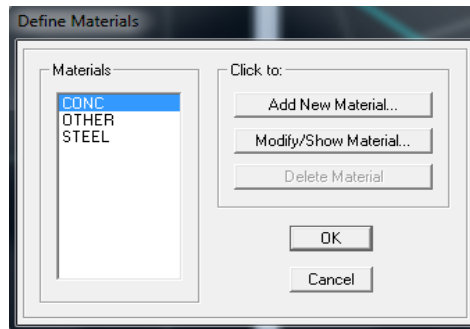


➤ Etape 2:

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 :

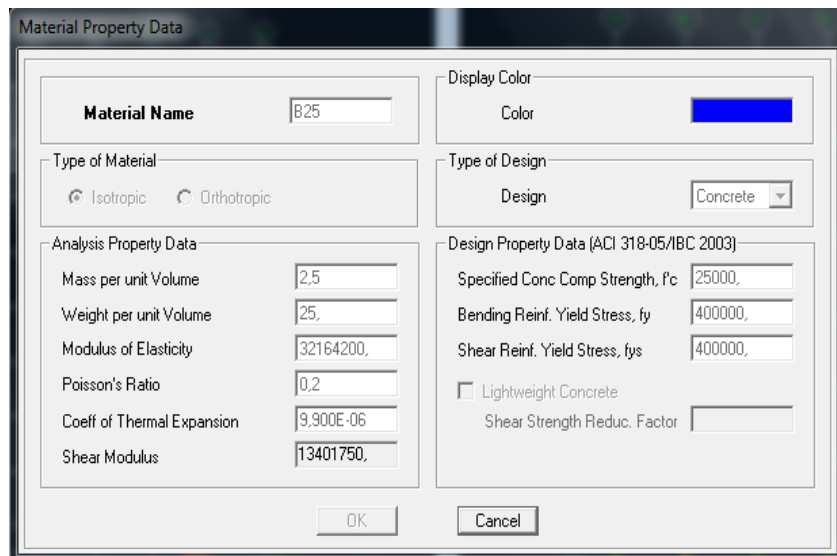
**Define** → **Material Properties** → **Conc**

Tapez une équation ici.



→ **Modify/Show Material**

Et on le remplit comme suit:



➤ **Etape 3 :**

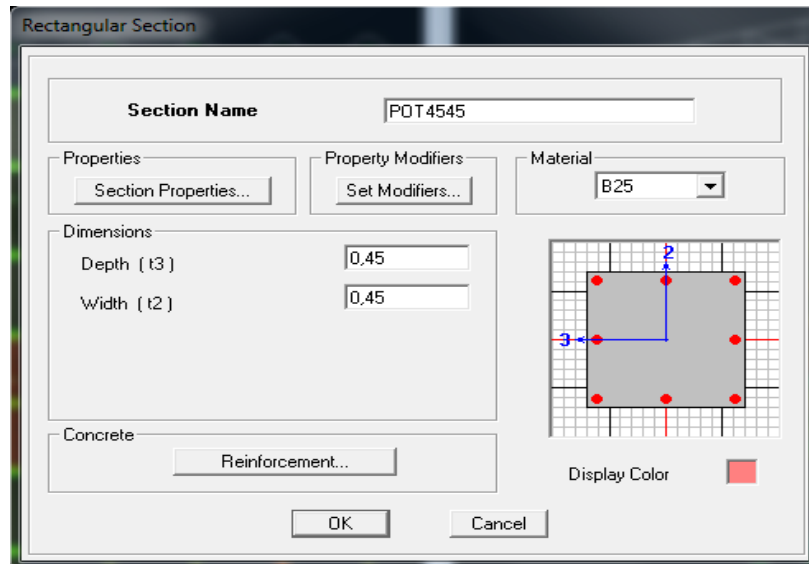
Dans cette partie on va définir les propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, dalles,...), et les affecte dans la structure

**1. propriétés géométriques des éléments**

✓ **poteaux :**

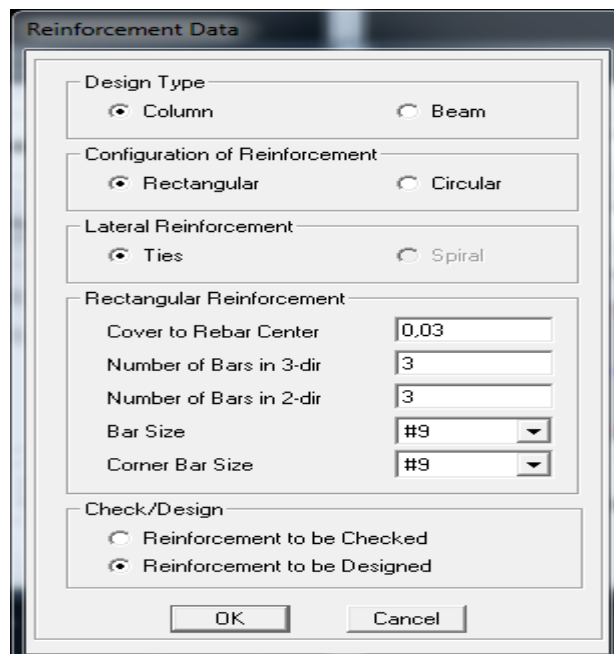
**Define** → **Frame Sections** → **Add Rectangular**

Et on remplit comme il est montré dans la fenêtre ci-dessous



→ **Reinforcement Data**

et on remplit comme il est montré a la fenetre ci-dessous

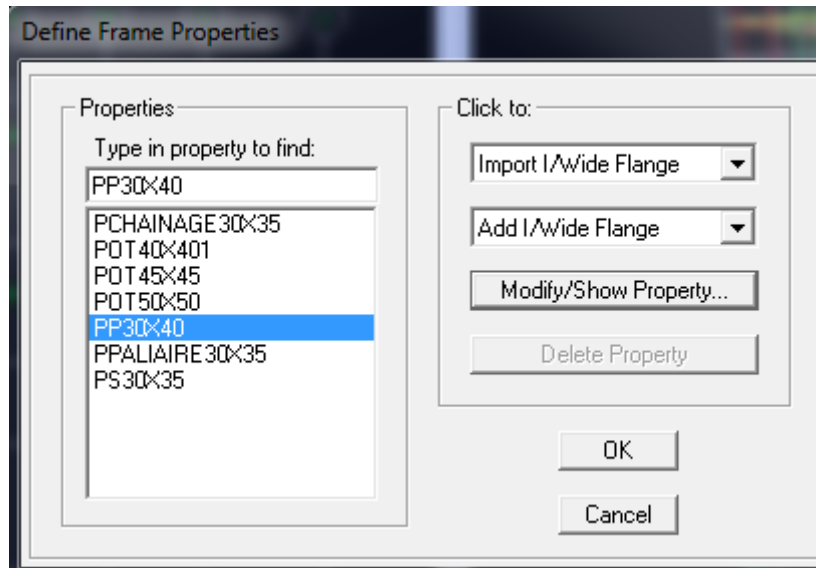


→ **OK** → **OK**

✓ **Poutres:**

Pour les poutres on suit les mêmes étapes juste on remplace **column** par **Beam**

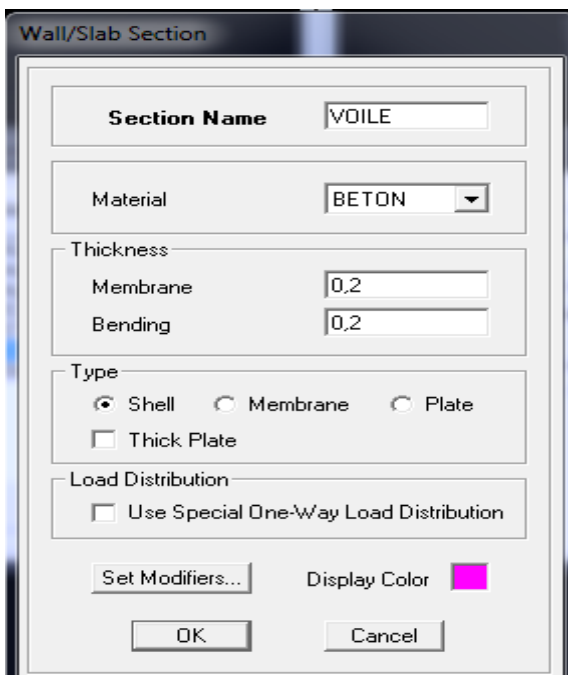
Et au finale pour les poteaux et les poutres on aura :



✓ Voiles :

Define → Wall/Slab/Deck sections → Add New Wall

Et on la remplit comme il est montré :



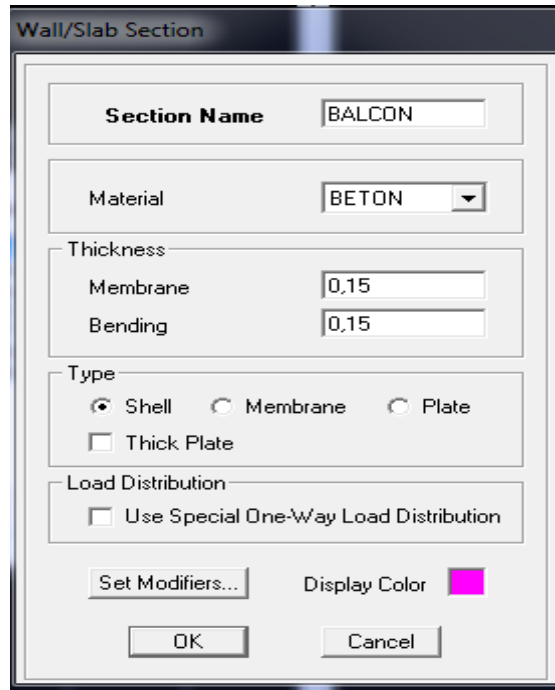
✓ Volée :

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 :



✓ **Palier de repos et la salle machine :**

On suit les mêmes étapes que pour les balcons.

✓ **Éléments corps creux :**

Pour les corps creux, nous avons choisit le bardage, qu'est un panneau virtuel (qui n'a ni matériau ni épaisseur), et son rôle est de répartir les charges et les surcharges sur les éléments porteurs .

D'abord on définit les propriétés du matériau utilisé :

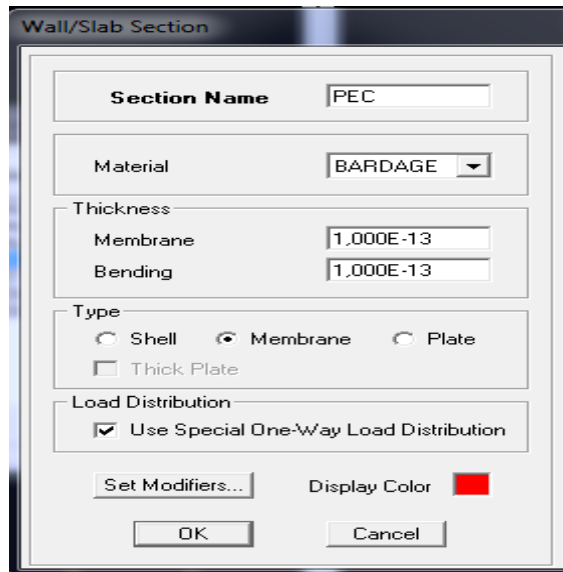
**Define** → **Material Properties** → **Add New material**

<b>Material Name</b>	<b>Bardage</b>
<b>Mass per unit Volume</b>	<b>0</b>
<b>Weight per unit Volume</b>	<b>0</b>

Ensuite on définit ses propriétés :

**Define** → **Wall/Slab/Deck sections** → **Add New Slab**

Puis on remplit la fenetre comme il est montré :



## 2. 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



Property	POT4545
Moment Releases	Continuous
Angle	0,
Plan Offset X	0,
Plan Offset Y	0,

### properties of Object

On choisit le nom de la section (pot 45x45 par exemple) et on l'affecte à sa position dans la structure.

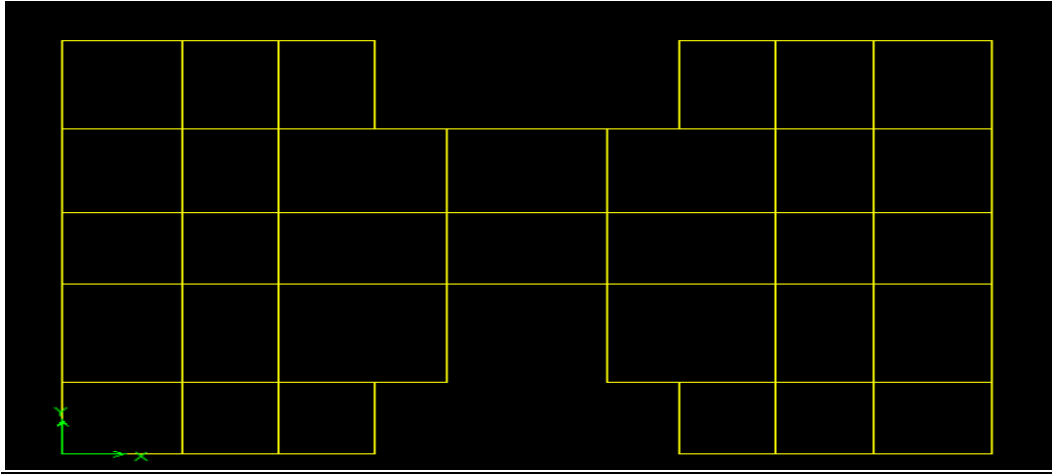
On fera de même pour les autres éléments on change juste l'icône

### ✓ Poutres


Et ils seront affectés comme suit

- Poutre principales suivant y-y
- Poutres secondaires suivant x-x

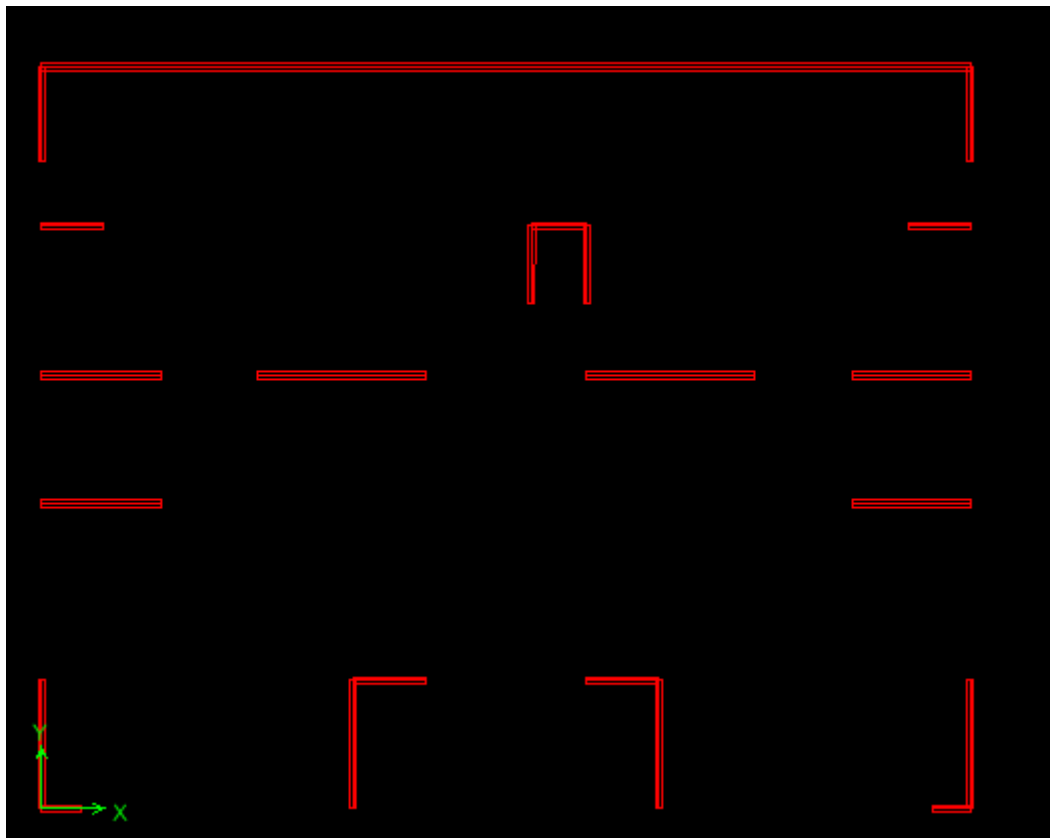




**Fig IV.1** disposition des poutres

✓ Voile..... 

Qui seront disposés comme suit :



**FigIV.2** disposition des voiles

✓ Loggia, salle machine, palier de repos et volée.....



✓ Bardage.....



Et on aura notre structure comme montré ci-dessous :

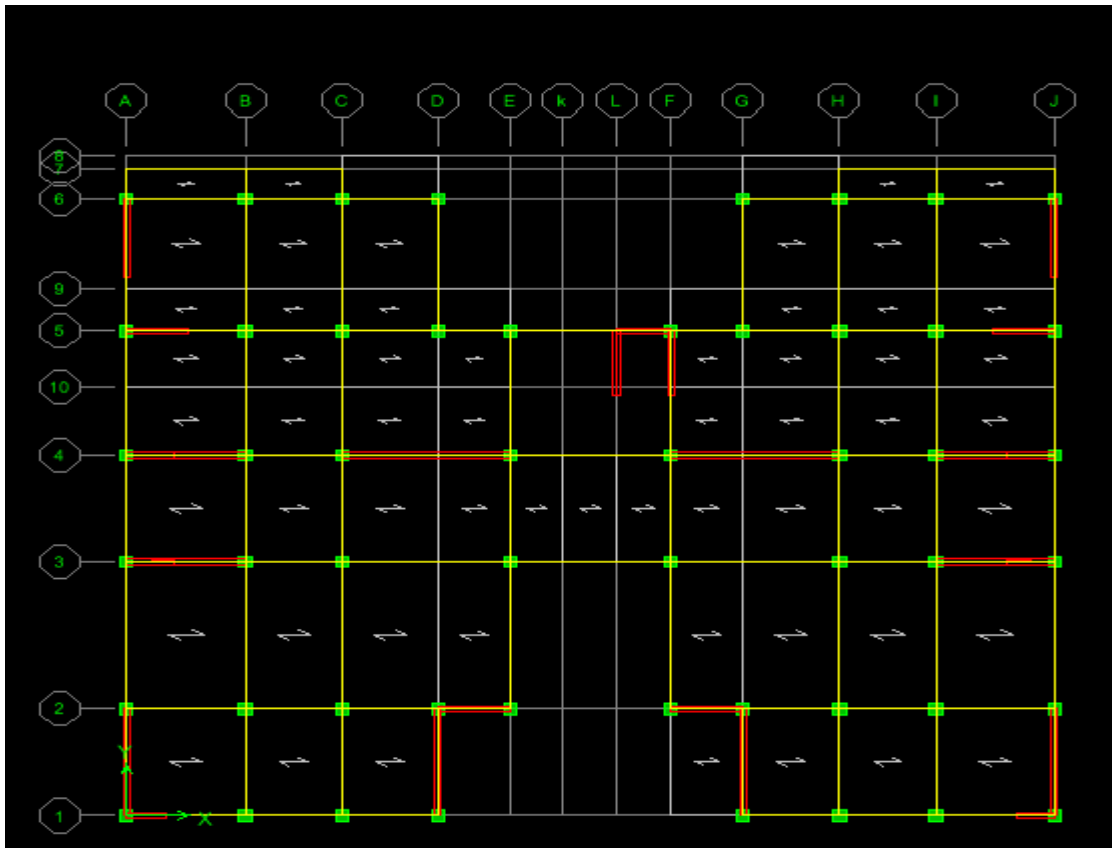


Fig IV.3Vu en plan de la structure

➤ **Etape 3 :**

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 III** (Zone de sismicité élevé, du RPA 2003 Art 3.1)

✓ **Groupe d'usage :**

**Groupe 2** (Ouvrages courants, du.3.2 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 assuré par des voiles et des portiques)

✓ **Remplissage :**

Remplissage dense (Cloisons en maçonnerie) **8,5**

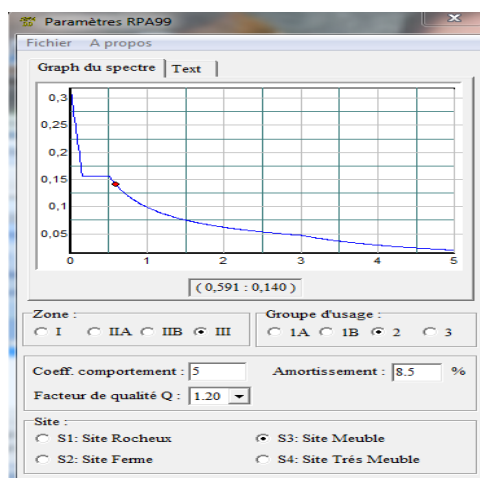
✓ **Site :**

Site : **S3 site meuble**

✓ **Facteur de qualité (Q) :**

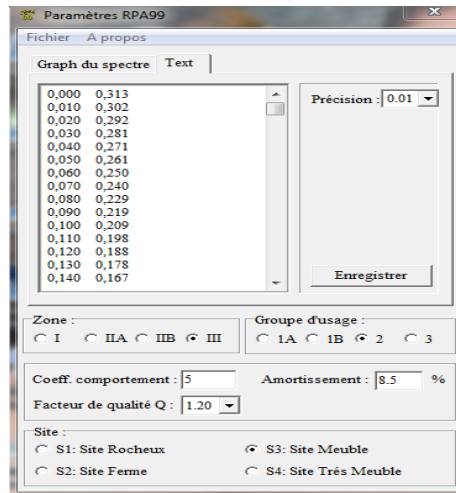
le facteur de qualité **Q = 1,20**

En introduit dans le logiciel comme il est montré ci-dessous :



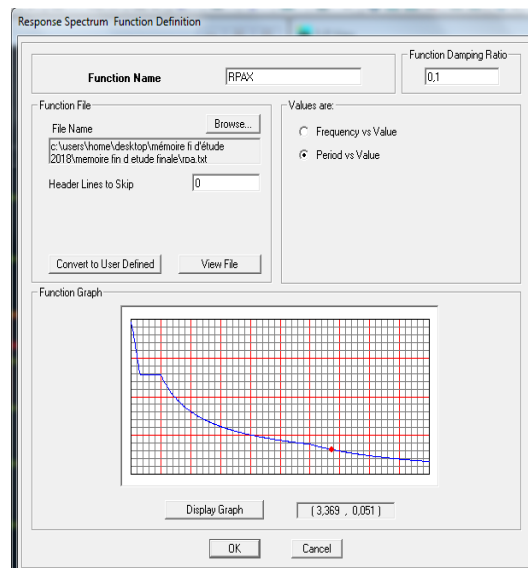
On Clique sur **Text** → **enregistré**

Tapez une équation ici.



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

**Define** —→ **Response spectrum** —→ **Function spectre from file.**



➤ **Étape 4 :**

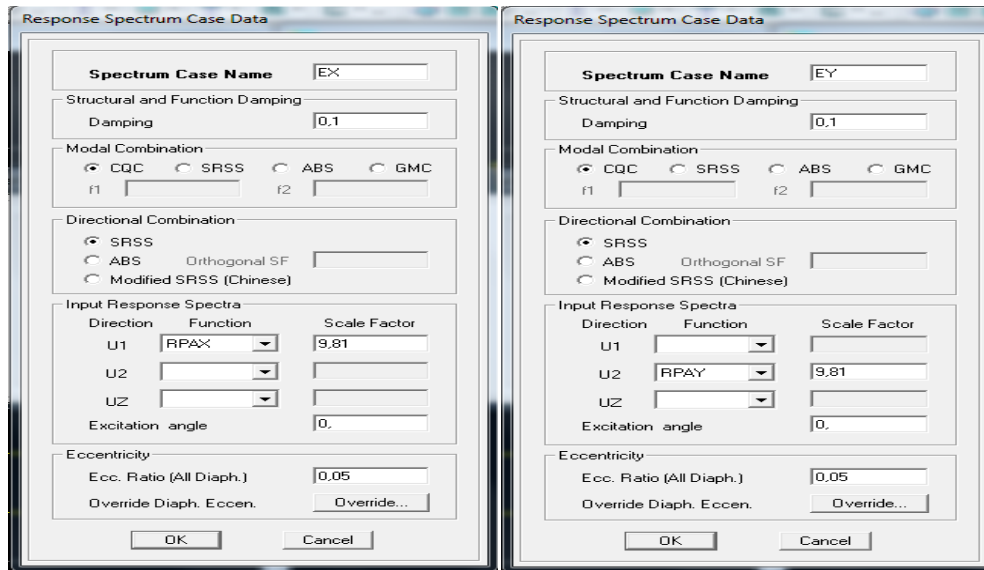
Cette étape consiste à définir les charges sismiques **E**

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 :

Tapez une équation ici.

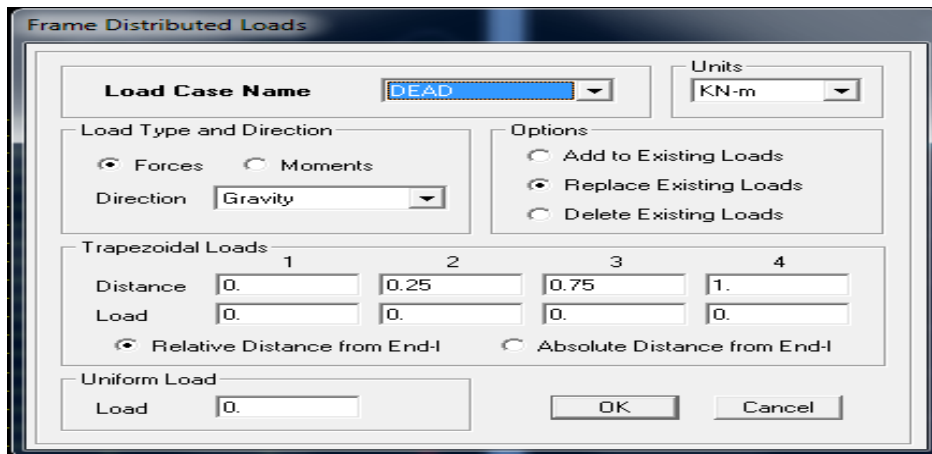


➤ **Etape 5 :**

Cette étape consiste au chargement des éléments surfaciques

On prend chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement surfacique qui lui revient en cliquant sur :

Assign —→ Sell/areas load —→ Uniform.



➤ **Etape 6 :**

Introduction des combinaisons d'action.

