

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de l'Enseignement Supérieur*  
*et de la Recherche Scientifique*  
*Université Abderrahmane MIRA- Bejaia*  
*Faculté de la technologie*  
*Département de Génie Civil*

# Mémoire de fin d'études

## Mémoire de fin d'études

*En Vue d'Obtention du Diplôme De Master en Génie Civil*  
*Option : Matériaux et structures*

### Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+3 +5 entre sol+ Duplex) à usage d'habitation  
contreventé par un système mixte  
(Voiles – Portiques)**

### Présenté par :

**M<sup>elle</sup> : AIT MOUSSA Souad**

**M<sup>elle</sup> : KHALED Dalila**

### Encadreur :

**M<sup>me</sup> : LAOUBI**

### Jury:

**M<sup>me</sup> : BOUKEMOUCHE**

**M<sup>er</sup> : HADDI**

**Promotion 2011-2012**

## **Remerciements**

Tout d'abord nous remercions Dieu le tout puissant qui nous a guidé et nous a éclairé le chemin pour arriver à ce stade d'études.

Nous exprimons nos profonds remerciements à notre promotrice Mme LAOUBI pour son orientation et ses précieux conseils et surtout pour sa patience.

Nous n'oublions pas de remercier aussi tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Un grand merci aussi à tous nos collègues pour leurs aides et surtout pour leurs soutiens moraux, tout en leur souhaitant une bonne chance dans leur vie pratique.



# *Dédicaces*

*Je dédie ce modeste travail à :*

♥ *Mes très chers parents, **ma mère** qui a été à mes côtés et m'a soutenue durant toute ma vie*

♥ *Mes frères : Yacine, Samir, Adnane*

♥ *Mes sœurs : noria et Fadhila*

♥ *Mes neveux : Yakhlaf, Sif Addine, Slimane et anis*

♥ *Mes nièces : sissa, rania et aya*

♥ *Mes beaux frère et mes belles sœurs et a tous mes ami(e) s.*

♥ *Mes chères confidentes : Hassina et Samia.*

♥ *Ceux qui m'ont apportés leurs aides et encouragements.*

♥ *Tous ceux que j'aime et tous ce qui m'aime*

*Aít Moussa Souad*

# Dédicaces

*Je dédie se modeste travail à :*

- ✓ *Mes très chers parents, pour leurs sacrifices.*
- ✓ *Mes frères Abdelghani et Abderezak,*
- ✓ *Mes sœurs Lyakout et Hassiba.*
- ✓ *Mes cousins et cousines.*
- ✓ *Mes grand parents.*
- ✓ *Douniati qui a toujours été à mes cotés.*
- ✓ *Mes copines : Samira, Dalila, djouhra, Sabiha, Djamila, Zoulikha, Aida, Kahina, Hadjila, Sabiha, Djahida et Nabila*
- ✓ *Rachid MAOUCHE et Nadira du B.E.T PROJEC .*
- ✓ *Notre ami Mohand MAHIDINE qui nous a guidé pendant notre travail.*
- ✓ *Toutes mes copines de Bercfiches.*
- ✓ *Tous ceux qui ont contribué à la réussite de ce travail.*

*Dalila*

## **Sommaire**

<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	01
<b>Chapitre I : GENERALITE</b>	
<b>I.1.</b> Introduction.....	02
<b>I.2.</b> présentation de l'ouvrage.....	02
<b>I.3.</b> Caractéristiques architecturales .....	02
<b>I.4.</b> Système de contreventement .....	02
<b>I.5.</b> Les éléments secondaires.....	02
<b>I.6.</b> Caractéristiques du sol .....	03
<b>I.7.</b> Réglementation et normes utilisées .....	03
<b>I.8.</b> Méthodes de calcul .....	03
<b>I.9.</b> Les actions .....	04
<b>I.10.</b> Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées .....	05
<b>Chapitre II : PRE DIMENSIONNEMENT</b>	
<b>II.1.</b> Introduction .....	13
<b>II.2.</b> Les planchers à corps creux .....	13
<b>II.3.</b> Les dalles pleines.....	18
<b>II.4.</b> Pré dimensionnement des escaliers .....	21
<b>II.5.</b> Pré dimensionnement de l'acrotère.....	24
<b>II.6.</b> Pré dimensionnement des éléments principaux .....	25
<b>II.7.</b> Les voile .....	26
<b>II.8.</b> Pré-dimensionnement des poteaux .....	26
<b>II.9.</b> Descente de charges.....	28
<b>II.10.</b> Vérification des poteaux .....	36
<b>II.11.</b> Conclusion .....	38
<b>Chapitre III : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES</b>	
<b>III.1.</b> Introduction .....	39
<b>III.2.</b> Méthode de calcul.....	39

<b>III.3.</b> Etude des escaliers .....	76
<b>III.4.</b> Etude de l'acrotère .....	87
<b>Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE</b>	
<b>IV.1.</b> Introduction.....	92
<b>IV.2.</b> Méthodes de calcul.....	92
<b>IV.3.</b> Description du logiciel SAP 2000 .....	96
<b>IV.4.</b> Caractéristiques géométriques de la structure .....	97
<b>IV.5.</b> Disposition des voiles .....	97
<b>IV.6.</b> Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14.2.2..	98
<b>IV.7.</b> Conclusion .....	105
<b>Chapitre V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX</b>	
<b>V.1.</b> Introduction .....	106
<b>V.2.</b> Etude des poteaux .....	106
<b>V.3.</b> Etude des poutres .....	116
<b>V.4.</b> Etude des voiles.....	126
<b>Chapitre IV : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE</b>	
<b>VI.1.</b> Introduction.....	135
<b>VI.2.</b> Choix du type des fondations .....	135
<b>VI.3.</b> Etude du voile périphérique.....	149
<b>CONCLUSION GENERAL</b> .....	161
<b>BIBLIOGRAFIE</b>	
<b>ANNEXES</b>	
<b>LES PLANS</b>	



# *Introduction*

L'intensité des forces sismique agissant sur un bâtiment lors d'un séisme est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Les constatations faites dans le monde après les séismes ont montré que les structures à base de portiques doivent supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs. En revanche, les bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté au séisme sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (ou murs de contreventement) en béton armé correctement dimensionnés peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales permettant ainsi de réduire les risques et absorber l'énergie sismique.

L'utilisation du système constructif à voile peut apporter des avantages économiques puisque :

- ❖ Le coût de réparation post sismique est moindre par rapport aux structures à portiques ;
- ❖ La masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton confère au bâtiment une inertie thermique appréciable ;
- ❖ Les murs remplacent à la fois les poteaux, les poutres et les cloisons.

Pour cela tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règlements afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix de système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales, et surtout la zone sismique où se situ l'ouvrage.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment R+3+5 entre sol+duplex contreventé par un système mixte (voiles-portiques). L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant (D.T.U 13.2 et le D.T.R. BC 2.33.2).

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- ❖ Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- ❖ Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- ❖ Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- ❖ Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- ❖ Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux
- ❖ Le sixième chapitre. pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale.



## I.1. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des données et des connaissances de base sur lesquelles les ingénieurs prennent appui dans son étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, ce chapitre de généralités, donne les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre structure ainsi qu'une description de cette dernière.

## I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment R+3 étages +5 entre sols + duplex à usage d'habitation situé à Bejaia, classé selon le règlement parasismique algérien « RPA99 /version 2003 » en **zone IIa** (zone moyenne sismicité).

## I.3. Caractéristiques architecturales

- Hauteur total de l'ouvrage :  $h_t=31.30$  m
- Hauteur de RDC :  $h_{RDC}=3.06$ m
- Hauteur d'étage :  $h_{étg}=3.06$ m
- Longueur :  $L=25.57$  m
- Largeur :  $l=12.30$ m

## I.4. Système de contreventement

Notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige que pour toute structure dépassant les 14m en zone IIa, il est indispensable d'introduire des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles). **RPA99 (Article 3.4.A.1.a)**

## I.5. Les éléments secondaires

- **Les planchers** : ce sont des aires planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, ils forment un diaphragme horizontal rigide assurant la transmission des charges verticales agissant dans son plan aux éléments de contreventement, on a les planchers à corps creux et des dalles pleines
- **Les escaliers** : Ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place. Dans notre cas on a deux types d'escaliers droits (à une volée, à deux volées).
- **La maçonnerie** :
  - Les murs extérieurs : sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
  - Les murs intérieurs : sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm qui ont pour fonctions de séparer les espaces et l'isolation thermique et acoustique.

▪ **L'acrotère** : est un élément en béton armé, encastrés à sa base au plancher terrasse, coulé sur place.

**I.6. Caractéristiques du sol:** La contrainte admissible du sol :  $\sigma_{adm} = 1,7 \text{ bar}$

### **I.7. Réglementation et normes utilisées**

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé).
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

### **I.8. Méthodes de calcul**

#### **I.8.1. Etats limites**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou l'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

#### **I.8.2. Etat limite ultime (ELU)**

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure, au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et aciers est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

#### **I.8.3. Etat limite de service (ELS)**

Les conditions de bon fonctionnement de la structure ont été atteintes. La durabilité de la structure est remise en cause.

- Etat limite d'ouverture des fissures : risque d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

## I.9. Les actions

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

### I.9.1. Les différents types d'actions :

- **Les actions permanentes (G)** : elles sont celles dont la variation dans le temps est négligeable:

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
- Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure

- **Les actions variables (Q)** : elles ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps:

- Les charges d'exploitations.
- Les charges appliquées aux cours d'exécutions
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

- **Les actions accidentelles (FA)**

Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- Les chocs ; les séismes (E) ; les explosions ; les feux.

### I.9.2. Les sollicitations

(CBA93 article A.3.3.1)

#### 1. Les combinaisons d'actions

**a) Combinaisons fondamentales ELU: BAEL91 (Art. A.3.3.21)**

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \psi_{0i} Q_i$$

$G_{\max}$  : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

$G_{\min}$  : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable

$Q_1$  : Action variable dite de base.

$Q_i$  : Actions variables dites d'accompagnement (avec  $i > 1$ )

$\psi_0, \psi_1$  et  $\psi_2$  : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par **CBA 93(Art A 3.1.3.1)**.

Expressions dans lesquels

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 \text{ dans le cas général} \\ 1.35 \text{ Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement bornées ou de} \\ \text{Caractère particulier, Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine).} \end{cases}$$

### b) Situations accidentelles ELS

(Art. A.3.3.22 BAEL91)

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

Avec :  $F_A$  : valeur normale de l'action accidentelle

$\psi_{11} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$  : Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

## 2. Combinaisons d'actions données par le RPA 99/version 2003 :

Selon la RPA les combinaisons d'action sont :

- **Situations durables :**  $\begin{cases} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$
- **Situations accidentelles :**  $\begin{cases} G + Q \pm E ; & E : \text{l'action du séisme.} \\ G + Q \pm 1.2 \times E & \text{pour les structures auto-stables} \\ 0.8 \times G \pm E \end{cases}$

## I.10. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

### I.10.1. Béton

#### 1- définition

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement.

Ces principaux constituants sont :

#### - Le ciment

C'est un liant hydraulique caractérisé par sa propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

Le ciment utilisé pour la réalisation de notre ouvrage en béton armé, est le CPA 325 (ciment portland artificiel). Le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 350kg. (BAEL91 : article B.1.1).

- **Les granulats** : Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

-Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

-Les granulats provenant de concassage des roches.

- **Les adjuvants** : Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton, dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

## 2- Dosage du béton

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment, sa composition courante est comme suite :

- Ciment : 350kg de CPA325.
- Gravier : 800 litres de 15/25 mm.
- Sable : 400 litres de 0/5mm.
- Eau : 175 litres d'eau de gâchage.

## 3- Caractéristiques du béton

### 3.1- Résistance mécanique à la compression ( $f_{cj}$ )

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée  $f_{c28}$ .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulats de grosseur au plus égale à 40mm.

D'après le BAEL91, le béton doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa pour les éléments principaux. Elle est donnée par la relation suivante :

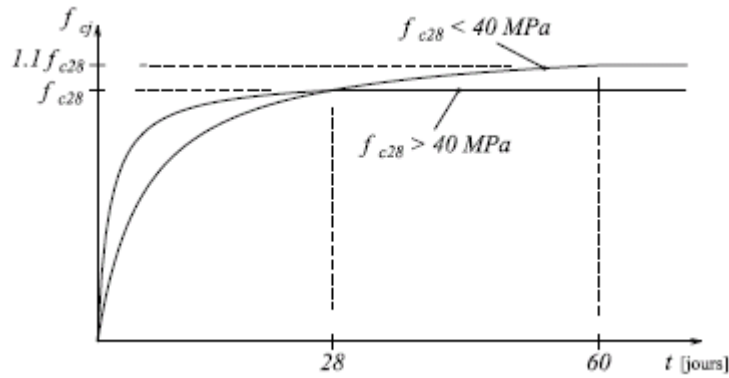
- Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  MPa.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.1})$$

- Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  MPa.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.1})$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a :  $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$ .

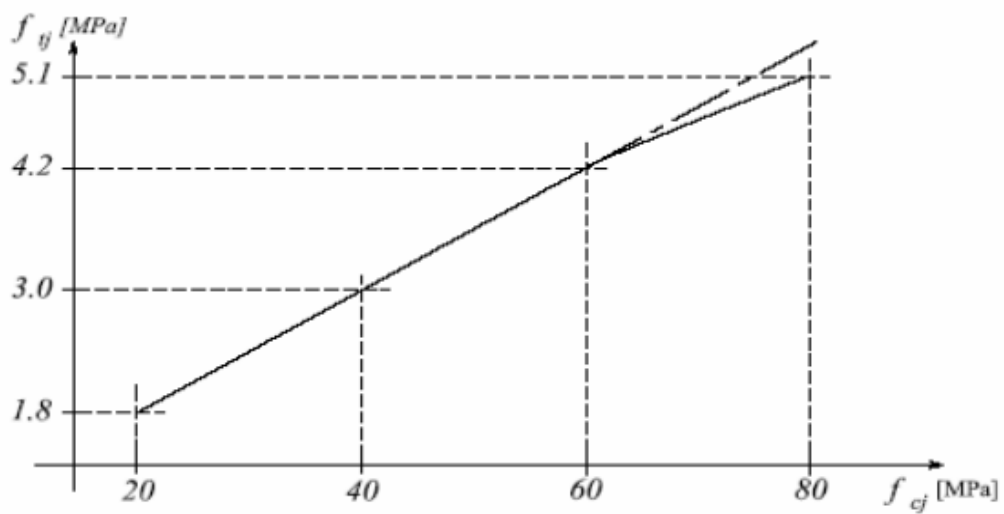


**Figure I.1.** Evolution de la résistance du béton  $f_{c_j}$  en fonction de l'âge du béton

### 3.2- Résistance à la traction ( $f_{t_j}$ )

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de  $j$  jours notée ( $f_{t_j}$ ) est conventionnellement définie par :

$$f_{t_j} = 0.6 + 0.06 \times f_{c_j} \quad \text{Avec} \quad f_{c_j} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.2})$$

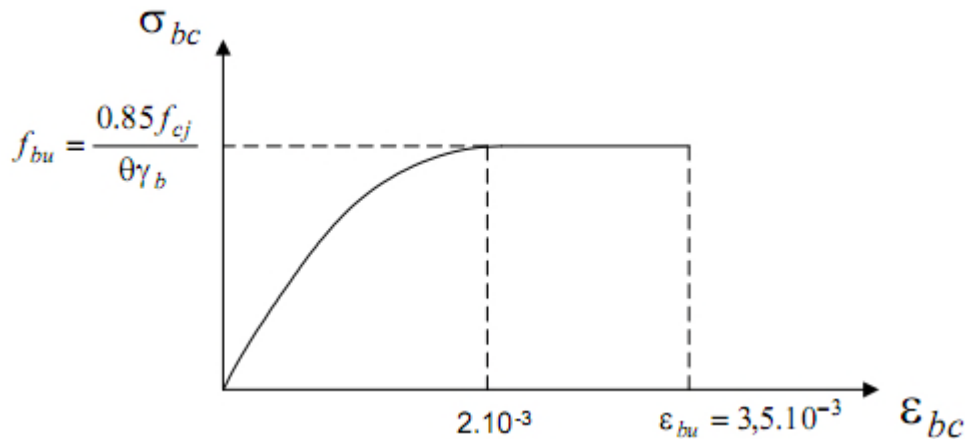


**Figure I.2.** Evolution de la résistance du béton à la traction  $f_{t_j}$   
en fonction de celle à la compression  $f_{c_j}$

Pour notre cas  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

### 3.3- Diagramme des contraintes- déformations

#### ▪ Contrainte de compression à l'ELU



**Figure I.3.** Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELU

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton  $f_{bu}$  est donnée par:

$$\sigma_{bc} = f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad (\text{CBA93 article A.4.3.4.1})$$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité pour le béton, tel que :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases}$$

$\theta$  : Coefficient réducteur, tel que :

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t > 24 \text{ heures} \\ 0.9 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } 1 \text{ heures} \leq t \leq 24 \text{ heures} \\ 0.85 & \text{Si la durée probable de l'application de la combinaison d'action } t < 1 \text{ heures} \end{cases}$$

Dans notre cas  $t \leq 24$  heures d'où :

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.2 & \text{Pour les situations durables ou transitoires} \\ 18.48 & \text{Pour les situations accidentelles} \end{cases} \quad t \leq 24 \text{ heures}$$

#### ▪ Contrainte limite à l'ELS

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad (\text{CBA93 article A.4.5.2})$$

### 3.4- Module de déformation longitudinale du béton

#### • A court terme :(module de déformation instantanée)

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :  $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$  (CBA93 article A.2.1.2.1)

#### • A long terme :( module de déformation différée)

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est :  $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$  (CBA93 article A.2.1.2.2)

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} ; \quad E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\begin{cases} E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 10818.86 \text{ MPa} \end{cases}$$

### 3.5- Coefficient de Poisson ( $\nu$ ) (CBA93 article A.2.1.3)

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation

longitudinale avec :  $\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$

### 3.6- Module de déformation transversale du béton (CBA93 article A.2.1.3)

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

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

$$G = \begin{cases} 0.5 \times E_{ij} & \text{si : } \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ 0.42 \times E_{ij} & \text{si : } \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

#### - Contrainte ultime de cisaillement (du béton) (BAEL91 article A.5.1.211)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportant à la fois des barres droites et des barres relevées d'après le BAEL91, la contrainte admissible  $\bar{\tau}$  diffère selon que la fissuration est peu nuisible ou nuisible. Elle est donnée suivant le cas comme suit :

$$\begin{cases} \bar{\tau} = \min(0.20 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) & \text{Pour fissuration peu nuisible} \\ \bar{\tau} = \min(0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}) & \text{pour fissuration nuisible} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} & \text{fissuration peu nuisible.} \\ \bar{\tau} = 2.50 \text{ Mpa} & \text{fissuration préjudiciable} \end{cases}$$



### I.10.2. Aciers

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité. On distingue :

- **Les treillis soudés** : Ce sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.
- **Les ronds lisses** : Ce sont des barres laminées de section circulaires.
- **Les barres de haute adhérence**

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique pour avoir une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

#### - Caractéristiques mécaniques des aciers

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de Rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute Adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

**Tableau I.1.** Caractéristiques mécaniques des aciers

Selon (**l'Art 7.2.2 du RPA99/Version 2003**), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec  $f_e \leq 500 \text{ MPa}$ , et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %.

On utilise des barres de et des treillis soudés de haute adhérence de nuance FeE400

#### ➤ Contraintes de calcul aux états limites

##### ▪ Etat Limite Ultime

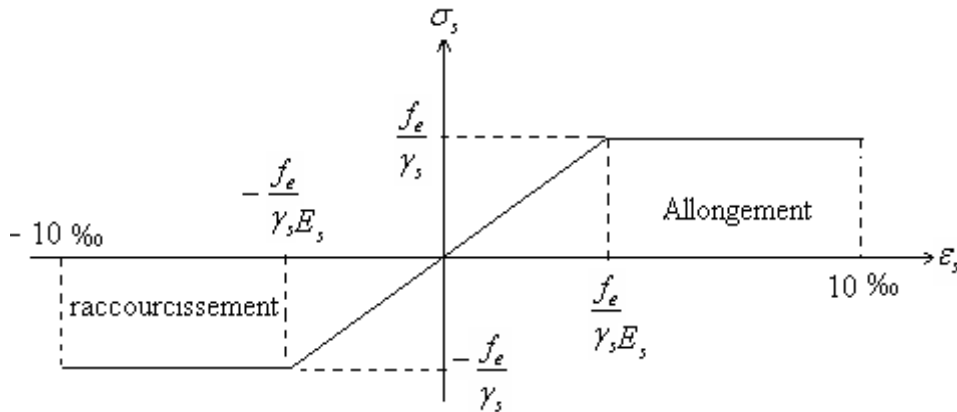
$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour : } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \end{cases} \quad \begin{cases} \varepsilon_s : \text{allongement relatif} \\ \text{avec : } \varepsilon_s = \frac{f_e}{(\gamma_s \times E_s)} \end{cases}$$

$E_s$  : Module d'élasticité longitudinal de l'acier  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ .

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{pour une situation accidentelle} \\ 1.15 & \text{pour une situation durable ou transitoire} \end{cases} \quad \gamma_s : \text{coefficient de sécurité}$$

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPA} & \text{Pour une situation courante} \\ 400 \text{ MPA} & \text{Pour une situation accidentelle} \end{cases}$$

- **Diagramme des contraintes – déformations (acier)** (CBA93 article A.2.2.2)



**Figure I.4.** Diagramme contraintes-déformations de calcul

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier  $\sigma_s$ , lorsque l'on connaît sa déformation relative  $\varepsilon_s$ .

### ▪Etat Limite de Service

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire

**1) Fissuration peu nuisible :** pas de vérification à faire en dehors de celle imposé par l'ELU.

### 2) Fissuration préjudiciable

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right]$$

$$\eta : \text{coefficient de fissuration tel que : } \begin{cases} \eta = 1 & \text{pour l'acier RL} \\ \eta = 1.6 & \text{pour l'acier HA} \end{cases}$$

### 3) Fissuration très préjudiciable : (ouvrage à la mer)

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs.

$$\sigma_s \leq \min \left[ \frac{1}{2} \times f_e, 90 \sqrt{\eta \times f_{ij}} \right]$$

## - Protection des Armatures

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; un enrobage de ces dernières est prévu.

Le BAEL91 donne les enrobages à respecter en tenant compte de l'exposition et de la nature de l'ouvrage comme résumé sur le tableau suivant :

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeurs minimales de e
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5cm (1)
Parfois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou à des condensations, ou encore, eu égal à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.	3cm (2)
Parfois situées dans des locaux couverts et clos et que ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

**Tableau I.2.** L'enrobage des armatures.

e : l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

(1): enrobage de 5cm peut être réduit à 3cm si, soit les armatures, soit le béton, sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.

(2) : La valeur de 3cm peut être ramenée à 2cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieure à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croit avec sa résistance.

## Conclusion

Après avoir décrit notre projet, on passe au 2<sup>ème</sup> chapitre qui consiste à prédimensionner les éléments secondaires.

## II.1. Introduction

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93 et DTR BC 2.2,...).

## II.2. Les planchers à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :  $h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$

(Art B.6.8.4.2.4 CBA93)

Avec  $L_{\max}$  : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$h_t \geq \frac{430 - 30}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 17.78 \text{ cm} \Rightarrow \text{On opte : } h_t = 20 \text{ cm}$$

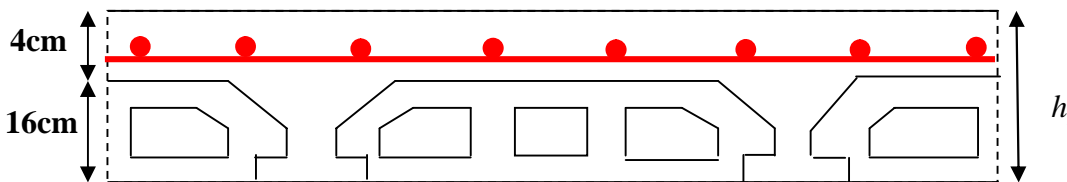


Figure II.1 : Plancher à corps creux

### - Les poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

$b$  : largeur de la table de compression ;  $b_0$  : largeur de la nervure

$L_x$  : distance entre nus de deux poutrelles successive.

$L_y$  : distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h_t \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20 \text{ cm})$$

Donc on prend :  $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$$

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

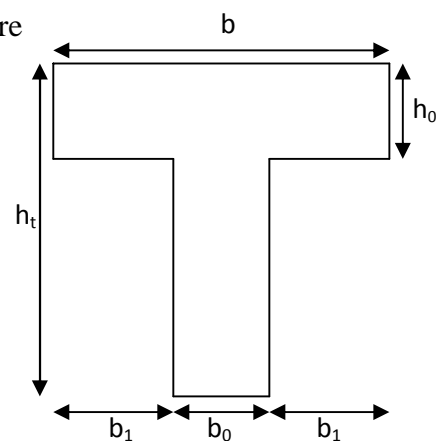


Figure II.2 : Schéma d'une poutrelle

$$L_y = 480 - 30 = 450 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 450/10) \quad \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}; \quad b = 2b_1 + b_0; \quad b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Donc on prend :  $b = 65 \text{ cm}$

### **-Disposition des poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

**Critère de la petite portée :** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

**Critère de continuité :** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

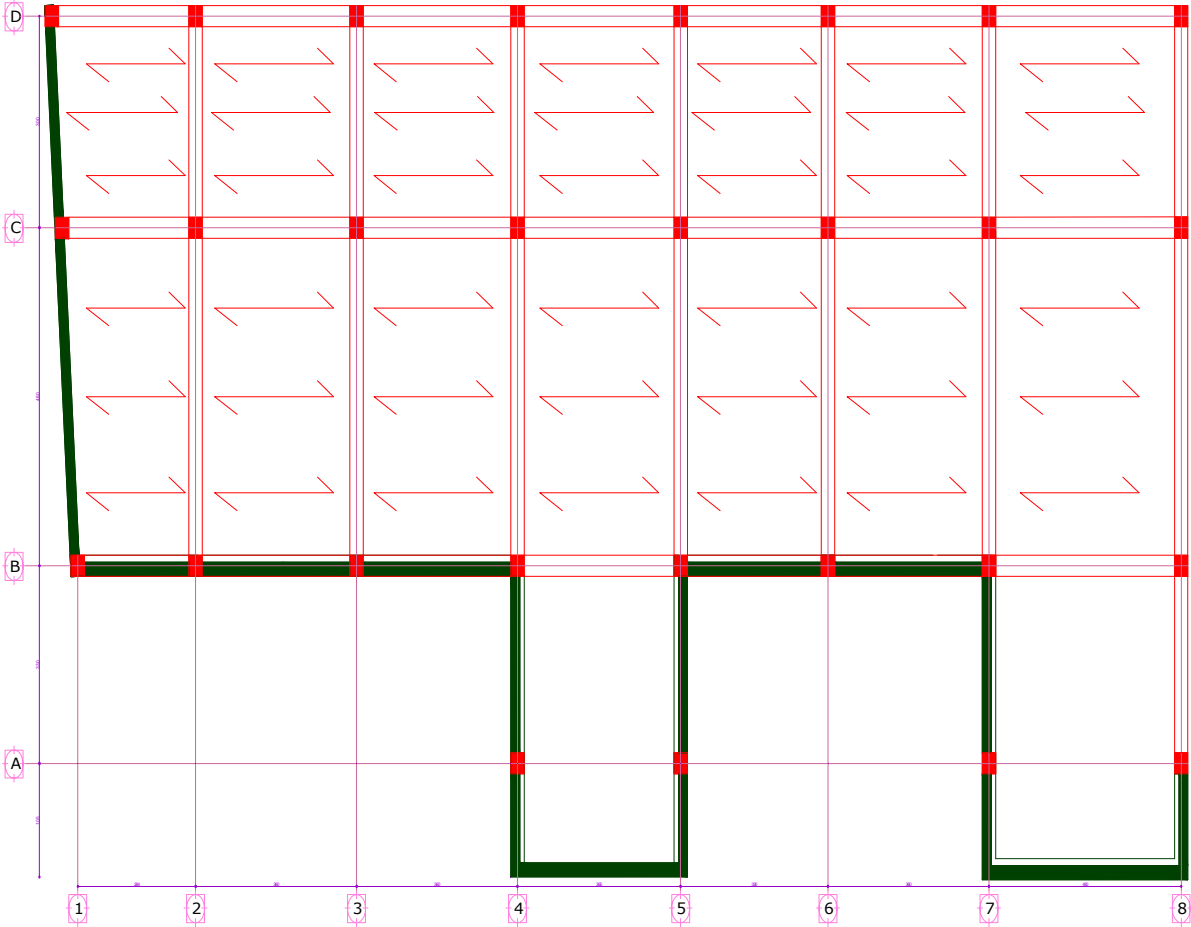


Figure II 3 : Disposition des poutrelles

## ❖ Plancher terrasse inaccessible (DTR BC 2.)

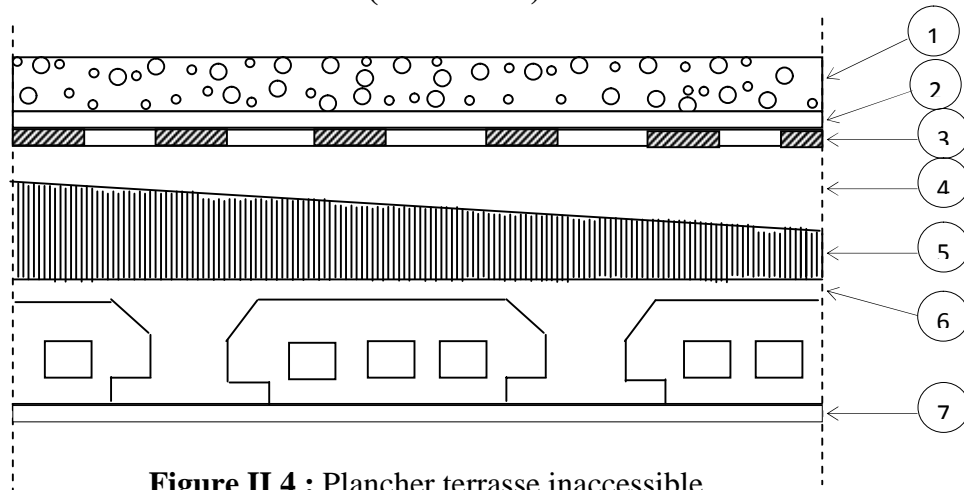


Figure II 4 : Plancher terrasse inaccessible

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Densité " $\gamma$ " (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Protection lourde en gravier	0.05	20	1,00
2	Étanchéité multicouche	0.02	6	0,12
3	Isolation thermique	0.04	0,25	0,10
4	Couche pour vapeur en fente bitumée	0.007	/	0,03
5	Forme de pente en béton maigre	0.10	22	2,20
6	Plancher à corps creux (16+4)	0.16	/	2.85
7	Enduit en plâtre	0.015	10	0,15
La charge permanente totale				<b>G =6.45</b>
la charge d'exploitation totale				<b>Q = 1</b>

Tableau II. 1 : Charge permanente revenant à la partie terrasse inaccessible

❖ Plancher de terrasse accessible (DTR BC 2. 2)

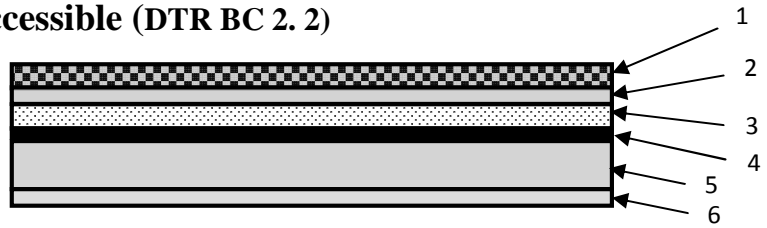


Figure II 5: Plancher terrasse accessible

N°	Description	Epaisseur "e" (cm)	Poids volumique " $\gamma$ " (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	2	22	0,44
2	Mortier de pose	2	20	0,40
	Forme de pente	0.065	23	1.5
3	Multicouche d'étanchéité	2	06	0.12
4	Isolation thermique	4	0.25	0.01
5	Plancher à corps creux (16+4)	20	/	2.85
6	Enduit de plâtre	1,5	10	0.15
La charge permanente totale				$G = 5.47$
La charge d'exploitation totale				$Q = 1.5$

Tableau II. 2 : Charge permanente revenant à la partie terrasse accessible

❖ Plancher étage courant :

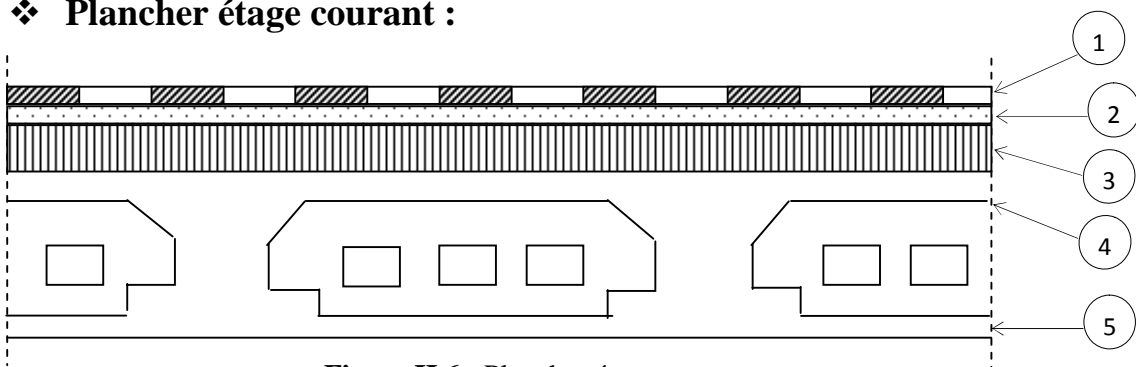


Figure II 6 : Plancher étage courant



N°	Description	Epaisseur "e"(m)	Densité $\gamma$ (K/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle de corps creux (16+4)	0.20	/	2.85
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparations	0.10	10	1
La charge permanente totale				<b>G = 5.25</b>
La charge d'exploitation totale				<b>Q = 1.5</b>

**Tableau II. 3** : Charge permanente revenant à la partie étage courant

### II.3. Les dalles pleines :

#### a) Définition

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont l'une des directions (l'épaisseur  $h$ ) est petite par rapport aux deux autres (les portées  $L_x$  et  $L_y$ ).

On désigne par  $L_x$  la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

- **Résistance au feu (CBA 93)**
  - $e \geq 7\text{cm}$ ..... pour une heure de coupe feu.
  - $e \geq 11\text{cm}$ .....pour deux heures de coupe feu.
  - $e \geq 17.5\text{cm}$ .....pour quatre heures de coupe feu.
- **Isolation phonique** :  $e \geq 13\text{cm}$
- **Critère de résistance à la flexion**
  - $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  .....pour une dalle sur deux appuis (X)

- $e \geq \frac{L_x}{20}$  .....pour une dalle sur un seul appui.
- $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  .....pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

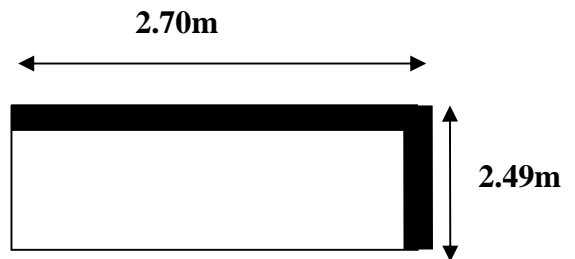
$L_x$  : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

**1. Dalle sur deux appuis**

$L_x = 2.49$  ;  $L_y = 2.7$  m

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$  ;  $\frac{249}{35} \leq e \leq \frac{249}{30}$

$7.11cm \leq e \leq 8.30$  cm



**Figure. II.7 :** Dalle sur 2 appuis

**2. Dalle sur trois appuis (balcon)**

• **1<sup>er</sup> Cas :**

$L_x = 1.30$  ;  $L_y = 4.00$ m

$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  ;  $\frac{130}{50} \leq e \leq \frac{130}{40}$

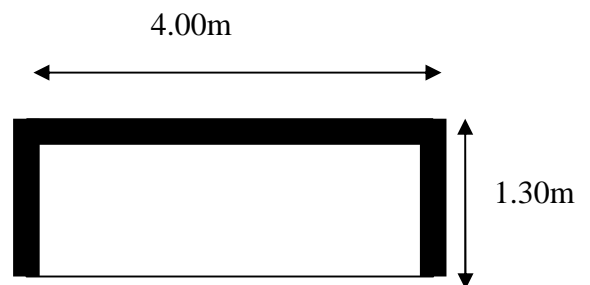
$2.6cm \leq e \leq 3.25$  cm

• **2<sup>eme</sup> cas**

$L_x = 2.06$ m ;  $L_y = 3.30$ m

$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  ;  $\frac{206}{50} \leq e \leq \frac{206}{40}$

$4.12cm \leq e \leq 5.15$  cm



**Figure II 8 :** Dalle sur 3 appuis

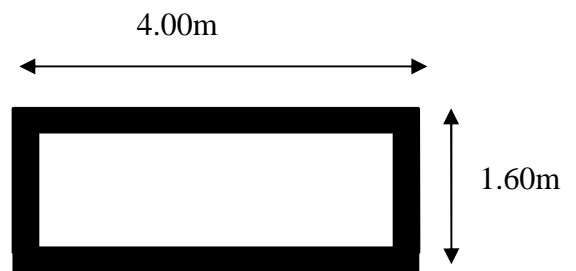
**3. Dalle sur 4 appuis (palier)**

• **1<sup>er</sup> cas :**

$L_x = 1.60$ m ;  $L_y = 4.00$ m

$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$  ;  $\frac{160}{50} \leq e \leq \frac{160}{40}$

$3.2cm \leq e \leq 4.00$ m



**Figure II 9:** Dalle sur 4 appuis

- **2<sup>ème</sup> cas**

$$L_x = 3.30\text{m} \quad ; \quad L_y = 4.540\text{m}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad ; \quad \frac{330}{50} \leq e \leq \frac{330}{40}$$

$$6.6\text{cm} \leq e \leq 8.25\text{ cm}$$

Finalement l'épaisseur à retenir pour les deux types de dalle est **e=14 cm** (pour 2 heures de résistance au feu)

- **Evaluation des charges et surcharges des dalles pleines (DTR BC 2.2)**

N°	Description	Epaisseur "e"(m)	Densité "γ "(K/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.14	25	3.5
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparations	0.10	10	1
<b>La charge permanente totale</b>				<b>G = 5.9</b>
<b>La charge d'exploitation totale</b>				<b>Q = 3.5</b>

**Tableau II. 4:** Charge permanente revenant à des dalles pleines

- ❖ **Murs extérieur**

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment, et se manifestent par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

▪ **Evaluation des charges et surcharges :**

N°	Description	Epaisseur "e"(m)	Densité $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	0.02	20	0.40
2	Brique creuse	0.15	09	1.35
3	Ame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	09	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale				<b>G = 2.85</b>

**Tableau.II.5:** Charge permanente revenant à des murs extérieurs

## II.4. Pré dimensionnement des escaliers :

### a) Définition :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place.

### ❖ Terminologie :

e : Epaisseur d'escalier

$L_0$  : Longueur projeté de la pailasse

h : Hauteur de la contre marche

$\alpha$  : Inclinaison de la pailasse

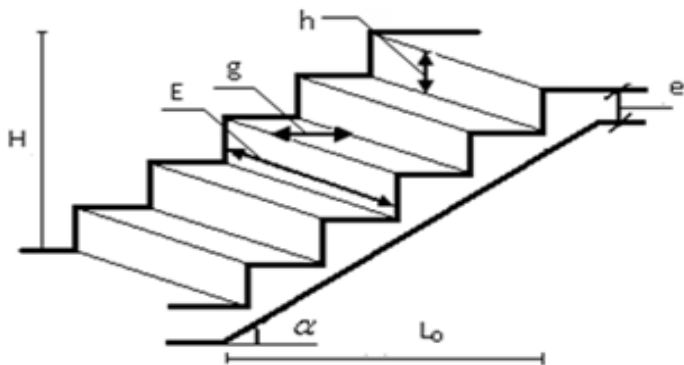
E : Emmarchement.

L' : longueur réelle de l'escalier.

H : hauteur d'une volée.

L: longueur réel de la volée.

g : giron ; h : Hauteur de la contre marche



**Figure II.10:** Schéma terminologie d'escalier

- On distingue dans notre projet trois types d'escalier :

1) Escaliers droits à deux volées, du sous-sol jusqu'au troisième étage

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$0.59 m \leq g + 2 h \leq 0.66 m$$

On prend:  $g + 2 h = 64$  .....(1)

Or:  $g = \frac{L_0}{n-1}$  et  $h = \frac{H}{n}$

n: Nombre de contre marche.

n - 1: Nombre de marches.