Les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

- **Combinaisons aux états limites :**  
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} \longrightarrow 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} \longrightarrow G + Q \end{array} \right.$$

BAEL91

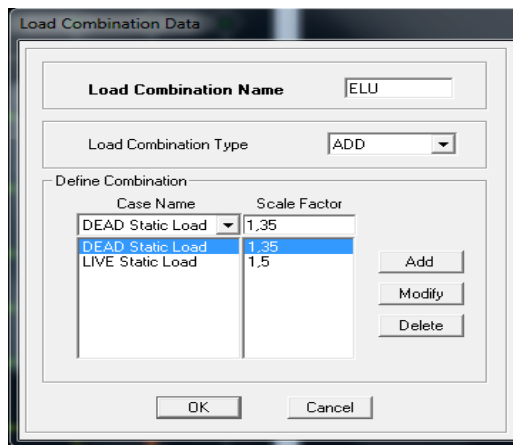
- **Combinaisons accidentelles du RPA :**

$$\text{RPA99} \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

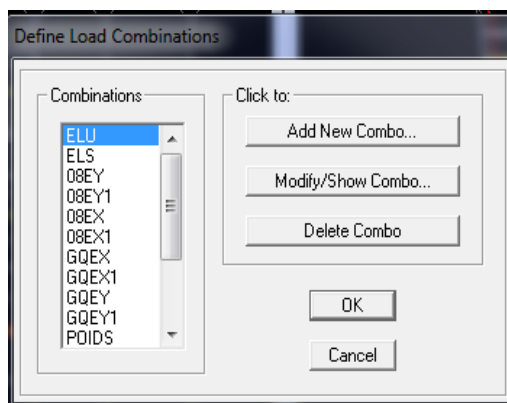
Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define** → **Loads Combinaisons** → **Add New Combo.**

- ❖ Exemple: **ELU** on remplit comme suit



On reprend la même opération pour les autres combinaisons et on aura au final 11 combinaisons

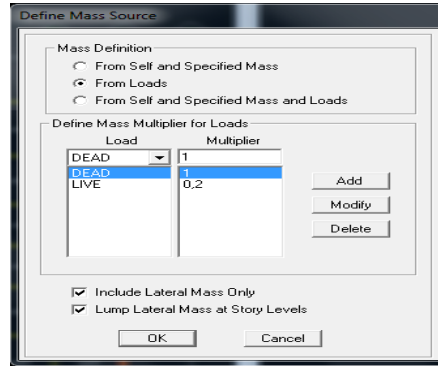


- **Etape 7:**


## 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 8:

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 :



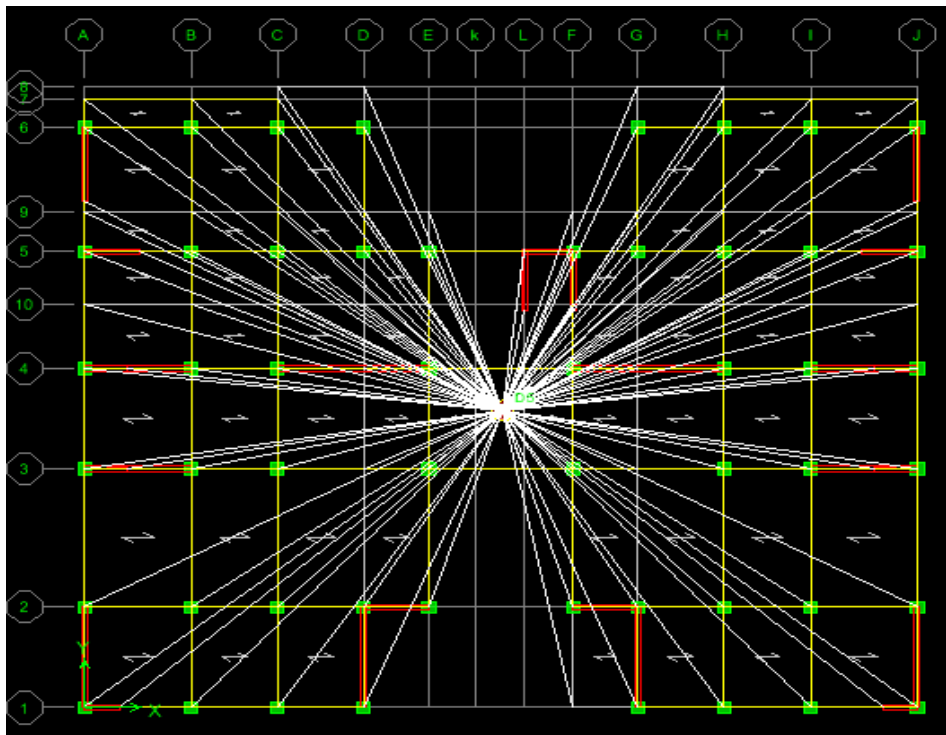
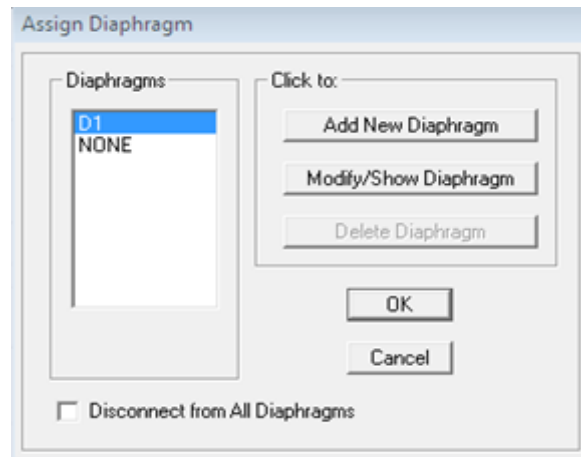
On clique sur l'icône de l'encastrement  et tous les nœuds seront encastrés.

### ➤ Etape 9:

Les planchers sont supposés infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et leurs masse supposées concentrées en leurs centres de masse (nœud maître), Alors on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par ETABS.

On sélectionne le plancher un, et on suit les étapes suivantes :

**Assign** —→ **joint/ point** —→ **Diaphragm** —→ **Add New Diaphragm** .



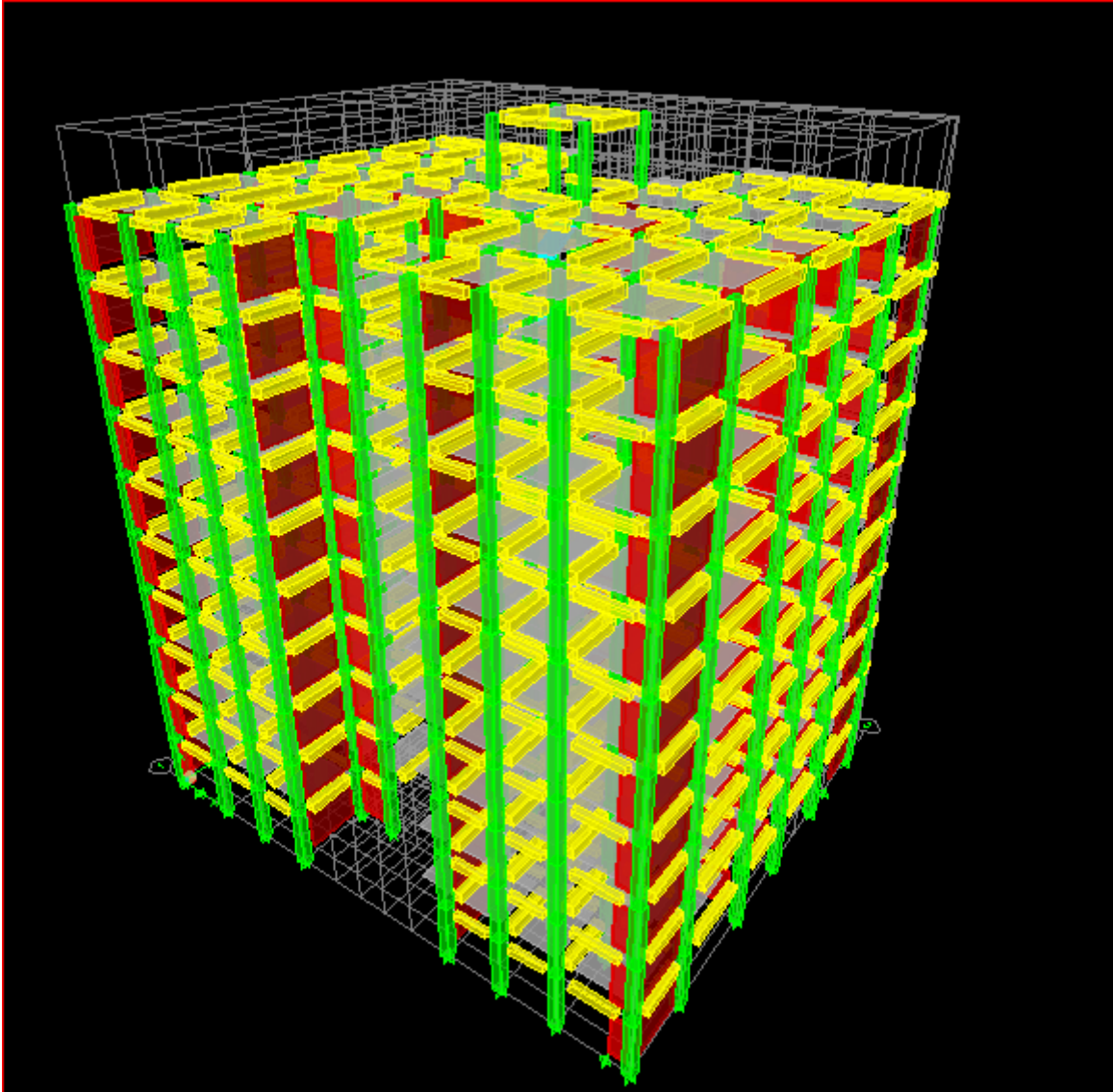
**Fig.IV.4**Diaphragme planché 1

On suit les mêmes étapes pour les autres planchers.

➤ **Etape 10 :**

Pour lancer l'analyse de la structure : on se positionne sur :

Analyze —→ Run Analysis ou on clique sur le bouton F5



**Fig.IV.5** modèle finale de notre structure

## IV.1. INTRODUCTION

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquences de mouvements du sol. Par conséquent l'étude du comportement dynamique des ouvrages est importante pour mieux comprendre et prédire la réponse sismique des structures de génie civil. L'objectif de ce chapitre est de modéliser notre structure et de vérifier les exigences du RPA afin de réduire efficacement la vulnérabilité de notre ouvrage aux séismes.

## IV.2. Choix de la méthode de calcul

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant deux méthodes :

- la méthode statique équivalente
- la Méthode dynamique qui regroupe :
  - la méthode d'analyse modale spectrale
  - la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

## IV.3. Vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente

### Principe de la méthode

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

#### a) condition sur la hauteur :

Les bâtiments qui peuvent être calculés par la MSE sont limités en hauteur tels que :

$H_T \leq 65\text{m}$  en zone I et IIa. et  $H_T \leq 30\text{m}$  en zone III → CV

#### b) condition sur la régularité :

Les bâtiments calculés par la MSE doivent être classés réguliers plan et en élévation.

→ CV

#### c) conditions complémentaires :

Les bâtiments irréguliers peuvent être calculés par la méthode statique dans le respect des conditions suivantes :

Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23 mètres en zone (III) pour les groupes d'usages 2. → CNV

### Conclusion

La méthode statique équivalente n'est pas applicable, donc on applique la méthode modale spectrale.

#### • Méthode Dynamique Modale Spectrale :

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

**Principe** : Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### Logiciel utilisé pour la modélisation :

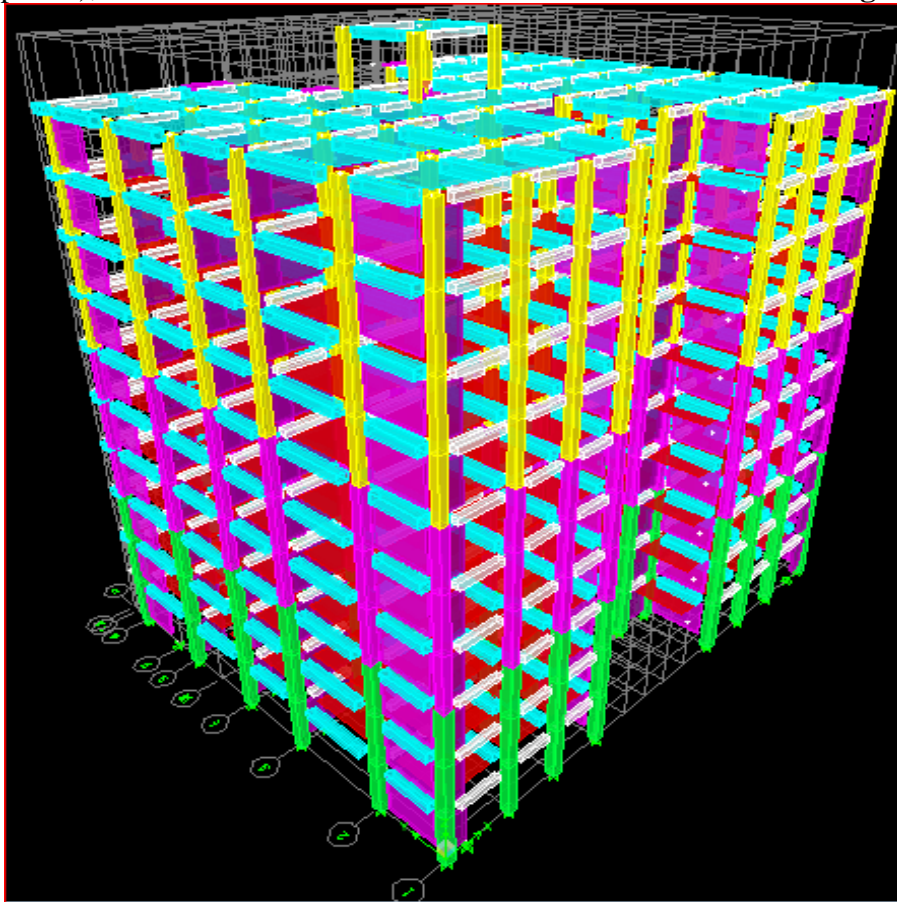
L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique dont son calcul est basé sur la méthode des éléments finis.

Le logiciel **ETABS** (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems): est un logiciel de calcul qui permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à l'interface graphique.

Nous pouvons déterminer, les diagrammes des efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par  $G$  et  $Q$  ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme ( $E$ ) ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les champs de contraintes, les modes de vibration...

#### **IV.4. Modélisation de la structure**

L'étude de notre structure est faite à l'aide du logiciel ETABS version **9.6.0** En considérant : 10 niveaux (RDC + 9 étages courants) encastree à la base et réalisée sur un modèle tridimensionnel. Dans ce modèle on ne **modélisera** que la **structure** (voiles, portiques et dalle pleine), les éléments **non structuraux** sont introduits **comme charges** (escaliers, acrotère ...).



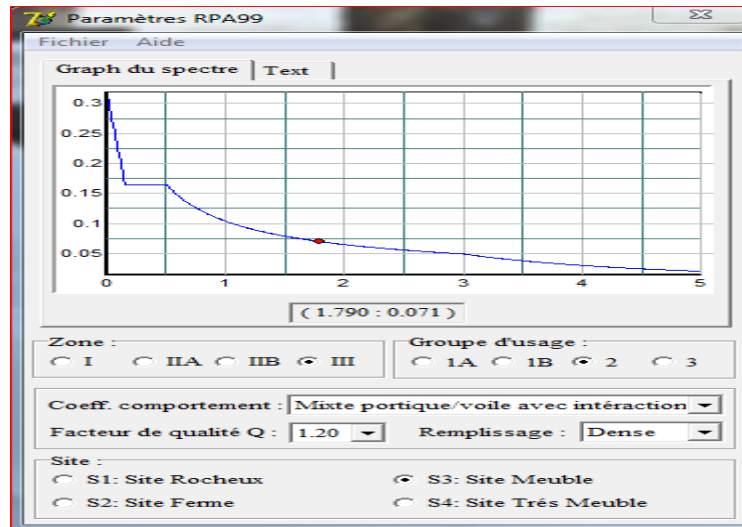
**Figure IV-1** Vue en 3D de la structure

#### **IV.5. Etapes de modélisation**

Les différentes étapes de modélisation sont :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Introduction des directions principales de l'étude sismique **EX**, **EY** et **E45**.
5. Introduction du spectre de réponse ( $E$ ) selon le RPA99/version2003.

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse donnée par le RPA. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération ( $Sa/g$ ) ou (l'accélération / pesanteur) pour un système de degré de liberté soumis à une excitation donné pour des valeurs successives de période T.



6. Définition des charges statiques (G, Q).

7. Définition de la charge sismique E.

8. Introduction des combinaisons d'actions.

**Combinaisons du BAEL :**

- $1.35G + 1.5Q$  (l'ELU)
- $G + Q$  (l'ELS)

**Combinaisons du RPA 99 modifié 2003 (combinaisons accidentelles):**

- $G+Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

- Les poteaux sont supposés encastés dans les fondations.
- Diaphragme : comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par le logiciel.
- La masse des planchers est supposée concentrées en leur centres de masse qui sont désignés par la notation de (**masse – source**)

10. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

#### IV.7. Vérifications selon les exigences du RPA

##### 1) Vérification de l'effort tranchant à la base

**Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :**

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W_T \quad \dots\dots\dots \quad \text{[Equation (4.1) de l'Art.4.2.3 RPA}$$

99/Version2003].

### Détermination des paramètres

- **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 :  
on est en zone III et du groupe 2 donc : **A=0,25**

- **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen « D »**

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

- **$T_2$**  : période caractéristique associée à la catégorie du site, qui est donnée par le **tableau (4.7 RPA 99/Version2003)**  **$T_2 = 0,50s$**  (site meuble).

- **$T=0,8643 s$**  ( **$T$**  : période fondamental donné d'après la modélisation)

-  **$\eta$** : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7 . \quad \text{[Equation (4.3) de l'Art.4.2.3 RPA 99/Version2003].}$$

Où  $\zeta(\%)$  : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et l'importance des remplissages.

Pour notre cas : (portique en BA + voiles en B.A / maçonnerie) :

$$\zeta = \frac{7+10}{2} = 8,5 \% \text{ (tableau 4.2 RPA 99/Version2003)}$$

D'où :  $\eta = 0,82$

$$D = D_x = D_y = 2,5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

$$D = 1,42$$

- **Poids total de la structure  $W_T$  :**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ et } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Qi}$  : Charges d'exploitations.

$\beta$  : Coefficient de pondération avec :  $\beta = 0.2$  donné par le tableau (4. 5) du RPA

$$W_T = 62416,34 \text{ KN (tiré à partir du logiciel ETABS)}$$

- **Facteur de qualité (Q) :**

Il est calculé par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum P_q \text{ (Equation (4.4) de l'Art.4.2.3 RPA 99/Version2003)}$$

Où  $P_q$  : pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non.

Tableau donnant les valeurs des pénalités «  $P_q$  »

Critère « $P_q$ »	$P_q$	
	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventements.	0	/
2- Redondance en plan.	0	/
3- Régularité en élévation.	0	/
4- régularité en plan.	0	/
5- Contrôle de la qualité des matériaux.	0	/
6- Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	/

**Tableau IV.1 : Les critères de facteur de qualité**

$$D'où : Q_x = Q_y = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1$$

$$Q_{45} = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0 = 1$$

- **Coefficient de comportement global de la structure « R » :**

Sa valeur est donnée par le **tableau (4.3 RPA 99/Version2003)** en fonction du système de contreventement.

**R = 3,5** (contreventement par voile porteur).

On aura ainsi la force sismique à la base :

**Sens X-X :**

$$\Rightarrow V_x = \frac{0.25 \times 1.42 \times 1}{3.5} \times 62416,34 = 6330,8 \text{ KN.}$$

**Sens Y-Y:**

$$\Rightarrow V_x = \frac{0,25 \times 1,42 \times 1}{3,5} \times 62416,34 = 6330,8 \text{ KN.}$$

**Vérification de l'effort tranchant (RPA 2003 Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ; calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la **méthode statique équivalente V** ( $V_t > 0.80 V_{max}$ )

forces sismiques KN						forces sismiques KN			vérification		
MSE (Vmax)			ETABS(V <sub>t</sub> )			MSE (0,8Vmax)			V <sub>t</sub> < 0.80 Vmax		
X	Y		Ex	Ey		X	Y		X	Y	
6330,8	6330,8		7281,6 2	6634,04		50664,6 4	50664,6 4		C V	C V	

**Tableau IV.2: Vérification de la résultante des forces sismiques****2) Vérification de l'effet de la torsion d'axe (art 4.2.7 du RPA)**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs

- 5 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- Excentricité théorique résultant des plans.

**a) Excentricité accidentelle :**

$$e_x = 0.05 L_x = 0.05 \times 28,5 = 1,45 \text{ m}$$

$$e_y = 0.05 L_y = 0.05 \times 23,6 = 1,1 \text{ m}$$

**b) Excentricité théorique :**

$$e_x = X_{CMM} - X_{CR}$$

$$e_y = Y_{CMM} - Y_{CR}$$

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	XCR	YCR	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>
STORY1	D1	617.8248	617.8248	14.498	11.816	14.664	13.2	-0.166	-1.384
STORY2	D2	618.8814	618.8814	14.489	11.807	14.568	12.95	-0.079	-1.143
STORY3	D3	613.722	613.722	14.49	11.812	14.539	13.446	-0.049	-1.634
STORY4	D4	607.1187	607.1187	14.499	11.832	14.518	13.095	-0.019	-1.263
STORY5	D5	607.1187	607.1187	14.499	11.832	14.499	12.94	0	-1.108
STORY6	D6	598.3055	598.3055	14.499	11.839	14.47	12.885	0.029	-1.046
STORY7	D7	590.7016	590.7016	14.5	11.847	14.416	12.888	0.084	-1.041
STORY8	D8	590.7016	590.7016	14.5	11.847	14.364	12.912	0.136	-1.065
STORY9	D9	591.0168	591.0168	14.499	11.849	14.322	12.936	0.177	-1.087
STORY10	D10	543.6809	543.6809	14.472	12.159	14.295	12.945	0.177	-0.786
STORY11	D11	22.7822	22.7822	14.45	15.825	14.618	15.616	-0.168	0.209

Tableau IV.5 : Comparaison des excentricités

### 3) Vérification de la participation de la masse modale (Article 4.3.4 RPA99 ver 2003)

Pour les structure représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque 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.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.728292	0.8963	66.6184	0	0.8963	66.6184
2	0.715149	3.699	0.0078	0	4.5953	66.6262
3	0.565265	63.4508	1.1095	0	68.0462	67.7356
4	0.17646	0.2545	17.2223	0	68.3007	84.9579
5	0.173025	0.7906	0.0596	0	69.0913	85.0175
6	0.14789	8.7793	0.031	0	77.8706	85.0485
7	0.133813	0.0059	0.8795	0	77.8765	85.9279
8	0.130439	6.1898	0.0151	0	84.0663	85.943
9	0.124447	0.441	0.1148	0	84.5073	86.0578
10	0.076531	0.0229	6.7041	0	84.5303	92.7619
11	0.074846	0.2182	0.1143	0	84.7484	92.8762
12	0.062243	6.1886	0.0069	0	90.937	92.8832

Tableau IV.6 : Masse participante

On peut remarquer qu'on atteint très rapidement les 90% de masses cumulées dans les deux directions du séisme :

- Dans le sens de translation suivant X-X : 12<sup>ème</sup> mode.
- Dans le sens de translation suivant Y-Y : 12<sup>ème</sup> mode.

De plus, on remarque que :

- Le mode fondamental est un mode de translation suivant (XX) et (YY) avec une mobilisation de masse de 0,89% et de 66,61% respectivement;
- le second mode correspond à un mode de translation suivant (XX) et (YY) ;
- le 3<sup>ème</sup> mode est celui de la torsion suivant (ZZ).

#### Conclusion :

Les 12 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90%.

La Condition de participation de la masse modale est vérifiée.

Donc le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque des deux directions d'excitation est 12 modes.

#### 4) Vérification des déplacements

- Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \text{ (article 4.4.3 RPA99 ver 2003)}$$

Avec :

$\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (tiré à partir du logiciel ETABS).

$R$  : Coefficient de comportement global de la structure

- Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au « k-1 » est donnée par :  
 $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$  (article 4.4.3 RPA)

Avec :  $\Delta k < 1\% h_e$  (article 5.10 RPA99 ver 2003)

Les résultats sont donnés par les tableaux suivant

#### Sens X-X

:

niveaux	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)k	$\Delta k$	1% x h x	observation
10	0.0193	3.5	0.06755	0.00665	0.0315	cv
9	0.0174	3.5	0.0609	0.00595	0.0315	cv
8	0.0157	3.5	0.05495	0.00665	0.0315	cv
7	0.0138	3.5	0.0483	0.00735	0.0315	cv
6	0.0117	3.5	0.04095	0.00735	0.0315	cv
5	0.0096	3.5	0.0336	0.00735	0.0315	cv
4	0.0075	3.5	0.02625	0.0077	0.0315	cv
3	0.0053	3.5	0.01855	0.007	0.0315	cv
2	0.0033	3.5	0.01155	0.0056	0.0315	cv
1	0.0017	3.5	0.00595	0.00455	0.0315	cv
RDC	0.0004	3.5	0.0014	0.0014	0.0315	cv

**Tab  
le  
Dép  
lace  
men  
t  
hori**

**zontal suivant X-X**

niveaux	$\delta_{ek}$ (m)	R	$\delta_k$ (m)	$\Delta k$	1% x h	observation
10	0.0265	3.5	0.09275	0.0077	0.0315	cv
9	0.0243	3.5	0.08505	0.0091	0.0315	cv
8	0.0217	3.5	0.07595	0.0098	0.0315	cv
7	0.0189	3.5	0.06615	0.01015	0.0315	cv
6	0.016	3.5	0.056	0.0105	0.0315	cv
5	0.013	3.5	0.0455	0.0105	0.0315	cv
4	0.01	3.5	0.035	0.01015	0.0315	cv
3	0.0071	3.5	0.02485	0.0091	0.0315	cv
2	0.0045	3.5	0.01575	0.0077	0.0315	cv
1	0.0023	3.5	0.00805	0.0056	0.0315	cv
RDC	0.0007	3.5	0.00245	0.00245	0.0315	cv

### Déplacement verticale suivant Y-Y

#### Conclusion :

Les déplacements inter-étages sont vérifiés.

- **Vérification du déplacement maximale**

$$\delta_{\max} \leq f = Ht/500 ;$$

Avec :

$\delta_{\max}$  : déplacement maximale ;

f : la flèche admissible.

Ht : la hauteur totale du bâtiment.

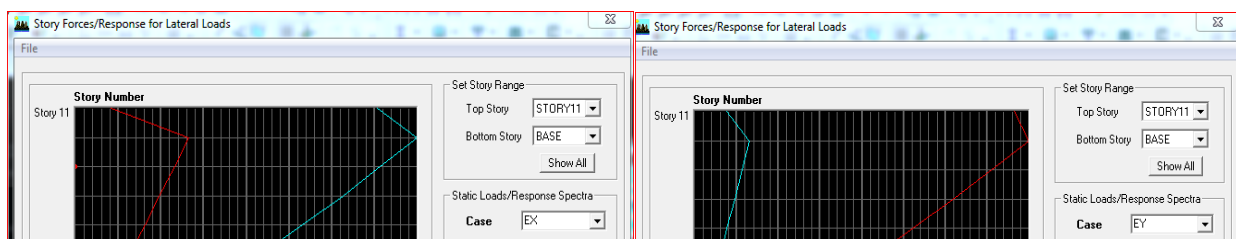
$$D'où f = Ht/500 = 31,5/500 = 0,063m$$

Le déplacement maximal est donné par ETABS comme suite:

**Sens X-X** : 0.02

$$< f = Ht/500 = 30,43/500 = \mathbf{0,06086m}$$

**Sens Y-Y** : 0.01



L'ETABS nous a donné le déplacement maximal au niveau du dernier étage.

#### Figure IV-1 : Déplacement maximal

##### 5) Vérification de l'effet P-Δ

Les effets du 2<sup>ème</sup> ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k}$$

$\Delta_k$ : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau

$V_k$ : effort tranchant d'étage au niveau k

$h_k$ : hauteur de l'étage k

$P_k$ : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau 'k'

D'où :

**Si** :  $\theta_k \leq 0.1 \Rightarrow$  les effets P-Delta peuvent être négligés.

**Si** :  $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2 \Rightarrow$  les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>er</sup> ordre par le facteur  $1/(1 - \theta_k)$ .

**Si non** :  $\theta_k \geq 0.2 \Rightarrow$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

On a 
$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} < 0.1$$

Donc, les effets P-Delta peuvent être négligés.

### CONCLUSION :

D'après les résultats obtenus ci-dessus, nous pouvons conclure que :

- L'effort tranchant à la base de la structure est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée
- Le pourcentage de participation massique est vérifié
- Les déplacements relatifs et la Justification vis-à-vis des déformations sont vérifiés.
- L'effet du 2<sup>ème</sup> ordre (l'effet P- $\Delta$ ) est vérifié.

Après avoir effectué toutes les vérifications selon les exigences du RPA, nous pouvons passer au ferrailage des éléments structuraux.

STORY	$h_i$ (m)	$P_k$ (KN)	$V_x$ (KN)	$\Delta_k$ (m)	$\theta$	$V_y$ (KN)	$\Delta_k$ (m)	$\theta$
STORY11	3.15	253.12	44.46	0.00665	0.01201899	2.15	0.0077	0.0287785
STORY10	3.15	6690.94	1099.35	0.00595	0.01149629	48.23	0.0091	0.04007751
STORY9	3.15	12692.01	2107.94	0.00665	0.0127111	87.93	0.0098	0.04490646
STORY8	3.15	18693.09	3038.66	0.00735	0.01435409	118.64	0.01015	0.0507698
STORY7	3.15	24694.16	3906.76	0.00735	0.01474872	141.01	0.0105	0.05837449
STORY6	3.15	30868.09	4694.02	0.00735	0.01534411	157.61	0.0105	0.0652837
STORY5	3.15	37042.02	5406.63	0.0077	0.01674743	170.38	0.01015	0.07005377
STORY4	3.15	43215.96	6080.1	0.007	0.01579505	179.52	0.0091	0.0695444
STORY3	3.15	49586.82	6699.4	0.0056	0.01315854	185.41	0.0077	0.06537524
STORY2	3.15	55863.19	7132.65	0.00455	0.01131294	188.56	0.0056	0.05266883
STORY1	3.15	62370.59	7280.06	0.0014	0.0038077	189.43	0.00245	0.02560865

### VI.1.1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Chaque poteau est soumis à un effort  $N$  et à un moment fléchissant  $M$ , qui sont extraits à partir de logiciel ETABS V9.6, ils sont donc calculés en flexion composée.