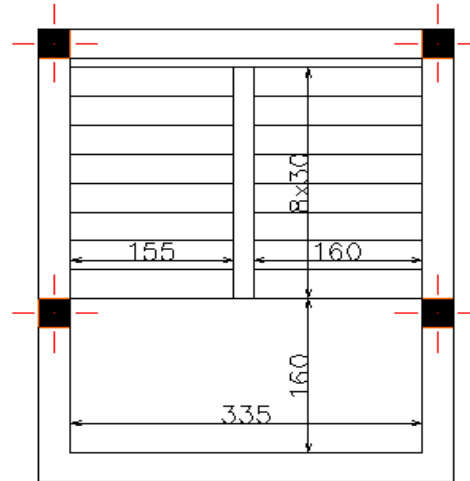


Figure II.11. Escalier de type I

- Type I** : escalier a deux volées à un seul palier de repos :( schème statique)

H = 1.53m et Lo = 2.4m

$$L' = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 2.85m.$$

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$$

$$\frac{285}{30} \leq e \leq \frac{285}{20} \quad 9.5 \leq e \leq 14.25cm$$

Soit **e = 14 cm**

On remplace g et h dans l'équation (1) :

$$g + 2 h = \frac{L_0}{n - 1} + \frac{2 H}{n} = 64 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} \frac{240}{n-1} + \frac{306}{n} = 64 \\ 32n^2 - 305n + 153 = 0 \end{cases}$$

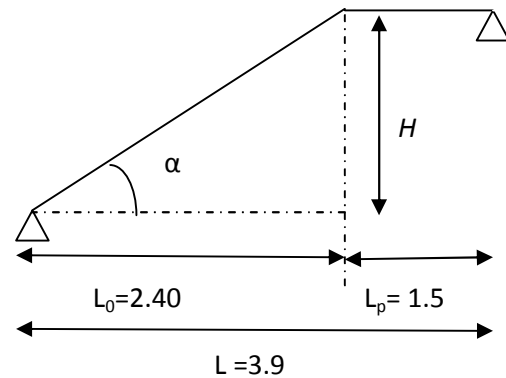


Figure II.12: Schéma statique de l'escalier (Type1)

$\Rightarrow n = 9$

$g = \frac{240}{9-1} = 30cm$  ;  $h = \frac{153}{9} = 17cm$

$tg\alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{153}{240} = 0.63$

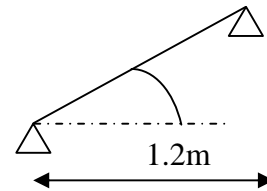
$\alpha = 32.52$

- **Type II:** escalier a une seul volée :

Pour la volée (II) on a :

$L = 1.20m$ , et  $H = 68cm$

$g=30cm$ , et  $h=17cm$



**Figure II.13:** Schéma statique de l'escalier (Type 2)

$n = 4$  nombre de contre marches

➤ **Palier (le DTR BC 2.2 (Art 7-2-1))**

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids "G"(KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en BA	0.14	25	3.5
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
<b>La charge permanente totale</b>				<b>G = 4.86</b>
<b>La charge d'exploitation totale</b>				<b>Q = 2.5</b>

**Tableau II. 6:** Charge permanente revenant au palier

➤ **La volée( le DTR BC 2.2 (Art 7-2-1))**

N°	Description	Epaisseur "e"(m)	Densité $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement horizontale	0.02	20	0.40
2	Revêtement verticale	0.013	20	0.26
3	Matière de pose	0.02	20	0.40
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Marches	0.17 (1/2)	22	1.87
6	Paillasse	0.14/cos $\alpha$	25	4.15
7	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
<b>La charge permanente totale</b>				<b>G = 7.58</b>
<b>La charge d'exploitation totale</b>				<b>Q = 2.5</b>

**Tableau II. 7:** Charge permanente revenant à la volée

**II.5. Pré dimensionnement de l'acrotère**

**a) Définition**

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

**b) Evaluation des charges (DTR BC 2.2 )**

❖ **Charge permanent**

• **Poids propre :**

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

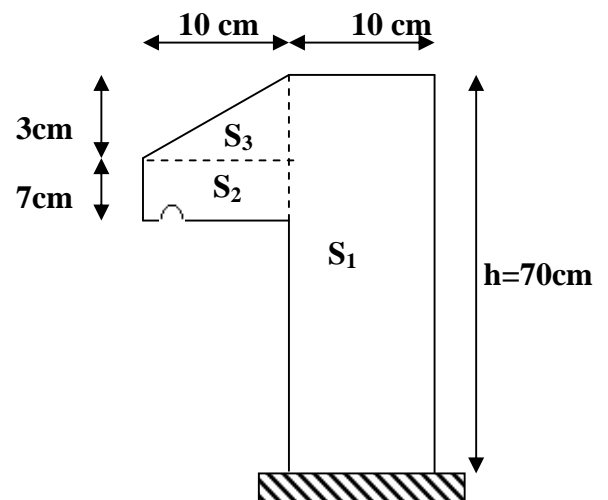
S : Surface de l'acrotère

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S = (70 \times 10) + (7 \times 10) + 0.5(10 \times 3)$$

$$S = 785 \text{ cm}^2 = 0.0785 \text{ m}^2$$

Donc:  $G = 25 \times 0.0785 \times 1 \Rightarrow G = 1.962 \text{ KN/ml}$



**Figure II.14 :** Coupe de l'acrotère

• **Enduit de ciment :**

- Enduit extérieure : (e=1.5cm)

$$G_1 = \rho \times e \times h = 20 \times 0.015 \times 0.7 = 0.21 \text{ KN / ml}$$

- Enduit intérieure : (e=2cm)

$$G_2 = \rho \times e \times h = 20 \times 0.02 \times 0.7 = 0.28 \text{ KN / ml}$$

Donc

$$G_T = G + G_1 + G_2 = 1.962 + 0.21 + 0.28 = 2.452 \text{ KN / ml}$$

N°	Description	Poids "G" (KN/m <sup>2</sup> )
1	Corps de l'acrotère	1.962
2	Enduit de ciment extérieur	0.21
3	Enduit de ciment intérieur	0.28
La charge permanente totale		<b>G = 2.452</b>
La charge d'exploitation totale		<b>Q = 1</b>

**Tableau II. 8:** Charge permanente revenant à l'acrotère

## II. 6. Pré dimensionnement des éléments principaux :

### II. 6.1. Poutres principales [P.P]

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad (\text{BAEL91})$$

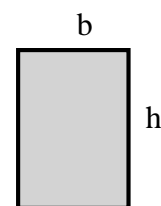
Avec : h : hauteur de la poutre

$L_{\max}$  : est la longueur maximale entre nœud d'appuis où :

$$L_{\max} = 480 - 30 = 450$$

$$\text{D'où : } 30 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 45$$

Soit (b×h) = (30×40) cm<sup>2</sup>





$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20cm \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 40 \geq 30cm \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)}$$

**II. 6.2. Les poutres secondaires [P. S] :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{PS} \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{(BAEL91)}$$

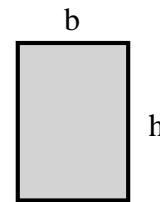
Avec : h : hauteur de la poutre

$L_{\max}$  : est la longueur maximale entre nœud d'appuis où :

$$L_{\max} = 430 - 30 = 400 \quad \Leftrightarrow \quad 26,66cm \leq h_{PS} \leq 40cm$$

Soit  $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20cm \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 35 \geq 30cm \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} = 1.166 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Vérifie} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art .7.5.1)}$$



**II.7. Les voile**

$$a \geq \max \left[ \frac{h_e}{20} ; 15cm \right].$$

$$a \geq \max \left[ \frac{306}{20} ; 15cm \right]. \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

$$\Rightarrow a \geq \max [15.3 ; 15cm].$$

Soit  $a = 20cm$  ;  $L \geq 4 \times a = 80cm$ .

a : épaisseur de voile

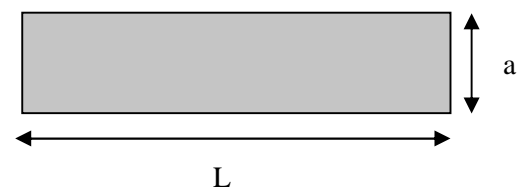


Figure II.15: Vue en plan d'un voile.

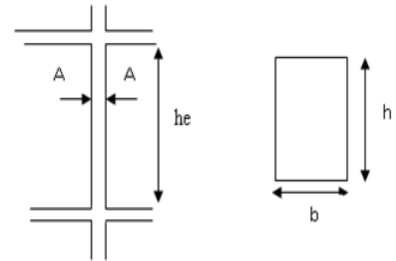
**II.8. Pré-dimensionnement des poteaux**

- Stabilité de forme (flambement)

$$N_u \leq \alpha \times \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12} \quad ; B_r = (h - d) \times (b - d)$$



**Figure II.16:** coupe d'un poteau

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  : Section des armatures.

$\gamma_b$  : coefficient de sécurité de béton.

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité des aciers

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$

$\lambda$  : L'élanement.

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

$i$  : Rayon de giration

$I$  : Moment d'inertie

$N_u$  : l'effort normal de compression à ELU

- **Resistance à la compression :**  $\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25cm \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4. \end{cases}$$

**RPA99 (Art 7.4.1)**

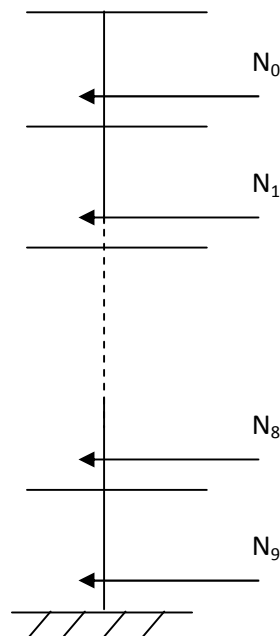
Les sections des poteaux préalablement adopté sont :

Etages	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> entre sol	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> entre sol	RDC et 1 <sup>er</sup> Entre sol	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> Etages	3 <sup>ème</sup> étage Et duplex
Section (b×h)cm <sup>2</sup>	55×60	50×55	45×50	40×45	40×35

**Tableau II.9:** section des poteaux préalable.

## II.9. Descente de charges

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui à souvent la plus grande surface afférente.



**Figure II.17 :** Schéma statique de la descente de charge

➤ **Enoncé de la loi de dégression : DTR B.C 2.2** (article 6.3)

• **Surcharges différentes selon la loi de dégression [3]:**

- Sous la terrasse:  $Q_0$ .
- Sous le premier étage à partir du sommet ( $i=1$ ) :  $Q_0+Q_1$ .
- Sous le deuxième étage ( $i=2$ ) :  $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$ .
- Sous le troisième étage ( $i=3$ ) :  $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$ .
- Sous le quatrième étage ( $i=4$ ) :  $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$ .

. Pour n étage ( $n \geq 5$ ) :  $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$ .

### II.9.1. Poteau C-5 : ((poteau de la cage d'escalier) :

#### ➤ La surface afférente

$$S_1 = 1.50 * 2.25 = 3.375 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.675 * 2.25 = 3.768 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.65 * 1.25 = 2.062 \text{ m}^2 \text{ (pour l'escalier)}$$

$$S_3 = 1.675 * 1.25 = 2.094 \text{ m}^2 \text{ (pour duplex et terrasse)}$$

$$S_4 = 1.50 * 1.25 = 1.875 \text{ m}^2$$

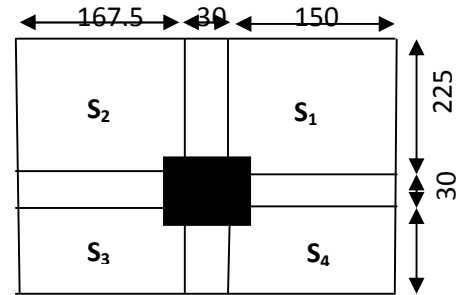


Figure II.18 : Surface revenant au Poteau central D-3

#### ➤ Les charges et surcharges

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } G = 6.45 * 3.97 = 25.6 \text{ KN}$$

$$Q = 1 * 3.97 = 3.97 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher de duplex : } G = (6.45 * 7.14) + (5.25 * 3.97) = 66.89 \text{ KN}$$

$$Q = (1 * 7.14) + (1.5 * 3.97) = 13.09 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher RDC et 1,2 ,3 : } G_p = (5.25 * 9.02) = 47.35 \text{ KN}$$

$$Q_p = (1.5 * 9.02) = 13.09 \text{ KN}$$

$$G_{\text{escalier}} = (2.062 * 7.58) = 15.63 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{escalier}} = (2.062 * 2.5) = 5.15 \text{ KN}$$

$$\text{Plancher 1, 2, 3, 4, 5 entre sol : } G_p = (5.25 * 7.14) = 37.48 \text{ KN}$$

$$Q_p = (1.5 * 7.14) = 10.71 \text{ KN}$$

$$G_{\text{escalier}} = (2.062 * 7.58) = 15.63 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{escalier}} = (2.062 * 2.5) = 5.15 \text{ KN}$$

- Poutres principales :  $P_{pp} = 25 \times 0,40 \times 0,3 \times (2.25 + 1.25) = 10.5 \text{ KN}$
- Poutres secondaires :  $P_{ps} = 25 \times 0,35 \times 0,3 \times (1.675 + 1.5) = 8.33 \text{ KN}$
- Poids total des poutres :  $P_{pout} = P_{pp} + P_{ps} = 18.83 \text{ KN}$

➤ Poteaux :

Étages	4 <sup>ème</sup> et 5 <sup>ème</sup> entre sol	2 <sup>ème</sup> et 3 <sup>ème</sup> entre sol	RDC et 1 <sup>er</sup> entre sol	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étages	3 <sup>ème</sup> étage Et duplex
P(KN)	25.24	21.03	17.21	13.77	10.71

**Tableau II.10:** Poids des différents planchers

▪ **Calcul des charges d'exploitations**

$$Q_0 = 7.14$$

$$Q_1 = 7.14 + 13.09 = 20.23$$

$$Q_2 = 7.14 + 0.95 * (20.23 + 18.68) = 44.10$$

$$Q_3 = 7.14 + 0.90 * (13.09 + 18.68 + 18.68) = 52.54$$

$$Q_4 = 7.14 + 0.90 * (13.09 + 18.68 + 18.68 + 18.68) = 65.9$$

$$Q_5 = 7.14 + \frac{3+5}{2*5} * (13.09 + 18.68 + 18.68 + 18.68 + 18.68) = 77.39$$

$$Q_6 = 7.14 + \frac{3+6}{2*6} * (13.09 + 18.68 + 18.68 + 18.68 + 18.68 + 18.68) = 87$$

$$Q_7 = 7.14 + \frac{3+7}{2*7} * (13.09 + 18.68 + 18.68 + 18.68 + 18.68 + 18.68 + 18.68) = 96$$

$$Q_8 = 7.14 + \frac{3+8}{2*8} * (13.09 + 18.68 + 18.68 + 18.68 + 18.68 + 18.68 + 18.68 + 18.68) = 109.27$$

$$Q_9 = 7.14 + \frac{3+9}{2*9} * (13.09 + 18.68 + 18.68 + 18.68 + 18.68 + 18.68 + 18.68 + 18.68 + 18.68) = 115.5$$

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q(KN)
$N_0$	Acrotère	7.78	<b>3.17</b>
	Plancher terrasse inaccessible	25.6	<b>3.97</b>
	Poteau (40*35)	10.71	
	Poutres	18.83	
	<b>Total</b>	<b>62.92</b>	<b>7.14</b>
$N_I$	$N_0$	<b>62.92</b>	
	Plancher étage courant	66.89	13.09

	Poutres	18.83	
	Poteau (40*35)	10.71	
	<b>Total</b>	<b>159.35</b>	<b>20.23</b>
$N_2$	$N_1$	<b>159.35</b>	
	Plancher courant	47.35	13.53
	Poutres	18.83	
	Poteau (45*40)	13.77	
	Escalier	15.63	5.15
	<b>Total</b>	<b>254.93</b>	<b>44.10</b>
$N_3$	$N_2$	<b>254.93</b>	
	Plancher courant	47.35	13.53
	Poutres	18.83	
	Poteau (45*40)	13.77	
	Escalier	15.63	5.15
	<b>Total</b>	<b>350.51</b>	<b>52.54</b>
$N_4$	$N_3$	<b>350.51</b>	
	Plancher courant	47.35	13.53
	Poutres	18.83	
	Poteau (50*45)	17.21	
	Escalier	15.63	5.15
	<b>Total</b>	<b>449.53</b>	<b>65.9</b>
$N_5$	$N_4$	<b>449.53</b>	
	Plancher courant	37.48	13.53
	Poutres	18.83	
	Poteau (50*45)	17.21	
	Escalier	15.63	5.15
	<b>Total</b>	<b>538.68</b>	<b>77.39</b>
	$N_3$	<b>538.68</b>	

$N_6$	Plancher courant	37.48	13.53
	Poutres	18.83	
	Poteau (55*50)	21.03	
	Escalier	15.63	5.15
	<b>Total</b>	<b>631.65</b>	<b>87</b>
$N_7$	$N_3$	<b>631.65</b>	
	Plancher courant	37.48	13.53
	Poutres	18.83	
	Poteau (55*50)	21.03	
	Escalier	15.63	5.15
	<b>Total</b>	<b>724.62</b>	<b>96</b>
$N_8$	$N_3$	<b>724.62</b>	
	Plancher courant	37.48	13.53
	Poutres	18.83	
	Poteau (60*55)	25.24	
	Escalier	15.63	5.15
	<b>Total</b>	<b>821.8</b>	<b>109.27</b>
$N_9$	$N_5$	<b>821.8</b>	
	Plancher courant	37.48	13.53
	Poutres	18.83	
	Poteau (60*55)	25.24	
	Escalier	15.63	5.15
	<b>Total</b>	<b>918.98</b>	<b>115.5</b>
	<b><math>N_u=1.35G_t+1.5Q_t</math></b>	<b><math>N_u=1413.87 \text{ KN}</math></b>	
	<b><math>N_s=G_t+Q_t</math></b>	<b><math>N_s = 1034.48 \text{ KN}</math></b>	

**Tableau II.11:** Tableau récapitulative des résultats de la descente de charge (poteau D-3)

### II.9.2.Poteau[C-5] : ((poteau centre avec des escaliers de duplex (en bois)) :

#### ➤ La surface afférente :

$$S_1=1.35*1.65=2.227m^2$$

$$S_2=1.35*1.65=2.227m^2$$

$$S_4=1.65*2.25=3.712m^2$$

$$S_3=0 \quad (\text{Pour l'escalier de duplex (en bois)})$$

$$S_3=1.65*2.25=3.712m^2$$

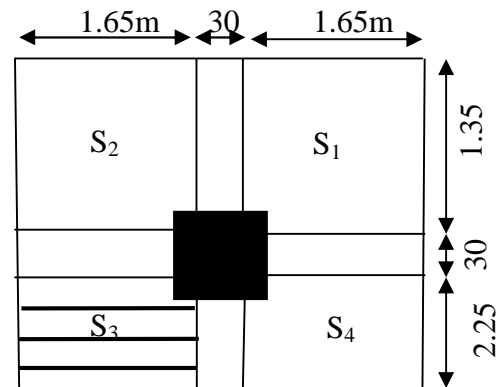


Figure II.19: Surface revenant au Poteau C-5

(Pour les étages et les entre sol et terrasse)

#### ▪ Calcul des charges d'exploitations

$$Q_0 = 5.36$$

$$Q_1 = 5.36+7.05=12.41$$

$$Q_2 = 5.36+0.95*(7.05+12.41)=23.85$$

$$Q_3 = 5.36+0.90*(7.05+12.41+12.25)=33.90$$

$$Q_4 = 5.36+0.85*(7.05+12.41+12.25+14.48)=44.62$$

$$Q_5 = 5.36 + \frac{3+5}{2*5} * (7.05+12.41+12.25+14.48+17.82)=56.57$$

$$Q_6 = 5.36 + \frac{3+6}{2*6} * (7.05+12.41+12.25+14.48+17.82+17.82)=66.73$$

$$Q_7 = 5.36 + \frac{3+7}{2*7} * (7.05+12.41+12.25+14.48+17.82+17.82+17.82)=76.54$$

$$Q_8 = 5.36 + \frac{3+8}{2*8} * (7.05+12.41+12.25+14.48+17.82+17.82+17.82+17.82)=86.12$$

$$Q_9 = 5.36 + \frac{3+9}{2*9} * (7.05+12.41+12.25+14.48+17.82+17.82+17.82+17.82+17.82)=95.55$$



Niveaux	Eléments	G (KN)	Q(KN)
$N_0$	Acrotère	4.04	<b>1.65</b>
	Plancher terrasse inaccessible	23.94	<b>3.71</b>
	Poteau (40*35)	10.71	
	Poutres	19.46	
	<b>Total</b>	<b>58.15</b>	<b>5.36</b>
$N_1$	$N_0$	<b>58.15</b>	
	Plancher étage courant	35.63	7.05
	Poutres	19.46	
	Poteau (40*35)	10.71	
	Escalier	0	0
<b>Total</b>	<b>123.95</b>	<b>12.41</b>	
$N_2$	$N_1$	<b>123.95</b>	
	Plancher courant	31.18	8.90
	Poutres	19.46	
	Poteau (45*40)	13.77	
	Dalle pleine	21.9	12.99
<b>Total</b>	<b>210.26</b>	<b>23.85</b>	
$N_3$	$N_2$	<b>210.26</b>	
	Plancher courant	42.87	12.25
	Poutres	19.46	
	Poteau (45*40)	13.77	
<b>Total</b>	<b>286.36</b>	<b>33.90</b>	