### VI.1.2.Recommandations du RPA :

<u>Armatures longitudinales : (RPA Art.7.5.2.2).</u>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.</li> <li>➤ Le diamètre minimal est de <b>12 mm</b>.</li> <li>➤ La longueur minimale de recouvrement est de <b><math>50\Phi_L</math></b> (zone III).</li> <li>➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser <b>20 cm en zone III</b>.</li> </ul>			
<u>Pourcentage total maximum</u>	Le pourcentage maximal d'aciers est de 3 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :		
<u>Pourcentage total minimum :</u>	Le pourcentage minimal d'aciers est de <b>0,9%</b> de la section du béton ( <b><math>0,9\% bh</math></b> )		
<u>Résultats</u>			
Section	0,9% b h (cm <sup>2</sup> )	3% b h (cm <sup>2</sup> )	6% b h (cm <sup>2</sup> )
<b>Poteaux 50*50</b>	<b>22,2</b>	<b>75</b>	<b>150</b>
<b>Poteaux 45*45</b>	<b>18.3</b>	<b>60,75</b>	<b>121,5</b>
<b>Poteaux 40*40</b>	<b>14,4</b>	<b>48</b>	<b>96</b>

### VI.1.3.Hypothèse de calcul :

Le ferrailage des poteaux est fait en flexion composée (un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion).

#### Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

#### Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$1.35G+1.5Q \rightarrow \text{à l'ELU.}$$

G+Q → à l'ELS

G+Q±E → RPA99 révisée 2003.

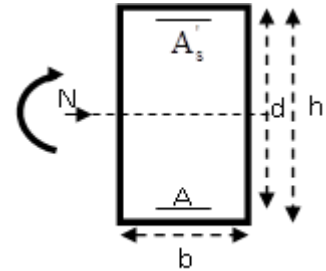
0.8G±E → RPA99 révisée 2003.

**Pour la détermination des armatures longitudinales, trois cas peuvent être représentés.**

▪ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

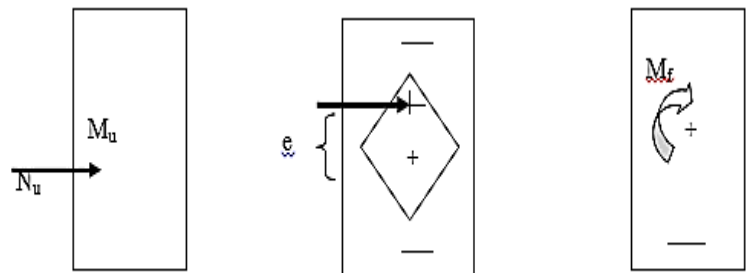
La section est partiellement comprimée si l'une des deux conditions suivantes est satisfaite :

1.  $e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$
2.  $N_U(d - c') - M_f \leq \left(0.337h - 0.81 \frac{c}{h}\right) bh^2 f_{bu}$



▪ **Section entièrement comprimée (SEC)**

1.  $e_u = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c\right)$
2.  $N_U(d - c') - M_f > \left(0.337h - 0.81 \frac{c}{h}\right) bh^2 f_{bu}$

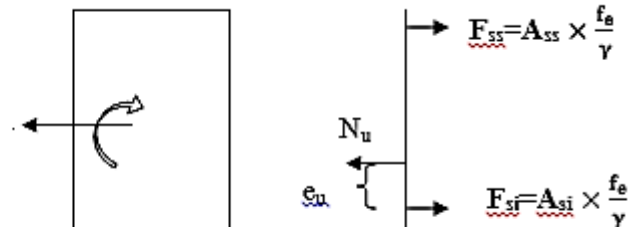


▪ **Section entièrement tendue (SET).**

$$e_U = N_u / M_u \leq (h/2 - c)$$

$$\begin{cases} A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d - c)} \\ A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right) \end{cases}$$

Avec :  $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$



**VI-1-4 Calcul de ferrailage :**

A l'aide de logiciel de calcul de ferrailage Socotec ; Les résultats de ferrailage à ELU se résument dans le tableau suivant :

Tapez une équation ici.

---

Tapez une équation ici.

Zone	Section	sens	N	M	h=b	C	d	e(m)	h/2-c	Obs	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix armatures	A <sub>adoptée</sub>	A <sub>min</sub>
1	50*50	Sens	1988.92	1.085	0.50	0.025	0.475	0.0005	0.2	SEC	0	0	<b>8HA16+2HA20</b>	<b>22,36</b> <i>cm<sup>2</sup></i>	<b>22,2</b>
		X-X	70.37	-3.918	0.50	0.025	0.475	0.055	0.2	SEC	0	0			
			1478.04	25.973	0.50	0.025	0.475	0.017	0.2	SEC	0	0			
		Sens	1988.92	-9.406	0.50	0.025	0.475	0.0047	0.2	SEC	0	0			
		Y-Y	-70.37	-5.9	0.50	0.025	0.475	0.0838	0.2	SEC	0	0			
			1473.65	40.349	0.50	0.025	0.475	0.0273	0.2	SEC	0	0			
2	45*45	Sens	1489.2	3.617	0.45	0.025	0.375	0.0024	0.175	SEC	0	0	<b>8HA16</b> <b>+2HA14</b>	<b>19,6</b> <i>cm<sup>2</sup></i>	<b>18,3</b>
		X-X	21.53	0	0.45	0.025	0.375	0	0.175	SEC	0	0			
			-870.25	31.672	0.45	0.025	0.375	0.036	0.175	SEC	0	0			
		Sens	1489.2	-9.406	0.45	0.025	0.375	0.0063	0.175	SEC	0	0			
		Y-Y	21.53	0	0.45	0.025	0.375	0	0.175	SEC	0	0			
			-870.25	48.194	0.45	0.025	0.375	0.055	0.175	SEC	0	0			
3	40*40	Sens	-736.45	8.89	0.40	0.025	0.325	0.012	0.15	SEC	0	0	<b>08HA14 +</b> <b>2HA12</b>	<b>14,58</b> <i>cm<sup>2</sup></i>	<b>14,4</b>
		X-X	-5.44	0.481	0.40	0.025	0.325	0.088	0.15	SEC	0	0			
			31.47	45.854	0.40	0.025	0.325	1.45	0.15	SPC	0	0			
		Sens	736.45	19.925	0.40	0.025	0.325	0.027	0.15	SEC	0	0			
		Y-Y	-5.44	0.358	0.40	0.025	0.325	0.0030	0.15	SEC	0	0			
			330.35	48.735	0.40	0.025	0.325	0.192	0.15	SPC	0	0			

**Remarque :** le ferrailage des poteaux se fait par zones tel que

**ZONE 1 :** RDC au 2<sup>ème</sup>

**ZONE 2 :** 3<sup>ère</sup> au 5<sup>ème</sup>

**ZONE 3 :** 6<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup>

**VI-1-5 : Vérifications à l'ELU :**

➤ **Les armatures transversales :**

1) **Diamètre des armatures transversales :** (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99).

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

$$\phi_t = \text{mm Soit } (A_t = 3.14 \text{ cm}^2).$$

2) **Espacement des armatures transversales :**

Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)	Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)
$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$ <p>Avec :</p> <p>a : la petite dimension transversale des poteaux</p> $S_t \leq \min\{15 * 1,6; 40\text{cm}; (40 + 10)\text{cm}\}$ $S_t \leq 24\text{cm Soit : } S_t = 20 \text{ cm.}$	<p><b><u>En zone courante :</u></b></p> $S_t \leq \min\left\{\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l^{\min}\right\}$ $= \min\left\{\frac{40}{2}; \frac{40}{2}; 10 * 1,6\right\}$ $S_t \leq \min\{20; 20; 32\} = 17,5\text{cm}$ $S_t \leq 20\text{cm Soit: } S_t = 15\text{cm.}$ <p><b><u>En zone nodal :</u></b></p> $S_t \leq 10 \text{ cm Soit: } S_t = 8 \text{ cm}$

3) **Vérification de la quantité d'armatures transversales :**

Si  $\lambda_g \geq 5$ ..... $A_t^{\min} = 0,3\% S_t . b_1$

Si  $\lambda_g \leq 3$ ..... $A_t^{\min} = 0,9\% S_t . b_1$

Si  $3 < \lambda_g \leq 5$ .....interpoler entre les deux valeurs précédentes

**Avec**  $b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.  $l_f = 0,7l_0$

$l_0$  : Hauteur libre du poteau.

**Les résultats se résument dans le tableau suivant :**

poteaux	hauteur	$L_f$	$\lambda_g$	$A_t^{\min}$ $=0.3\% S_t \cdot b_1$	$A_{adopte}$	Observation
50*50	3.15	2.205	6,3	3	3.14	Condition vérifiée
45*45	3.15	2,205	6,3	2.7	3.14	Condition vérifiée
40*40	3.15	2,205	6,3	2.4	3.14	condition vérifiée

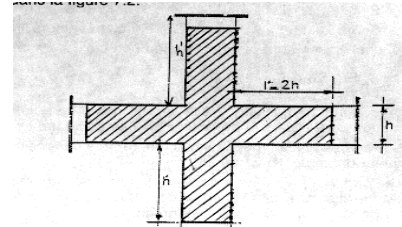
**Tableau VI-4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.**

➤ Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1}).$$

$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.



	h	h'
Poteau (50*50)	3.15	$h' = \text{Max} \left( \frac{315-50}{6}; 50; 50; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (45*45)	3.15	$h' = \text{Max} \left( \frac{315-45}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (40*40)	3.15	$h' = \text{Max} \left( \frac{315-40}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

**Tableau VI-5 : détermination de la zone nodal.**

➤ La longueur minimale des recouvrements :

Pour la zone III :  $L_r = 50\Phi$

$$\text{Ø}20 \quad L_r = 50 \times 2 = 100 \text{ cm.}$$

$$\text{Ø}16 \quad L_r = 50 \times 1,6 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{Ø}14 \quad L_r = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm.}$$

➤ Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g \geq 5 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \rho_b = 0,075 \bar{\tau}_{bu} \Rightarrow 1,875 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

poteau	$h_e$	$b=h$	$\lambda_g \geq 5$	$d$	$T_u$	$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$	$\bar{\tau}_{bu}$
50*50	3.15	0.50	6,3	0.475	27.12	0,1112	1,875
45*45	3.15	0.45	6.3	0.425	32.17	0.2921	1,875
40*40	3.15	0.40	6.3	0.375	31.97	0,3029	1,875

***Tableau V-6 : Vérification des contraintes tangentielles.***

**VI-6 : Vérifications à l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

**Vérification vis -à vis de l'état limite de service :**

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :

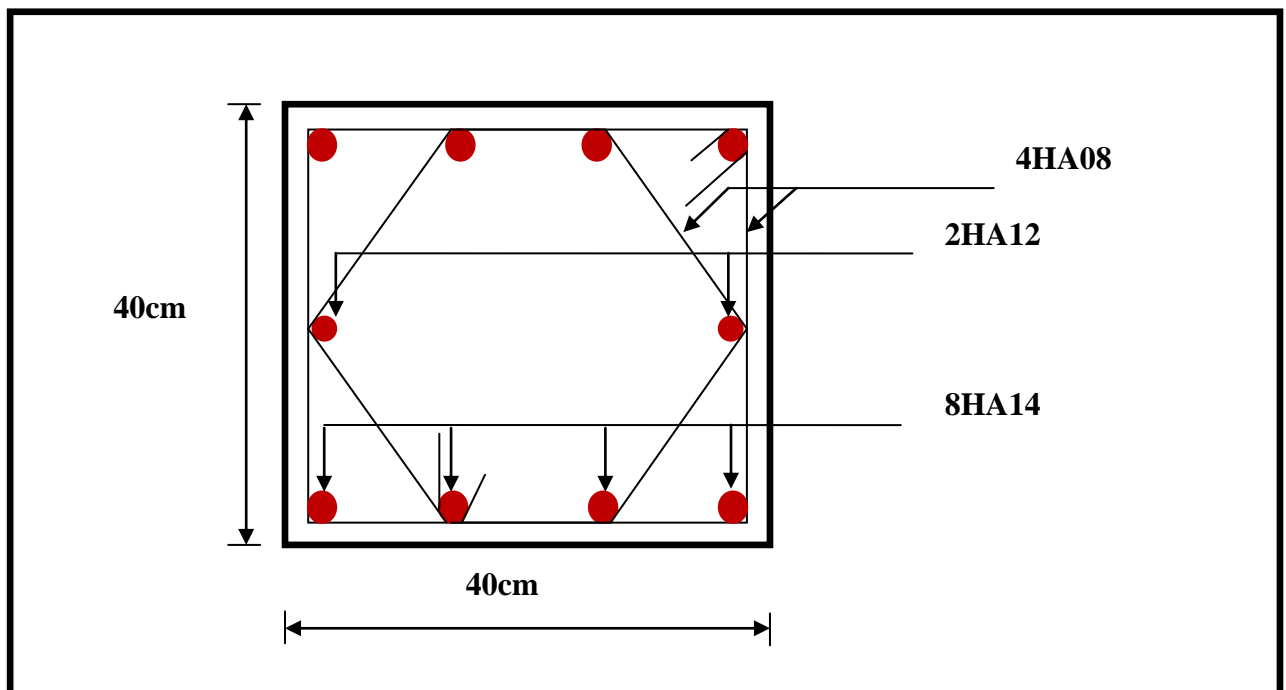
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MP}.....(\text{BAEL99/Art.4.5.2})$$

Les résultats de la vérification sont donnés par le logiciel SOCOTEC :

Zone	Section	sens	N (KN)	M(KN.m)	$\sigma_{bs}$	$\sigma_{bi}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS	
1	50*50	Sens X-X	$N_{max}=1449.2$	$M_{cor}=0.783$	5.24	5.18	15	CV	
			5						
			$N_{min}=-97.57$	$M_{cor}=5.585$	0.56	0.14	15	CV	
			$N_{cor}=1077.16$	$m_{max}=18.845$	4.57	3.17	15	CV	
		Sens Y-Y	$N_{max}=1449.2$	$M_{cor}=-6.796$	5.45	4.96	15	CV	
			5						
$N_{min}=-97.57$	$M_{cor}=-8.59$		0.67	0.03	15	CV			
	$N_{cor}=-1073.89$	$m_{max}=29.237$	4.95	2.76	15	CV			
2	45*45	Sens X-X	$N_{max}=1086.2$	$M_{cor}=2.604$	4.9	4.66	15	CV	
			5						
			$N_{min}=55.66$	$M_{cor}=-4.081$	0.45	0.04	15	CV	
			$N_{cor}=-635.19$	$m_{max}=22.994$	3.96	1.62	15	CV	
		Sens Y-Y	$N_{max}=1086.2$	$M_{cor}=-3.379$	4.94	4.62	15	CV	
			5						
$N_{min}=55.66$	$M_{cor}=-0.215$		0.26	0.23	15	CV			
	$N_{cor}=-635.19$	$m_{max}=-34.946$	4.57	1.01	15	CV			
3	40*40	Sens X-X	$N_{max}=538.1$	$M_{cor}=6.484$	3.53	2.56	15	CV	
				$N_{min}=7.54$	$M_{cor}=0.631$	0.09	0	15	CV
				$N_{cor}=-23.26$	$m_{max}=33.768$	4.13	0	15	CV
		Sens Y-Y	$N_{max}=538.1$	$M_{cor}=-14.399$	4.13	1.96	15	CV	
				$N_{min}=7.54$	$M_{cor}=0.511$	0.08	0	15	CV
				$N_{cor}=-242.94$	$m_{max}=35.361$	4.52	0	15	CV

➤ **Poteaux (40 × 40) :**

- Les armatures longitudinales : 08HA14 + 2HA12  
 $A_{st} = 14,58\text{cm}^2$
- Les armatures transversales : 4HA8  
 $A_{st} = 2,01\text{cm}^2$

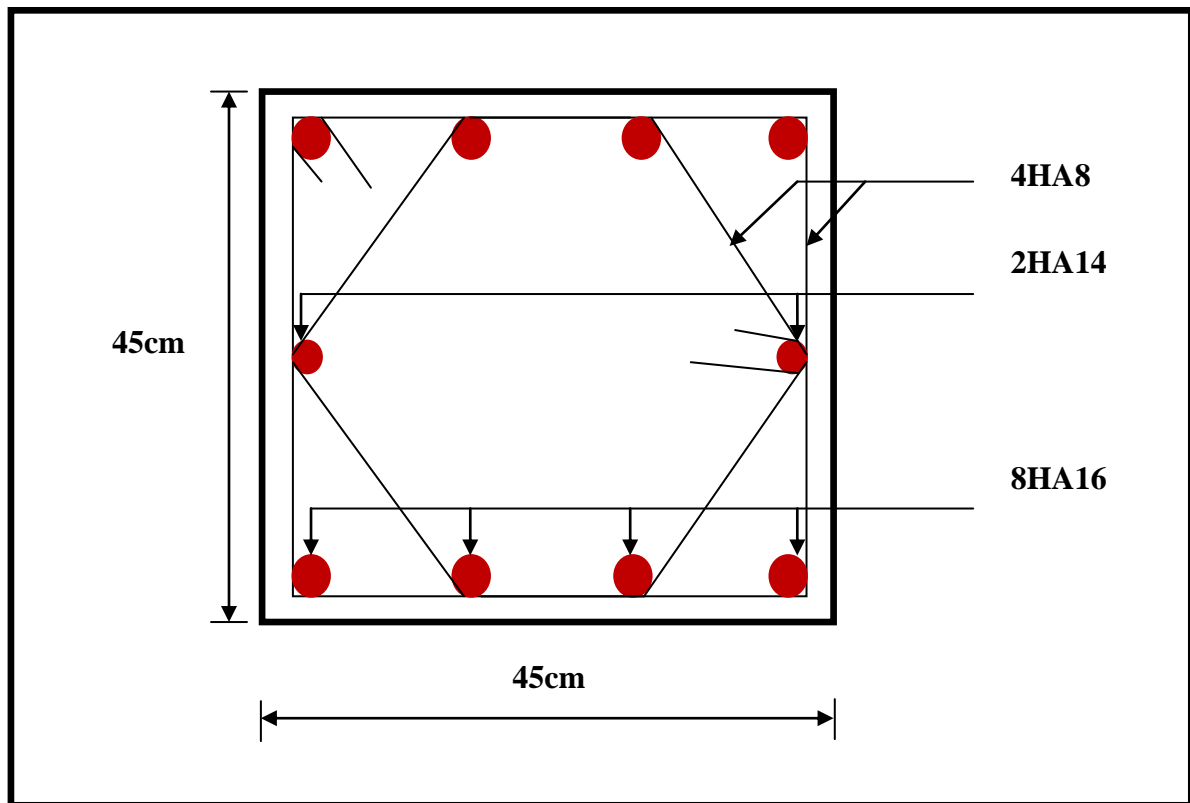


**Fig.VI.3 : Ferrailage Poteau 40 × 40**

➤ **Poteaux (45 × 45) :**

- Les armatures longitudinales : 08HA16 + 2HA14  
 $A_{st} = 19,16\text{cm}^2$

- Les armatures transversales : 4HA8  
 $A_{st} = 2,01\text{cm}^2$

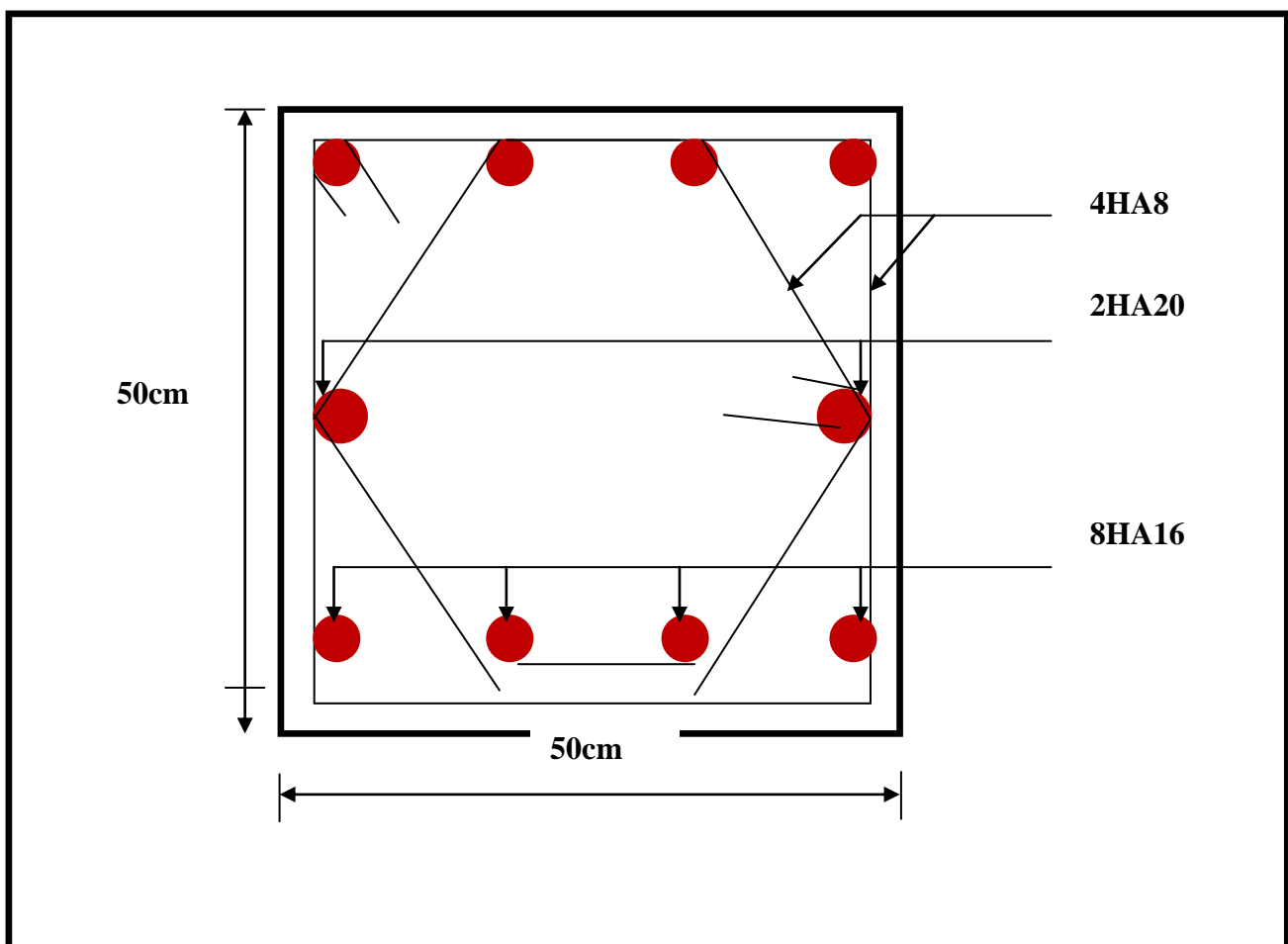


**Fig.VI.3 : Ferrailage Poteau 45 × 45**

➤ **Poteaux (50 × 50) :**

- Les armatures longitudinales : 08HA16 + 2HA20  
 $A_{st} = 22,36\text{cm}^2$

- Les armatures transversales : 4HA8  
 $A_{st} = 2,01\text{cm}^2$





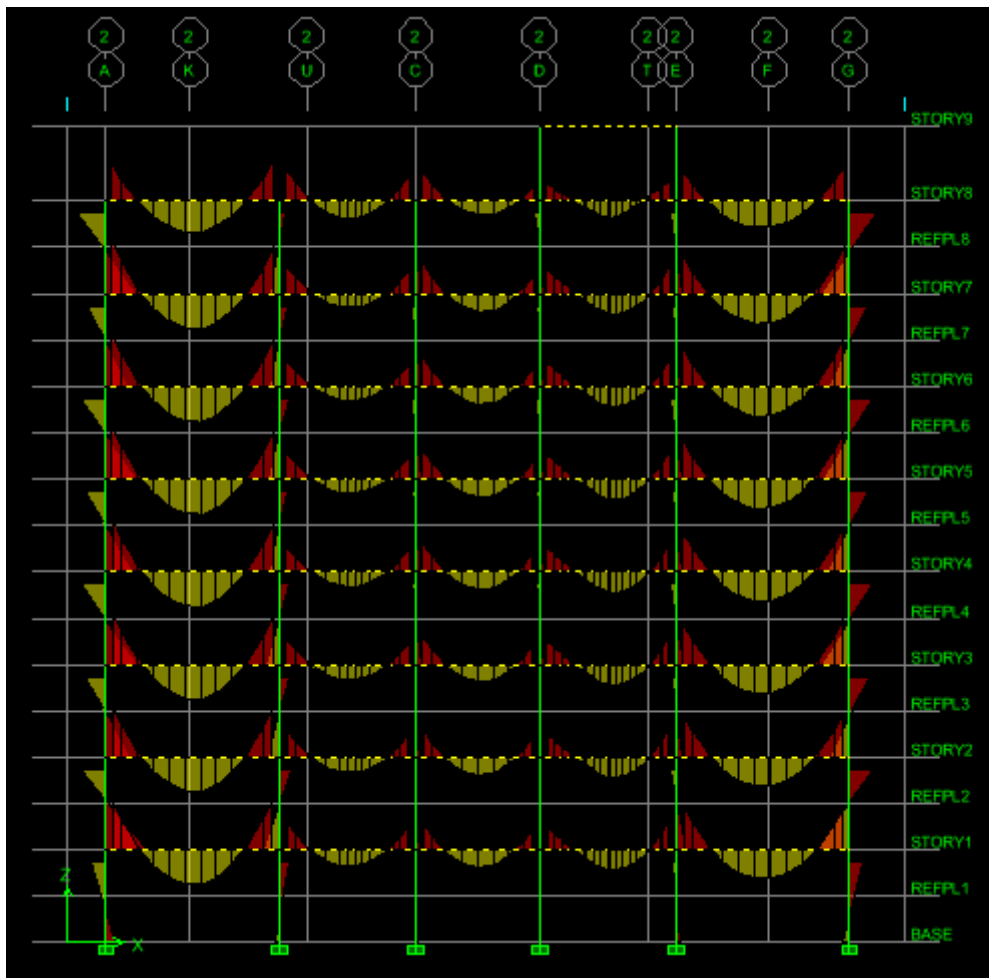
### VI.3.Ferrailage des poutres

#### VI.3.1.Ferrailage des poutres principales et secondaires

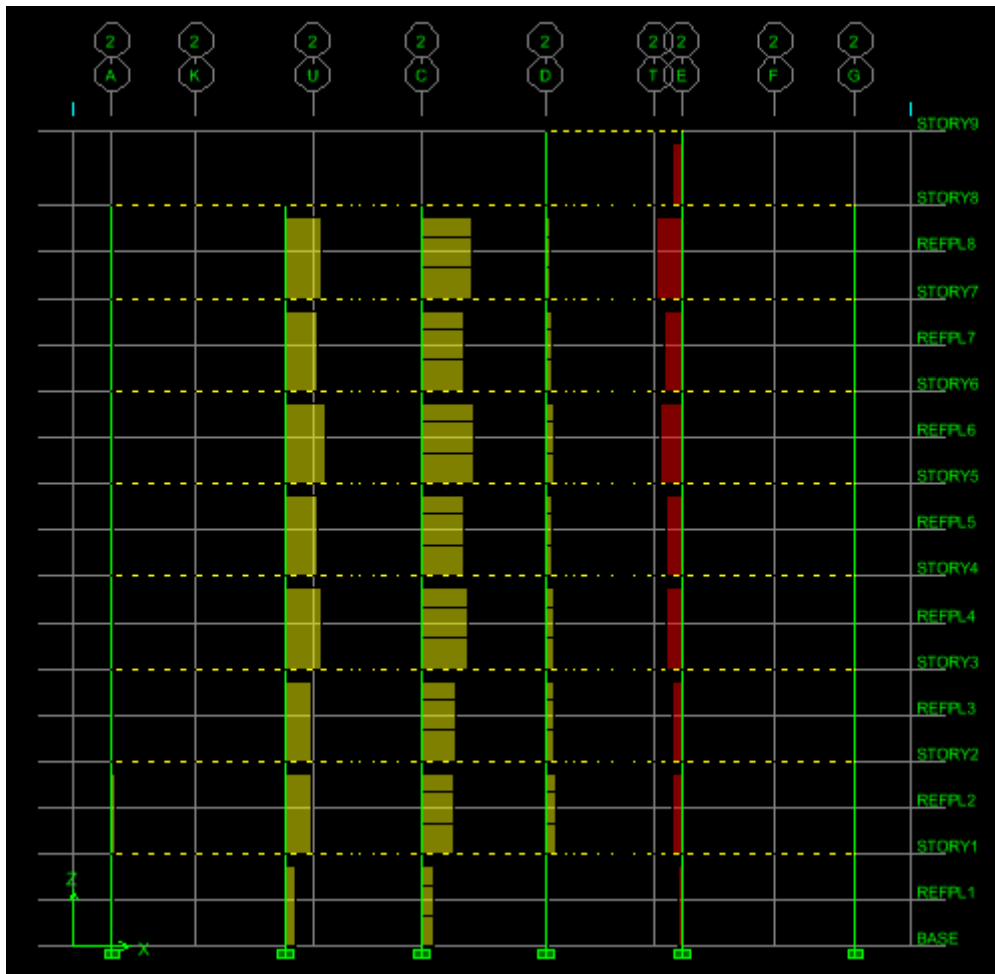
Les poutres sont des éléments qui ne sont pas exposés aux intempéries, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, donc le calcul se fera en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Elles seront ferrillées en flexion simple sous les combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$  (ELU) (BAEL 99 modifié 2003)
- $G+Q$  (ELS)



**FigureV.II.1. Diagramme des moments fléchissant du portique 2 à l'ELU**



**Figure V.II.2. Diagramme des efforts tranchants du portique 2 à l'ELU**

### **VI.1.1. Recommandations du RPA99 version 2003**

#### **a. Armatures longitudinales (Art7.5.2.1)**

- ✓ Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de **0.5%** en toute section.

**Poutres principales :**  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

**Poutres secondaires :**  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

**Poutres paliers :**  $A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$

- ✓ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de **4%** en zone courante ; et de **6%** en zone de recouvrement.

→ En zone courante

**Poutres principales :**  $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

**Poutres secondaires :**  $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

**Poutres paliers :**  $A_{max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

→ **En zone de recouvrement**

**Poutres principales :**  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

**Poutres secondaires :**  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

**Poutres paliers :**  $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de **50  $\phi$  (Zone III)**
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinal supérieur et inférieur dans les poteaux de rives et de l'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**
- ✓ Nous devons avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud

**b. Armatures transversales : (Art7.5.2.2)**

- ✓ La quantité minimale des armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- ✓ L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

→  $S_t^{\max} = \min(h/4, 12\phi)$  en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.

→  $S_t \leq h/2$  en zone de recouvrement (en dehors de la zone nodale)

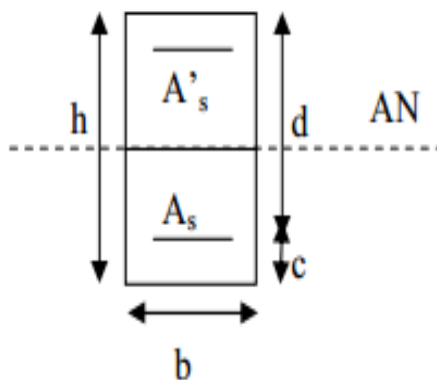
**Avec**

- ✗  $\phi$ : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✗ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**V.II.1.2.Ferraillage des poutres a l'ELU**

**A. Armatures longitudinales**

Les étapes de ferraillage sont les suivantes :



$A_s$  : La section d'armatures tendues

$A_s'$  : La section d'armatures comprimées

$h$  : hauteur de la section du béton.

$b$  : largeur de la section du béton.

$d$  : hauteur utile ( $d = h - c$ ).

$c$  : distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

On calcule le moment réduit comme suit :  $\mu = \frac{M_u}{b d^2 \cdot f_{bc}}$

Avec :

$M_u$  : le moment de flexion supporté par la section

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

$\gamma_b = 1.5 \Rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$  (situation courante)

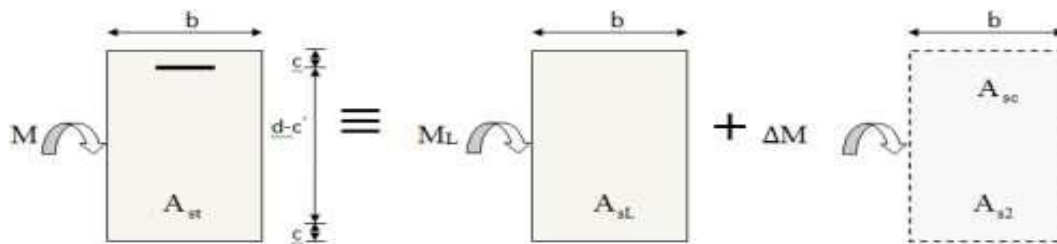
Pour FEe400 :  $\eta_t = 0.392$  pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

➤ Si  $\eta_t < \eta_{lim} \Rightarrow$  SSA, la section ne comprendra que des aciers tendus

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_u}{\beta d \cdot \sigma_{st}}$$

Avec :  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

➤ Si  $\eta_t > \eta_{lim} \Rightarrow$  SDA, La section réelle est la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{stL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \times \sigma_s}$$

Disposition des armatures pour SDA

**Remarque :**

On opte même ferrailage pour les poutres principales et secondaires et les poutres de palier pour tout les niveaux.

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,167	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

**\* Calcul des armatures longitudinales**

Elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées résultant des combinaisons des charges les plus défavorables obtenues par les calculs comme suit :

**1. Etude des poutres principales :(30x40) PROCHE DES VOILES**

Nature	M (kN.m)	Observation	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Travée	66.119	S.S.A	3.75	6	12.06	3HA16+3HA16
Appuis	- 125.405	S.S.A	7.48	6	12.06	3HA16+3HA16

**1. Etude des poutres principales :(30x40) LOIN DES VOILES**

Nature	M (kN.m)	Observation	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Travée	40.977	S.S.A	2.89	6	12.06	3HA16+3HA16
Appuis	100.498	S.S.A	6.28	6	12.06	3HA16+3HA16

**2.1.Etude des poutres secondaires :(30x35) PROCHE DES VOILES**

Nature	M (kN.m)	Observation	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Travée	180.702	S.S.A	14.23	5.25	15.46	3HA20+3HA16
Appuis	- 205.549	S.S.A	16.93	5.25	18.85	3HA20+3HA20

**2.2 . Etude des poutres secondaires :(30x35) LOIN DES VOILES**

Nature	M (kN.m)	Observation	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Travée	175.8	S.S.A	10.03	5.25	10.64	3HA14+3HA16
Appuis	204.378	S.S.A	11.81	5.25	12.06	3HA16+3HA16

**3.1.Etude des poutres palières (30x35) PROCHE DES VOILES**

Nature	M (kN.m)	Observation	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
Travée	180.702	S.S.A	14.23	5.25	15.46	3HA20+3HA16
Appuis	- 205.549	S.S.A	16.93	5.25	18.85	3HA20+3HA20

**3.2. Etude des poutres palières (30x35) LOIN DES VOILES**

Nature	M (kN.m)	Observation	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
--------	-------------	-------------	-------------------------------------	-------------------------------------	--	---------------------

<b>Travée</b>	175.8	S.S.A	10.03	5.25	10.64	3HA14+3HA16
<b>Appuis</b>	204.378	S.S.A	11.81	5.25	12.05	3HA16+3HA16

### Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ( $3\text{cm}^2/\text{ml}$ ) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre principale est de 40cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0.5 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } 2\text{HA12} = 2.26 \text{ cm}^2$$

### VI.1.3. Vérification à l'ELU

#### 1) Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1)

La section minimale des armatures longitudinales est :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \text{ Avec : } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPA}$$

- Pour les poutres principales ( $30 \times 40$ ) :  $A_{\min} = 1.34 \text{ cm}^2$ .
- Pour les poutres secondaires ( $30 \times 35$ ) :  $A_{\min} = 1.15 \text{ cm}^2$ .
- Pour les poutres palières ( $30 \times 35$ ) :  $A_{\min} = 1.15 \text{ cm}^2$ .

$A_{\text{adop}} > A_{\min} \Rightarrow$  La condition de non fragilité est vérifiée, ainsi que les sections recommandées par le RPA.

#### 2) Justification sous sollicitation d'effort tranchant : (BAEL 91 Art A.5.1.21)

Les poutres soumises à des efforts tranchants ; sont justifiées vis-à-vis des états ultimes, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente  $\tau_u$  prise égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d}$$

Avec :  $T_{\max}$  : effort tranchant max à l'ELU

#### Poutres principales (30x40)

$$\tau_u = \frac{104.62 \cdot 10^3}{300 \cdot 480} = 0.73 \text{ Mpa}$$

#### Poutres secondaire (30x35)

$$\tau_u = \frac{263.8 \cdot 10^3}{300 \cdot 380} = 2.30 \text{ Mpa}$$

#### Poutres palières (30x35)

$$\tau_u = \frac{263.8 \cdot 10^3}{300 \cdot 330} = 2.66 \text{ Mpa}$$

### 3) Etat limite ultime du béton de l'âme (BAEL 91 Art A.5.1.21)

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d} \leq \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right\} = 4.35 \text{ MPA}$$

**Poutres principales :**  $\tau_u = 0.93 \text{ MPa} < 4.35 \text{ MPa} \implies$  **Condition vérifiée.**

**Poutres secondaires :**  $\tau_u = 2.74 \text{ MPa} < 4.35 \text{ MPa} \implies$  **Condition vérifiée.**

**Poutres palières :**  $\tau_u = 2.74 \text{ MPa} < 4.35 \text{ MPa} \implies$  **Condition vérifiée.**

### 4) Influence de l'effort tranchant aux appuis ;(BAEL91 Art A.5.1.32)

➤ **Influence sur le béton :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \cdot \frac{0,9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

▪ Poutres principales :

$$T_u = 104.62 \text{ KN} < \bar{T}_u = 864 \text{ kN} \implies \text{condition est vérifiée.}$$

▪ Poutres secondaires :

$$T_u = 263.8 \text{ KN} < \bar{T}_u = 684 \text{ kN} \implies \text{condition est vérifiée.}$$

▪ Poutres palières :

$$T_u = 263.8 \text{ KN} < \bar{T}_u = 396 \text{ kN} \implies \text{condition est vérifiée.}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales (Art A.5.1.32/ BAEL91 modifié 99)**

Lorsqu'au droit d'un appui :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0$  ; on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui

une section d'armatures pour équilibrer un moment égal à  $T_u - \frac{M_u}{0,9d}$

$$D'où : A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left( V_u - \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

▪ Poutres principales :  $T_u - \frac{M_u}{0,9*d} = 104.62 - \frac{125.405}{0,9*0.37} = -271.97 < 0$

▪ Poutres secondaires :  $T_u - \frac{M_u}{0,9*d} = 263.8 - \frac{205.549}{0,9*0.32} = -449.91 < 0$

▪ Poutres secondaires :  $T_u - \frac{M_u}{0,9*d} = 263.8 - \frac{205.549}{0,9*0.32} = -449.91 < 0$

$\implies$  Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

### 5) Vérification de la contrainte d'adhérence acier-béton :(Art. A.6.1, 3/ BAEL91 modifié en 99)

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

$$\tau_{se} = \square \square \square_{ft28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28}$$

Avec :  $U_i$  le périmètre des aciers.

- Poutres principales :  $\tau_{se} = 0.021 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$  condition d'adhérence est vérifiée
- Poutres secondaires :  $\tau_{se} = 0.03 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$  condition d'adhérence est vérifiée.
- Poutres palières :  $\tau_{se} = 0.03 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$  condition d'adhérence est vérifiée.

## 6) Ancrage des aciers

### ➤ Condition d'équilibre

Sur une longueur d'ancrage, la contrainte d'adhérence est supposée constante et égale à sa valeur ultime fixée à :

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

### ➤ Calcul de la longueur de scellement des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier, adhérent au béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

- Pour  $\phi 8$  :  $l_s = 28.22 \text{ cm}$ .
- Pour  $\phi 10$  :  $l_s = 35.27 \text{ cm}$
- Pour  $\phi 12$  :  $l_s = 42.33 \text{ cm}$ .
- Pour  $\phi 16$  :  $l_s = 56.44 \text{ cm}$ .
- Pour  $\phi 20$  :  $l_s = 70.55 \text{ cm}$ .

Les règles du BAEL (Art.6.A.1/ BAEL91 modifié 99), admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normale est assuré lorsque la longueur de la partie encreée, mesuré hors crochet, est au moins égale à '**0.4  $l_s$** ' pour les aciers **H.A**.

- Pour  $\phi 8$  :  $l_a = 11.28 \text{ cm}$ .
- Pour  $\phi 10$  :  $l_a = 14.11 \text{ cm}$ .
- Pour  $\phi 12$  :  $l_a = 16.93 \text{ cm}$ .
- Pour  $\phi 16$  :  $l_s = 22.58 \text{ cm}$ .
- Pour  $\phi 20$  :  $l_s = 28.22 \text{ cm}$ .

## 7) Calcul des armatures transversales (A.2.12/ BAEL91 modifié 99)

Le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right)$$

$\phi_L$  : étant le diamètre minimal des armatures longitudinales.

- Poutres principales :

$$\phi_t \leq \min(14.28 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 30 \text{ mm})$$

**Soit :  $\phi_t = 10 \text{ mm}$**

On choisira un cadre et un étrier  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

- Poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min(11.42 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 30 \text{ mm})$$

**Soit :  $\phi_t = 10 \text{ mm}$**

On choisira un cadre et un étrier  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ .

- Poutres palières :

$$\phi_t \leq \min(10 \text{ mm}, 12 \text{ mm}, 30 \text{ mm})$$

**Soit :  $\phi_t = 10 \text{ mm}$**

On choisira un cadre et un étrier  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$ .

❖ **Calcul des espacements :**

➤ **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 1.2\phi_L; 30 \right\}$$

- Poutres principales :

$$S_t \leq \min(12.5; 24; 30) = 12.5 \longrightarrow S_t = 10\text{cm}$$

- Poutres secondaires :

$$S_t \leq \min(10 \text{ cm}; 19.2\text{cm}; 30 \text{ cm}) = 10\text{cm} \longrightarrow S_t = 10\text{cm}$$

- Poutres palières :

$$S_t \leq \min(8.75 \text{ cm}; 16.8 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 8 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 8\text{cm}$$

➤ **Zone courante :**  $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Pour les poutres principales

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \dots\dots\dots S_t = 20\text{cm}$$

- Pour les poutres secondaires

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \dots\dots\dots S_t = 15\text{cm}$$

- Pour les poutres palières

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 \dots\dots\dots S_t = 15 \text{ cm}$$

**Remarque :**

Le 1<sup>er</sup> cadre d'armature transversale doit être disposé à 5cm au plus du nu d'appui ou d'encastrement.

❖ **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

La section minimale d'armatures transversales est donnée par la relation suivante :

$$A_t^{\min} = 3\% S_t \times b$$

➤ **Zone nodale :**

$$A_{\min} = 0.9\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 = 4\text{HA}8 \rightarrow \text{poutres principales ; Poutres secondaires}$$

$$A_{\min} = 0.48\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 = 4\text{HA}8 \rightarrow \text{poutres palières}$$

➤ **Zone courante :**

$$A_{\min} = 1.8\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 = 4\text{HA}8 \rightarrow \text{poutres principales}$$

$$A_{\min} = 1.8\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 = 4\text{HA}8 \rightarrow \text{poutres secondaires}$$

$$A_{\min} = 0.9\text{cm}^2 < A_{\text{adopté}} = 2.01\text{cm}^2 = 4\text{HA}8 \rightarrow \text{poutres palières}$$

**8) Dispositions constructives pour les armatures longitudinales :**

Pour la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale à :

- ✓  $\frac{1}{5}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- ✓  $\frac{1}{4}$  de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.

La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire entravée est prolongées jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à  $\frac{1}{10}$  de la portée.

#### V.II.1.4.Vérifications à l'ELS

Les états limites de services sont définis pour vérifier la durabilité de la construction.

##### 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 déformation du béton en compression

Il faut vérifier la contrainte dans le béton

- ✓  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots$  Avec  $\rho_1 = \frac{100.A}{b.d}$
- ✓  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

Et à partir des tableaux, nous extrairons les valeurs de  $\beta_1$  et  $k_1$ .

La contrainte dans l'acier est :

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A} \quad ; \quad \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

Avec : **A** : Armatures adoptées à l'ELU.

Les résultats des vérifications à l'ELS sont donnés dans les tableaux suivants :

##### ❖ Vérification du ferrailage des poutres principales à l'ELS :

Nature	Mmax (kN.m)	Ast (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	k1	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	42.602	4.62	0.418	0.901	35.50	276.60	7.79	15	✓
Appuis	-79.193	8.01	0.719	0.877	25.65	304.69	11.87	15	✓

##### ❖ Vérification du ferrailage des poutres secondaires à l'ELS :

Nature	Mmax (kN.m)	Ast (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	$\beta_1$	k1	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
--------	-------------	------------------------	----------	-----------	----	------------------	---------------------	---------------------------	-------------

<b>Travée</b>	<b>59.509</b>	15.46	1.617	0.902	36.285	133.35	3.67	15	✓
<b>Appuis</b>	<b>-54.171</b>	18.85	0.405	0.902	36.285	99.56	2.74	15	✓

❖ **Vérification du ferrailage des poutres palières à l'ELS :**

Nature	Mmax (kN.m)	Ast (cm <sup>2</sup> )	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	k <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ̄ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
<b>Travée</b>	<b>59.509</b>	15.46	1.617	0.902	36.285	133.35	3.67	15	✓
<b>Appuis</b>	<b>-54.171</b>	18.85	0.405	0.902	36.285	99.56	2.74	15	✓

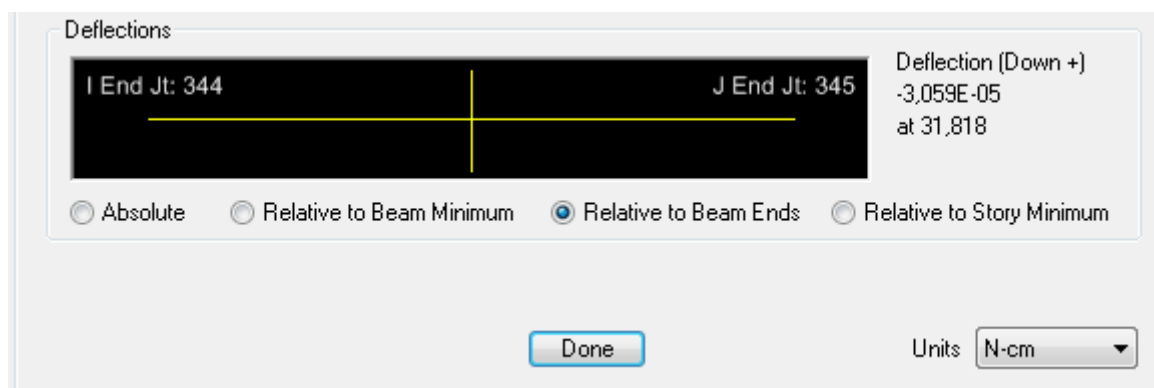
**c. Etat limite de déformation :**

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens :

❖ **Calcul de la flèche :**

Les règles du BAEL (Art B.6.5.2 BAEL 91 modifier 99) précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associées au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

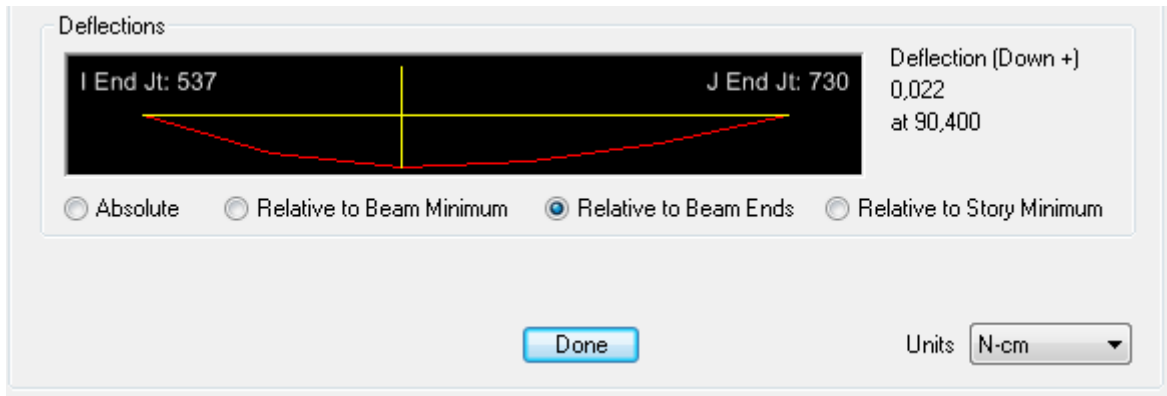
**Sens XX**



Dans notre cas la flèche est donnée par l'ETABS :  $f = -3.05 \cdot 10^{-5}$

$$\bar{f} = \frac{700}{500} = 1.4 > f = -3.05 \cdot 10^{-5} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**Sens yy**



Dans notre cas la fiche est donnée par l'ETABS :  $f = 0.022$

$$f = \frac{550}{500} = 1.1 > f = 0.022 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

**Conclusion :** La flèche est vérifiée dans les deux sens.

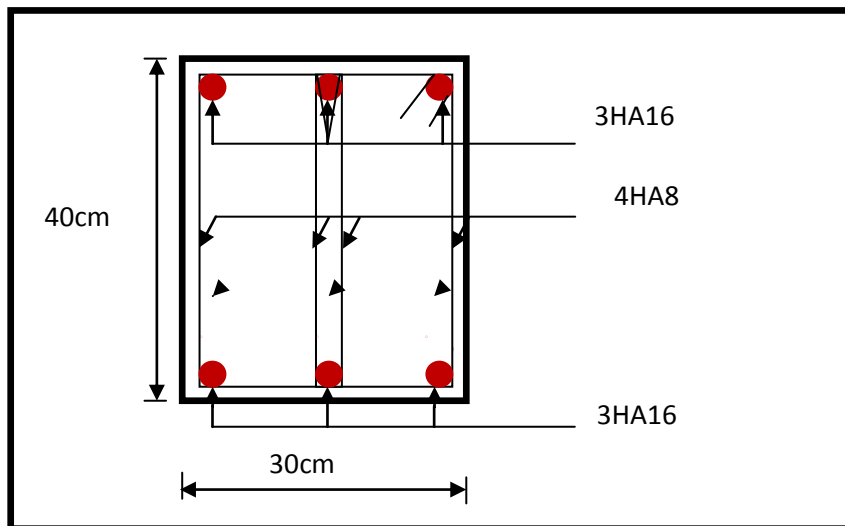
❖ **Les plans de ferrailage des poutre :**

**Poutre principale (30x40) :**

✓ **En travée et en appuis**

➤ **proche des voiles:**

- Armatures longitudinales : 6HA16
- Armatures transversales : 1 cadre en HA8+ étrier en HA8 = 4HA8

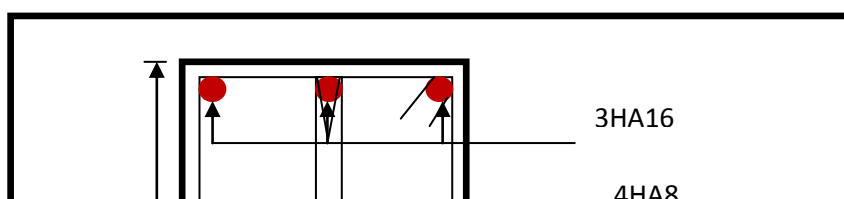


**Fig.VI.4:** Ferrailage d'une poutre principale

**Poutre secondaire (30x35) :**

**En travée**

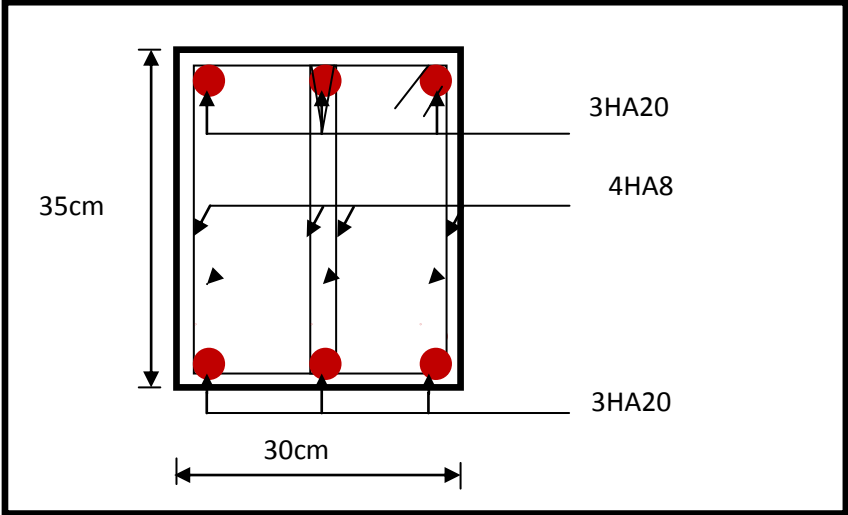
➤ **proche des voiles:**



**Fig.VI.5:** Ferrailage en travée d'une poutre secondaire

**aux appuis**

➤ **proche des voiles:**

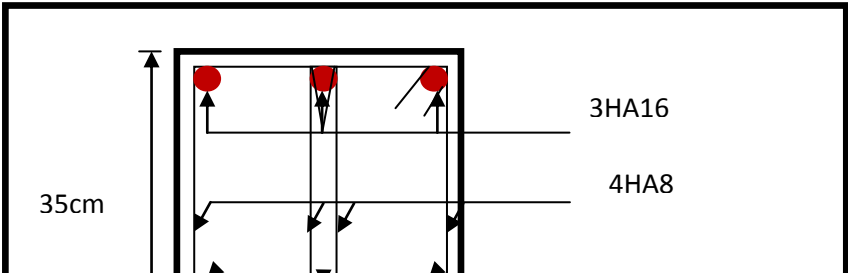


**Fig.VI.5:** Ferrailage aux appui d'une poutre secondaire

**poutre palière (30x35) :**

**travée:**

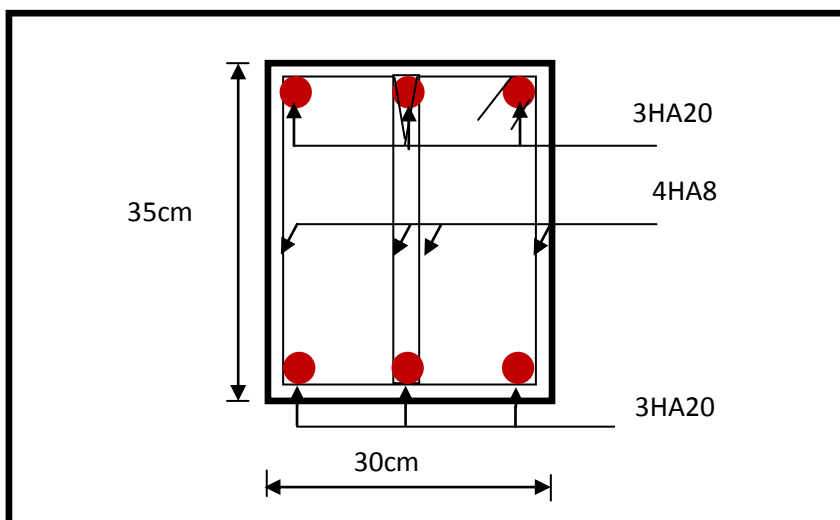
➤ **proche des voiles**



**Fig.VI.5:** Ferrailage en travée d'une poutre palière

**En appuis:**

➤ **proche des voiles:**



**Fig.VI.5:** Ferrailage en travée d'une poutre palière

### VI.3.1) Etude du voile périphérique :

#### Introduction :

Afin de relier la structure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

#### VI.3.2) pré dimensionnement du voile périphérique :

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) pour le voile périphérique est de 15 cm.

On opte pour épaisseur de 15 cm.