$N_4$	$N_3$	<b>286.36</b>	
	Plancher courant	42.87	12.25
	Plancher terrasse	14.36	2.23
	Poutres	19.46	
	Poteau (50*45)	17.21	
	<b>Total</b>	<b>380.26</b>	<b>44.62</b>
$N_5$	$N_4$	<b>380.26</b>	
	Plancher courant	62.37	17.82
	Poutres	19.46	
	Poteau (50*45)	17.21	
<b>Total</b>	<b>479.30</b>	<b>56.57</b>	
$N_6$	$N_3$	<b>479.30</b>	
	Plancher courant	62.37	17.82
	Poutres	19.46	
	Poteau (55*50)	21.03	
<b>Total</b>	<b>578.34</b>	<b>66.73</b>	
$N_7$	$N_3$	<b>578.34</b>	
	Plancher courant	62.37	17.82
	Poutres	19.46	
	Poteau (55*50)	21.03	
<b>Total</b>	<b>677.38</b>	<b>76.54</b>	
$N_8$	$N_3$	<b>677.38</b>	
	Plancher courant	62.37	17.82
	Poutres	19.46	

	Poteau (60*55)	25.24	
	<b>Total</b>	<b>776.42</b>	<b>86.12</b>
$N_9$	$N_5$	<b>776.42</b>	
	Plancher courant	62.37	17.82
	Poutres	19.46	
	Poteau (60*55)	25.2	
	<b>Total</b>	<b>875.46</b>	<b>95.55</b>
	<b><math>N_u=1.35Gt+1.5Qt</math></b>	<b><math>N_U=1325.19</math> KN</b>	
	<b><math>N_s=Gt+Qt</math></b>	<b><math>N_S=971.01</math> KN</b>	

**Tableau II.12** : Tableau récapitulative des résultats de la descente de charge (poteau D-3)

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime  $N_u$  de 10% tel que :  $N_u = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$

Donc  $N_U = 1.1 * 1413.87$

L'effort normal maximum  $N_U=1555.26$ KN

## II.10. Vérification des poteaux

### II.10.1. Vérification à la compression simple du poteau entre sol 5 et 4

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$$

Avec  $B$  : section du béton.

$$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}} \Rightarrow B \geq \frac{1555.26 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25} = 0.104 m^2$$

On a  $B = 0.40 \times 0.50 = 0.2 m^2$  .  $B=0.55 * 0.60=0.33 m^2$

$B=0.33 \geq 0.104 m^2$  Condition vérifiée

Poteau	$N_u$ (KN)	$B_{cal}$ ( $m^2$ )	$B_{adp}$ ( $m^2$ )	$B_{adp} \geq B_{cal}$
Entre sol 5et 4	1555.26	0.104	0.33	Vérifié
Entre sol 3et 2	1234.46	0.082	0.275	Vérifié
Entre sol 3et RDC	927.64	0.062	0.225.	Vérifié
Etages 1et2	607.20	0.04	0.18	Vérifié
Etage 3et duplex	270.01	0.02	0.14	Vérifié

**Tableau II.13** : résultat de vérification a la compression simple

### II.10.2.Vérification au flambement

D'après le (CBA 93), on doit faire la vérification suivante :

#### a. Vérification du poteau d entre sol 5et 4 :

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.06 = 2.14m.$$

$$.B=0.55 \times 0.6 = 0.33m^2$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.6^3}{12} = 9.9 \times 10^{-3} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{9.9 \times 10^{-3}}{0.33}} = 0.173$$

$$\lambda = \frac{2.14}{0.173} = 12.37 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{12.37}{35} \right)^2} = 0.83$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{1555.26 \times 10^{-3}}{0.83 \times \left[ \frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.085$$

Or nous avons :

$$B_r = (0.60 - 0.02) \times (0.55 - 0.02) = 0.3m^2$$

$0.3 > 0.085$  donc le poteau ne risque pas de flamber.

Poteau	Entre sol 5et4	Entre sol 2et3	Entre sol 1etRDC	Etages 1et2	Etage 3 et duplex
$Nu (KN)$	1555.26	1234.46	927.64	607.2	270.01
$B_{adp} (m^2)$	0.33	0.275	0.225	0.18	0.14
$l_0 (m)$	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06
$l_f (m)$	2.14	2.14	2.14	2.14	2.14
$I \times 10^{-3} (m^4)$	9.9	6.93	4.69	3.04	1.87
$i (m)$	0.173	0.158	0.144	0.13	0.115
$\lambda$	12.37	13.54	14.86	16.46	18.61
$\alpha$	0.83	0.825	0.82	0.814	0.8
$B_{rcal} (m^2)$	0.085	0.068	0.051	0.034	0.015
$B_{radp} (m^2)$	0.3	0.254	0.206	0.163	0.125
$B_{radp} \geq B_{rcal}$	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

**Tableau II.14:** résultat de vérification au flambement

## II.6. Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- Poutres principales :  $30 \times 40 cm^2$ .
- Poutres secondaires :  $30 \times 35 cm^2$ .
- Pour les poteaux de 3<sup>eme</sup> étage et duplex on prend :  $b_1 \times h_1 = 35 \times 40 cm^2$ .
- Pour les poteaux de 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étages on prend :  $b_1 \times h_1 = 40 \times 45 cm^2$ .
- Pour les poteaux de RDC et 1<sup>er</sup> entre sol on prend :  $b_1 \times h_1 = 45 \times 50 cm^2$ .
- Pour les poteaux de 2<sup>eme</sup> et 3<sup>eme</sup> entre sol on prend :  $b_1 \times h_1 = 50 \times 55 cm^2$ .
- Pour les poteaux de 4<sup>eme</sup> et 5<sup>eme</sup> entre sol on prend :  $b_1 \times h_1 = 55 \times 60 cm^2$ .

### III.1.Introduction

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis détermination de la section des aciers nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la règlementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003...).

### III.2.Méthode de calcul

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot

#### a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :

##### a. 1. Domaine d'application (B.6.210) :

Pour déterminer les moments sur appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire

Si les quatre conditions sont vérifiées.

- plancher à surcharge modérée ( $Q \leq \text{Min}(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$ ).
- le rapport entre deux travées successives :  $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$ .
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

##### a.2.Principe de la méthode forfaitaire

###### ▪ Les moments fléchissant

###### • En travée

$$1) \quad M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases}$$

$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$  : Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

$$M_0 = \frac{p \times l_i^2}{8}$$

$p$  : La charge répartie à l'état limite considéré.

$M_0$  : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

$M_d$  : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

$M_g$  : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

$M_t$  : Moment en travée de la travée considérée.

$l_i$  : Portée de la travée

$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$  ; Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées

- **En appuis**

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6 \times M_0$  : pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.5 \times M_0$  : pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$  : pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

**Remarques**

- De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.
- Ainsi que d'après le **RPA99** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ( $0.15M_0$ ) telque  $M_0 = \text{Max}(M_0^1, M_0^n)$ .

- **Evaluation des efforts tranchants**

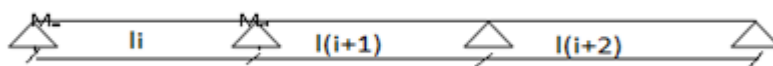
On peut évaluer l'effort tranchant par la méthode de RDM, en tenant compte de la continuité :

$$V_0 = \frac{ql_i}{2}$$

$$V = V_0 + \frac{M_g + M_d}{l_i} \quad ;$$

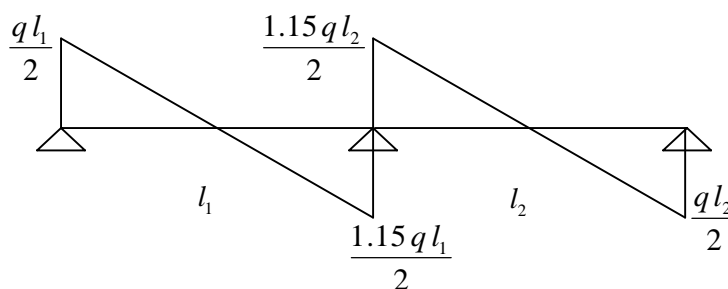
$M_g$  et  $M_d$  sont des moments sur appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatifs -).

$V_0$  : L'effort tranchant isostatique

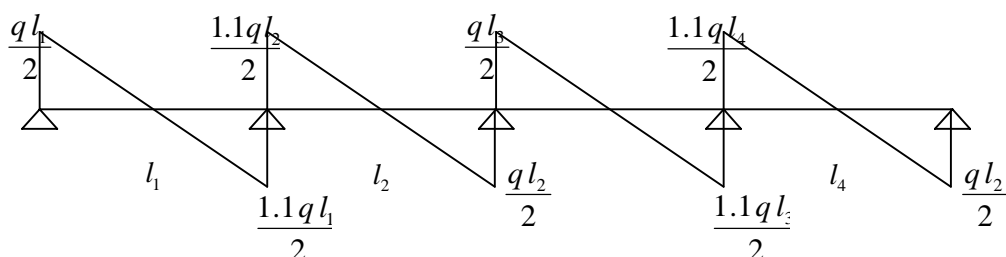


**Figure III.1.** Schéma statique de la poutrelle

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique.



**Figure III.2.** Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées



**Figure III.3.** Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

## b.Méthode de Caquot :

### b.1.Conditions d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

### b.2.Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

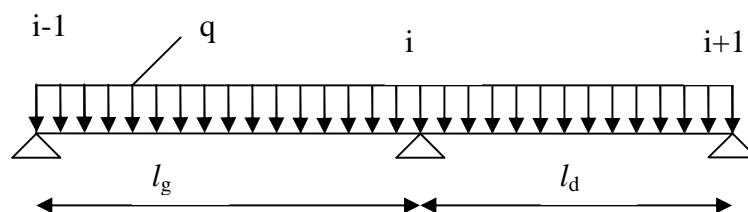
Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées

$Q > (2G ; 5\text{KN/m}^2)$  mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

#### ▪ Evaluation des moments

#### • En appuis :

$$M_i = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5(l_g' + l_d')}$$



**Figure III.4.** Schéma statique de la poutrelle.

$$l' = \begin{cases} l & \text{travée de rive.} \\ 0,8l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

$l_g', l_d'$  : Longueurs fictives à gauche et à droite.

$q_g, q_d$  : Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

#### • En travée

$$M(X) = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$M_0$  : Moment statique

$$\Rightarrow M_0(x) = \frac{P_U \times x}{2} (l - x),$$



$$M(x) = \frac{P_u \times x}{2}(l-x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$dM(x)/dx = 0 \rightarrow x = x_0, \quad x_0 = \frac{l}{2} + \left[ \frac{M_g - M_d}{l \times P_u} \right]$$

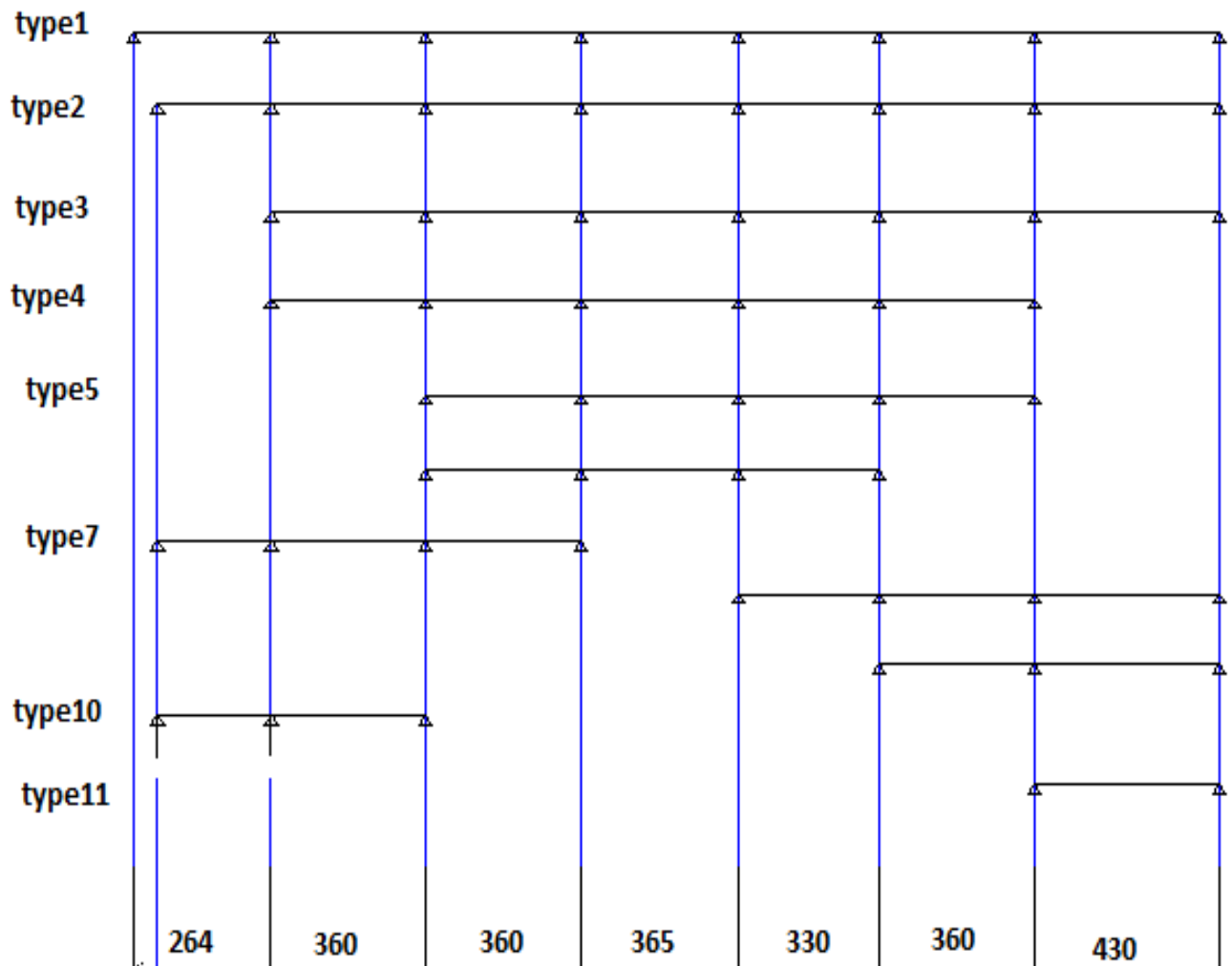
$$M_{\max}^t = M(x_0)$$

- Evaluation des efforts tranchant :

$$V_g = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots BAEL(ArtL.III.3)$$

$$V_d = -\frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots\dots\dots BAEL(ArtL.III.3)$$

**III.3. Etude de poutrelles**



**Figure III.5:** Définition des différents types de poutrelles

**Remarques**

- Dans le plancher terrasse on trouve les types suivants (1 ,2 ,4 et 6)
- Dans le plancher des étages courants on trouve les types suivants (2, 3,4,5 et 6)
- Dans le plancher d'entre sol on trouve les types suivants (2,3 et 5)

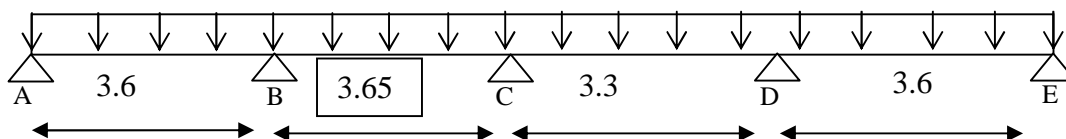
**a. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles**

À l'ELU :  $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$  et  $p_u = 0.65 \times q_u$

À l'ELS :  $q_s = G + Q$  et  $p_s = 0.65 \times q_s$

Désignation			ELU		ELS	
	G	Q	$q_u$	$P_u$	$q_s$	$P_s$
	(KN/m <sup>2</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )	(KN/ml)	(KN/m <sup>2</sup> )	(KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.45	1.00	10.21	6.64	7.45	4.84
Etages d'habitation	5.25	1.50	9.34	6.07	6.75	4.39
Terrasse accessible	5.47	1.5	9.63	6.97	6.262	4.531

**Tableau III.1.** Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

**1. Exposé un cas de calcul: Poutrelle type 5 du plancher étage courant :**

**Figure III.6:** Schéma statique d'une poutre de type 5

- Pour plancher d'étage courant :  $G = 5.25 \text{ KN/m}^2$ ;  $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$   
 $Q < 2 \times G$ ..... Vérifiée.
- $0.8 < (3.65 / 3.3) = 1.11 < 1.25$ ..... Vérifiée.

Toutes les conditions sont satisfaites donc on utilise la méthode **forfaitaire**

**1.1. Calcul à l'ELU**

- **Les moments isostatiques :**  $M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{p_u l_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{6.07 \times 3.6^2}{8} \Rightarrow M_0 = 9.83 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{p_u l_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{6.07 \times 3.65^2}{8} \Rightarrow M_0 = 10.11 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{p_u l_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{6.07 \times 3.3^2}{8} \Rightarrow M_0 = 8.26 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E : } M_0 = \frac{p_u l_{DE}^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{6.07 \times 3.6^2}{8} \Rightarrow M_0 = 9.83 \text{ KN.m}$$

**Moments sur les appuis :**

$$M_A = M_E = 0$$

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times \max(9.83, 10.11) = -5.05 \text{ KNm}$$

$$M_C = -0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times \max(10.11, 8.26) = -4.04 \text{ KNm}$$

$$M_D = -0.5 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.5 \times (8.26, 9.83) = -4.91 \text{ KNm}$$

• **Les moments fléchissant en travées :**

$$\alpha = \frac{1.5}{1.5 + 5.25} = 0.22 \quad ; \quad (1 + 0.3\alpha) = 1.067 \quad ; \quad \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} = 0.633 \quad ; \quad \frac{1 + 0.3\alpha}{2} = 0.533$$

**Travée A-B :** C'est une travée de rive les vérifications à faire les suivantes :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3\alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \times M_0 \dots\dots\dots (2)$$

Avec  $M_A = 0 \text{ KN}$  ;  $M_B = -5.05 \text{ KN.m}$  ;  $M_0 = 9.83 \text{ KN.m}$ .

$$\max \begin{cases} (1 + 0.3\alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{cases} = \max(1.067, 1.05)M_0 = 1.067M_0$$

$$M_t + \frac{0 + 5.05}{2} \geq 1.067 \times 9.83 \Rightarrow M_t \geq 7.963 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.22}{2} \times 9.83 \Rightarrow M_t \geq 6.222 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 7.963 \text{ KN.m}$$

**Travée B-C :** C'est une travée intermédiaire les vérifications à faire les suivantes :

Avec :  $M_d = M_C = -4.04 \text{ KNm}$  ;  $M_g = M_B = -5.05 \text{ KN.m}$  ;  $M_0 = 10.11 \text{ KN.m}$

$$M_t + \frac{5.05 + 4.04}{2} \geq 1.067 \times 10.11 \Rightarrow M_t \geq 6.24 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times 0.22}{2} \times 10.11 \Rightarrow M_t \geq 6.399 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 6.399 \text{ KN.m}$$

**Travée C-D :** C'est une travée intermédiaire les vérifications à faire les suivantes :

Avec :  $M_d = M_D = -4.91 \text{ KNm}$  ;  $M_g = M_C = -4.04 \text{ KN.m}$  ;  $M_0 = 8.26 \text{ KN.m}$

$$M_t + \frac{4.04 + 4.91}{2} \geq 1.067 \times 8.26 \Rightarrow M_t \geq 4.338 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0.22}{2} \times 8.26 \Rightarrow M_t \geq 4.402 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 4.402 \text{ KN.m}$$

**Travée D-E :**

$$\text{Avec : } M_d = M_E = 0 \text{ KNm} \quad ; M_g = M_D = -4.91 \text{ KN.m} \quad ; M_0 = 9.83 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{4.91+0}{2} \geq 1.067 \times 9.83 \Rightarrow M_t \geq 8.034 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3 \times 0.22}{2} \times 9.83 \Rightarrow M_t \geq 5.239 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) \Rightarrow M_t = 8.034 \text{ KN.m}$$