##### a) Contrainte de sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :  $\sigma_H$  et  $\sigma_V$

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale

$\sigma_V$  : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

Avec :  $K_0$  : coefficient de poussée des terres

$\varphi$  : angle de frottement interne

##### b) Caractéristiques du sol :

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\varphi = 30^\circ$$

$$\text{donc: } K_0 = 0,577$$

**Calcul des sollicitations :**

**ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 0.577 \times 10 = 8.66 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,15 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 \times (1.35 \times 17 \times 3,15 + 1.5 \times 10) = 50.36 \text{ KN/m}^2$$

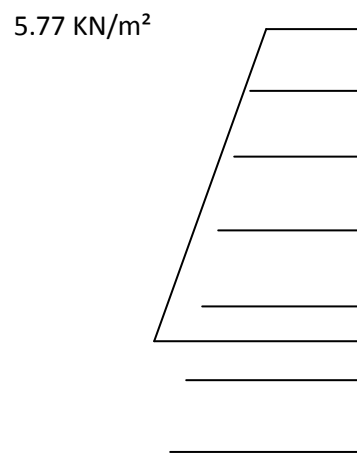
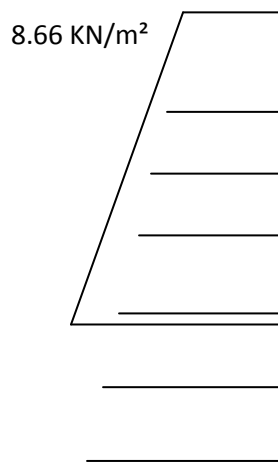
**ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_v = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.577 \times 10 = 5.77 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3,15 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.577 (10 + 17 \times 3,15) = 36,67 \text{ KN/m}^2$$

**Diagramme des contraintes :**



50,36 KN/m<sup>2</sup>

36,37 KN/m<sup>2</sup>

**ELU ELS**

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 50,36 + 8,66}{4} = 39,94 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1 \text{ m} = \frac{3 \times 36,37 + 5,77}{4} = 28,72 \text{KN/ml}$$

### VI.3.3) Ferrailage du voile périphérique :

#### 1. Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrees sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

#### 2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75
- Moment en appui: 0.5

#### Identification des panneaux :

$$l_x = 3,15 \text{ m}$$

$$l_y = 5 \text{ m}$$

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,15}{5} = 0.63 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

#### ELU :

$$\varphi = 0.63 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0772 \\ \mu_y = 0.343 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0772 \times 39,94 \times 3,15^2 = 30,59 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.343 \times 30,59 = 10,49 \text{KN.m}$$

#### Correction des moments :

##### Sens xx :

$$\text{Aux appuis : } M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 30,59 = 15.3 \text{KN.m}$$

## Introduction générale

---

En travée :  $M_t = 0.75 M_{0X} = 0.75 \times 30,59 = 22,94 \text{KN.m}$

Sens yy :

Aux appuis :  $M_a = 0.5 M_{0Y} = 0.5 \times 10,49 = 5,25 \text{KN.m}$

En travées :  $M_t = 0.75 M_{0Y} = 0.75 \times 10,49 = 7,87 \text{KN.m}$

**ELS :**

$M_{0X} = 0.0772 \times 28,72 \times 3,15^2 = 22 \text{KN.m}$

$M_{0Y} = 0.343 \times 22 = 7,55 \text{KN.m}$

**Correction des moments :**

Sens XX :

Aux appuis :  $M_a = 0.5 M_{0X} = 11 \text{KN.m}$

En travée :  $M_t = 0.75 M_{0X} = 16,5 \text{KN.m}$

Sens YY :

Aux appuis :  $M_a = 0.5 M_{0Y} = 3,78 \text{KN.m}$

En travée :  $M_t = 0,75 M_{0Y} = 5,66 \text{KN.m}$

**Calcul des sections d'armatures :**

Le ferrailage étant pour la dalle la plus superficielle (  $5 \times 3,15$  ) m<sup>2</sup> et pour une bande de 1m de largeur.  $L_x = 3,15 \text{ m}$  et  $L_y = 5.00 \text{ m}$

$b_0 = 1 \text{ m}$  ;  $h_0 = 0,2 \text{ m}$  ;  $d = 0,9h = 0,18 \text{ m}$

$F_{bu} = 14,2 \text{ MPA}$  ;  $\sigma_s = 348 \text{ MPA}$  ;  $\xi_s = 10 \text{ ‰}$

Sens	zone	$M_u(\text{KN.m})$	$\mu_u$	$\mu_1$	section	$\beta$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	st (cm)
Xx	Appuis	15,3	0.032	0.392	SSA	0.984	2.48	2	8HA12 =9.05	14

	Travée	22,94	0.050	0.392	SSA	0.974	3,75	2	8HA12 =9.05	14
Yy	Appuis	5,25	0.012	0.392	SSA	0.994	0.84	2	8HA12 =9.05	14
	travée	7,87	0.018	0.392	SSA	0.991	1,27	2	8HA12 =9.05	14

Tableau 1- ferrailage du voile périphérique

**1. Recommandations du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m<sup>2</sup> de HA8.

**VI.3.4) vérification à l'ELS :**

- **vérification de la contrainte dans le béton :**

on doit vérifier que :

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

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

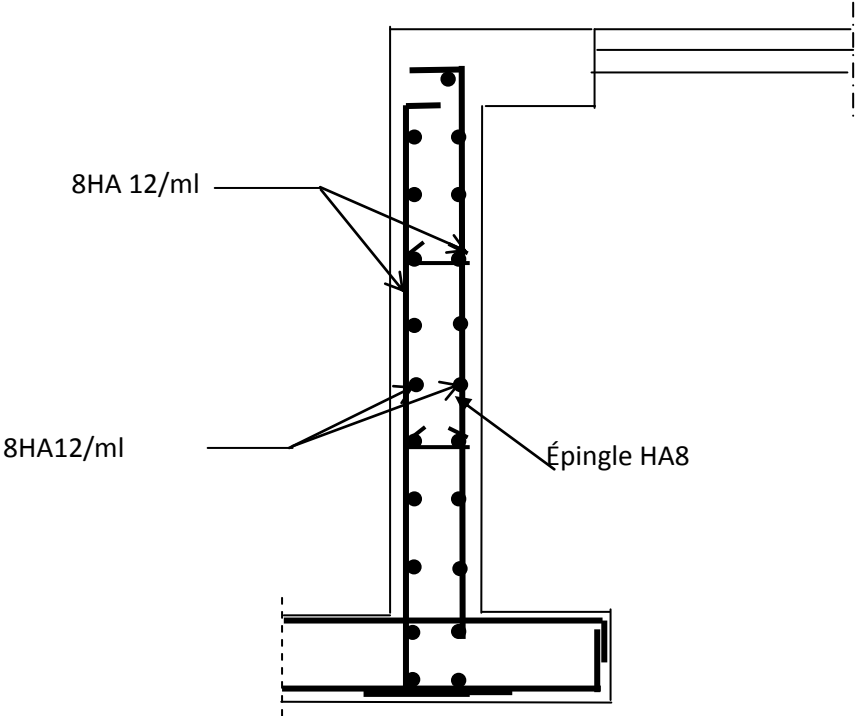
$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \text{ avec } \gamma = \frac{M_U}{M_S}$$

sens	zone	Mu	Ms	$\Gamma$	A	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	observation
XX	Appui	15.3	11	1.39	0.0406	0.445	vérifiée
	Travée	22.94	16.5	1.39	0.0641	0.445	vérifiée
YY	appui	5.25	3.78	1.39	0.0151	0.445	vérifiée
	travée	7.87	5.66	1.39	0.0227	0.445	vérifiée

Tableau 2- vérification des contraintes à l'ELS

Donc la vérification des contraintes n'est pas nécessaire.

Fig.10.12 : Ferrailage du voile périphérique



## Introduction :

Le ferrailage d'un voile consiste en la détermination de ces armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues à G et Q et horizontales dues au séisme.

Dans le but de faciliter la réalisation et d'alléger les calculs, on décompose le bâtiment en (03) zones :

Zone I : RDC ,1<sup>ère</sup> étage, 2<sup>ème</sup> étage

Zone II : du 3<sup>ème</sup> étage ou 5<sup>ème</sup> étage

Zone III : 6<sup>ème</sup> étage, 9<sup>ème</sup> étage

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées en suivant les démarches suivantes :

### a) Etapes de calcul :

#### 1) Détermination des diagrammes des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I}$$

Avec V et V' : bras de levier du voile ( $V=V'=L/2$ )

#### 2) Découpage des diagrammes obtenus en bandes de largeur d

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2l'}{3}\right)$$

Avec :

l' : Longueur de la zone comprimée

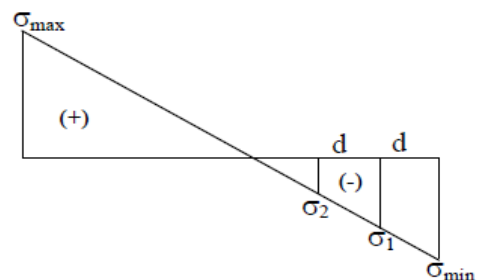
h<sub>e</sub> : Hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

#### 3) Détermination de l'effort normale ultime agissant en prenant la valeur moyenne des contraintes dans chaque section considérée.

##### 3.1/ Section partiellement comprimée (SPC)

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e \Rightarrow A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma_s}$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} d.e \Rightarrow A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma_s}$$



Avec :

A : section d'armatures verticales

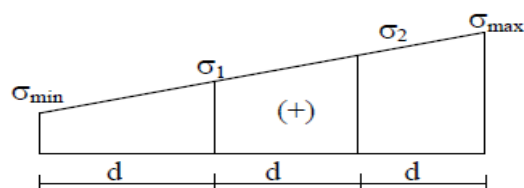
σ<sub>s</sub> : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de 10‰ = 348 MPa

e : épaisseur du voile

##### 3.2/Section entièrement comprimée (S.E.C)

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e \Rightarrow A_1 = \frac{N_{u1} - Bf_{bc}}{\sigma_s}$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} d.e \Rightarrow A_2 = \frac{N_{u2} - Bf_{bc}}{\sigma_s}$$



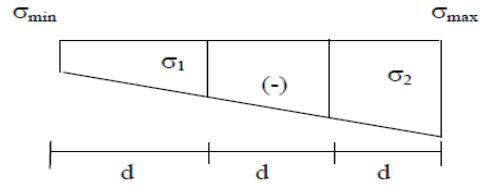
$\sigma_s$ : Contrainte dans les aciers correspondante à un allongement de 10 ‰ = 348 MPa

$f_{bc}$ : Contrainte de calcul dans le béton = 14.2 MPa

### 3.2/Section entièrement tendue (S.E.T)

$$N_{u1} = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d.e \implies A_1 = \frac{N_{u1}}{\sigma_s}$$

$$N_{u2} = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} d.e \implies A_2 = \frac{N_{u2}}{\sigma_s}$$



#### b) Sections d'armatures minimales

##### b-1/ Armatures verticales

###### ➤ Compression simple :

La section d'armatures longitudinales doit être au moins égale à :

- 4 cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de parement mesurée perpendiculairement la direction des armatures.
- 0,2% de la section totale du béton comprimée sans dépasser 5% de celle-ci.

###### ➤ Traction simple :

$$A_{\min} \geq B \cdot f_{t28} / f_e \text{ (BAEL91)}$$

B : Section du béton.

##### c) Exigences du RPA 99 : (art A-7-7-41)

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 ( $A_{\min} \geq 0.2 \% \cdot B$ ).

##### c-1/ Armatures horizontales :

Elles doivent être menées de crochets à 135°, ayant une longueur de  $10\phi$  (art A-7-7-41 RPA99)

$$A_H = A_v / 4 \quad \text{(BAEL 91)}$$

$$A_H = 0.15\% B \quad \text{(RPA99)}$$

##### c-2/ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux forces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales.

Ces aciers sont généralement des épingles, leur rôle est d'empêcher le flambement des armatures verticales sous l'action des aciers verticaux sous l'action de compression.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingles par mètre carré.

#### Armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les armatures de couture dont la section doit être calculée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{T}}{f_e}$$

Où :

$$\bar{T} = 1,4 T$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts dus au moment de renversement.

### Les potelets :

On doit prévoir à chaque extrémité du voile (où du trumeau) un potelet armé par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à  $4\phi 10$ .

Les armatures transversales sont des cadres dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur « e » du voile.

### Diameter minimum: (art A7-7-43/ RPA99)

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

### Espacements

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

( $1,5e$  ; 30cm), c'est à dire  $St \leq \min(1,5e ; 30\text{cm})$ .

A chaque extrémité du voile ou trumeau l'espacement des barres verticales doit être réduit de la moitié sur une longueur égale à  $L/10$  ; cet espacement ne doit être au plus égale à 15cm.

### Longueur de recouvrement

La longueur de recouvrement est égale à :

$40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

$20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous toutes les combinaisons possibles de charges.

### Exemple de calcul

❖ Nous proposons le calcul détaillé du voile P5 ( $L = 5,50 \text{ m}$ ) :

#### 1) Caractéristiques géométriques :

Zone II :

$$L = 1,2 \text{ m}$$

$$B = 0,24 \text{ m}^2$$

#### 2) Sollicitations de calcul :

On calcul les effets agissant sur le voile considéré pour une zone donnée et on généralisé ce ferrailage pour les deux autre zone.

$$\sigma_{max} = 969.235 \text{ KN/m}^2$$
$$\sigma_{min} = 4049.230 \text{ KN/m}^2$$

**calcul la Largeur de la zone comprimée :**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{696.235}{696.235 + 4049.230} \times 1.20 = 0.18 \text{ m}$$

- **Calcul de la Largeur de la zone tendue :**

$$l_t = l - l_c = 1.2 - 0.18 = 1.02 \text{ m}$$

- **Calcul de la longueur (d) :**

$$d = \frac{l_t}{2} = \frac{1.02}{2} = 0.51 \text{ m}$$

**Détermination de N :**

Zone tendue :

$$\sigma_1 = \frac{l_t - d_1}{l_t} \cdot \sigma_{\min} \dots\dots\dots \text{triangles semblables.}$$

$$\sigma_1 = \frac{1.02 - 0.51}{1.02} \times 4049.230 = 2024.615 \text{ KN/m}^2.$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{4049.230 + 2024.615}{2} \times 0.51 \times 0.2 = 309.76 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{2024.615}{2} \times 0.51 \times 0.2 = 103.25 \text{ KN}$$

- a. **Calcul des armatures verticales :**

**Bande I : d1=1,04 m**  $AV_1 = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = \frac{309.76 \times 10}{400} = 7.74 \text{ cm}^2$

**Bande II : d2=1,04 m**  $AV_2 = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{103.25 \times 10}{400} = 3.58 \text{ cm}^2$

- b. **Les armatures de couture :**

$$Avj = 1.1 \frac{T}{f_e} = \frac{1.1 \times 139.680 \times 10}{400} = 3.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj\text{correspond}} = \frac{Avj \times d}{L} = \frac{3.85 \times 0.51}{1.20} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Détermination de la section d'armatures verticale totale par bande :

$$A_{vt1} = A_{v1} + A_{vj\text{cor}} = 7.74 + 1.63 = 9.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{vt2} = A_{v2} + A_{vjcor} = 3.58 + 1.63 = 5.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{t1/nappe} = \frac{A_{vt1}}{2} = \frac{9.37}{2} = 4.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{t2/nappe} = \frac{A_{vt2}}{2} = \frac{5.21}{2} = 2.60 \text{ cm}^2$$

**c. Armatures minimales (BAEL 91) :**

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{d \cdot e \cdot f_{t28}}{f_e}, 0.2\%d \times e \right\}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{0.51 \times 0.2 \times 2.1}{400}, 0.002 \times 0.51 \times 0.2 \right\} 10^4$$

$$= \max \{5.35; 2.04\} \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 5.355 \text{ cm}^2$$

Les voiles sont ferrailés symétriquement, afin d'assurer la sécurité en cas d'inversion

del'action sismique

❖ **1<sup>ere</sup> Bande** :  $2 \times 2\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$

Soit :  $2 \times 2\text{HA}14$  / nappe avec **St= 10 cm**

❖ **2<sup>eme</sup> Bande** :  $2 \times 4\text{HA} 14 = 12.32 \text{ cm}^2$

Soit : **8HA14/nappe** avec **St=15cm**

**d. Armatures horizontales :**

$$A_H = \max \left\{ \frac{A_{v1}}{4}, \frac{A_{v2}}{4}, 0.15\%B \right\} 10^4$$

$$A_H = \max \left\{ \frac{7.74}{4}, \frac{3.58}{4}, 0.0015 \times 0.24 \times 10^4 \right\} \text{ cm}^2$$

$$A_H = \max\{1.935, 0.895, 3.6\}$$

$$A_H = 3.60 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_H = 3.6$  le choix d'armatures est  $2 * 3HA10 = 4.7cm^2$ .

**e. Armatures transversales (Art-7-7-4-3, RPA 99) :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliée avec aux moins quatre **(4)** épingles par mètre carré.

On adopte : **4** épingles de **HA8** par mètre carré.

**f. Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5 \times e\}$$

$$S_t \leq \min\{1.5 \times 20\}cm = 30cm$$

$$S_t \leq 30cm$$

$\Rightarrow$ **Condition vérifiée**

**3) Les vérifications :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A}$$

$$\sigma_b = \frac{1134.54 \times 10^3}{(1,1 \times 10^4 + 15 \times 3.6) \times 10^2} = 1.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.03 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 15 \text{ MPa}$$

**Selon le RPA 99 (art : 7-7-2, RPA 99) :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_b = 0.2fc_{28}$$

$$d = 0.9L = 0.9 \times 1.20 = 1.08 \text{ m}$$

$V_u$  : effort tranchant dans la section

**e** : Épaisseur des voiles.

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{195.552 \times 10^3}{(0.2 \times 1.08) \times 10^6} = 0.91 \text{ MPa} .$$

$$\tau_b = 0.91 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} . \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{ed} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{fc_{28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{139.680 \times 10^3}{0.2 \times 1.08 \times 10^6} = 1,42 \text{ MPa} \leq \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.65 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Remarque :**

Les espacements qui se trouvent dans les tableaux ci-dessous sont calculés entre axes des barres verticales (pour les barres verticales), et entre axes des barres horizontales (pour les barres horizontales)

Les sections des armatures horizontales calculées pour une bande de 1m de hauteur.

**Ferraillage des voiles VL1 :**

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)	3.15	3.15	3.15
	L (m)	1.90	1.90	1.90
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )	0.38	0.38	0.38
	He	3.150	3.150	3.150

	<b>h</b>	<b>2.80</b>	<b>2.80</b>	<b>2.80</b>	
<b>Sollicitation de calcul</b>	<b>T(kN)</b>	<b>666.800</b>	<b>451.860</b>	<b>450.960</b>	
	<b>N<sub>ser</sub> (kN)</b>	<b>3475.43</b>	<b>3165.02</b>	<b>2368.29</b>	
	<b>V<sub>u</sub> (kN)</b>	<b>933.520</b>	<b>632.604</b>	<b>631.344</b>	
	<b>σ<sub>max</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>3286.000</b>	<b>2791.840</b>	<b>1134.950</b>	
	<b>σ<sub>min</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>7324.110</b>	<b>6275.800</b>	<b>4292.050</b>	
	<b>σ<sub>s</sub> (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>400.00</b>	<b>400.00</b>	<b>400.00</b>	
	<b>L<sub>c</sub></b>	<b>0.99</b>	<b>0.00</b>	<b>0.56</b>	
	<b>L<sub>t</sub></b>	<b>0.91</b>	<b>1.90</b>	<b>1.34</b>	
	<b>d</b>	<b>0.46</b>	<b>0.48</b>	<b>0.67</b>	
	<b>σ<sub>1</sub></b>	<b>2103.225</b>	<b>3385.680</b>	<b>2146.025</b>	
	<b>N<sub>1</sub></b>	<b>287.46</b>	<b>375.25</b>	<b>430.61</b>	
	<b>N<sub>2</sub></b>	<b>95.82</b>	<b>160.82</b>	<b>143.54</b>	
<b>armatures verticales</b>	<b>A<sub>v1</sub>/bande (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>11.77</b>	<b>10.30</b>	<b>10.77</b>
	<b>A<sub>v2</sub>/bande (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>11.36</b>	<b>9.25</b>	<b>3.59</b>
	<b>A<sub>vj</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>25.67</b>	<b>17.40</b>	<b>17.36</b>
	<b>A<sub>vjcorr</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>2.61</b>	<b>1.52</b>	<b>1.23</b>
	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>vt1</sub> =A<sub>v1</sub>+A<sub>vjcor</sub></b>	<b>18.19</b>	<b>14.65</b>	<b>8.40</b>
<b>A<sub>vt2</sub> =A<sub>v2</sub>+A<sub>vjcor</sub></b>		<b>17.78</b>	<b>13.60</b>	<b>8.23</b>	
<b>armatures minimales</b>	<b>A<sub>min</sub>/bande/nappe (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>3.97</b>	<b>4.09</b>	<b>3.98</b>
<b>Ferrailage adopté pour les armatures verticales</b>	<b>A'v1 adopté (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>20.1</b>	<b>20.1</b>	<b>11.3</b>
	<b>A'v2 adopté (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>20.1</b>	<b>20.1</b>	<b>11.3</b>
	<b>Choix de A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Bande 1</b>	<b>2*5HA16</b>	<b>2*5HA14</b>	<b>2*5HA12</b>
	<b>Choix de A (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Bande 2</b>	<b>2*5HA16</b>	<b>2*5HA14</b>	<b>2*5HA12</b>
	<b>Espacement (cm)</b>	<b>Bande 1</b>	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
<b>Bande 2</b>		<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	
<b>Armatures horizontales</b>	<b>AH /nappe (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>5.49</b>	<b>5.49</b>	<b>5.49</b>
	<b>AH adopté (cm<sup>2</sup>)</b>		<b>7.8</b>	<b>7.8</b>	<b>7.8</b>
	<b>choix de la section</b>		<b>2*5HA10</b>	<b>2*5HA10</b>	<b>2*5HA10</b>
<b>Vérification des armatures transversales</b>	<b>Espacement st(cm)</b>		<b>25</b>	<b>25</b>	<b>25</b>
	<b>At adoptées</b>				
<b>Vérification des contraintes</b>		<b>τ<sub>b</sub></b>	<b>1.157</b>	<b>0.646</b>	<b>0.371</b>
	<b>2,26 Mpa</b>	<b>τ<sub>u</sub></b>	<b>0.826</b>	<b>0.461</b>	<b>0.265</b>

		$\sigma_{bc}$	3.397	2.780	1.812
--	--	---------------	-------	-------	-------

## Ferrailage des voiles VL2 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)		3.15	3.15	3.15
	L (m)		3.70	3.70	3.70
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )		0.74	0.74	0.74
	He		3.150	3.150	3.150
	h		2.80	2.80	2.80
Solicitation de calcul	T(kN)		1151.570	1242.680	816.790
	N <sub>ser</sub> (kN)		2757.97	2482.08	1893.26
	Vu (kN)		1612.198	1739.752	1143.506
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		2145.420	2038.500	1898.120
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		5317.990	4949.870	4044.720
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400.00	400.00	400.00
	L <sub>c</sub>		2.71	0.00	0.79
	L <sub>t</sub>		0.99	3.70	2.91
	d		0.49	0.93	1.46
	$\sigma_1$		1300.310	2508.053	1576.810
	N <sub>1</sub>		192.68	541.32	688.28
	N <sub>2</sub>		64.23	231.99	229.43
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		4.82	13.53	17.21
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		1.61	5.80	5.74
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		44.34	47.84	31.45
	A <sub>vjcorr</sub> (cm <sup>2</sup> )		8.85	13.32	9.41
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vt1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vjcor</sub>	25.64	25.66	12.87
		A <sub>vt2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vjcor</sub>	27.79	27.18	18.59
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		6.64	6.74	7.38
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		28.14	28.14	21.56
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		28.14	28.14	21.56
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*7HA16	2*7HA16	2*7HA14
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*7HA16	2*7HA16	2*7HA14

	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8
		Bande 2	14	14	14
Armat ures transv ersales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		9.90	9.90	9.90
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		11.3	11.3	11.3
	choix de la section		2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
Vé rifi cation des con struc tion	3.26 Mpa	$\tau_b$	2.714	2.929	1.306
		$\tau_u$	1.939	2.077	1.375
		$\sigma_{bc}$	3.928	3.535	2.735

## Ferrailage des voiles VL3

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)	3.15	3.15	3.15
	L (m)	1.20	1.20	1.20
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )	0.24	0.24	0.24
	He	3.150	3.150	3.150
	h	2.80	2.80	2.80
Solicitation de calcul	T(kN)	242.660	139.680	123.150
	N <sub>ser</sub> (kN)	1227.77	1134.54	895.38
	Vu (kN)	339.724	195.552	172.410
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	900.360	969.235	765.980
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	4922.760	4049.230	3064.570
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400.00	400.00	400.00
	L <sub>c</sub>	0.74	0,18	0.35
	L <sub>t</sub>	0.46	1.02	0.85
	d	0.23	0.51	0.42
	$\sigma_1$	2176.845	2024,615	637.805
	N <sub>1</sub>	151.17	309,76	81.18
N <sub>2</sub>	50.39	103,25	27.06	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	2.77	7,74	2.25
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	9.77	3,85	5.11
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	9.34	3,85	4.74
	A <sub>vjcorr</sub> (cm <sup>2</sup> )	1.74	1,63	1.10
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vt1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vjcor</sub>	5.11	9,35
A <sub>vt2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vjcor</sub>		12.11	5,21	6.29

armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		4,91	5,36	5,40
	$A'v1$ adopté (cm <sup>2</sup> )		6.16	6.16	4.52
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v2$ adopté (cm <sup>2</sup> )		12.32	12.32	9.04
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*2HA14	2*2HA14	2*2HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*4HA14	2*4HA14	2*4HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	15	15	15
s horizontales	AH /nappe (cm2)		3.60	3.60	3.60
	AH adopté (cm2)		4.7	4.7	4.7
	choix de la section		2*3HA10	2*3HA10	2*3HA10
ures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées				
veaux des poteaux	3.26 Mpa	$\tau_b$	1.573	0.905	0.798
		$\tau_u$	1.123	0.647	0.570
		$\sigma_{bc}$	4.750	4.389	3.531

#### Ferrailage des voiles VL4

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)	3.15	3.15	3.15
	L (m)	1.70	1.70	1.70
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )	0.34	0.34	0.34
	He	3.150	3.150	3.150
	h	2.80	2.80	2.80
Solicitation de calcul	T(kN)	666.800	451.860	450.960
	$N_{ser}$ (kN)	3475.43	3165.02	2368.29
	$V_u$ (kN)	933.520	632.604	631.344
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	3286.000	2939.130	1134.950
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	7324.110	6275.800	2520.180
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400.00	400.00	400.00
	$L_c$	1.16	0.00	0.21
	$L_t$	0.54	1.70	1.49
	d	0.27	0.43	0.74
	$\sigma_1$	1270.560	2784.128	1407.455
$N_1$	102.06	276.09	313.57	

	$N_2$		<b>34.02</b>	<b>118.33</b>	<b>104.52</b>
armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		<b>11.77</b>	<b>10.30</b>	<b>4.06</b>
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		<b>11.36</b>	<b>9.25</b>	<b>3.89</b>
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$		<b>25.67</b>	<b>17.40</b>	<b>17.36</b>
	$A_{vjcorr} \text{ (cm}^2\text{)}$		<b>1.63</b>	<b>14.65</b>	<b>2.67</b>
	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{vt1}$ $=A_{v1}+A_{vjcor}$	<b>18.19</b>	<b>13.60</b>	<b>8.40</b>
$A_{vt2}$ $=A_{v2}+A_{vjcor}$		<b>17.78</b>	<b>4.45</b>	<b>8.23</b>	
armatures minimales	$A_{min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		<b>3.97</b>	<b>4.09</b>	<b>3.98</b>
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1$ adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>20.1</b>	<b>20.1</b>	<b>11.3</b>
	$A'v2$ adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>20.1</b>	<b>20.1</b>	<b>11.3</b>
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	<b>2*5HA16</b>	<b>2*5HA14</b>	<b>2*5HA12</b>
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	<b>2*5HA16</b>	<b>2*5HA14</b>	<b>2*5HA12</b>
	Espacement (cm)	Bande 1	<b>10</b>	<b>10</b>	<b>10</b>
Bande 2		<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>5.49</b>	<b>5.49</b>	<b>5.49</b>
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>7.8</b>	<b>7.8</b>	<b>7.8</b>
	choix de la section		<b>2*5HA10</b>	<b>2*5HA10</b>	<b>2*5HA10</b>
	Espacement st(cm)		<b>25</b>	<b>25</b>	<b>25</b>
	$A_t$ adoptées				
Véification des constructions		$\tau_b$	<b>2.834</b>	<b>1.920</b>	<b>1.917</b>
	3.26 Mpa	$\tau_u$	<b>2.024</b>	<b>1.372</b>	<b>1.369</b>
		$\sigma_{bc}$	<b>8.773</b>	<b>7.989</b>	<b>6.184</b>

## Ferrailage des voiles VL5

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)		3.15	3.15	3.15
	L (m)		5.25	5.25	5.25
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )		1.05	1.05	1.05
	He		3.150	3.150	3.150
	h		2.80	2.80	2.80
Solicitation de calcul	T(kN)		1972.490	1872.650	1135.660
	N <sub>ser</sub> (kN)		-5666.15	-4144.57	-2441.33
	Vu (kN)		2761.486	2621.710	1589.924
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		21514.420	14820.000	-3111.420
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		8243.550	5029.960	3819.670
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400.00	400.00	400.00
	L <sub>c</sub>		3.61	0.00	2.36
	L <sub>t</sub>		1.64	5.25	2.89
	d		0.82	1.31	1.45
	$\sigma_1$		1867.375	3772.470	1909.835
	N <sub>1</sub>		458.51	1155.32	828.84
	N <sub>2</sub>		152.84	495.14	276.28
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		11.46	28.88	20.72
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		3.82	12.38	6.91
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		75.94	72.10	43.72
	A <sub>vjcorr</sub> (cm <sup>2</sup> )		11.84	18.02	12.05
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vt1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vjcor</sub>	110.02	46.91	15.59
A <sub>vt2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vjcor</sub>		46.91	23	9.01	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		12.47	10.90	16.01
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		113.08	53.40	18.10
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		56.54	24.62	9.04
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*17HA20	2*10HA20	2*8HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*9HA20	2*8HA14	2*4HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	7	10	20
Bande 2		15	15	25	

des ures con transv horizonta	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		16.55	16.55	16.50
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		16.92	16.92	16.92
	choix de la section		11HA16	11HA16	11HA16
	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées				
		$\tau_b$	2.922	2.774	1.682
	3,26 Mpa	$\tau_u$	2.087	1.982	1.202
		$\sigma_{bc}$	4.942	3.694	2.208

## Ferrailage des voiles VL6

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.35	0.35	0.35
	hauteur etage (m)		3.15	3.15	3.15
	L (m)		2.25	2.25	2.25
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )		0.45	0.45	0.45
	He		3.150	3.150	3.150
	h		2.80	2.80	2.80
Solicitation de calcul	T(kN)		529.280	390.270	146.490
	N <sub>ser</sub> (kN)		-1615.89	-1233.15	-716.41
	Vu (kN)		740.992	546.378	205.086
	$\sigma_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		2989.900	2850.260	-1604.400
	$\sigma_{min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		5972.410	3455.600	33330.300
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400.00	400.00	400.00
	L <sub>c</sub>		1.50	0.00	0.10
	L <sub>t</sub>		0.75	2.25	2.15
	d		0.38	0.56	1.07
	$\sigma_1$		1494.950	2591.700	16665.150
N <sub>1</sub>		168.32	340.16	5366.18	
N <sub>2</sub>		56.11	145.78	1788.73	
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		4.21	8.50	134.15
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		1.40	3.64	44.72
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		20.38	15.03	5.64
	A <sub>vjcorr</sub> (cm <sup>2</sup> )		3.40	3.76	2.69
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vt1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vjcor</sub>		16.28	12.59
A <sub>vt2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vjcor</sub>		25.32	15.21	11.69	

armatures minimales	$A_{\min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		2.98	3.71	4.08
	$A'v1$ adopté (cm <sup>2</sup> )		20.1	15.4	11.3
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v2$ adopté (cm <sup>2</sup> )		28.14	21.56	15.82
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*5HA16	2*5HA14	2*5HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*7HA16	2*7HA14	2*7HA12
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
		Bande 2	15	15	15
s horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		7.04	6.09	6.09
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		7.8	7.8	7.8
	choix de la section		2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10
ures transversales	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées				
des		$\tau_b$	3.203	2.415	2.382
	3.26 Mpa	$\tau_u$	2.288	1.725	1.701
		$\sigma_{bc}$	9.445	8.763	6.765

### Ferrailage des voiles VT1

Caractéristiques géométriques	Zone	I	II	III
	hpoutre(m)	0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)	3.15	3.15	3.15
	L (m)	3.35	3.35	3.35
	e (m)	0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )	0.67	0.67	0.67
	He	3.150	3.150	3.150
	h	2.75	2.75	2.75
Solicitation de calcul	T(kN)	1151.570	1242.680	816.790
	$N_{ser}$ (kN)	2757.97	2482.08	1893.26
	$V_u$ (kN)	1612.198	1739.752	1143.506
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	2145.420	2038.500	1898.120
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	5317.990	4949.870	4044.720
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400.00	400.00	400.00
	$L_c$	2.03	0.00	-4.69
	$L_t$	1.32	3.35	8.04
	d	0.66	0.84	4.02
$\sigma_1$	2464.025	2819.843	1165.145	

	$N_1$		<b>487.07</b>	<b>551.04</b>	<b>1405.14</b>
	$N_2$		<b>162.36</b>	<b>236.16</b>	<b>468.38</b>
armatures verticales	$A_{v1}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		<b>14.55</b>	<b>13.70</b>	<b>11.99</b>
	$A_{v2}/\text{bande (cm}^2\text{)}$		<b>16.71</b>	<b>15.22</b>	<b>10.72</b>
	$A_{vj} \text{ (cm}^2\text{)}$		<b>44.34</b>	<b>47.84</b>	<b>31.45</b>
	$A_{vjcorr} \text{ (cm}^2\text{)}$		<b>11.29</b>	<b>4.65</b>	<b>12.01</b>
	$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{vt1}$ $=A_{v1}+A_{vjcor}$	<b>25.64</b>	<b>25.66</b>	<b>12.87</b>
$A_{vt2}$ $=A_{v2}+A_{vjcor}$		<b>27.79</b>	<b>27.18</b>	<b>18.59</b>	
armatures minimales	$A_{min}/\text{bande/nappe (cm}^2\text{)}$		<b>6.64</b>	<b>6.74</b>	<b>7.38</b>
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	$A'v1$ adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>28.14</b>	<b>28.14</b>	<b>21.56</b>
	$A'v2$ adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>28.14</b>	<b>28.14</b>	<b>21.56</b>
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	<b>Bande 1</b>	<b>2*7HA16</b>	<b>2*7HA16</b>	<b>2*7HA14</b>
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	<b>Bande 2</b>	<b>2*7HA16</b>	<b>2*7HA16</b>	<b>2*7HA14</b>
	Espacement (cm)	<b>Bande 1</b>	<b>8</b>	<b>8</b>	<b>8</b>
<b>Bande 2</b>		<b>14</b>	<b>14</b>	<b>14</b>	
s horizonta	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		<b>9.90</b>	<b>9.90</b>	<b>9.90</b>
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		<b>11.3</b>	<b>11.3</b>	<b>11.3</b>
	choix de la section		<b>2*5HA12</b>	<b>2*5HA12</b>	<b>2*5HA12</b>
ures transv	Espacement st(cm)		<b>25</b>	<b>25</b>	<b>25</b>
	At adoptées				
des		$\tau_b$	<b>2.714</b>	<b>2.929</b>	<b>1.925</b>
	3,26 Mpa	$\tau_u$	<b>1.939</b>	<b>2.092</b>	<b>1.375</b>
		$\sigma_{bc}$	<b>3.928</b>	<b>3.535</b>	<b>2.735</b>

## Ferrailage des voiles VT2

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)		3.15	3.15	3.15
	L (m)		4.00	4.00	4.00
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )		0.8	0.8	0.8
	He		3.150	3.150	3.150
	h		2.75	2.75	2.75
Solicitation de calcul	T(kN)		3082.610	2397.020	1164.070
	N <sub>ser</sub> (kN)		5323.89	3972.02	2404.88
	Vu (kN)		4315.654	3355.828	1629.698
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		5506.860	2410.450	1135.210
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		8308.320	4465.780	1978.230
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400.00	400.00	400.00
	L <sub>c</sub>		2.41	0.00	-5.39
	L <sub>t</sub>		1.59	4.00	9.39
	d		0.80	1.00	4.69
	$\sigma_1$		2753.430	3349.335	989.115
	N <sub>1</sub>		658.53	781.51	1392.63
	N <sub>2</sub>		219.51	334.93	464.21
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		16.46	19.54	34.82
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		5.49	8.37	11.61
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		118.68	92.29	44.82
	A <sub>vjcor</sub> (cm <sup>2</sup> )		23.65	23.07	52.58
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vt1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vjcor</sub>	40.12	40.19	30.37
A <sub>vt2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vjcor</sub>		29.14	30.04	20.12	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		8.37	10.50	49.28
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		20.10	20.10	15.39
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		15.39	15.39	11.31
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*10HA16	2*10HA16	2*10HA14
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*10HA14	2*10HA14	2*10HA12
	Espacement	Bande 1	6	6	6

	(cm)	Bande 2	15	20	20
s ures transv horizonta	AH /nappe	(cm <sup>2</sup> )	16.09	12.02	12.00
	AH adopté	(cm <sup>2</sup> )	16.92	16.92	16.92
	choix de la section		11HA14	11HA14	11HA14
des	Espacement	st(cm)	25	25	25
	At adoptées				
des		$\tau_b$	5.994	4.661	2.263
	3,26 Mpa	$\tau_u$	4.281	3.329	1.617
		$\sigma_{bc}$	5.938	4.555	2.811

## Ferrailage des voiles VT3

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	hpoutre(m)		0.40	0.40	0.40
	hauteur etage (m)		3.15	3.15	3.15
	L (m)		2.10	2.10	2.10
	e (m)		0.20	0.20	0.20
	B (m <sup>2</sup> )		0.42	0.42	0.42
	He		3.150	3.150	3.150
	h		2.75	2.75	2.75
Solicitation de calcul	T(kN)		1312.590	1234.920	686.130
	N <sub>ser</sub> (kN)		2096.97	1859.05	1415.74
	Vu (kN)		1837.626	1728.88	960.580
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )		2204.420	2132.310	1794.300
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )		5380.110	5226.040	4613.640
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )		400.00	400.00	400.00
	L <sub>c</sub>		1.02	0.00	-0.38
	L <sub>t</sub>		1.08	2.10	2.48
	d		0.54	0.53	1.24
	$\sigma_1$		3153.535	4375.388	1856.900
	N <sub>1</sub>		511.77	535.98	692.15
	N <sub>2</sub>		170.59	229.71	230.72
armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		13.50	13.08	11.24
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		15.12	14.75	13.67
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		50.53	47.54	26.42
	A <sub>vjcorr</sub> (cm <sup>2</sup> )		4.96	4.51	9.17
	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>vt1</sub> =A <sub>v1</sub> +A <sub>vjcor</sub>	26.14	24.97	17.85
A <sub>vt2</sub> =A <sub>v2</sub> +A <sub>vjcor</sub>		27.76	26.64	20.27	
armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		6.10	6.09	5.88
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		28.14	28.14	21.56
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		28.14	28.14	21.56
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*7HA16	2*7HA16	2*7HA14
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*7HA16	2*7HA16	2*7HA14
	Espacement (cm)	Bande 1	8	8	8
Bande 2		14	14	14	

s horizonta	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		9	9	9
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		11.3	11.3	11.3
	choix de la section		2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
ures transv	Espacement st(cm)		25	25	25
	At adoptées				
des		$\tau_b$	1.851	1.734	1.490
	3,26 Mpa	$\tau_u$	1.322	1.238	1.064
		$\sigma_{bc}$	3.393	2.563	1.986

## VII.1.INTRODUCTION :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

- **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

- **Fondations profondes :**

Elles sont utilisés dans le cas des 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

## VII.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  $\sigma_{sol} = 2$  bars à une profondeur de 2m.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

## VI.3.CHOIX DU TYPE DE FONDATION :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la supère structure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage
- La facilité de l'exécution
- L'économie
- La capacité portante du sol
- L'importance de la supère structure
- Le tassement du sol

☀ **Dimensionnement :**

**a) Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{ser}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol.

$$Axb \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B \text{ (poteau carré)}$$

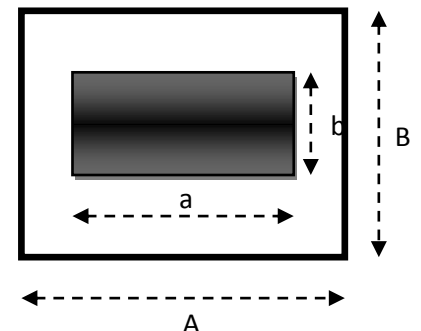
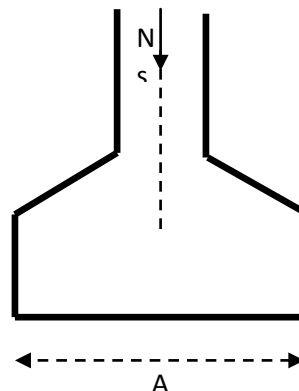
D'où

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

**Exemple de calcul :**

$$N_{ser} = 2137,86 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 0.2 \text{ Mpa}$$



$$B \geq \sqrt{\frac{2137,86}{200}} = 3.27 \text{ MPa} \quad \text{Figure VI-1 : dimensionnement d'une fondation}$$

$$\Rightarrow A = B = 3.27 \text{ m}$$

**Remarque :**

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.

**b) semelles filantes :**

**1) Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normal  $N$ , données par la condition la plus défavorable.

$$\text{Avec : } N_s = G + Q$$

La largeur  $B$  de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{B \sigma_{sol}}$$

Avec :

$B$  : Largeur de la semelle

$L$  : Longueur de la semelle sous voile

**G** : Charge permanent a la base du voile considéré

**Q** : Surcharge d'exploitation a la base du voile considéré

$\bar{\sigma}_{sol}$ : Contrainte admissible du sol.

**Sens transversal :**

voile	Ns	L	B	s
V1	9660.59	28.9	1.67	48.263
V2	1311.02	1.9	3.45	6.555
V3	1950.77	1.7	5.73	9.741
V4	1331.7	1.9	3.5	6.65
V5	3026.92	3.7	4.09	15.133
V6	4379.62	5.25	4.1	21.525
V7	3878.33	5.25	3.6	18.9
V8	3018.25	3.7	4	14.8
V9	3294.49	3.7	4.4	16.28
V10	3294.95	3.7	4.4	16.28
V11	2177.44	2.25	4.8	10.8
V12	2502.31	2.25	5	11.25
V13	1362.54	1.2	5.6	6.72
V14	1399.25	1.2	5.7	6.84
V15	1146.03	2.1	2.12	4.452
somme	/	/	/	207.349

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = 207.349 \text{m}^2$$

**2) Semelles filantes sous poteaux :**

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**TableauVI-3 : Surface des semelles filantes sous poteaux.**

/	Ns	M	e	Ns*e
P1	1103.58	3.277	10.71	11819.3418
P2	1226.69	-2.144	5.78	7090.2682
P3	2137.86	9.888	1.13	2415.7818
P4	1403.34	9.486	-2.87	-4027.5858
P5	1163.6	-5.602	-8.37	-9739.332
P6	650.27	-6.267	-12.37	-8043.8399
SOM	7685.34	8.638	/	-485.3659

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{-485.36 + 8.63}{7685.34} = -0.062 \text{ m}$$

- Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle

On a :  $e = 0.062 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{23.6}{6} = 3.93 \text{ m} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{7685.34}{23.6} \times \left( 1 - \frac{6 \times (0.062)}{23.6} \right) = 320.5 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{7685.34}{23.6} \times \left( 1 + \frac{6 \times (0.062)}{23.6} \right) = 330.8 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right) = \frac{7685.34}{23.6} \times \left( 1 + \frac{3 \times (0.062)}{23.6} \right) = 328.22 \text{ KN/ml}$$

- Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q \left( \frac{L}{4} \right)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{328.22}{200} = 1.64 \text{ m}$$

Donc on opte pour  $B = 1.64 \text{ m}$ .

On aura :  $S_p = 23.6 \times 1.64 \times 8 + (19.08 \times 2 \times 1.64) = 372.21 \text{ m}^2$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 372.21 + 207.34 = 579.55 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{\text{bat}} = 602.09 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{bat}} = \frac{579.55}{602.09} \times 100 = 96.25\%$$

Donc :  $S_t > 50\% S_{bat}$

### 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.

## VII.4.ETUDE DU RADIER GÉNÉRAL :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire)
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution

### VI.4.1.Pré dimensionnement du radier :

#### a) Condition de vérification de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{K b}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \Rightarrow \text{Ce qui conduit } ah \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K= 40$  MPa pour un sol moyen

$I$  : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m)

$E$  : Module de déformation longitudinale déferée

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre nus des nervures.

D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5.5\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 1.18\text{m}$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{550}{8} \leq h \leq \frac{550}{5} \Rightarrow 68.7 \leq h \leq 110 \text{ cm}$$

D'après ces conditions, nous adopterons une épaisseur du radier de  $h_n = 100\text{cm}$

❖ **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm}$$

$$h_d \geq \frac{5.50}{20} = 27.5 \text{ cm Soit : } h_d = 40 \text{ cm}$$

❖ **Nervure (poutre)**

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } h_n = 55\text{cm et } 0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n$$

$$0.4 \times 55 = 22 \leq b_n \leq 0.7 \times 55 = 38.5 \text{ cm soit : } b_n = 55 \text{ cm}$$

**Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant

$h_n = 120\text{cm}$  (hauteur de la nervure)

$h_d = 40\text{ cm}$  (hauteur de la dalle)

$b_n = 55\text{cm}$  (largeur de la nervure)

**VI.4.2. Calcul de la surface nécessaire au radier :**

Charge permanente de la structure :  $G = 60789,61\text{ KN}$

Charge d'exploitation de la structure :  $Q = 7904,89\text{ KN}$

**a) Combinaison d'actions :**

**A l'ELU :**

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 60789,61 + 1.5 \times 7904,89 = 93923,31\text{KN}$$

**A l'ELS :**

$$N_s = G + Q = 60789,61 + 7904,89 = 68694,5\text{KN}$$

**b) Détermination de la surface du radier :**

**A l'ELU :**

$$\sigma_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{sol}} = \frac{93923,31}{1.33 \times 200} = 353,09\text{ m}^2$$

**A l'ELS :**

$$\sigma_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} = \frac{68694,5}{200} = 343,47\text{m}^2$$

D'où :

$$S_{rad} = \max(S_{nec}^{ELU}, S_{nec}^{ELS}) = 353,09\text{m}^2$$

$$S_{bat} = 602,09\text{ m}^2 > S_{rad} = 353,09\text{m}^2$$

**Remarque :**

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{cm}\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30\text{cm}\right) = 60\text{cm}$$

Soit un débord de :  $L_{\text{déb}} = 60\text{cm}$

$$S_{\text{déb}} = P \cdot L_{\text{déb}} = 103,1 \times 0,60 = 61,86 \text{ m}^2$$

Donc on aura une **surface totale du radier** :

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}} = 602,09 + 61,86 = 663,95 \text{ m}^2$$

#### VI.4. 3. Calcul des sollicitations à la base du radier :

##### a) Charges permanentes :

Poids du bâtiment :  $G = 60789,61\text{KN}$

Poids de radier :

$G =$  Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 663,95 \times 0,40 \times 25 = 6639,5 \text{ KN}$$

Poids des nervures :

$$P_{\text{nerv}} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m)$$

$$P_{\text{nerv}} = 0,55 \times (1,2 - 0,40) \times 372,21 \times 25 = 4094,25\text{KN}$$

Poids de TVO :

$$P_{\text{TVO}} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{\text{TVO}}$$

$$S_{\text{ner}} = b_n \sum (L_x \cdot n + L_y \cdot m) = 0,55 \times 372,21 = 204,71 \text{ m}^2$$

$$P_{\text{TVO}} = (663,95 - 204,71) \times (1,20 - 0,4) \times 20 = 7347,84\text{KN}$$

Poids de la dalle flottante :

$$P_{\text{dalle flottante}} = S_{\text{rad}} \cdot e_{\text{pdalle flottante}} \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle flottante}} = 663,95 \times 0,1 \times 25 = 1659,87\text{KN}$$

$$G_{\text{rad}} = 6639,5 + 4094,25 + 7347,84 + 1659,87 = 19741,46 \text{ KN}$$

##### b) Surcharges d'exploitations :

Surcharge de bâtiment :  $Q = 7904,89\text{KN}$

Surcharge du radier :  $Q = 3,5 \times 663,95 = 2323,83 \text{ KN}$

**c) Poids total de la structure :**

$$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 60789.61 + 19741.46 = 80531.07 \text{ KN}$$

$$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 7904.89 + 2323.83 = 10228.72 \text{ KN}$$

**d) Combinaison d'actions :**

**A l'ELU :**

$$N_U = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 80531.07 + 1.5 \times 10228.72 = 124060.02 \text{ KN}$$

**A l'ELS :**

$$N_S = G + Q = 80531.07 + 10228.72 = 90759.79 \text{ KN}$$

D'où :  $N_u = 124060.02 \text{ KN}$

$N_s = 90759.79 \text{ KN}$

**VI.4.4. Vérifications:**

**a) Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Nous devons vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec :  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $d = 0.9h_d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

$$T_U^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{124060.02 \times 1}{663.95} \times \frac{5.5}{2} = 513.84 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{513.84 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.43$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b) Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$\mathbf{M} = \mathbf{M}_0 + \mathbf{T}_0 \cdot \mathbf{h}$$

Avec :

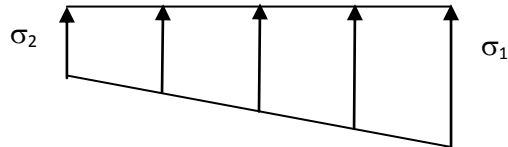
$\mathbf{M}_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base de la structure ;

$\mathbf{T}_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base de la structure ;

$\mathbf{h}$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

FigureVI-2 : Diagramme des contraintes

**L'ELU :**

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \sigma_{sol}$$

**L'ELS :**

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

**Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 20.1 \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 12.37$$

Avec :

$S_i$  : Aire du panneau considéré.

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

**Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = 116945.88 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 170155.12 \text{ m}^4$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$M_x = 145475.363 + 7281.62 \times 1.2 = 154213.31 \text{ KN.m}$$

**A l'ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{124060.02}{663.95} + \frac{154213.31}{170155.12} \times 11.53 = 197.29 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{124060.02}{663.95} - \frac{154213.31}{170155.12} \times 12.37 = 175.64 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 344.72 + 343.93}{4} = 191.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 191.85 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{90759.79}{663.95} + \frac{154213.31}{170155.12} \times 11.53 = 147.15 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{90759.79}{663.95} - \frac{154213.31}{170155.12} \times 12.37 = 125.45 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 147.15 + 125.45}{4} = 141.73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 141.73 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sens transversal :**

$$M_y = 128217.715 + 6634.04 \times 1.2 = 136178.56 \text{ KN.m}$$

**A l'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{124060.02}{663.95} + \frac{136178.56}{116945.88} \times 20.1 = 210.25 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{124060.02}{663.95} - \frac{136178.56}{116945.88} \times 8.8 = 176.64 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 210.25 + 176.64}{4} = 201.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 201.85 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN / m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**A l'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{90759.79}{663.95} + \frac{136178.56}{116945.88} \times 20.1 = 160.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{90759.79}{663.95} - \frac{136178.56}{116945.88} \times 8.8 = 126.49 \text{ KN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 160.02 + 126.49}{4} = 151.67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 151.67 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.4.4. Ferrailage du radier :**

**1) Ferrailage du radier :**

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Pour l'étude, on utilise la méthode des panneaux encastré sur 04 appuis

**Identification du panneau le plus sollicité :**

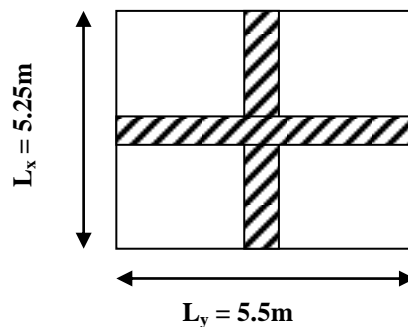
**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :  $l_y = 5.5\text{m}$  et  $l_x = 5.25\text{m}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.25}{5.5} = 0.95$$

$0.4 \leq \rho = 0.95 \leq 1 \rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens



Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Avec :

**A l'ELU :**

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(191.85; 201.85) = 201.85 \text{ KN/m}^2$$

**A l'ELS :**

$$\sigma_m^{max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(141.73; 151.67) = 151.67 \text{ KN/m}^2$$

**D'où :**

**E.L.U :**

$$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left( 201.85 - \frac{19741.46}{663.95} \right) \times 1\text{m} = 172.12 \text{ KN/ml}$$

**E.L.S :**

$$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left( 151.67 - \frac{19741.46}{663.95} \right) \times 1\text{m} = 121.94 \text{ KN/ml}$$

**Calcul a L'ELU :**

**Calcul des sollicitations:**

On a :  $\rho = 0.95$  et  $v = 0$

**A l'ELU :  $\mu_x = 0.0410$   $\mu_y = 0.888$**

**Moments fléchissant :**

**Suivant (x-x) :**

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0410 \times 172.12 \times 5.25^2 = 194.51 \text{ KN.m}$$

**Suivant (y-y) :**

$$M_{0y} = \mu_y M_x = 0.888 \times 194.51 = 172.38 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0.5 aux appuis et 0.75 en travée.

- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

Moment en travée : .....  $0.85 M_{0x}$  ou  $0.85 M_{0y}$

Moment sur appuis de rive : .....  $0.3 M_0$

Moment sur appui intermédiaire : .....  $0.5 M_0$

**Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 194.51 = 145.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 172.38 = 129.28 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 194.51 = -97.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 172.38 = -86.16 \text{ KN.m}$$

**Ferraillage :**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : **b = 100 cm ; h = 40 cm**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}^x}{bd^2 f_{bu}} = \frac{145.88 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14,2} = 0,075$$

$$\mu_u = 0,075 < \mu_l = 0,392 \quad \text{SSA}$$

de la même manière on calcul  $\mu_i$

on calcul les sections d'armatures:

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}^x}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{97.25 \times 10^3}{0,96 \times 37 \times 348} = 7.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

de la même manière on calcul  $A_{ui}$

**TableauVI-4 : Ferrailage du radier.**

Sens	zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	Section	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )	st (cm)
xx	Appuis	97.25	0.050	0.960	SSA	7.86	6HA14 = 9.23	20
	Travée	145.88	0.076	0.974	SSA	11.63	6HA16 = 12.06	20
yy	Appuis	86.16	0.044	0.978	SSA	6.84	5HA14 = 7.69	25
	travée	129.28	0.066	0.966	SSA	10.39	6HA16 = 12.06	20

#### VI.4.5.Vérification à L'ELU :

a) condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

$$\omega_x = \frac{A_{min}^x}{b h} \geq \omega_0 \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \Rightarrow A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3 - \rho}{2} b h$$

Avec :  $\omega_0 = 0.0008$  pour fe 400

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \frac{3 - 0.95}{2} \times 100 \times 40 = 3.28 \text{ cm}^2$$

**TableauVI-5 : Vérification de la condition de non fragilité.**

Sens	zone	A(cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
------	------	---------------------	------------------------------	-------------

<b>xx</b>	<b>Appuis</b>	<b>9.23</b>	<b>3.28</b>	<b>Condition vérifiée</b>
	<b>Travée</b>	<b>12.06</b>		<b>Condition vérifiée</b>
<b>yy</b>	<b>Appuis</b>	<b>7.69</b>		<b>Condition vérifiée</b>
	<b>travée</b>	<b>12.06</b>		<b>Condition vérifiée</b>

**b) Vérification des espacements (Art A8.2, 42 BAEL91/modifié 99) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels  $h$  désigne l'épaisseur totale de la dalle.

**Dans le sens xx :**

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 40; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33\text{cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

**Dans le sens yy :**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 40; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$$

$$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

**a. Calcul à l'ELS**

**1) Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  :**

$$M_x = 0.0410 \times 121.94 \times 5^2 = 124.98 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.888 \times 124.98 = 110.89 \text{ KN.m}$$

**Le sens x-x :**

**Moments aux appuis**

$$M_{sa} = 0,5 M_x$$

$$= 0,5 \times 124.98$$

**Moments en travées**

$$M_{ut} = 0,75 M_x$$

$$= 0,75 \times 124.98$$

**Le sens y-y:**

**Moments aux appuis**

$$M_{ua} = 0,5 M_y$$

$$= 0,5 \times 110.89$$

**Moments en travées**

$$M_{ut} = 0,75 M_y$$

$$= 0,75 \times 110.89$$

## 2) Vérification des contraintes dans le béton :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec :} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Avec :

$\alpha$ : Position de l'axe neutre.

**Sens de la petite portée (X-X):**

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{145.88}{93.74} = 1,55$$

$$\mu = 0,076\alpha = 0,0989$$

$$\alpha = 0,0989 < \frac{1,55 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,525 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{97.25}{62.49} = 1.55$$

$$\mu = 0,050\alpha = 0,0694$$

$$\alpha = 0,0694 < \frac{1,55 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,525 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens de la grande portée (Y-Y):**

- **Aux appuis :**

$$\gamma = \frac{86.6}{55.45} = 1,55$$

$$\mu = 0,044\alpha = 0,0562$$

$$\alpha = 0,0562 < \frac{1,55 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,525 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$\gamma = \frac{129.28}{83.17} = 1,55$$

$$\mu = 0,066\alpha = 0,0851$$

$$\alpha = 0,0510 < \frac{1,55 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,525 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Etant donné que les inégalités précédentes sont vérifiées, Il n'est donc pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes dans le béton à l'ELS

**Remarque :**

Pour faciliter les travaux de ferrailage, et pour des raisons économiques, il faut adopter un même ferrailage pour tous les panneaux.

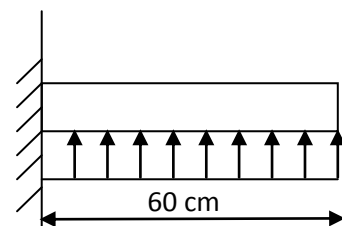
**VI.5.Ferrailage du débord:**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

**Sollicitation de calcul :**

A l'ELU :

$$P_u = q_u = 172.12 \text{ KN/ml}$$



**FigureVI-3: Schéma statique du débord.**

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-172.12 \times 0.6^2}{2} = -30.98 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$P_s = q_s = 121.94 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-121.94 \times 0.6^2}{2} = -21.95 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures :  $b = 1 \text{ m}$ ;  $d = 36 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{30.98 \times 10^3}{100 \times 37^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.392 \text{ SSA}$$

$$\mu = 0.016 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{30.98 \times 10^3}{0.992 \times 37 \times 348} = 2.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification à l'ELU :

$$\text{Avec } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 37 \times 2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$  avec un espacement de **25 cm**

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.47}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$  avec :  $S_r = 25 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS :

**a. Vérifications à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{30.98}{21.95} = 1.41$$

$$\mu = 0,016 \longrightarrow \alpha = 0,0201$$

$$\alpha = 0,021 < \frac{1,41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,455 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS.