• **Les efforts tranchants :**

Travée A-B :

$$V_A = \frac{Pu \times l_1}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_1} \Rightarrow V_A = \frac{6.07 \times 3.6}{2} + \frac{0 - (-5.05)}{3.6} \Rightarrow V_A = 12.328 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{Pu \times l_1}{2} + \frac{M_A - M_C}{l_1} \Rightarrow V_B = -\frac{6.07 \times 3.6}{2} + \frac{0 - (-4.04)}{3.6} \Rightarrow V_B = -9.804 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = \frac{Pu \times l_2}{2} + \frac{M_A - M_C}{l_2} \Rightarrow V_B = \frac{6.07 \times 3.65}{2} + \frac{0 - (-4.04)}{3.65} \Rightarrow V_B = 12.184 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{Pu \times l_1}{2} + \frac{M_B - M_D}{l_1} \Rightarrow V_C = -\frac{6.07 \times 3.65}{2} + \frac{-5.05 - (-4.91)}{3.65} \Rightarrow V_C = -11.12 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{Pu \times l_3}{2} + \frac{M_D - M_B}{l_3} \Rightarrow V_C = \frac{6.07 \times 3.3}{2} + \frac{-4.91 - (-5.05)}{3.3} \Rightarrow V_C = 9.973 \text{ KN}$$

Travée C-D :

$$V_D = -\frac{Pu \times l_3}{2} + \frac{M_C - M_E}{l_3} \Rightarrow V_D = -\frac{6.07 \times 3.3}{2} + \frac{-4.04 - 0}{3.3} \Rightarrow V_D = -11.239 \text{ KN}$$

Travée D-E :

$$V_D = \frac{Pu \times l_4}{2} + \frac{M_C - M_E}{l_4} \Rightarrow V_D = \frac{6.07 \times 3.6}{2} + \frac{-4.04 - 0}{3.6} \Rightarrow V_D = 9.804 \text{ KN}$$

$$V_E = -\frac{Pu \times l_3}{2} + \frac{M_D - M_E}{l_4} \Rightarrow V_E = -\frac{6.07 \times 3.6}{2} + \frac{-4.91 - 0}{3.6} \Rightarrow V_E = -12.289 \text{ KN}$$

**Calcul à L'ELS**

• **Les moments isostatiques :**  $M_0 = \frac{p_s \times l^2}{8}$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{p_s \times l_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{4.39 \times 3.6^2}{8} \Rightarrow M_0 = 7.112 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = \frac{p_s \times l_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{4.39 \times 3.65^2}{8} \Rightarrow M_0 = 7.311 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = \frac{P_s \times l_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{4.39 \times 3.3^2}{8} \Rightarrow M_0 = 5.976 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E : } M_0 = \frac{P_s \times l_{DE}^2}{8} \Rightarrow M_0 = \frac{4.39 \times 3.6^2}{8} \Rightarrow M_0 = 7.112 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments sur les appuis : } M_A = M_E = 0$$

$$M_B = -0.5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times \max(7.112, 7.311) = -3.655 \text{ KNm}$$

$$M_C = -0.4 \times \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.4 \times \max(7.311, 5.976) = -2.924 \text{ KNm}$$

$$M_D = -0.5 \times \max(M_0^{CD}, M_0^{DE}) = -0.5 \times \max(5.976, 7.112) = -3.556 \text{ KNm}$$

• **Les moments fléchissant en travées**

$$\text{Travée A-B : } M_d = M_B = -3.655 \text{ KNm} \quad ; M_g = M_A = 0 \text{ KN.m} \quad ; M_0 = 7.112 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{aligned} M_t + \frac{0 + 3.655}{2} &\geq 1.067 \times 7.112 \Rightarrow M_t \geq 5.761 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.22}{2} \times 7.112 \Rightarrow M_t \geq 4.502 \text{ KN.} \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_t = 5.761 \text{ KN.m}$$

**Travée B-C :**

$$M_d = M_C = -2.924 \text{ KNm} \quad ; M_g = M_B = -3.655 \text{ KN.m} \quad ; M_0 = 7.311 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{aligned} M_t + \frac{3.655 + 2.924}{2} &\geq 1.067 \times 7.311 \Rightarrow M_t \geq 4.512 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1 + 0.3 \times 0.22}{2} \times 7.311 \Rightarrow M_t \geq 3.897 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_t = 4.512 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_d = M_D = -3.556 \text{ KNm} \quad ; M_g = M_C = -2.924 \text{ KN.m} \quad ; M_0 = 5.976 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{aligned} M_t + \frac{2.924 + 3.556}{2} &\geq 1.067 \times 5.976 \Rightarrow M_t \geq 3.136 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1 + 0.3 \times 0.22}{2} \times 5.976 \Rightarrow M_t \geq 3.185 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_t = 3.185 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E : } M_d = M_E = 0 \text{ KNm} \quad ; M_g = M_D = -3.556 \text{ KN.m} \quad ; M_0 = 7.112 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{aligned} M_t + \frac{3.556 + 0}{2} &\geq 1.067 \times 7.112 \Rightarrow M_t \geq 5.810 \text{ KN.m} \\ M_t &\geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.22}{2} \times 7.112 \Rightarrow M_t \geq 4.502 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_t = 5.810 \text{ KN.m}$$

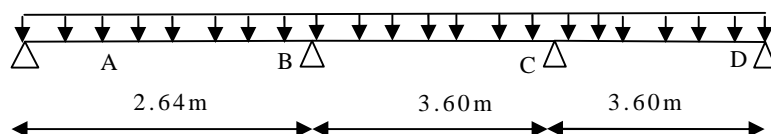
Travée	L(m)	q <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	3.6	6.07	9.83	0	-5,05	7.963	12.328	-9.804
B-C	3.65	6.07	10.11	-5.05	-4,04	6,399	12.184	-11.12
C-D	3.3	6.07	8.26	-4,04	-4.91	4,402	9.973	-11.239
D-E	3.6	6.07	9.83	-4,91	0	8,034	9.804	-12.289

**Tableau III.2.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant type 5

Travée	L(m)	q <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)
A-B	3.6	4.39	7,112	0	-3.655	5.761
B-C	3.65	4.39	7,311	-3.655	-2.924	4,512
C-D	3.3	4.39	5,976	-2.924	-3.556	3,185
D-E	3.6	4.39	7,112	-3.556	0	5.810

**Tableau III.3.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant type 5

• **Exposé un cas de calcul d'une poutrelle type 7 du plancher étage courant**



**Figure III.7:** Schéma statique d'une poutre de type 7

• **Choix de la méthode de calcul**

Pour plancher d'étage courant :  $G=5.25\text{KN/m}^2$  ;  $Q=1.5\text{KN/m}^2$

- $Q < 2 \times G$ .....Vérifiée.
- $0.8 < (2.64 / 3.60) = 0.73 < 0.80$ .....n'est pas Vérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites, alors on applique la méthode de **Caquot**.

• **Calcul des longueurs fictives**

$$L'_{AB} = L_{AB} = 2.64m$$

$$L'_{BC} = 0.8 \times L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 0.8 \times 3.60 = 2.88m$$

$$L'_{CD} = L_{CD} = 3.60m$$

• **Les moments aux appuis**

- **A l'ELU**

$$P_u = 6.07\text{KN/m}^2 \quad ; \quad M_A = M_D = 0.$$

$$M_B = - \frac{6.07 \times (2.64^3 + 2.88^3)}{8.5 \times (2.64 + 2.88)} \Rightarrow M_B = -5.47\text{kN.m}$$

$$M_C = -\frac{6.07 \times (2.88^3 + 3.60^3)}{8.5 \times (2.88 + 3.60)} \Rightarrow M_C = -7.77 \text{ kN.m}$$

• A l'ELS

$$P_s = 4.39 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad M_A = M_D = 0.$$

$$M_B = -\frac{4.39 \times (2.64^3 + 2.88^3)}{8.5 \times (2.64 + 2.88)} \Rightarrow M_B = -3.95 \text{ kN.m}$$

$$M_C = -\frac{4.39 \times (2.88^3 + 3.60^3)}{8.5 \times (2.88 + 3.60)} \Rightarrow M_C = -5.62 \text{ kN.m}$$

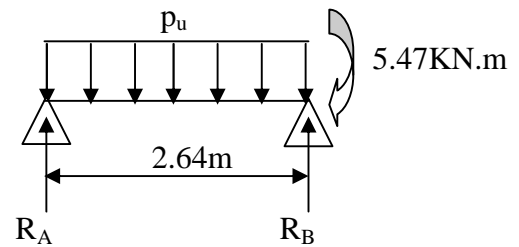
**Travée AB**

• A l'ELU

$$x = \frac{2.64}{2} - \frac{5.47}{2.64 \times 6.07} = 0.97 \text{ m}$$

$$M = \frac{6.07 \times 1.66 \times (2.64 - 1.66)}{2} - 5.47 \times \frac{1.66}{2.64}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 2.90 \text{ kN/m}$$

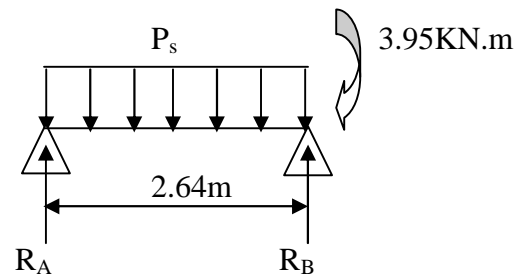


• A l'ELS

$$x = \frac{2.64}{2} - \frac{3.95}{2.64 \times 4.39} = 0.978 \text{ m}$$

$$M = \frac{4.39 \times 0.978 \times (2.64 - 0.978)}{2} - 3.95 \times \frac{0.978}{2.64}$$

$$M_{tAB}^{\max} = 2.10 \text{ kN/m}$$



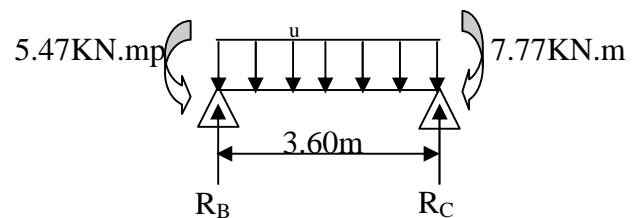
**Travée BC**

• A l'ELU

$$x = \frac{3.60}{2} + \frac{-5.47 - (-7.77)}{3.60 \times 6.07} = 1.694 \text{ m}$$

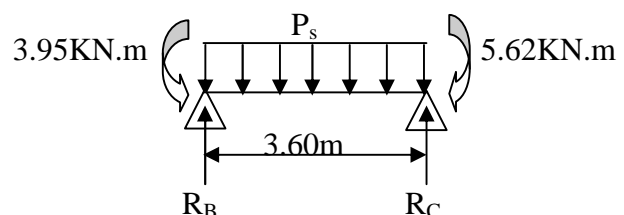
$$M = \frac{6.07 \times 1.90 \times (3.60 - 1.90)}{2} + (-5.47) \times (1 - \frac{1.90}{3.60}) + (-7.77) \frac{1.90}{3.60}$$

$$M_{tBC}^{\max} = 3.244 \text{ kN/m}$$



• A l'ELS

$$x = \frac{3.60}{2} + \frac{-3.95 - (-5.62)}{3.60 \times 4.39} = 1.694 \text{ m}$$



$$M = \frac{4.39 \times 1.694 \times (3.60 - 1.694)}{2} + (-3.95) \times \left(1 - \frac{1.694}{3.60}\right) + (-5.62) \frac{1.694}{3.60}$$

$$M_{tBC}^{\max} = 2.345 \text{ kN/m}$$

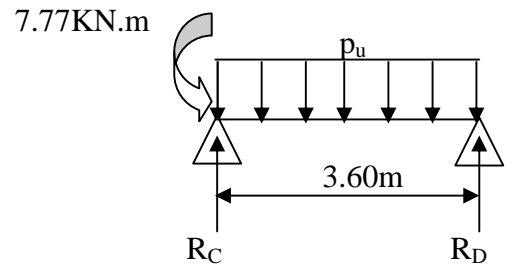
**Travée CD**

• **A l'ELU**

$$x = \frac{3.60}{2} + \frac{7.77}{3.60 \times 6.07} = 2.156 \text{ m}$$

$$M = \frac{6.07 \times 2.156 \times (3.60 - 2.156)}{2} + (-7.77) \times \left(1 - \frac{2.156}{3.60}\right)$$

$$M_{tAB}^{\max} = 6.329 \text{ kN/m}$$

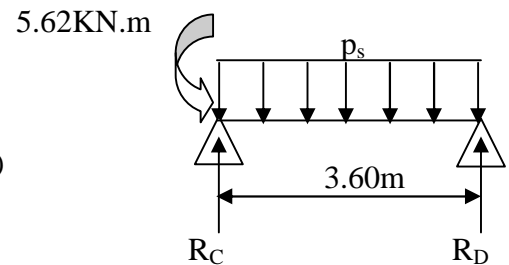


• **A l'ELS**

$$x = \frac{3.60}{2} + \frac{5.62}{3.60 \times 4.39} = 2.15 \text{ m}$$

$$M = \frac{4.39 \times 2.15 \times (3.60 - 2.15)}{2} + (-5.62) \times \left(1 - \frac{2.15}{3.60}\right)$$

$$M_{tAB}^{\max} = 4.576 \text{ kN/m}$$



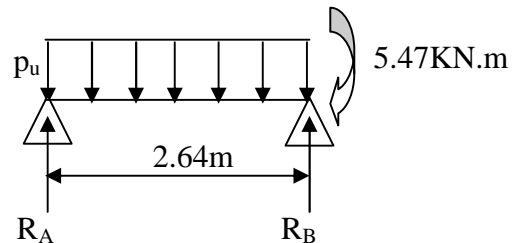
➤ **Evaluation des efforts tranchants**

**Travée AB**

• **A l'ELU**

$$V_A = \frac{6.07 \times 2.64}{2} + \frac{(-5.47)}{2.64} = 5.94 \text{ kN}$$

$$V_B = -\frac{6.07 \times 2.64}{2} + \frac{(-5.47)}{2.64} = -10.08 \text{ kN}$$

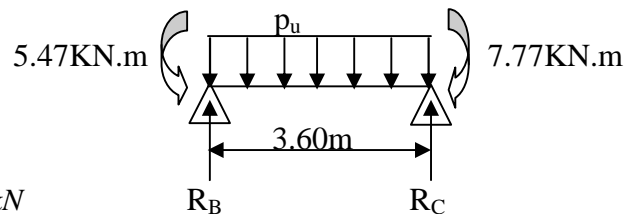


**Travée BC**

• **A l'ELU**

$$V_B = \frac{6.07 \times 3.6}{2} + \frac{(-7.77) - (-5.47)}{3.6} = 10.28 \text{ kN}$$

$$V_C = -\frac{6.07 \times 3.6}{2} + \frac{(-7.77) - (-5.47)}{3.6} = -11.56 \text{ kN}$$



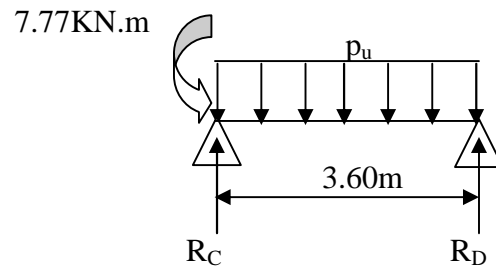


**Travée CD**

• **A l'ELU**

$$V_c = \frac{6.07 \times 3.6}{2} + \frac{-(-7.77)}{3.6} = 13.08 \text{ kN}$$

$$V_d = -\frac{6.07 \times 3.6}{2} + \frac{-(-7.77)}{3.6} = -8.76 \text{ kN}$$



Travée	L (m)	X(m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
A-B	2.64	2.64	6.07	0	-5.47	2.906	5.94	-10.08
B-C	3.60	2.88	6.07	-5.47	-7.77	3.244	10.28	-11.56
C-D	3.60	3.60	6.07	-7.77	0	6.329	13.08	-8.76

**Tableau III.4.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 7)

Travée	L (m)	L' (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> <sup>max</sup> (KN.m)
A-B	2.64	2.64	4.39	0	-3.95	2.101
B-C	3.60	2.88	4.39	-3.95	-5.62	2.345
C-D	3.60	3.60	4.39	-5.62	0	4.576

**Tableau III.5.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 7)

Travée	L(m)	p <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>g</sub> (KN.m)	M <sub>d</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
<b>A-B</b>	3.22	6.07	7.866	0	-4.916	5.932	11.299	-8.551
<b>B-C</b>	3.6	6.07	9.832	-4.916	-3.933	6.062	12.018	-11.168
<b>C-D</b>	3.6	6.07	9.832	-3.933	-4.043	6.499	10.683	-10.895
<b>D-E</b>	3.65	6.07	10.107	-4.043	-4.043	6.737	11.107	-11.107
<b>E-F</b>	3.3	6.07	8.261	-4.043	-3.933	4.823	9.982	-9.082
<b>F-G</b>	3.6	6.07	9.832	-3.933	-7.014	5.243	11.751	-11.018
<b>G-H</b>	4.3	6.07	14.027	-7.014	0	11.454	12.136	-14.681

**Tableau III.6.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 1)

Travée	L(m)	$p_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	3.22	4.39	5,687	0	-3,555	4,288
B-C	3.6	4.39	7,109	-3,555	-2,844	4,383
C-D	3.6	4.39	7,109	-2,844	-2,923	4,699
D-E	3.65	4.39	7,307	-2,923	-2,923	4,871
E-F	3.3	4.39	5,973	-2,923	-2,844	3,487
F-G	3.6	4.39	7,109	-2,844	-5,071	3,791
G-H	4.3	4.39	10,142	-5,071	0	8,282

**Tableau III.7.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 1)

Travée	L(m)	$p_u$ (KN/m)	X (m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	2.64	6.07	0,979	0	-5,47	2,906	5,939	-10,083
B-C	3.6	6.07	1,779	-5,47	-5,922	4,137	10,799	-11,05
C-D	3.6	6.07	1,796	-5,922	-6,006	3,868	10,901	-10,948
D-E	3.65	6.07	1,845	-6,006	-5,56	4,325	11,198	-10,954
E-F	3.3	6.07	1,654	-5,56	-5,47	2,746	10,041	-9,987
F-G	3.6	6.07	1,58	-5,47	-10,282	2,103	9,588	-12,261
G-H	4.3	6.07	2,544	-10,282	0	9,357	15,44	-10,657

**Tableau III.8.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 2)

Travée	L(m)	$p_s$ (KN/m)	X (m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	2.64	4.39	0,979	0	-3,955	2,101
B-C	3.6	4.39	1,779	-3,955	-4,282	2,991
C-D	3.6	4.39	1,796	-4,282	-4,342	2,797
D-E	3.65	4.39	1,845	-4,342	-4,02	3,127
E-F	3.3	4.39	1,654	-4,02	-3,955	1,986
F-G	3.6	4.39	1,58	-3,955	-7,434	1,52
G-H	4.3	4.39	2,544	-7,434	0	6,765

**Tableau III.9.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 2)

Travée	L(m)	$p_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	3.6	6.635	10,749	0	-5,375	8,599	11,943	-13,137
<b>B-C</b>	3.6	6.635	10,749	-5,375	-4,42	6,389	13,137	-11,943
<b>C-D</b>	3.65	6.635	11,049	-4,42	-4,42	7,181	12,108	-12,108
<b>D-E</b>	3.3	6.635	9,032	-4,42	-4,3	5,124	10,947	-10,947
<b>E-F</b>	3.6	6.635	10,749	-4,3	-7,668	5,591	11,943	-13,137
<b>F-G</b>	4.3	6.635	15,335	-7,668	0	12,268	15,691	-14,265

**Tableau III.10.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3)

Travée	L(m)	$p_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>A-B</b>	3.6	4.843	7,846	0	-3,923	6,277
<b>B-C</b>	3.6	4.843	7,846	-3,923	-3,226	4,664
<b>C-D</b>	3.65	4.843	8,065	-3,226	-3,226	5,242
<b>D-E</b>	3.3	4.843	6,593	-3,226	-3,138	3,741
<b>E-F</b>	3.6	4.843	7,846	-3,138	-5,597	4,081
<b>F-G</b>	4.3	4.843	11,193	-5,597	0	8,954

**Tableau III.11.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3)

Travée	L(m)	$p_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
<b>A-B</b>	3.6	6.07	9,832	0	-4,916	8,029	10,924	-12,016
<b>B-C</b>	3.6	6.07	9,832	-4,916	-4,043	6,007	12,016	-10,924
<b>C-D</b>	3.65	6.07	10,107	-4,043	-4,043	6,737	11,075	-11,075
<b>D-E</b>	3.3	6.07	8,261	-4,043	-4,916	4,406	10,013	-11,015
<b>E-F</b>	3.6	6.07	9,832	-4,916	0	8,029	12,016	-10,924

**Tableau III.12.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 4)

Travée	L(m)	$p_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
<b>A-B</b>	3.6	4.39	7,109	0	-3,555	5,805
<b>B-C</b>	3.6	4.39	7,109	-3,555	-2,923	4,343
<b>C-D</b>	3.65	4.39	7,307	-2,923	-2,923	4,871
<b>D-E</b>	3.3	4.39	5,973	-2,923	-3,555	3,185
<b>E-F</b>	3.6	4.39	7,109	-3,555	0	5,805