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; Afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

**VI.6.Ferrailage de la nervure :**

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

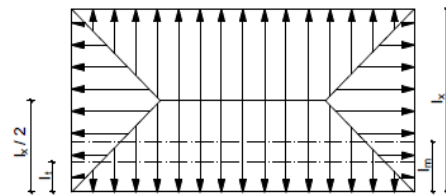
Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $L_m$ ), et le même effort tranchant (largeur  $L_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

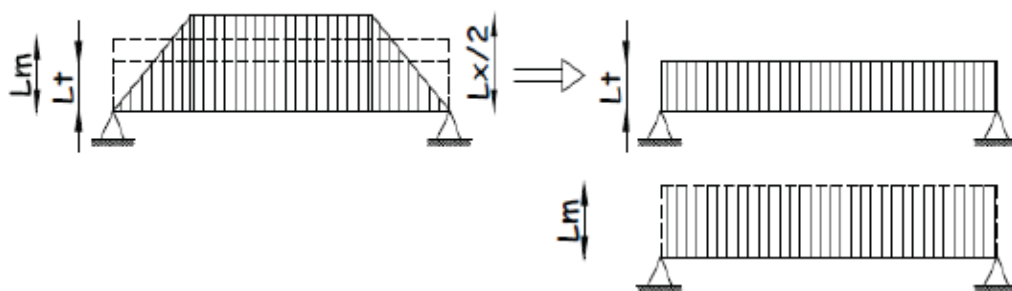
Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant :  $I_m = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$

Effort tranchant :  $I_t = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho}{4} \right)$



**Figure VI-4: Répartition trapézoïdale.**

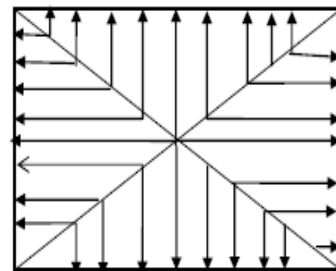


FigureVI-5: Présentation des chargements simplifiés.

Cas de chargement triangulaire :

Moment fléchissant :  $I_m = 0.333x I_x$

Effort tranchant :  $I_t = 0.25x I_x$



FiguresVI-6 : Répartition triangulaire.

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 201.85 - \frac{19741.46}{663.95} - \frac{4049.25}{204.71} \right) \times 1 \text{ ml} = 152.34 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left( \sigma_s - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 151.67 - \frac{19741.46}{663.95} - \frac{4049.25}{204.71} \right) \times 1 \text{ ml} = 102.15 \text{ KN/}$$

**ml**déterminations des charges :

Pour les moments fléchissant :

$$Q_U = q_u I_m$$

$$Q_S = q_s I_m$$

Pour les efforts tranchant :

$$Q_U = q_u I_t$$

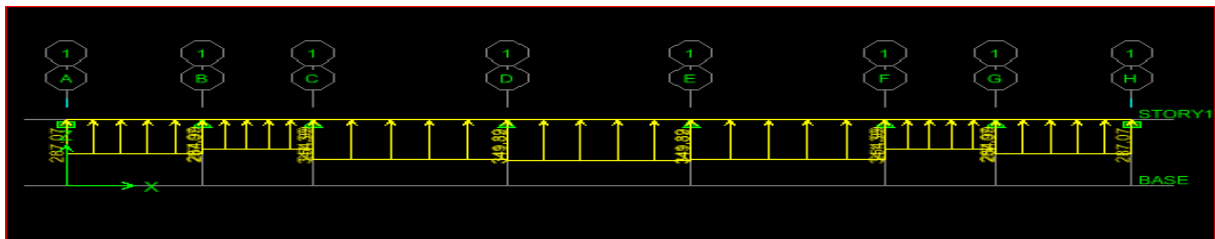
$$Q_S = q_s I_t$$

Remarque :

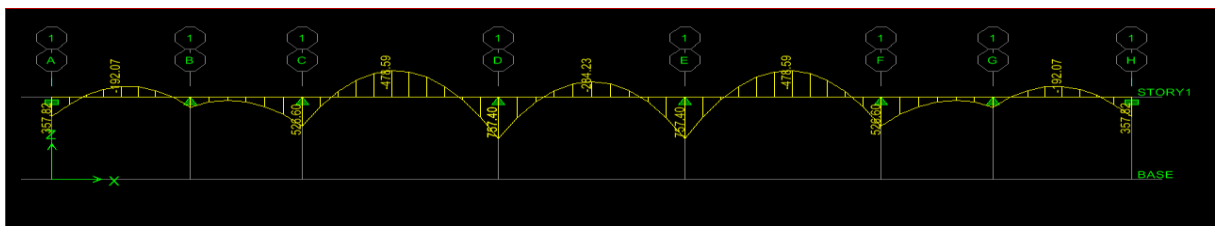
Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

**Détermination des sollicitations:**

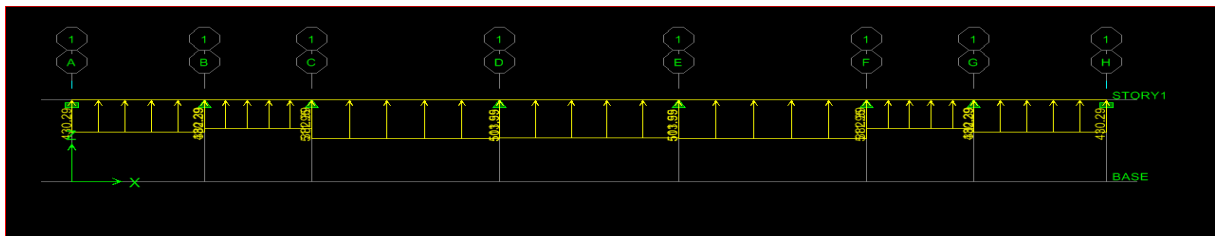
Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.



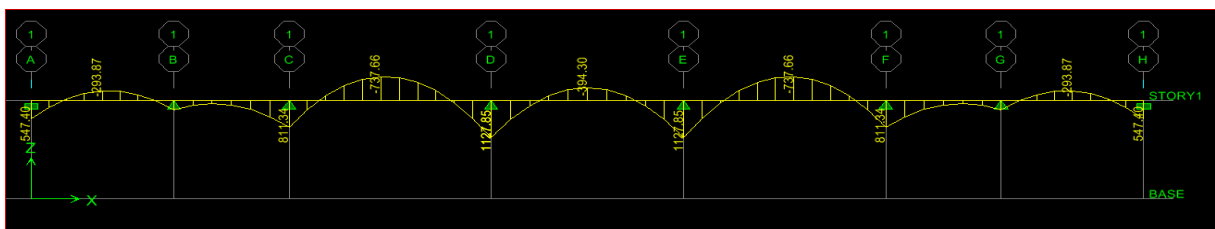
**FigureVI-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS XX**



**FigureVI-8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS XX 1**



**FigureVI-9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU XX**



**FigureVI-10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU XX 1**

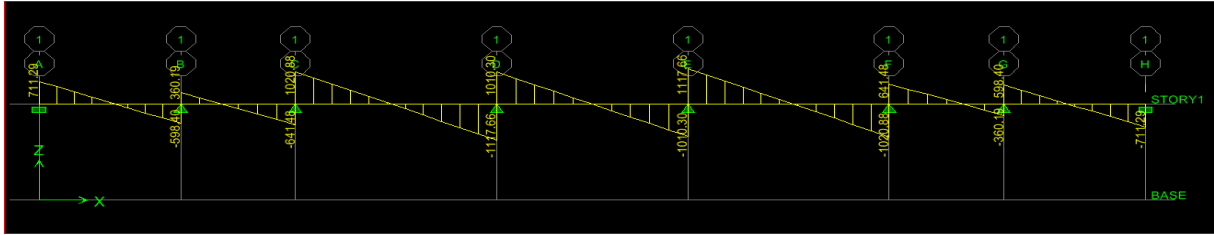


Figure VI-11 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU XX 1

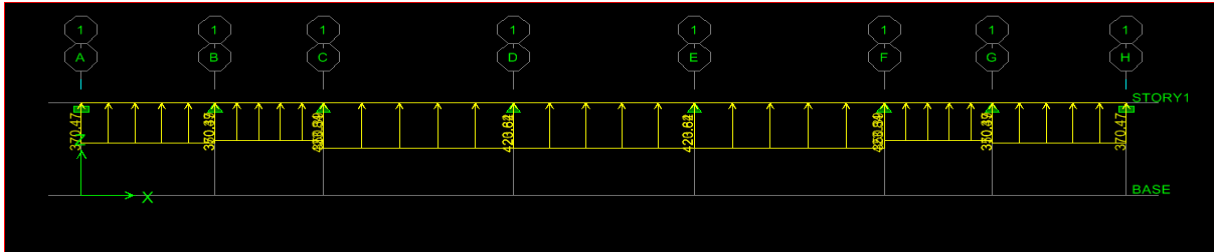


Figure VI-12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU XX

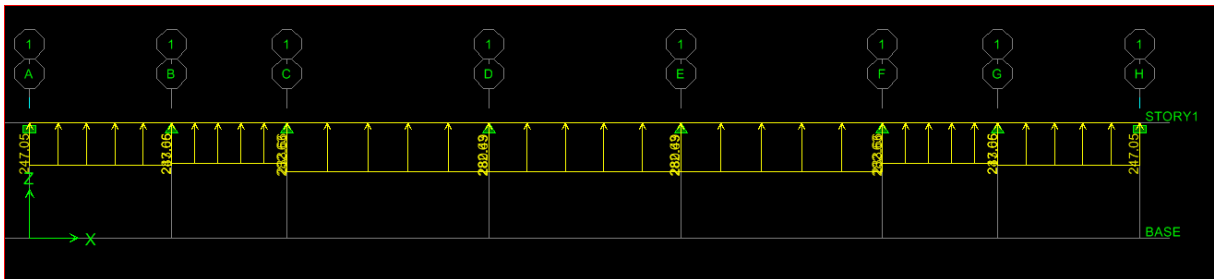


Figure VI-13 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS XX

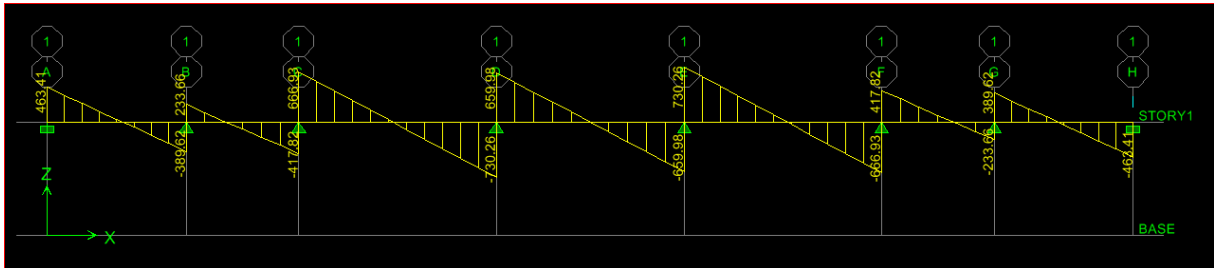


Figure VI-14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS XX 1

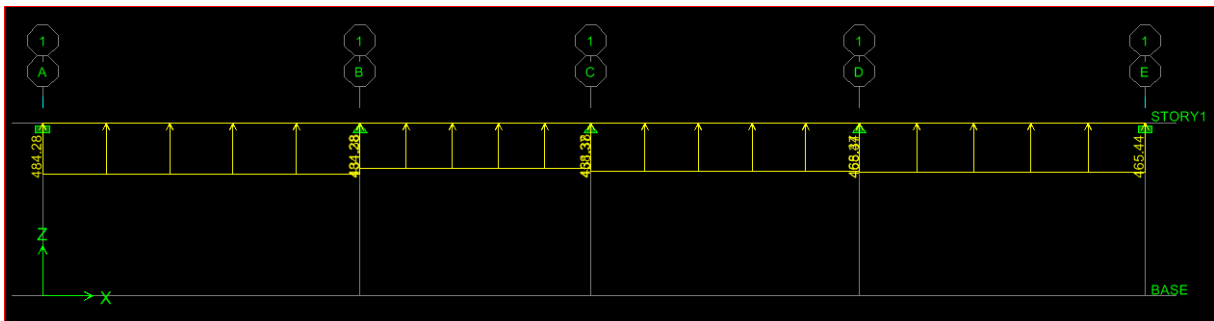


Figure VI-15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU YY

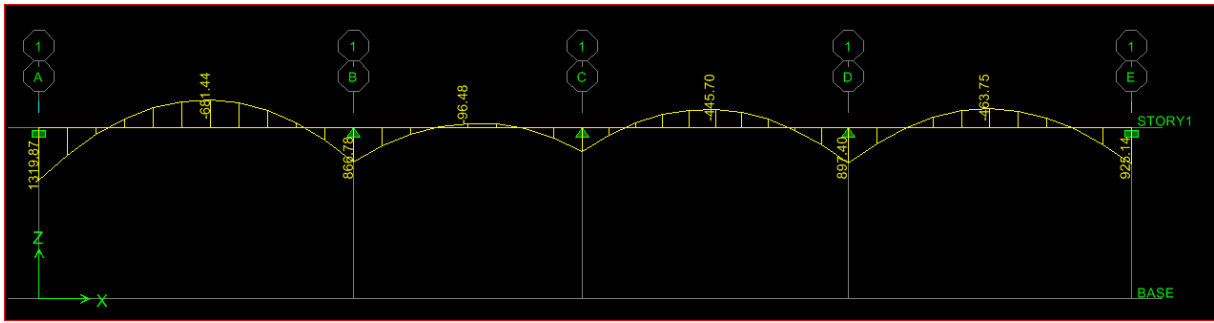


Figure VI-16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU YY 1

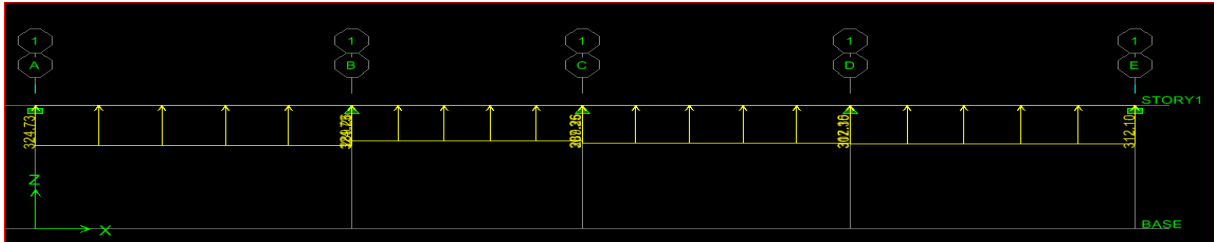


Figure VI-17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS YY

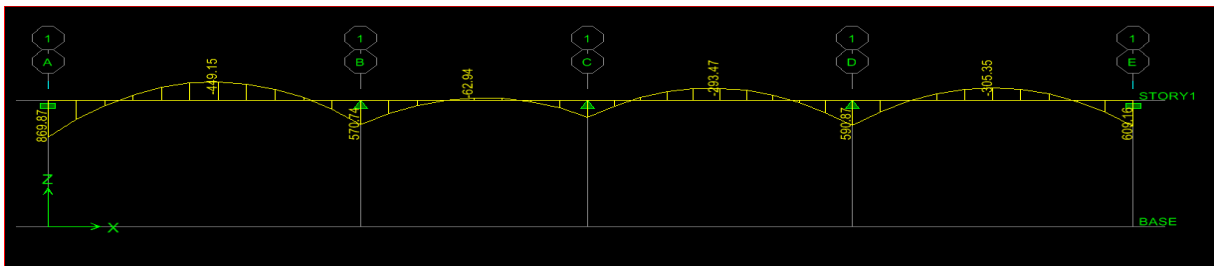


Figure VI-18 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS YY 1

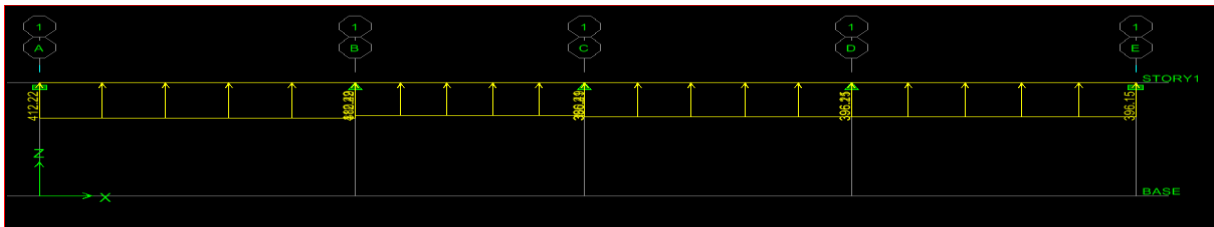


Figure VI-19 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU YY

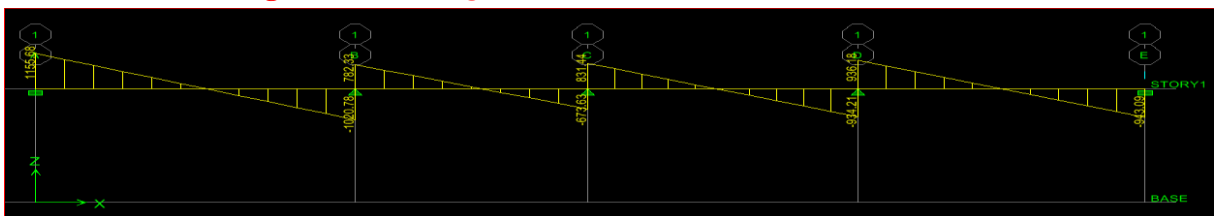


Figure VI-20 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU YY 1

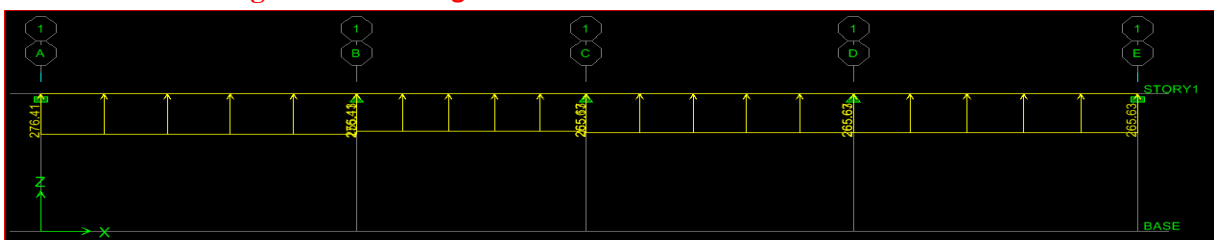


Figure VI-21 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS YY

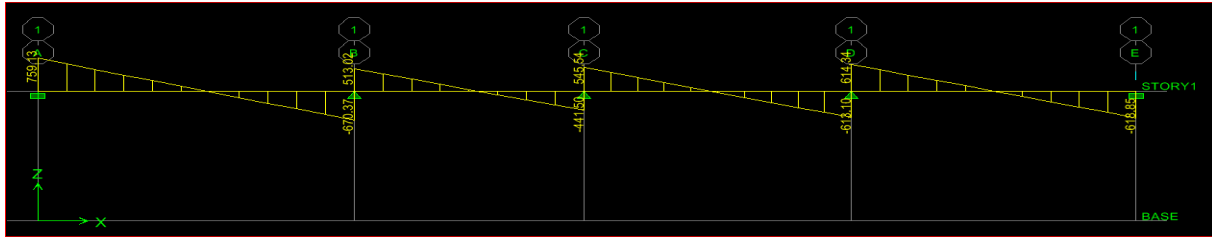


Figure VI-22 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS YY 1

a) Ferrailage :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a^{max}$ (KN.m)	1127.85	757.40	1319.87	869.87
$M_t^{max}$ (KN.m)	737.66	418.59	681.44	449.15
$T_{max}$ (KN)	1117.66	730.26	1155.68	759.13

Tableau VII.6 : Les efforts internes dans les nervures.

1) Calcul des armatures :

➤ Armatures longitudinales :

$B = 55 \text{ cm}$   $d = 117 \text{ cm}$

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	Section	A (cm <sup>2</sup> )	Ferrailage	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
X-X	Appuis	1127.85	0,100	0,995	SSA	27.53	4HA20 (fil) + (4HA20 + 2HA20) chap	31.4
	Travée	737.66	0,072	0,963	SSA	18.81	4HA20 (fil) + 4HA20chap	25.12
Y-Y	Appuis	1019.87	0,092	0,984	SSA	32.9	7HA20 (fil) + (2HA20+3HA16) (chap)	34.29

	Travée	681.44	0,066	0,966	SSA	17.32	5HA20 (fil) + (5HA20+2HA20)(Chap)	37.68
--	--------	--------	-------	-------	-----	-------	-----------------------------------	-------

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

**Tableau VII.7 : Le ferrailage adopté pour la nervure.**

➤ **Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :**

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66\text{mm} \quad \text{Soit } \phi = 8\text{mm}$$

✓ **Espacement des armatures transversales :**

**En zone nodale**

**En zone courante**

$$S_t < \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L\right)$$

$$S_t < \frac{h}{2}$$

$$S_t < \frac{120}{2} = 60$$

$$S_t < \min(30; 24)$$

✓ **Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :**

$$A_{t\min} = 0,003 S_t .b$$

$$A_{t\min} = 0,003 \times 10 \times 55 = 1,65\text{cm}^2$$

Nous prenons :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier)

➤ **Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins ( $3\text{cm}^2/\text{ml}$ ) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml} \times 1 = 3\text{cm}^2$$

On opte pour :  $4\text{HA}10 = 3,14\text{cm}^2$

**2) Vérification à l'ELU:**

➤ **Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 117 \times \frac{2,1}{400} = 7.77 \text{cm}^2$$

✓ **Aux appuis :**

$$A_a = 28,64 \text{cm}^2 > A_{\min} = 7.77 \text{cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

✓ **En travées :**

$$A_t = 20,60 \text{cm}^2 > A_{\min} = 7.77 \text{cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right\} = 2,5 \text{MPa}$$

- **Sens longitudinal :  $T_u^{\max} = 1117.66 \text{KN}$**

$$\tau_u = \frac{1117.66 \times 10^3}{550 \times 1170} = 1,73 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens transversal :  $T_u^{\max} = 1155.68 \text{KN}$**

$$\tau_u = \frac{1155.68 \times 10^3}{550 \times 1170} = 1,79 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

**1) Vérification à l'ELS :**

- **Dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

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

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

$K_1$  ( on le tire du tableau)

- Dans les aciers :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\begin{aligned} \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} &= \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left( 0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} \\ &= \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max(0,5 \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\} \\ &= \text{Min} 266,66 ; 201,63 \left\{ \quad \quad \quad \right\} \end{aligned}$$

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

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

Les résultats des vérifications des contraintes dans le béton et les aciers sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
X-X	Appuis	33.16	757.4	0,45	0,989	34.02	197.4	201,63	6,45	15	Cv
	Travée	25.12	478.59	0,33	0,910	40.56	178.94	201,63	5,19	15	Cv
Y-Y	Appuis	35.8	1005.7	0,55	0,889	30.04	199,32	201,63	5,61	15	Cv
	Travée	37.68	759.13	0,33	0,910	40.56	189.22	201,63	3,96	15	Cv

**Tableau VII.8 :** Vérification des contraintes à l'ELS

Introduction générale

										Moment fléchissant			
trav	pan	Lx	Ly	$\rho$	Charge	lm	Lt	qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm
a-b	1	3	5.5	0.54	trap	1.35	1.28	152.34	102.15	205.85	484.28	138.02	324.02
	2	5.25	5.5	0.95	trap	1.83	1.43	152.34	102.15	278.44		186.70	
b-c	1	3	4	0.75	trap	1.22	1.08	152.34	102.15	185.66	431.39	124.49	289.49
	2	4	5.25	0.76	trap	1.61	1.42	152.34	102.15	245.72		164.76	
c-d	1	3	4.65	0.64	trap	1.29	1.19	152.34	102.15	196.80	458.37	131.96	307.96
	2	4.65	5.25	0.88	trap	1.72	1.41	152.34	102.15	261.57		175.39	
d-e	1	3	4.93	0.61	trap	1.3	1.22	152.34	102.15	200.30	465.44	134.31	312.31
	2	4.93	5.25	0.94	trap	1.74	1.39	152.34	102.15	265.14		177.78	

					Moment fléchissant				Effort tranchant			
charge	lm	Lt	qu	qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
trap	1.57	1.43	148.79	99.22	233.73		155.87		212.97		142.02	
trap	1.32	1.06	148.79	99.22	196.75	430.49	131.21	287.07	157.50	370.48	105.03	247.05
trap	1.35	1.28	148.79	99.22	201.05		134.07		189.98		126.69	
trap	1.21	1.08	148.79	99.22	181.34	382.39	120.92	254.99	160.41	350.39	106.97	233.66
trap	1.83	1.43	148.79	99.22	271.95		181.35		212.64		141.79	
trap	1.61	1.42	148.79	99.22	239.99	511.95	160.04	341.39	211.21	423.84	140.84	282.64
trap	1.81	1.47	148.79	99.22	269.50		179.72		218.27		145.55	
trap	1.57	1.36	148.79	99.22	234.09	503.59	156.11	335.82	202.35	420.62	134.94	280.48
trap	1.83	1.43	148.79	99.22	271.95		181.35		212.64		141.79	
trap	1.61	1.42	148.79	99.22	239.99	511.95	160.04	341.39	211.21	423.84	140.84	282.64