**Tableau III.13.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 4)

Travée	L(m)	$p_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	3.6	6.635	10,749	0	-5,525	8,524	11,943	-13,137
B-C	3.65	6.635	11,049	-5,525	-4,42	6,629	13,319	-12,108
C-D	3.3	6.635	9,032	-4,42	-5,375	4,698	10,947	-12,042
D-E	3.6	6.635	10,749	-5,375	0	8,599	13,137	-11,943

Tableau III.14. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible T5

Travée	L(m)	$p_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	3.6	4.843	7,846	0	-4,033	6,222
B-C	3.65	4.843	8,065	-4,033	-3,226	4,839
C-D	3.3	4.843	6,593	-3,226	-3,923	3,429
D-E	3.6	4.843	7,846	-3,923	0	6,277

Tableau III.15. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible T5

Travée	L(m)	$P_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	3.6	6.635	10,749	0	-5,525	8,524	11,943	-13,137
B-C	3.65	6.635	11,049	-5,525	-5,525	6,076	13,319	-13,319
C-D	3.3	6.635	9,032	-5,525	0	6,721	12,042	-10,947

Tableau III.16. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 6)

Travée	L(m)	$p_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	3.6	4.843	7,846	0	-4,033	6,222
B-C	3.65	4.843	8,065	-4,033	-4,033	4,435
C-D	3.3	4.843	6,593	-4,033	0	4,906

Tableau III.17. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 6)

Travée	L(m)	$p_u$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	3.3	6.07	5,973	0	-4,916	6,353	11.505	-7.890
B-C	3.6	6.07	7,109	-4,916	-7,014	5,243	12.874	-12.291
C-D	4.3	6.07	10,142	-7,014	0	11,454	11.907	-14.682

Tableau III.18. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher courant (type 8)

Travée	L(m)	$p_s$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	3.3	4.39	5,973	0	-3,555	4,593
B-C	3.6	4.39	7,109	-3,555	-5,071	3,791
C-D	4.3	4.39	10,142	-5,071	0	8,282

Tableau III.19. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher courant (type 8)

Travée	L(m)	$p_U$ (KN/m)	X (m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	2.64	6.262	0,855	0	-7,681	2,291	5,356	-11,175
B-C	3.60	6.262	2,141	-7,681	0	6,667	13,405	-9,138

**Tableau III.20.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type9)

Travée	L(m)	$p_S$ (KN/ m)	X (m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	2.64	4.531	0,855	0	-5,557	1,658
B-C	3.60	4.531	2,141	-5,557	0	4,825

**Tableau III.21.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 9)

Travée	L(m)	$p_U$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	3.60	6.635	10,749	0	-9,201	6,686	11,943	-13,734
B-C	4.30	6.635	15,335	-9,201	0	11,501	16,405	-14,265

**Tableau III.22.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type10)

Travée	L(m)	$p_S$ (KN/ m)	$M_0$ KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	3.60	4.843	7,846	0	-6,716	4,88
B-C	4.30	4.843	11,193	-6,716	0	8,395

**Tableau III.23.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 10)

Travée	L(m)	$q_U$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	4.3	6.635	15.335	0	0	15.335	14,265	-14,265

**Tableau III.24.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 11)

Travée	L(m)	$P_S$ (KN/ m)	$M_0$ KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	4.3	4.843	11.193	0	0	11.193

**Tableau III.25.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 11)

Travée	L(m)	$P_U$ (KN/m)	$M_0$ (KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
A-B	4.3	6.262	14.473	0	0	14.473	13,463	-13,463

**Tableau III.26.** Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible type11

Travée	L(m)	$P_S$ (KN/ m)	$M_0$ KN.m)	$M_g$ (KN.m)	$M_d$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)
A-B	4.3	4.531	10.472	0	0	10,472

**Tableau III.27.** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 11)

Etage	Etats limites						
	ELU				ELS		
	$M_{MAX}^{Appui}$ (K N.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (K N.m)	$V_{MAX}$ (KN)	$M_{MAX}^{Appui}$ (K N.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (K N.m)
	Rive	Intermédiaire			Rive	Intermédiaire	
Terrasse inaccessible	-2.30	-9.201	15.335	16.416	-1.679	-6.716	11.193
Etage courant	-2.10	-10.282	11.454	15.44	-1.52	-7.434	8.282
Terrasse accessible	-2.17	-7.681	14.473	13.463	-1.57	-5.557	10.472

**Tableau III.28.** Sollicitations maximales des poutrelles aux états limites des différents niveaux

### III.2.1.6. Ferrailage des poutrelles

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

#### ▪ Exemple de ferrailage (plancher d'étage courant)

##### Calcul a l ELU

##### a) En travée

$$M_t = 14.473 \text{ KN.m} \quad V_u = 13.463 \text{ KN}$$

$$b = 65 \text{ cm} \quad h = 20 \text{ cm} \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad d = 18 \text{ cm} \quad b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$f_{C28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} \quad f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

##### Calcul de $M_{TU}$

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.059 \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} = 0.059 \text{ MN.m} \quad ; \quad M_t^{\max} = 14.473 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$ .

#### ▪ Calcul des armatures

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{14.473 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.18^2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.048 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a: } \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) \Rightarrow \mu_l = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \text{ Avec: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \text{ et } z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.048}) \Rightarrow \alpha = 0.061$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.061) \quad \Rightarrow \quad Z = 0.175$$

$$A_t = \frac{14.473 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} \quad \Rightarrow \quad A_t = 2.38 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \Rightarrow \text{Vérifié}$$

$$\text{On choisit: } A_t = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 1.57 + 1.13 = 2.7 \text{ cm}^2$$

**b) En appui**

• **appuis intermédiaires**

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire  $b_0 \times h$ .

$$M_a^{\text{int}} = 7.681 \times 10^{-3} \text{ M.N.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{7.681 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} \quad \Rightarrow \quad \mu_{bu} = 0.167 \quad \Rightarrow \quad \mu_{bu} < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a: } \mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) \quad \Rightarrow \quad \mu_l = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

Calcul de  $A_a^{\text{int}}$  :

$$A_a = \frac{M_a^{\text{int}}}{f_{st} \times z} \quad ; \quad \text{Avec: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \text{ et } z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.167}) \quad \Rightarrow \quad \alpha = 0.23$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.23) \quad \Rightarrow \quad z = 0.163 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{7.681 \times 10^{-3}}{348 \times 0.163} \quad \Rightarrow \quad A_a = 1.35 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_{\min} < A_a$$

$$\text{On choisit: } A_a = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

▪ **appui de rive**

$$M_a^{\text{rive}} = 2.17 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \quad \Rightarrow \quad \mu_{bu} = \frac{2.17 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} \quad \Rightarrow \quad \mu_{bu} = 0.047 \quad \Rightarrow \quad \mu_{bu} < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \quad \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \quad \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{On a: } \mu_l = 0.3916 \quad \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

**Calcul de  $A_a$** 

$$A_a = \frac{M_a^{rev}}{f_{st} \times z}$$

$$\text{Avec: } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \text{et } z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047}) \quad \text{et } \alpha = 0.06$$

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.06) \quad \text{et } z = 0.175 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2.17 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.36 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow A_a > A_{\min}$$

$$\text{On choisit: } A = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

Pour les autres types de planchers le calcul se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Elément	M (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{Cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{Adopte}$ (cm <sup>2</sup> )
Terrasse accessible	Travée	14.473	0.048	0.061	0.175	2.38	1.41	2HA12+1HA10 = 3.05
	Appui Intermédiaire	7.681	0.167	0.23	0.163	1.35	0.217	2HA10=1.57
	Appui de rive	2.17	0.047	0.06	0.175	0.36	0.217	1HA10=0.79
Terrasse inaccessible	Travée	15.335	0.051	0.065	0.175	2.52	1.41	2HA12+1HA10= 3.05
	Appui Intermédiaire	9.201	0.199	0.28	0.159	1.66	0.217	1HA10+1HA12 =1.92
	Appui de rive	2.3	0.05	0.064	0.175	0.377	0.217	1HA10=0.79
Etage courant	Travée	11.454	0.038	0.048	0.176	1.87	1.41	3HA10 =2.36
	Appui Intermédiaire	10.282	0.223	0.32	0.157	1.88	0.217	1HA10+1HA12 = 1.92
	Appui de rive	2.1	0.046	0.06	0.175	0.345	0.217	1HA10=0.79

**Tableau III.29.** Calcul des sections des armatures principales

- Vérification à l'ELU
- Cisaillement

$$V_u = 13.463 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = \frac{13.463 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \quad \Rightarrow \quad \tau_u = 0.747 \text{ MPa}$$



$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] \quad ; \quad \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **Calcul de la section des armatures transversales**

- $\Phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi; \frac{b_0}{10} \right) = 10 \text{ mm}$
- On adopte un épingle  $\Phi_8$  avec  $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$

▪ **L'espace**

$$1) \quad St \leq \min (0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2) \quad St \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)} \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$K=1$  flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$  Flexion simple, armatures

$$\Rightarrow S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 1.01 \frac{0.8 \times 400}{10(0.747 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow St = 276.23 \text{ cm}$$

$$3) \quad St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 10}$$

$$\Rightarrow St = 101 \text{ cm} \quad ; \quad St \leq (16.2 \quad ; \quad 276.23 \quad ; \quad 101)$$

On prend  $St = 15 \text{ cm}$

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

▪ **Appui intermédiaire**

▪

$$A_l = 2.7 + 1.57 = 4.27 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \left( 13.463 \times 10^{-3} - \frac{7.681 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.98 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Au niveau de l'appui intermédiaire  $V_U$  est négligeable devant  $M_u$  (n'a pas d'influence sur les armatures longitudinales  $A_l$ )

▪ **Appui de rive**

Au niveau de l'appui de rive on a  $M_u = 0$ .

$$A_l = 2.7 + 0.79 = 3.49 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 13.463 \times 10^{-3} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \left( \frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{13,463 \times 10^{-3} \left( \frac{0.65-0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} \Rightarrow \tau_u = 1.14 MPa$$

$(\tau_u = 1.14 MPa) < (\bar{\tau} = 3.25 MPa)$  .....vérifiée

Pour les autres types de planchers les vérifications se feront avec la même méthode précédant et les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

Type	Cisaillement	Armature transversale	Espacement	Jonction table nervure	Armatures longitudinales Aux appuis	
					Appui intermédiaire	Appui de Rive
<b>Vérification</b>	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}$ $\bar{\tau} = 3.25 MPa$	$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \Phi, \frac{b_0}{10} \right)$	$St \leq \min (0.9d, 40cm)$	$\tau_u = \frac{V_u \left( \frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0}$ $\bar{\tau}_u = 3.25 MPa$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$
<b>Terrasse accessible</b>	$\tau_u = 0.747 MPa$ Vérifiée	épingle $\Phi_8$ avec $A_t = 2HA8 = 1.01 cm^2$	St = 15cm	$\tau_u = 1.14 MPa$ Vérifiée	$A_l = 4.27 cm^2$ $A_l = -0.98 cm^2$ Vérifiée	$A_l = 3.49 cm^2$ $A_l = 0.39 cm^2$ Vérifiée
<b>Terrasse Inaccessible</b>	$\tau_u = 0.91 MPa$ Vérifiée	épingle $\Phi_8$ avec $A_t = 2HA8 = 1.01 cm^2$	St = 15cm	$\tau_u = 1.07 MPa$ Vérifiée	$A_l = 4.62 cm^2$ $A_l = -1.16 cm^2$ Vérifiée	$A_l = 3.49 cm^2$ $A_l = 0.47 cm^2$ Vérifiée
<b>Etage courant</b>	$\tau_u = 0.86 MPa$ Vérifiée	Épingle $\Phi_4$ avec $A_t = 2HA8 = 1.01 cm^2$	St = 15cm	$\tau_u = 1.01 MPa$ Vérifiée	$A_l = 4.28 cm^2$ $A_l = -1.59 cm^2$ Vérifiée	$A_l = 3.15 cm^2$ $A_l = 0.44 cm^2$ Vérifiée

**Tableau III.30.** Vérification de Cisaillement et l'effort tranchant à l'E.L.U

• **Vérification à l'ELS**

▪ **Etat limite de compression du béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

• **En travée**

$M_t^{max} = 10.472 KN$

- Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91.L.III.3}$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.7 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -4.7 \times 10^{-5}$$

$H < 0$  (alors l'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  calcul d'une section en T $\acute{e}$ )

Position de l'axe neutre y :

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$10 \times y^2 + [2 \times (65 - 10) \times 4 + 30 \times 2.7] \times y - [(65 - 10) \times 4^2 + 30 \times 18 \times 2.7] = 0$$

$$10y^2 + 521y - 2338 = 0 \dots \dots \dots (1) \text{ Solution d'\'equation : } y = 4.15 \text{ cm}$$

**Calcul de l'inertie I**

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left( y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 4.15^3}{3} + (65 - 10) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 10) \times 4 \times \left( 4.15 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 2.7 \times (18 - 4.15)^2 \Rightarrow I = 8333.38 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{10.472 \times 10^{-3}}{8333.38 \times 10^{-8}} \times 0.0415 \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.21 \text{ MPa}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  C'est v\'erifi\'e **(BAEL E.III.2)**

**-En appuis interm\'ediaires**

$$M_{ser} = 5.557 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section  $b_0 \times h$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0 \Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + 15 \times 1.57 y - 15 \times 1.57 \times 18 = 0$$

$$y^2 + 4.71y - 84.78 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Apr\es r\'esolution de l'\'equation (2) :  $y = 7.14 \text{ cm}$

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = \frac{10}{3} \times (7.14)^3 + 15 \times 1.57 \times (18 - 7.14)^2 \Rightarrow I = 3990.78 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5.557 \times 10^{-3}}{3990.78 \times 10^{-8}} \times 0.0714 \Rightarrow \sigma_{bc} = 9.942 \text{ MPa} \quad \text{(CBA Art A.5.3.3)}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$  C'est v\'erifi\'e.

Pour les autres types de planchers les v\'erifications se fera avec la m\eme m\'ethode pr\'ec\'edant est les r\'esultats sont r\'ecapitul\'ees dans le tableau suivant

	Elément	$M_{ser}$ (KN.m)	y(cm)	$I \times 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
<b>Terrasse Accessible</b>	<b>Travée</b>	10.472	4.15	8333.38	5.21	15	Vérifié
	<b>Appui</b>	5.557	7.14	3990.78	9.942	15	Vérifié
<b>Terrasse Inaccessible</b>	<b>Travée</b>	11.193	4.15	8333.38	5.57	15	Vérifié
	<b>Appui</b>	6.716	7.7	4577.16	11.3	15	Vérifié
<b>Etage courant</b>	<b>Travée</b>	8.282	3.91	8323.05	3.89	15	Vérifié
	<b>Appui</b>	7.434	7.7	4577.16	12.5	15	Vérifié

Tableau III.31. Vérification des contraintes à l'E.L.S

#### ▪ Etat limite de déformation

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

#### • Evaluation de la flèche (CBA 93 Article B.6.5.3).

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad ; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \text{BAEL91 (Article L.VI, 2)}$$

On a :  $(\frac{h}{l} = \frac{20}{430} = 0.046) < (\frac{1}{16} = 0.062)$  non vérifier donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 m est :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{430}{500} \Rightarrow f_{adm} = 0.86cm$$

$f_{gv}$  et  $f_{gi}$  : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

$f_{ji}$  : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$f_{pi}$  : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

#### • Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$  : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$  : La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \quad ; \quad M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \quad ; \quad M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

- **Propriété de la section**

Position de l'axe neutre :  $y = 4.15 \text{ cm}$ .

Calcul de moment d'inertie de la section homogène:

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A \times \left(d - \frac{h}{2}\right)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 2.7 \times \left(18 - \frac{20}{2}\right)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 4592533 \text{ cm}^4 \quad (I_0 \text{ c'est le moment d'inertie de la section totale})$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{2.7}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left[2 + 3 \left(\frac{10}{65}\right)\right] \times 0.015} = 2.84 \quad \dots\dots\dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 0.4 \times 2.84 = 1.14 \quad \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

**Les contraintes**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

- **Inerties fictives ( $I_f$ )**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

- **Evaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 4.35 = 2.83 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 5.47 = 3.55 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (5.47 + 1.5) \Rightarrow q_{pser} = 4.53 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.83 \times 4.3^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 4.90 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.55 \times 4.3^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 6.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.75 \times \frac{4.53 \times 4.3^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 7.85 \text{ KN.m}$$

$$y = 4.15 \text{ cm} \quad ; \quad A_s = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$I = 8333.38 \text{ cm}^4 \quad ; \quad I_0 = 45925.33 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{4.90 \times (0.18 - 0.0415) \times 10^{-3}}{8333.38 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 122.15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{6.15 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0415)}{8333.38 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 153.32 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{7.85 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0415)}{8333.38 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 195.70 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 122.15 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.61$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 153.32 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.675$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 195.70 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.734$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times 45925.33}{1 + (2.84 \times 0.61)} \Rightarrow I_{ij} = 18488.46 \text{ cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times 45925.33}{1 + (2.84 \times 0.675)} \Rightarrow I_{ig} = 17318.43 \text{ cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times 45925.33}{1 + (2.84 \times 0.734)} \Rightarrow I_{ip} = 16377.66 \text{ cm}^4$$

$$I_{gv} = \frac{1.1 \times 45925.33}{1 + (1.14 \times 0.675)} \Rightarrow I_{gv} = 28549.23 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{4.90 \times 10^{-3} \times 4.3^2}{10 \times 32164.2 \times 18488.46 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 0.00152 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{6.15 \times 10^{-3} \times 4.3^2}{10 \times 32164.2 \times 17318.43 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 0.00204 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{7.85 \times 10^{-3} \times 4.3^2}{10 \times 32164.2 \times 16377.66 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 0.00275 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{7.85 \times 10^{-3} \times 4.3^2}{10 \times 10721.4 \times 28549.23 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gv} = 0.00474 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 0.00474 - 0.00152 + 0.00275 - 0.00204 \Rightarrow \Delta f_t = 0.0039 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.39 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.86 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Pour les autres types de planchers les vérifications se feront avec la même méthode précédant et les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Etage		Terrasse Accessible	Terrasse Inaccessible	Etages courants
$q_{ser}$ (KN/m)	$q_{jser}$ (KN/m)	2.83	3.28	2.5
	$q_{gser}$ (KN/m)	3.55	4.19	3.41
	$q_{pser}$ (KN/m)	4.53	4.84	4.39
$M_{ser}$ (KN.m)	$M_{jser}$ (KN.m)	4.90	5.68	4.33
	$M_{gser}$ (KN.m)	6.15	7.26	5.91
	$M_{pser}$ (KN.m)	7.85	8.39	7.61
$I_0$ (Cm <sup>4</sup> )		45925.33	45925.33	45598.93
$\rho$		0.015	0.015	0.013
$\lambda_i$		2.84	2.84	3.28
$\lambda_v$		1.14	1.14	1.31
$\sigma_{sj}$ (Mpa)		122.15	141.6	109.94
$\sigma_{sg}$ (Mpa)		153.32	180.99	150.05
$\sigma_{sp}$ (Mpa)		195.70	209.16	193.22
$\mu_j$		0.61	0.65	0.53
$\mu_g$		0.675	0.72	0.629
$\mu_p$		0.734	0.75	0.697
$I_{f_{ij}}$ (Cm <sup>4</sup> )		18488.46	17750.47	18316.83
$I_{f_{ig}}$ (Cm <sup>4</sup> )		17318.46	16591.52	16375.07
$I_{f_{ip}}$ (Cm <sup>4</sup> )		16377.66	16139.89	15263.65
$I_{f_{vg}}$ (Cm <sup>4</sup> )		28549.23	27744.87	27499.5
$f_{ji}$ (m)		0.00152	0.00184	0.00136
$f_{gi}$ (m)		0.00204	0.00251	0.00207
$f_{pi}$ (m)		0.00275	0.00299	0.00287
$f_{gv}$ (m)		0.00474	0.00521	0.00477
$\Delta f$ (cm)		0.39	0.385	0.42

$f_{adm}$ (cm)	0.86	0.86	0.86
$\Delta f \leq f_{adm}$	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

**Tableau III.32.** Vérification des états limites de déformation

### III.2.1.6. Ferrailage de la dalle de compression :

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 \text{ (cm}^2/\text{ml)}$$

CBA93 (B.6.8.4.2.3)

- Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

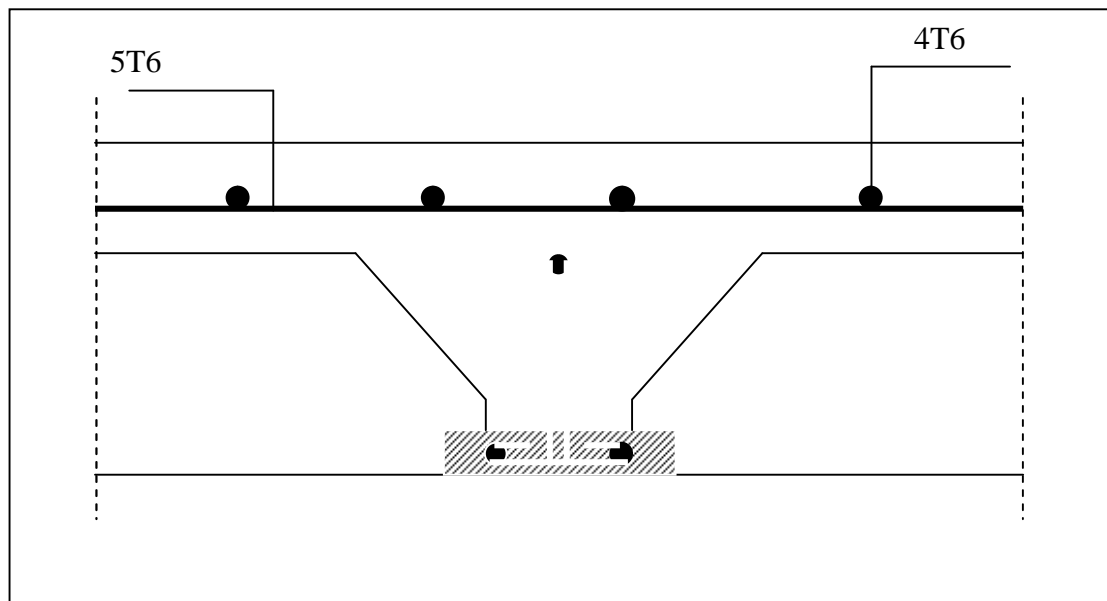
$$\text{On adopte : } A_{\perp} = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$\text{On adopte : } A_{\parallel} = 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Espacement : } S_t = 25 \text{ cm}$$

### III.2.1.6. Schéma de ferrailage des poutrelles



**Figure III.8.** Schéma de ferrailage de la dalle de compression



**III.2.1.6. Schéma de ferrailage des poutrelles :**

type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
<b>Terrasse Accessible</b>	<p>1HA10 <math>\phi 8etS_t = 15cm</math> 1HA10 + 2HA12</p>	<p>2HA10 <math>\phi 8etS_t = 15cm</math> 1HA10 + 2HA12</p>	<p>1HA10 <math>\phi 8etS_t = 15cm</math> 1HA10 + 2HA12</p>
<b>Terrasse Inaccessible</b>	<p>1HA10 <math>\phi 8etS_t = 15cm</math> 2HA10 + 1HA12</p>	<p>1HA10 + 1HA12 <math>\phi 8etS_t = 15cm</math> 2HA10 + 1HA12</p>	<p>1HA10 <math>\phi 8etS_t = 15cm</math> 2HA10 + 1HA12</p>
<b>Etages courants</b>	<p>1HA10 <math>\phi 8etS_t = 15cm</math> 2HA10 + 1HA12</p>	<p>1HA10 + 1HA12 <math>\phi 8etS_t = 15cm</math> 2HA10 + 1HA12</p>	<p>1HA10 <math>\phi 8etS_t = 15cm</math> 2HA10 + 1HA12</p>

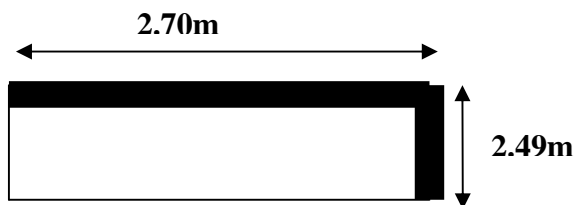
**Tableau III.33.** Schéma de ferrailage des poutrelles

**III.2. Etude des dalles pleines**

$L_x$  : la plus petite dimension du panneau.

$L_y$  : la plus grande dimension du panneau.

**III.2.1. Dalle sur deux appuis**



**Figure. III.9:** Dalle sur deux appuis

$$\rho = \frac{2.49}{2.70} = 0.92 \quad p \geq 0.4, \text{ donc la dalle travaille dans les deux Sens.}$$

**1. Calcul des sollicitations à l'ELU**

On a:  $G=5.9 \text{ KN/ml}$  ;  $Q = 3,5\text{KN/ml}$ ;

$$q_u = 13.21 \text{ KN/ml} \quad ; \quad q_s = 9.4 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0.92 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0437 \times 13.21 \times (2.49)^2 \Rightarrow M_0^x = 3.58 \text{ KNm} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.8251 \times 3.58 \Rightarrow M_0^y = 2.95 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{- En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 3.04 \text{ KNm} \\ M_t^y = 2.51 \text{ KNm} \end{cases}$$

$$\text{- En appui : } \begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_0^x \\ M_a^y = -0.5 \times M_0^y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_a^x = -1.79 \text{ KNm} \\ M_a^y = -1.47 \text{ KNm} \end{cases}$$

## 2. Espacement des armatures

Sens x-x:  $St_y \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$  ; on opte  $St_y = 25 \text{ cm}$ .

Sens y-y :  $St_x \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$  ; on adopte  $St_x = 25 \text{ cm}$ .

## 3. la condition de non fragilité

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \times \frac{3-0.92}{2} \times 100 \times 14 = 1.165 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Sens		M(KN m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{m})$	$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{m})$
Travée	x-x	3.04	0.018	0.023	0.109	0.801	1.165	4HA8=2.01
	y-y	2.51	0.0146	0.018	0.109	0.662	1.12	4HA8=2.01
appui	x-x	1.79	0.0104	0.013	0.109	0.47	1.12	4HA8=2.01
	y-y	1.47	0.0085	0.011	0.109	0.38	1.12	4HA8=2.01

**Tableau III.34:** Ferrailage de dalle sur 2 appuis

## 2. Vérifications a l'E.L.U

### a. l'effort tranchant

$$\tau < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$V_{\max} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 11.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{11.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} \Rightarrow \tau_u = 0.0102 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

### 3. Vérifications l'E.L.S

#### a. Etat limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \rho = 0.92 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$\begin{cases} M_{tser}^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0509 \times 9.4 \times 2.49^2 \Rightarrow M_{tser}^x = 2.966 \text{ KNm} \\ M_{tser}^y = \mu_y \times M_{tser}^x = 0.8799 \times 2.966 \Rightarrow M_{tser}^y = 2.709 \text{ KNm} \end{cases}$$

Sens x-x :  $A_x = 2.01 \text{ cm}^2$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $d = 11 \text{ cm}$ .

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot A_s \cdot d = 0 \Rightarrow y = 2.29 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.29 \text{ cm} \\ I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 2291.303 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = M_{tser}^x \times \frac{y}{I} \Rightarrow \sigma_{bc} = 9.39 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

Sens y-y  $A_y = 2.01 \text{ cm}^2$ ;  $b = 100 \text{ cm}$ ;  $d = 11 \text{ cm}$ ;  $y = 2.29 \text{ cm}$ ;  $I = 2291.303 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 9.39 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

#### b. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

#### b. Etat limite de déformation

Sens x-x

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{2.49} \geq \frac{3.04}{20 \times 3.58} \\ \frac{2.01}{100 \times 11} \leq \frac{2}{400} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.056 \geq 0.0424 \\ 1.8 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{cases}$$

Sens y-y

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \leq \frac{M_t}{20 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{2.7} \leq \frac{2.51}{20 \times 2.95} \\ \frac{2.01}{100 \times 12} \leq \frac{4.2}{400} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.052 < 0.0425 \\ 1.8 \times 10^{-3} \leq 5 \times 10^{-3} \end{cases}$$

La vérification n'est pas nécessaire dans les deux directions.

#### 4. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis

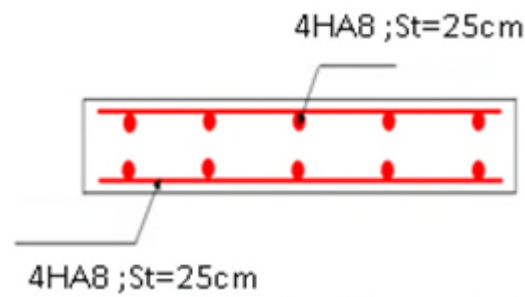


Figure. III.10 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis

### III.2.2. Dalles pleines sur trois appuis

#### 1. Méthode de calcul

On a :  $L_x = 2.06 \text{ m}$  ;  $L_y = 3.3 \text{ m}$

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$2) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

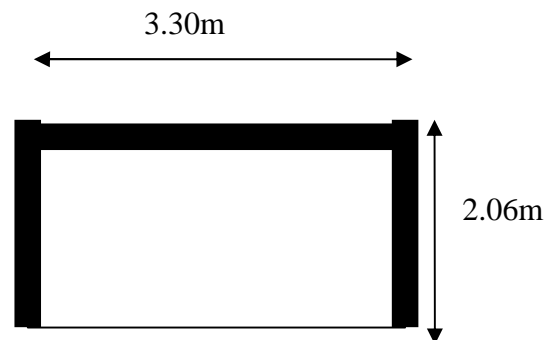


Figure III.11 Dalle sur 3 appuis

#### 2. Calcul des sollicitations

On a :  $G = 5.9 \text{ KN/m}^2$

;

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = 1.35 G + 1.5 Q$

$\Rightarrow P_u = 13.21 \text{ KN/m}^2$

$P_s = G + Q$

$\Rightarrow P_s = 9.4 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{2.06}{3.3} = 0,62 > 0,4$

$\Rightarrow$  La dalle travaille dans deux sens.

$\frac{L_y}{2} = \frac{3.3}{2} = 1.725$

$\Rightarrow L_x < L_y/2$

$$\text{Donc } \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

#### 3. Ferrailage à l'E.L.U

$$\begin{cases} M_{0x} = 13.21 \times \frac{1.6^3}{6} \Rightarrow M_{0x} = 9.02 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 13.21 \times \frac{1.6^2}{2} \times 3.3 - \frac{2}{3} \times 13.21 \times 1.6^3 \Rightarrow M_{0y} = 19.73 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 7.667 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 16.770 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-En appuis

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.3 M_{0y} = 5.919 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.3 M_{0y} = 5.919 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{14}{10}; \quad \text{Soit } \phi_x = 12 \text{ mm}$$

$$d_x = h - \left( \frac{\phi_x}{2} + e \right) \Rightarrow d_x = 14 - \left( \frac{1.2}{2} + 3 \right) = 10.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left( \frac{3}{2} \phi_x + e \right) \Rightarrow d_y = 14 - \left( \frac{3}{2} \cdot 1.2 + 3 \right) = 9.2 \text{ cm}$$

	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	A	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
En travée	Selon x	7.667	0,045	0,057	0,099	2.22	1.44	5T10=3.93
	Selon y	16.770	0,098	0,129	0,087	5.54	1.12	5T12=5.65
En appui	Selon x	5.919	0.034	0.043	0.102	1.6	1.44	5T8=2.51
	Selon y	5.919	0.034	0.043	0.101	1.6	1.44	5T8 =2,51

Tableau.III.35: Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

#### 4. Calcul de l'espacement des armatures

// à  $L_y$  :  $S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm})$ . Donc  $S_t \leq 45 \text{ cm}$  ; On opte :  $S_t = 20 \text{ cm}$

// à  $L_x$  :  $S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm})$ . Donc :  $S_t \leq 33 \text{ cm}$  ; On opte:  $S_t = 20 \text{ cm}$

#### 5. Vérification a l'E.L.U

##### • L'effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{13.21 \times 1.6}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.62}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 8.07 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = \frac{8.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.104} \Rightarrow (\tau_{\max} = 0.077 \text{ MPa}) < (\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}) \dots \dots \text{Vérifie}$$

#### 6. Vérification a l'E.L.S

##### a. État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = 9.4 \times \frac{1.6^3}{6} = 6.42 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{serx} = 0.85 \times 6.42 = 5.457 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 9.4 \times \frac{1.6^2}{2} \times 3.3 - \frac{2}{3} \times 9.4 \times 1.6^3 = 14.04 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{sery} = 0.85 \times 14.04 = 11.934 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Travée // L<sub>X</sub> :**

- **Calcul de  $y$  :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_x = 0 \Rightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0.104 = 0$$

On trouve :  $y = 0,0296 \text{ m}$

- **Calcul de  $I$  :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A (d_x - y)^2 \Rightarrow I = \frac{1}{3} \times 0,0296^3 + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} (0,104 - 0,0296)^2$$

$$I = 4128449 \text{ cm}^4$$

- **Vérification de  $\sigma_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{5.457 \times 10^{-3} \times 0,0296}{4128.449 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ vérifié.}$$

**b. Etat limite d'ouverture des fissures :**

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times fe; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = \min[266.67 ; 240] = 240 \text{ MPa.}$$

- **Vérification de  $\sigma_{st}$**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{5.457 \times 10^{-3}}{4128.449} \times (0.104 - 0.0296) \Rightarrow \sigma_{st} = 147.51 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \quad \text{Vérifié.}$$

**Travée //à L<sub>Y</sub>**

- **Calcul de  $y$**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0 \Leftrightarrow \frac{1}{2} y^2 + 15 \times 5.65 \times 10^{-4} y - 15 \times 5.65 \times 10^{-4} \times 0,092 = 0$$

Racine d'équation seconde degré :  $y = 0.0319 \text{ m}$

- **Calcul de  $I$**

$$I = \frac{1}{3} \times 0,0319^3 + 15 \times 5.65 \times 10^{-4} (0,092 - 0,0319)^2 \Rightarrow I = 8271.686 \text{ cm}^4$$

- **Vérification de  $\sigma_{bc}$**

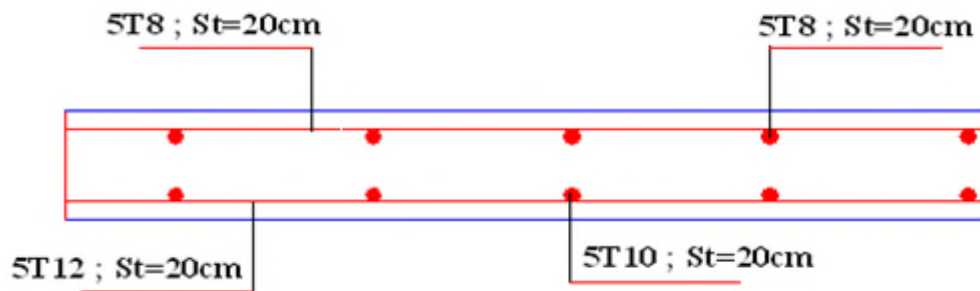
$$\sigma_{bc} = \frac{11.934 \times 10^{-3} \times 0,0319}{8271.686 \times 10^{-8}} = 4.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

**Vérification**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{11.934 \times 10^{-3}}{8271.686 \times 10^{-8}} \times (0.092 - 0.0319) = 130.06 < 240 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$



**Figure III.12.** Ferrailage de la dalle sur 3 appuis

**III.2.3. Dalle pleine sur quatre appuis**

$$L_x = 1.60\text{m} ; \quad L_y = 4.00\text{m}$$

**1. Evaluation des charges**

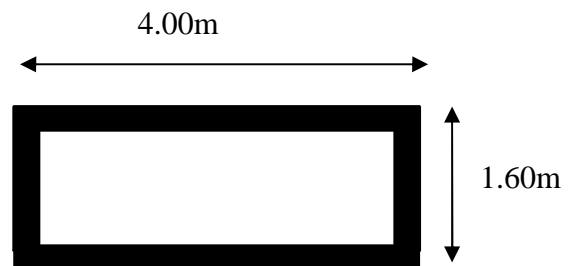
$$G = 5.9 \text{KN/m}^2, \quad Q = 3.5 \text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU} : P_U = 1.35G + 1.5Q = 13.21 \text{KN/m}$$

$$\text{A l'ELS} : P_S = G + Q = 9.4 \text{KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{400} = 0.4 \Rightarrow \rho \geq 0.4$$

La dalle travail selon deux sens  $L_x$  et  $L_y$ .



**Figure III.13 :** Dalle sur 4 appuis

**2. Calcul à l'ELU :  $\nu = 0$  et  $\rho = 0.4$**

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1101 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times P_U = 3.72 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 0.93 \text{KN.m} \end{cases} \quad (\text{BAEL Annexe I})$$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur,  $h = 14\text{cm}$  (Epaisseur de la dalle)

▪ **Moment en travée :**

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} & \Rightarrow M_x^t = 0.85 \times (3.72) & \Rightarrow M_x^t = 3.16 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} & \Rightarrow M_y^t = 0.85 \times (0.93) & \Rightarrow M_y^t = 0.79 \text{KN.m} \end{cases}$$

▪ **Moment en appuis :**

$$\begin{cases} M_x^a = 0.3 \times M_{ox} & \Rightarrow M_y^a = 0.3 \times (3.72) & \Rightarrow M_x^a = 1.12 \text{ KN.m} \\ M_y^a = 0.3 \times M_{ox} & \Rightarrow M_y^a = 0.3 \times (0.93) & \Rightarrow M_y^a = 0.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

### -Calcul de la section d'armatures

Le diamètre des barres utilisées doit être :  $\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{14}{10} (= 1.4 \text{ cm})$

#### • En travée

##### - Sens x-x

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{3.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.018 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.023; \quad Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.1089 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{3.16 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1089} \Rightarrow A = 0.83 \text{ cm}^2$$

##### - Sens y-y

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0046 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0057 ; Z = 0.1097$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{0.79 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1097} \Rightarrow A = 0.21 \text{ cm}^2$$

#### • En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0065 \Rightarrow \mu_{bu} < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0081 ; z = 0.1096 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} \Rightarrow A = \frac{1.12 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1096} \Rightarrow A = 0.29 \text{ cm}^2$$

### -Vérification de la condition de non fragilité

Pour  $h > 12 \text{ cm}$  et  $\rho \geq 0.4$  ; avec :  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 8 \times 10^{-4}$

##### - Sens x-x

$$A_x^{\min} = \rho_0 \left( \frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{\min} = 0.0008 \times \left( \frac{3 - 0.59}{2} \right) \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{- Sens y-y : } A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2$$

Localisation	$M_t$ (KN.m)	$M_a$ (KN.m)	$A_t^{\text{cal}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_a^{\text{cal}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_t^{\text{min}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_a^{\text{min}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_t^{\text{adop}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_a^{\text{adop}}$ ( $\text{cm}^2$ )
Sens xx	3.16	1.12	1.83	0.29	1.35	1.35	4T8=2.01	4T8=2.01
Sens yy	0.79	0.28	0.21	0.29	1.12	1.35	4T8=2.01	4T8=2.01

**Tableau III.36:** Le ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis



### • Espacement des armatures

- Armatures //  $L_x$ :  $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

- Armatures //  $L_y$ :  $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ , On opte:  $S_t=25\text{cm}$  pour les deux sens.