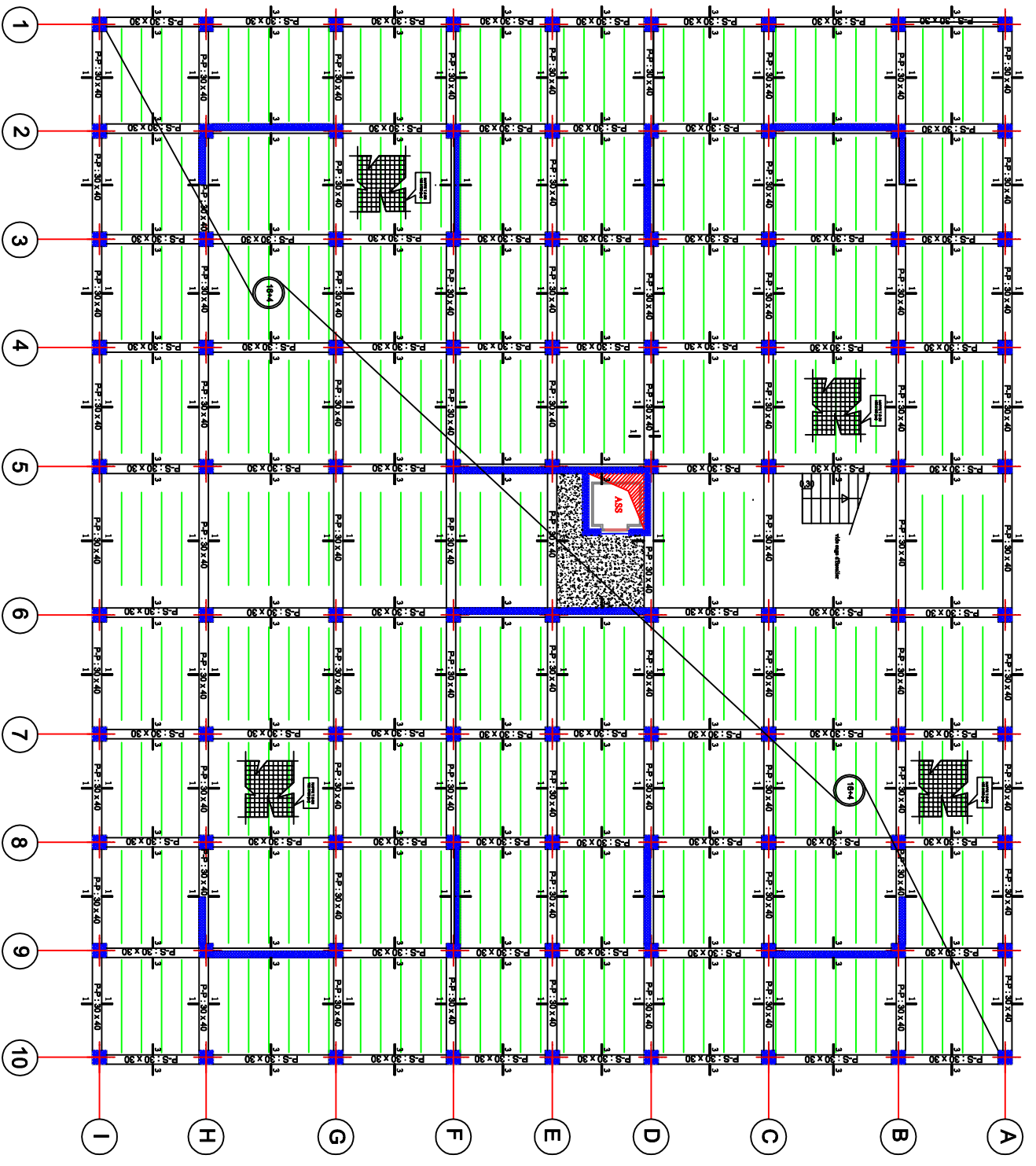
## Introduction générale

---

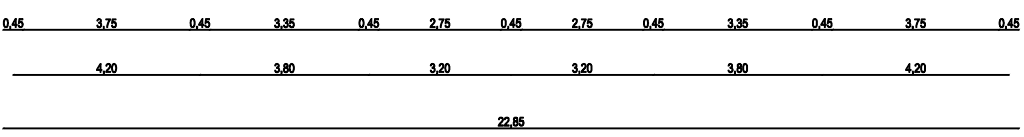
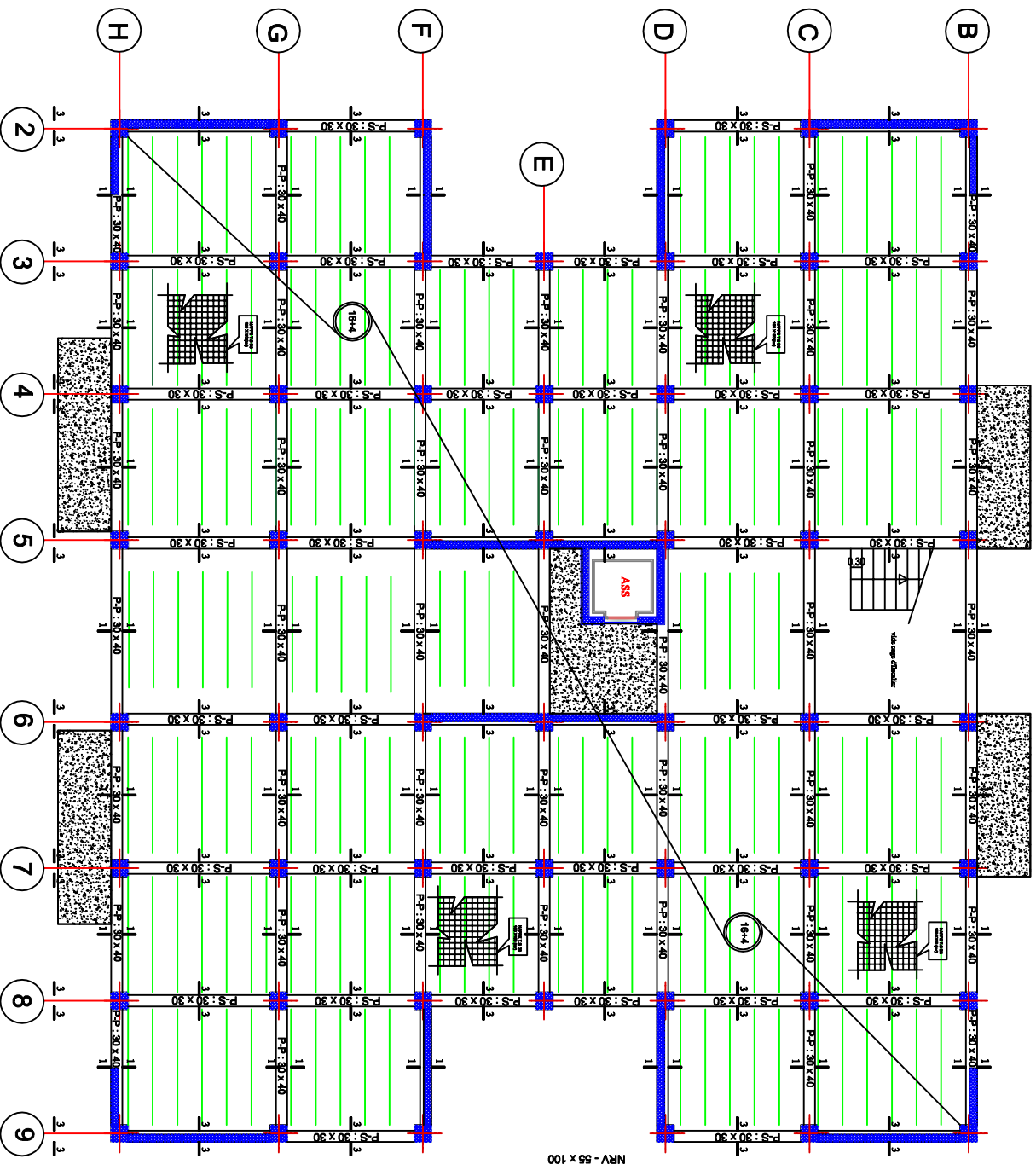
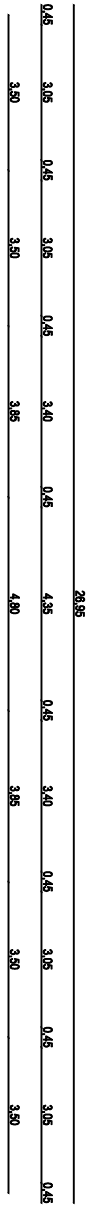
rap	1.35	1.28	148.79	99.22	201.05		134.07		189.98		126.69	
rap	1.22	1.09	148.79	99.22	181.34	382.39	120.92	254.99	160.41	350.39	106.97	233.66
rap	1.57	1.43	148.79	99.22	233.74		155.87		212.97		142.02	
rap	1.32	1.06	148.79	99.22	196.75	430.49	131.20	287.07	157.50	370.48	105.03	247.05

0.45	3.00	0.45	3.75	0.45	3.35	0.45	2.75	0.45	2.75	0.45	3.35	0.45	3.75	0.45	3.00	0.45
29.75																
3.45	4.20	3.80	3.20	3.20	3.80	4.20	3.45									

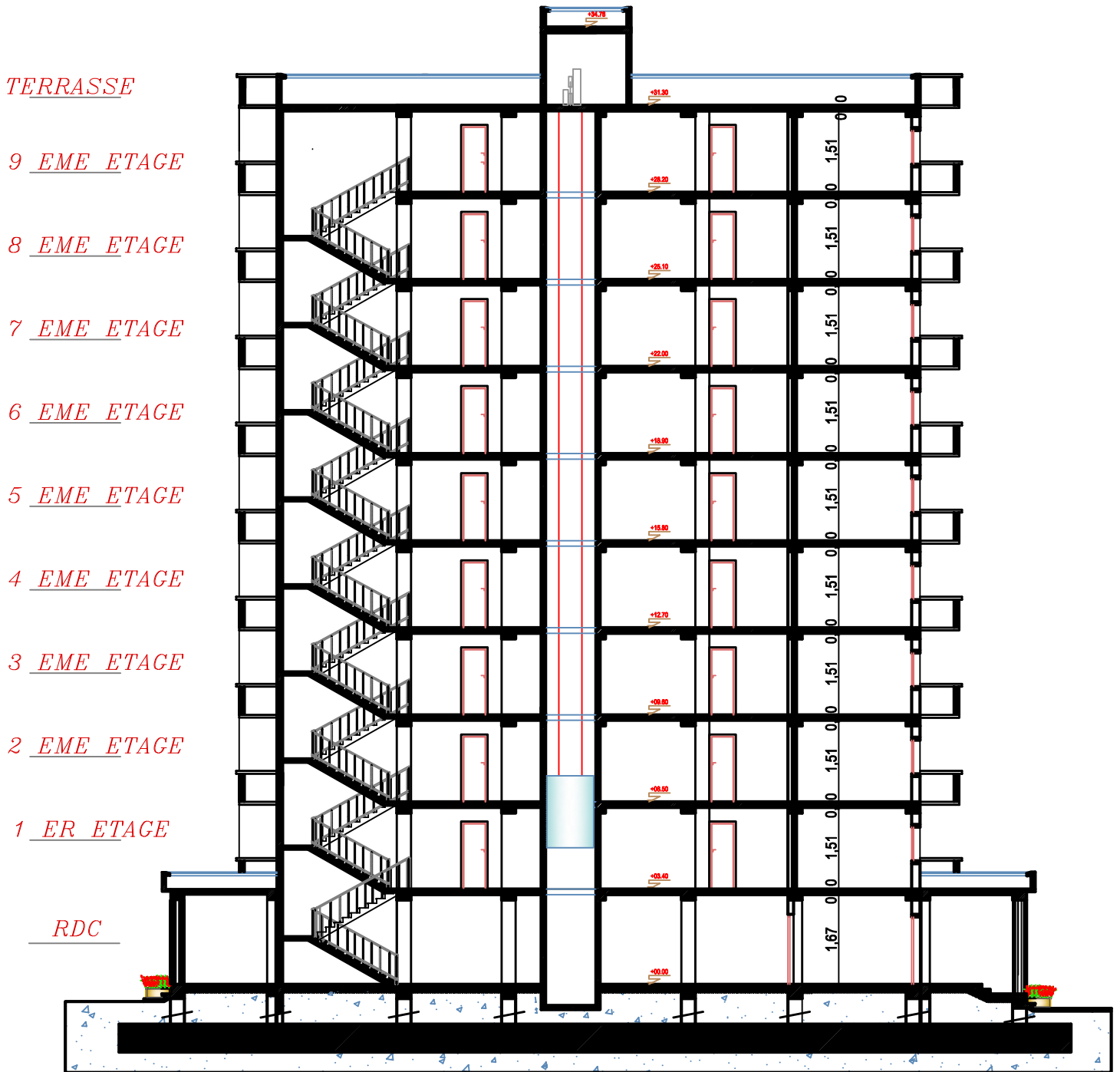
0.45	3.00	0.45	3.05	0.45	3.05	0.45	3.40	0.45	4.85	0.45	3.40	0.45	3.05	0.45	3.05	0.45	3.00	0.45
59.85																		
3.45	3.50	3.50	3.85	4.80	3.85	3.40	3.85	3.40	3.80	3.40	3.80	3.40	3.80	3.40	3.45			



Plan de coffrage de RDC



Plan de Coffrage étage courant

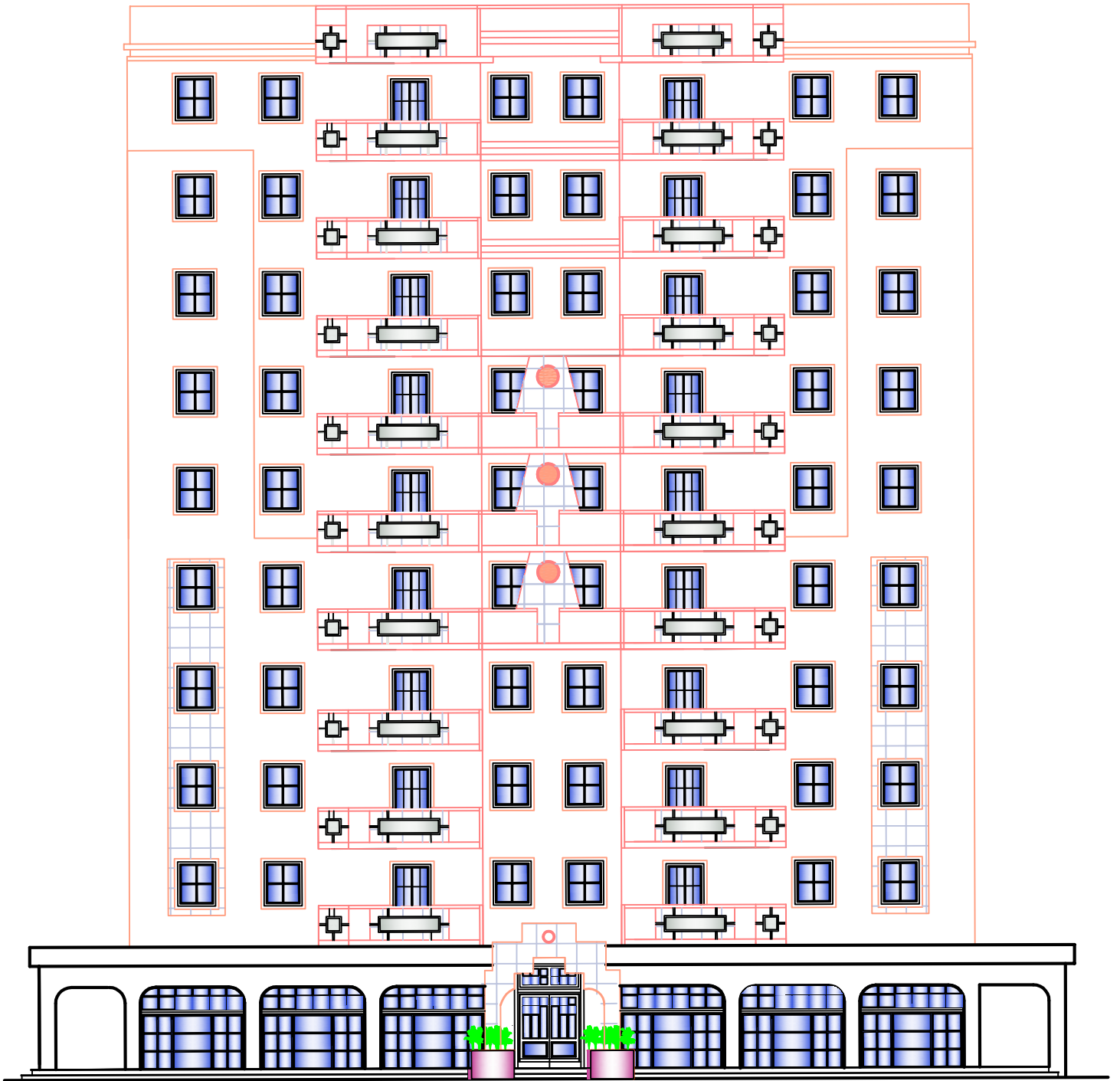


COUPE -AA-

# Plan d'étage courant

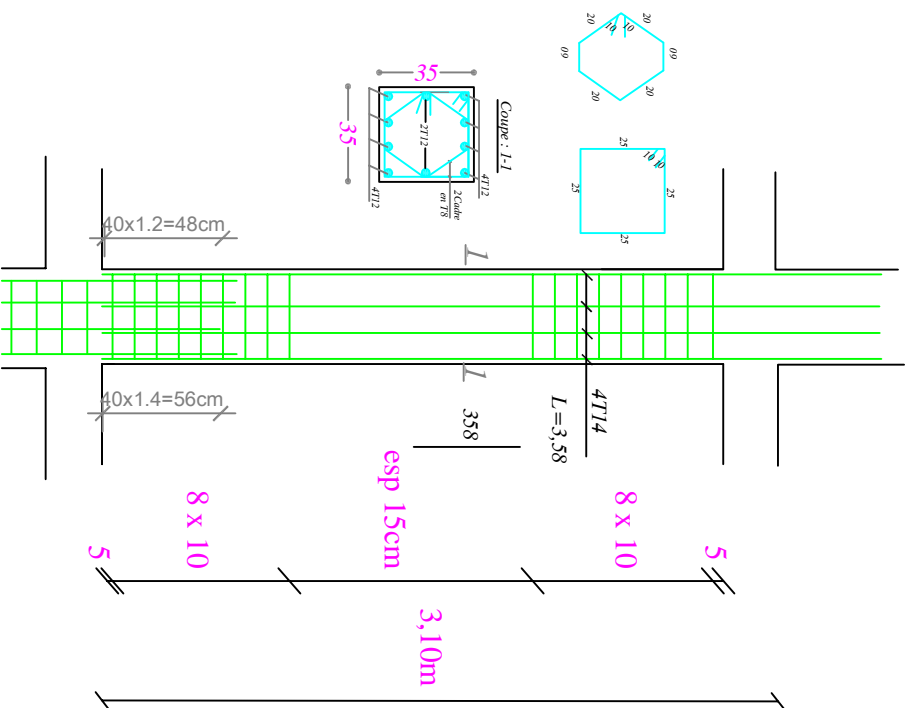


Plan d'étage courant

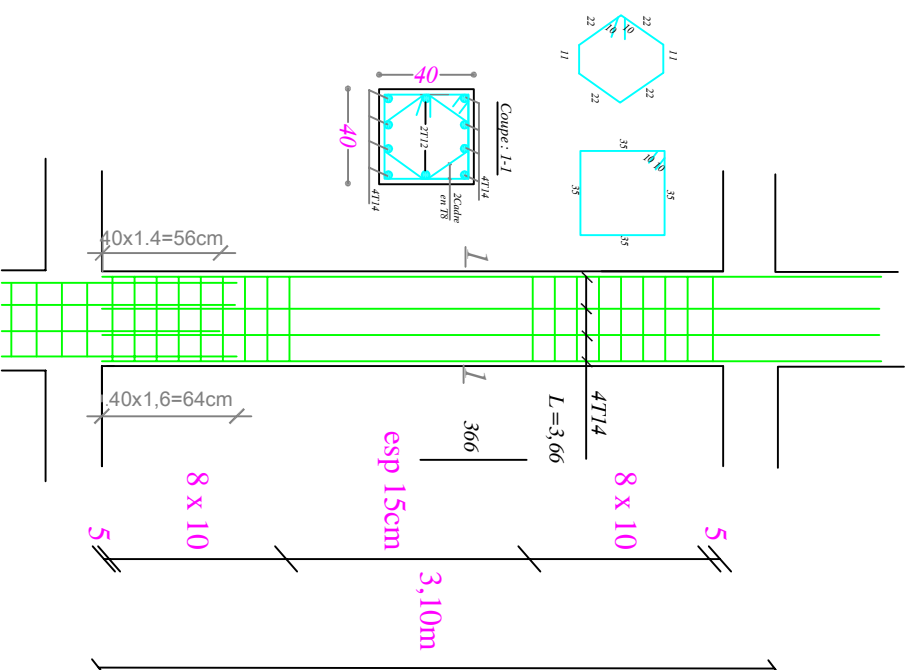


FACADE PRINCIPALE

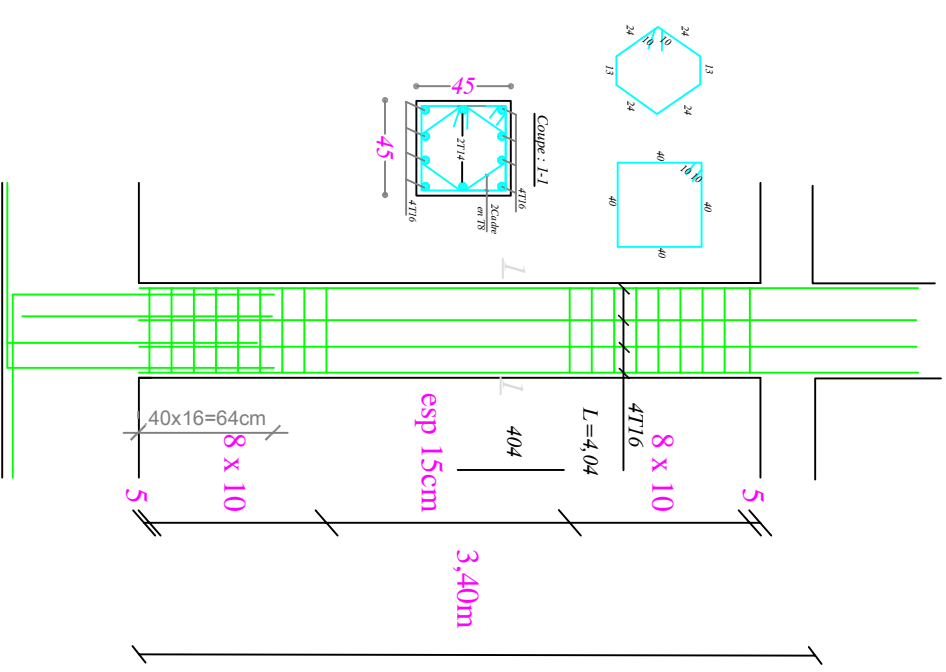
ferrailage des poteaux de la zone 3



ferrailage des poteaux de la zone 2

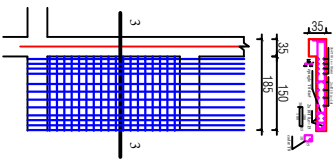


ferrailage des poteaux de la zone 1

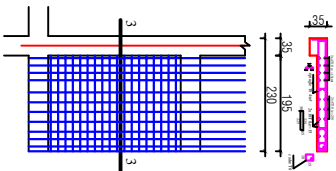


# Plan de ferrailage des poteaux

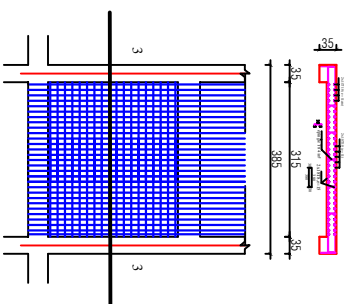
**Voile longitudinale 1, zone 3**  
Coupe 3-3



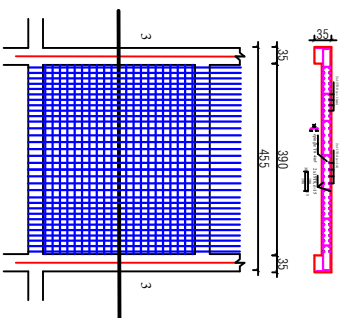
**Voile longitudinale 2, zone 3**  
Coupe 3-3



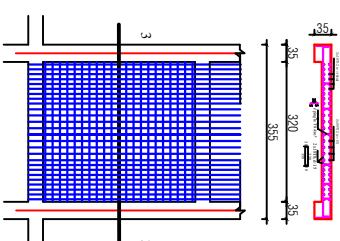
**Voile longitudinale 3, zone 3**  
Coupe 3-3



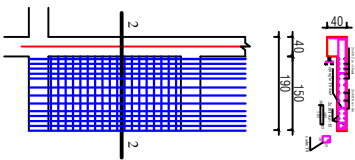
**voile transversale 1, zone 3**  
Coupe 3-3



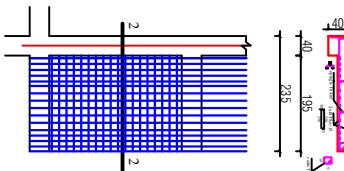
**voile transversale 2, zone 3**  
Coupe 3-3



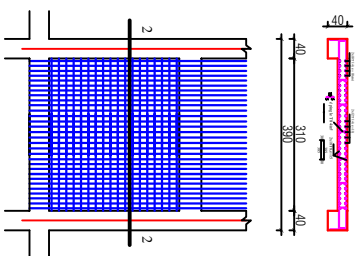
**Voile longitudinale 1, zone 2**  
Coupe 2-2



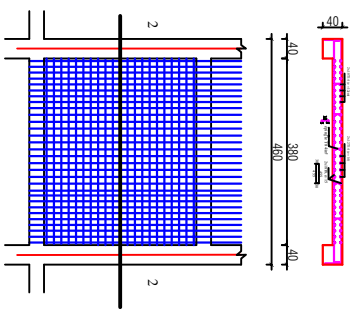
**Voile longitudinale 2, zone 2**  
Coupe 2-2



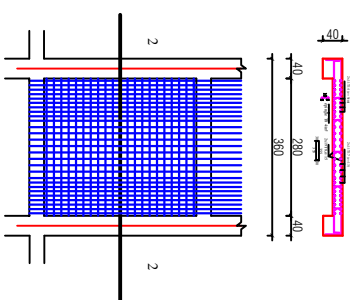
**Voile longitudinale 3, zone 2**  
Coupe 2-2



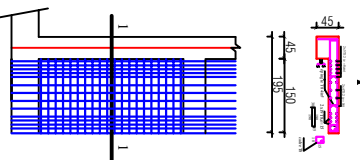
**voile transversale 1, zone 2**  
Coupe 2-2



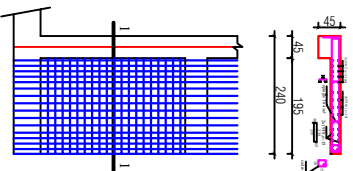
**voile transversale 2, zone 2**  
Coupe 2-2



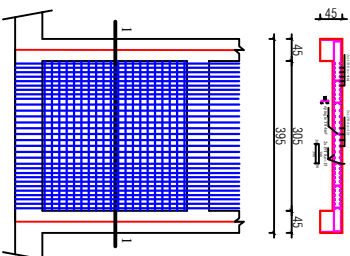
**Voile longitudinale 1, zone 1**  
Coupe 1-1



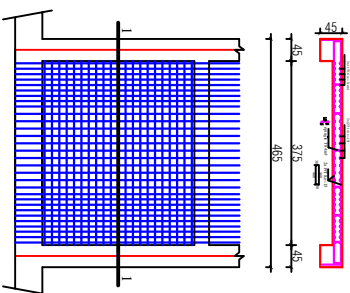
**Voile longitudinale 2, zone 1**  
Coupe 1-1



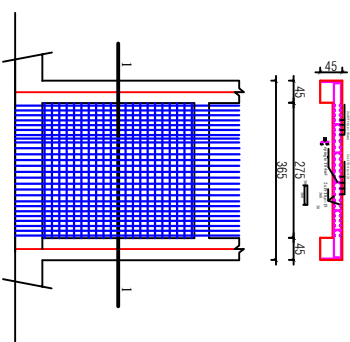
**Voile longitudinale 3, zone 1**  
Coupe 1-1



**voile transversale 1, zone 1**  
Coupe 1-1

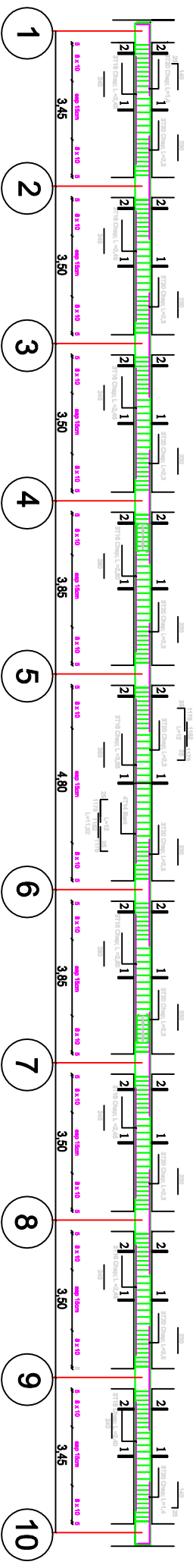


**voile transversale 2, zone 1**  
Coupe 1-1

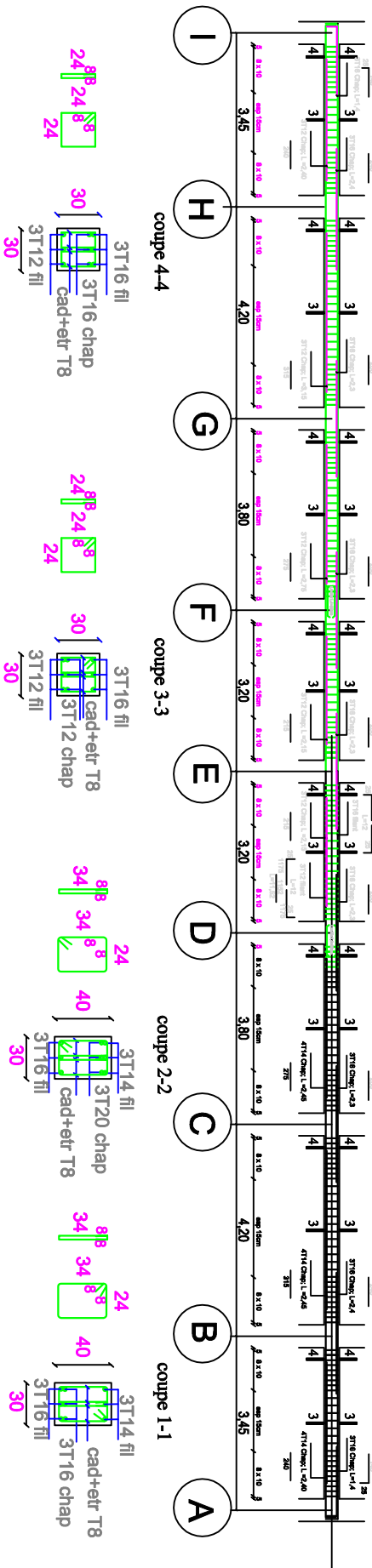


# Plan de ferrailage des poutres

P-P (30 x40) :Axe A, B, C, D, E, F, G, H, I. Niv: +3,40; +6,50; +9,60; +12,7; +15,8; +22; +25,1; +28,2; +31,3;



P-P (30 x 30) :Axe 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10. Niv: +3,40; +6,50; +9,60; +12,7; +15,8; +22; +25,1; +28,2; +31,3;



coupe 4-4

coupe 3-3

coupe 2-2

coupe 1-1