### 3. Vérification à l'ELU

#### - cisaillement

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_Y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} \Rightarrow V_{\max} = \frac{13.21 \times 4}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.4}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 22 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_U = \frac{22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} \Rightarrow \tau_U = 0.2 \text{ MPa} < 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

### 4. Vérification à l'ELS

a. État limite de compression du béton :  $(\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}) \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0121 \\ \mu_y = 0.2854 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x P_s L_x \Rightarrow M_x = 0.0121 \times 9.4 \times 1.6^2 = 0.291 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.2854 \times 0.291 = 0.083 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

#### Moments en travées

$$M_t^x = 0.85 M_x \Rightarrow M_t^x = 0.247 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y \Rightarrow M_t^y = 0.07 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en appuis : } M_a^x = -0.3 M_x \Rightarrow M_a^x = -0.087 \text{ KN.m}$$

#### ▪ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}; \text{ Il faut que : } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

Selon  $L_x$ :  $M_t^x = 0.247 \text{ KN.m}$ ,  $A = 2.01 \text{ cm}^2$   $d = 11 \text{ cm}$ ;  $Y = 2.29 \text{ cm}$ ;  $I = 2291.303 \text{ cm}^4$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x P_s L_x \Rightarrow M_x = 0.0121 \times 9.4 \times 1.6^2 = 0.291 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.2854 \times 0.291 = 0.083 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Selon  $L_y$ :  $M_t^y = 0.07 \text{ KN.m}$   $A = 2.01 \text{ cm}^2$   $Y = 2.29 \text{ cm}$ ;  $I = 2291.303 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 0.07 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

#### b. Etat limite d'ouverture des fissures

Selon  $L_x$ :  $M_t^x = 0.247 \text{ KN.m}$ ,  $A = 2.01 \text{ cm}^2$  et  $d = 11 \text{ cm}$ ;  $Y = 2.29 \text{ cm}$   $I = 2291.303 \text{ cm}^4$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{ MPa.} \quad \text{BAEL91 (Art. B. 7. 5)}$$

Avec :  $\eta = 1.6$  (acier HA)

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 0.1742 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Selon  $L_y$ :  $M_y^t = 0.07 \text{ KN.m}$  ;  $A = 2.01 \text{ cm}^2$   $Y = 2.29 \text{ cm}$   $I = 2291.303 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y) \Rightarrow \sigma_{st} = 3.99 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

**c. Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Sens X-X :**

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0X}} \Rightarrow 0.087 > 0.042 \dots\dots\dots \text{Vérifié. BAEL91 (Art.L.IV, 10)}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0018 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

**Sens Y-Y :**

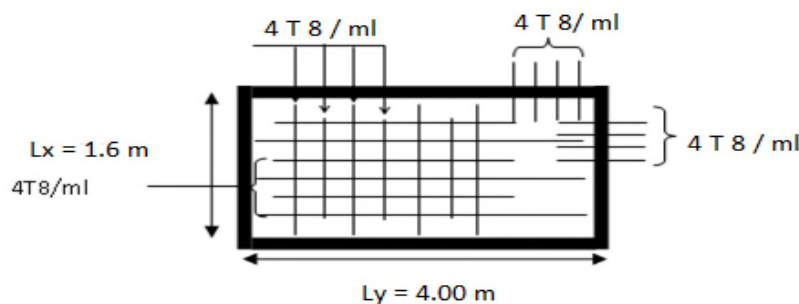
$$\frac{h}{l_y} > \frac{M_y^t}{20 \times M_{0Y}} \Leftrightarrow 0.035 < 0.042 \dots\dots\dots \text{n'est pas vérifié.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0028 < 0.005 \dots\dots\dots \text{Vérifié.}$$

**Evaluation des flèches :**

$M_j = 0.0263 \text{ KNm}$	$\sigma_{STj} = 1.16 \text{ Mpa}$	$F_{gv} = 0.0252 \text{ mm}$	$F_{gv} = 0.008 \text{ mm}$
$M_g = 0.0443 \text{ KNm}$	$\sigma_{STg} = 1.96 \text{ Mpa}$	$F_{gv} = 0.0049 \text{ mm}$	$F = 0.0252 \text{ mm}$
$M_g = 0.071 \text{ KNm}$	$\sigma_{STp} = 3.13 \text{ Mpa}$	$F_{gv} = 0.0134 \text{ mm}$	$F_{adm} = 8 \text{ mm}$

**Tableau III.37.** Calcul de la flèche de la dalle sur 4 appuis



**Figure III.14.** Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 4 appuis

### III.3. Etude des escaliers

#### III.3.1. Etude des escaliers de type (I)

##### III.3.1. 1. Etude de la volée

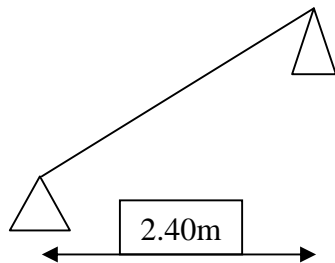
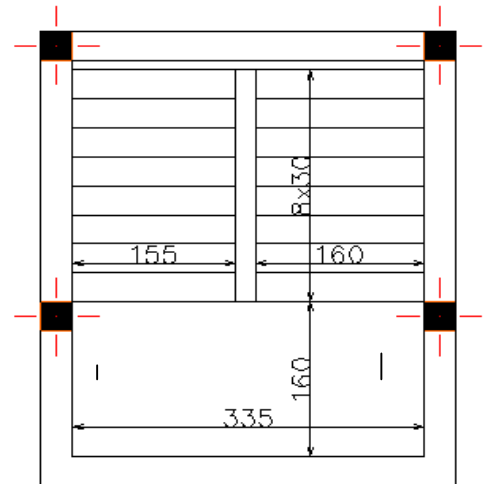


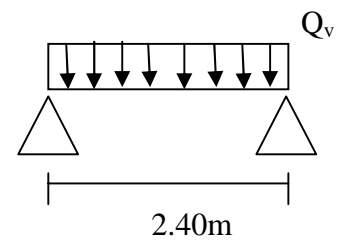
Figure III.15: schéma statique de la volée



❖ A l'ELU :  $q_u = 1.35 G + 1.5 Q$

❖ A l'ELS :  $q_s = G + Q$

La volée :  $\begin{cases} q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.98 \text{ KN/m} \\ q_s = G + Q = 10.08 \text{ KN/m} \end{cases}$



#### 1. Les sollicitations à l'ELU

	$Q_v$ (KN/ml)	$M_0$ (KNm)	$M_t^{\max}$ (KNm)	$M_A=M_B^{\max}$ (KNm)	$V_u$ (KN)
ELU	13.98	10.06	7.54	5.03	16.77
ELS	10.08	7.25	5.44	3.63	12.09

Tableau III.38: Sollicitations d'escalier type 1 à l'ELU.

#### ▪ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

## 2. Ferrailage

	$M(KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> /ml)
En travée	7.54	0.037	0.047	0.1177	1.84	1.45	4HA10=3.14
En appuis	5.03	0.025	0.031	0.1185	1.22	1.45	4HA8=2.01

Tableau III.39: ferrailage d'escalier type 1.

## 3. Calcul de la section des armatures transversal

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{1.84}{4} = 0.46 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisie : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{1.22}{4} = 0.3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{on choisie : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

## 4. Espacement des barres

$$\text{Armatures longitudinales : } S_t \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 16 \text{ cm}$$

## 6. Vérifications à l'E.L.U

### 6.1 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} = 3,25 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{16.77 \times 10^3}{1 \times 0.12} = 0.139 \text{ MPa} < \tau_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### 6.2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (16.77 \times 10^3 - \frac{5.03 \times 10^3}{0.9 \times 0.12}) \times \frac{1.15}{400} = -0.856 \text{ cm}^2 \dots \text{ vérifiée}$$

## 5. Vérification à l'E.L.S

### 6. Contrainte d'adhérence

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les(HA)} \quad ; \quad \bar{\tau}_{ser} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{max}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$ : étant la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$b = 1 \text{ m}; S_t = 16 \text{ cm}; n = 4 \text{ Barres. } \phi = 8 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow \sum U_i = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = 1.113 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 2.835 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifier}$$

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

<b>a) Vérification de la contrainte d'adhérence :</b>						
$V_{ser}$ (KN)	$\psi$	$\sum U_i$ (cm)	$\tau_{ser}$ (MPa)	$\overline{\tau}_{ser}$ (MPa)	$\tau_{ser} \leq \overline{\tau}_{ser}$ Vérifiée	
12.09	1.5	10.05	1.113	2.835		
<b>b) Vérification de l'état limite de compression du béton :</b>						
	$M_{ser}$ (KNm)	y(cm)	$I \times 1$ (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ Vérifiée
En travée	7.54	2.78	3898.636	5.38	15	
En appui	5.03	2.29	2291.303	5.03	15	

**Tableau III.40:** Vérification des contraintes à l'E.L.S, escalier type 1

**c) Vérification de l'état limite de déformation**

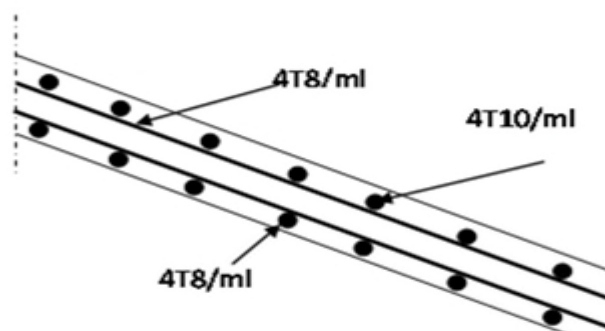
$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.116 > 0.0625 \dots \dots \dots$  Vérifiée **(BAEL91 .L.VI.2)**

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Leftrightarrow 0.116 < 0.075 \dots \dots \dots$  Vérifiée

$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0026 < 0.075 \dots \dots \dots$  Vérifiée

Les conditions sont vérifiées, donc la vérification la flèche n'est pas nécessaire.

**9. Schéma de ferrailage**



**Figure III.16.** Schéma de ferrailage de la volée

### III.3.1.2. Palier intermédiaire

Son calcul se fait comme une dalle sur trois appuis avec deux poutres de chaînage et une poutre palière.

#### III.3.1.2.1. Dalles pleines sur trois appuis

##### 1. Méthode de calcul

On a :  $L_x = 1.6 \text{ m}$  ;  $L_y = 3.35 \text{ m}$

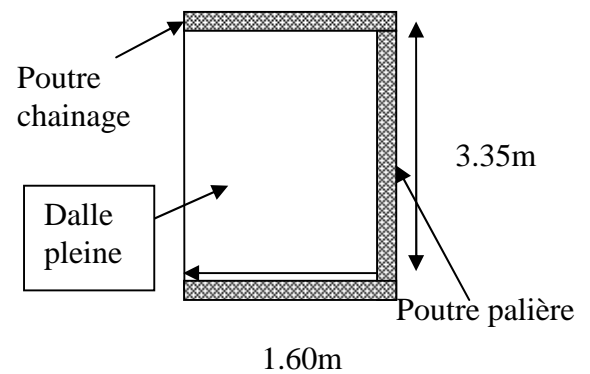


Fig.III.17. palier intermédiaire

$$1) l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_y^2}{8} \left( l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \times l_y^3}{48} \\ M_x = \frac{P \times l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$2) l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

##### 2. Calcul des sollicitations

Le palier

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.31 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 7.36 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{1.60}{3.35} = 0,478 > 0,4 \quad \Rightarrow \text{La dalle travaille dans}$$

deux sens.

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3.35}{2} = 1.675 \quad \Rightarrow L_x < L_y \setminus 2$$

$$\text{Donc} \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

##### 3. Ferrailage à l'E.L.U

$$\begin{cases} M_{0x} = 10.31 \times \frac{1.6^3}{6} \Rightarrow M_{0x} = 7.04 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \left( 10.31 \times \frac{1.6^2}{2} \times 3.35 \right) - \left( \frac{2}{3} \times 10.31 \times 1.6^3 \right) \Rightarrow M_{0y} = 16.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 5.98 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 13.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

-En appuis

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.3 M_{0y} = 2.11 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.3 M_{0y} = 4.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{14}{10} ; \quad \text{Soit } \phi_x = 12 \text{ mm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 3\right) = 10.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{3}{2}\phi_x + e\right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{3}{2}1.2 + 3\right) = 9.2 \text{ cm}$$

	Sens	M(KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
En travée	Selon x	5.98	0.039	0.049	0.102	1.69	1.44	5T10=3.93
	Selon y	13.64	0.113	0.150	0.086	4.53	1.12	5T12=5.65
En appui	Selon x	2.11	0.014	0.017	0.103	0.59	1.44	5T8=2.51
	Selon y	4.82	0.040	0.051	0.09	1.54	1.44	5T8 =2,51

**Tableau.III.41:** Le ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

#### 4 .Calcul de l'espacement des armatures

// à  $L_y$  :  $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm})$ . Donc  $S_t \leq 45\text{cm}$  ; On opte :  $S_t=20\text{cm}$

// à  $L_x$  :  $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm})$ . Donc :  $S_t \leq 33\text{cm}$  ; On opte:  $S_t=20\text{cm}$

#### 5. Vérification a l'E.L.U

##### • L'effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_U \times L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{10.31 \times 1.6}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.478}{2}} \Rightarrow V_{\max} = 13.31 \text{ KN}$$

$$\tau_{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = \frac{13.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.104} \Rightarrow (\tau_{\max} = 0.128 \text{ MPa}) < (\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}) \dots \dots \text{Vérifie}$$

#### 7. Vérification a l'E.L.S

##### Vérification de l'état limite de compression du béton

$$\begin{cases} M_{0x} = 7.36 \times \frac{1.6^3}{6} = 5.02 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = (7.36 \times \frac{1.6^2}{2} \times 3.35) - (\frac{2}{3} \times 7.36 \times 1.6^3) = 11.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

##### - En travée

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 4.267 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 9.741 \text{ KN.m} \end{cases}$$

##### -En appuis

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.3 M_{0y} = 1.506 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.3 M_{0y} = 3.438 \text{ KN.m} \end{cases}$$

##### • État limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

##### • Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d_x - y)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}) \right] = \min [266.67 ; 240] = 240 \text{ MPa.}$$

		$M_{ser}$ (KNm)	y(m)	$I \times 10^{-4} (\text{m}^4)$	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{st}$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	
En travée	Xx	4.267	0.0296	4128.449	3.07	15	115.34	240	Vérifié
	Yy	9.741	0.0319	8271.686	3.75	15	106.16	240	Vérifié
En appui	Xx	1.506	0.0245	2384.459	1.55	15	75.32	240	Vérifié
	Yy	3.438	0.0228	1806.874	4.34	15	197.50	240	Vérifié

Tableau III.42: Vérification des contraintes à l'E.L.S d'une dalle pleine

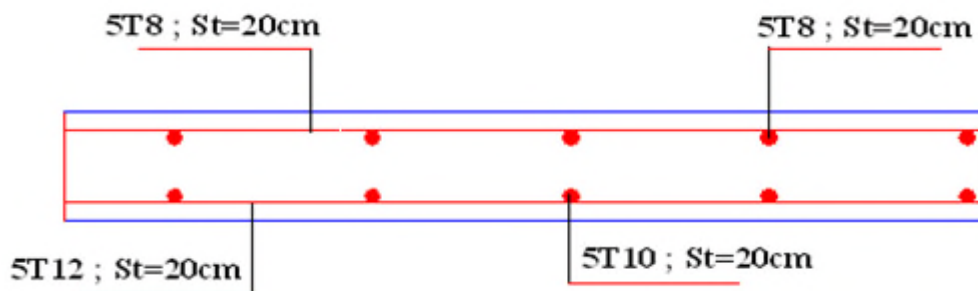


Figure III.18. Ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis

### III.3.1.2.2. Etude de la poutre palière

#### 1. Dimensionnement

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 22.33 \text{ cm} < h < 33.5 \text{ cm}$$

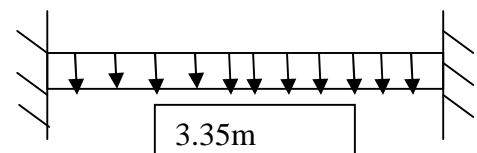
$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad (\text{RPA.VII.7.5})$$

On prend : h=30cm ; b=30cm.

#### 2. Les charges sur la poutre : $g_0$ : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

$$\text{Poids propre du mur : } g_m = 2.81 \times \left( \frac{3.06 - 0.3}{2} \right) = 3.877 \text{ KN/ml}$$





### 3. Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$R_B = 16.77 \text{KN}$	$R_B = 12.09 \text{KN}$
$P_u = 1.35(g_0 + g_m) + R_B$	$P_s = (g_0 + g_m) + R_B$
$P_u = 25.45 \text{KN/m}$	$P_s = 18.22 \text{KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 11.9 \text{KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 8.52 \text{KN.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -23.80 \text{KN.m}$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -17.04 \text{KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 28.09 \text{KN}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 20.25 \text{KN}$

Tab.III.43. Les sollicitations de la poutre palière.

### 4. Calcul de la section d'armature à la flexion simple

	$M(\text{KN.m})$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	
En travée	11.9	0.058	0.075	0.1164	2.94	4.5	4HA12=4.52
En appuis	23.8	0.116	0.155	0.1125	6.08	4.5	6HA12=6.79

Tab.III.44: ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

- Exigence du RPA Art7.5.2.1 :  $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 4.5 \text{cm}^2$

### 5. Vérification à l'ELU

#### - l'effort tranchant

$$V_u = 28.09 \text{KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.234 \text{MPa} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{MPa}\right) = 3.25 \text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

#### -Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (28.09 \times 10^{-3} - \frac{23.8 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.27}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -2.01 \text{cm}^2 \text{ Vérifier.}$$

### 6. Calcul de l'espacement St

- $S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 24.3$ . On opte :  $S_t = 15 \text{cm}$  en travée et  $S_t = 10 \text{cm}$  en appui

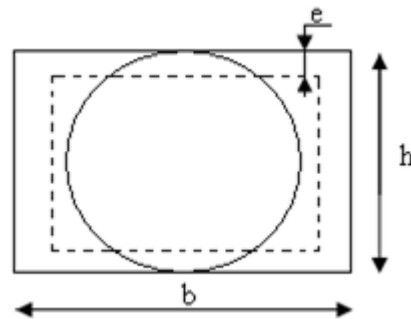
### 7. Calcul de la section d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée. C'est le moment d'appui de l'escalier.

$$M^{torsion} = M_b^a = 5.03 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section **BAEL (ChapI .II. b)**

- U: périmètre de la section
- $\Omega$  : air du contour tracer a mi hauteur
- e : épaisseur de la paroi



- $A_l$ : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = b/6 = 5 \text{ cm}$$

**Figure III.19** : Section creuse équivalente de la dalle sur 3 appuis

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0.0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 1.155 \text{ cm}^2$$

#### Section d'armatures finale

##### •En travée

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 2.94 + \frac{1.155}{2} \Rightarrow A^t = 3.52 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On ferraille avec } A_{\min}, \text{ Soit : } A^t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

##### •En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.94 + \frac{2.82}{2} \Rightarrow A^a = 4.35 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 4.5 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On ferraille avec } A_{\min}, \text{ Soit : } A^a = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

### 8. Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \dots\dots\dots \text{BAEL}$$

On a  $V_{\max} = 16.77 \text{ kN}$ ;  $\tau_{\text{flexion}} = 0.234 \text{ MPa}$

$$\tau_{\text{torsion}} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{5.03 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 0.805 \text{ MPa}$$

D'où  $\tau_u = 0.805 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

### 10. Calcul des armatures transversales a la torsion

Soit  $St = 15 \text{ cm}$  en travée et  $10 \text{ cm}$  en appuis

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{5.03 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 625 \times 10^{-8} \times 348} \Rightarrow A_t = 0.199 \text{ cm}^2$$

D'ou  $A_t = 1.35 + 0.45 = 1.8 \text{ cm}^2$ ; Soit un cadre et un étrier  $\emptyset 8 = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

### 11. Vérification à ELS

#### a-Etat limite de compression de béton

On vérifie :  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

Avec 
$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

**Sur appuis** ( $M_a = 23.8 \text{ kN.m}$ ) ;  $y = 4.6 \text{ cm}$  ;  $I = 14260 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{23.8 \times 10^{-3}}{14260 \times 10^{-8}} \times 4.6 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 7.67 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots$$
 Condition vérifié

En travée :  $M_t = 11.9$ ;  $y = 3.73 \text{ cm}$  ;  $I = 8880.9 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 4.99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots$$
 Condition vérifié

**b-Evaluation de la flèche** : Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.089 > 0.0625$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.089 > 0.033$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0025 < 0.01$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### III .3 .6 : Ferrailage de la poutre palière

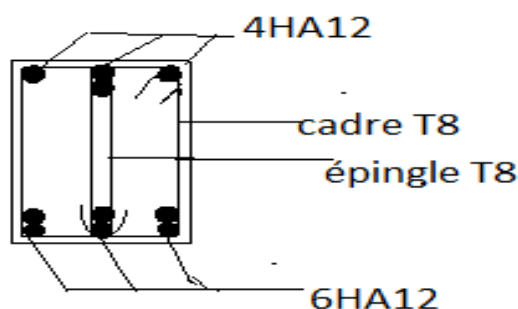


Figure III.20: Schéma de ferrailage de la poutre palière

#### III.3.1.2.3. Etude des poutres de chaînages

##### 1. Définition

C'est une ceinture en béton armé intégrée à l'ensemble des murs d'une construction pour les rendre solidaires à celle-ci.

##### 2. Dimensionnement : $L_{\max} = 1.60m$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 10.67cm \leq h \leq 16cm \quad \text{Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))}$$

On adopte :  $h = 30cm$  ;  $b = 30cm$ .

##### 3. Calcul des sollicitations

$$\text{Poids propre : } P_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 \Rightarrow P_p = 2.25KN/m$$

$$\text{Poids des murs : } P_m = 2.85 \times (3.06 - 0.3) \Rightarrow P_m = 7.866KN/m.$$

$$\text{Réaction de la dalle : } P_D = 5.9 \times \frac{2.25}{1.60} \Rightarrow P_D = 8.297KN/m$$

$$P_u = 1.35 \times (8.297 + 2.25 + 7.866) \Rightarrow P_u = 24.86KN/ml;$$

$$P_s = 8.297 + 2.25 + 7.866 \Rightarrow P_s = 18.41KN/ml$$

##### 4. Calcul à l'E.L.U

	q (KN/ml)	$M_0$ (KNm)	$M_t^{\max}$ (KNm)	$M_A=M_B^{\max}$ (KNm)	$V_u$ (KN)
ELU	24.86	7.955	5.966	3.977	19.888
ELS	18.41	5.891	4.418	2.945	14.728

Tableau III.45: Les sollicitations de la poutre de chaînage.

**Armatures longitudinales :**  $d = 0.9 \times h \Rightarrow d = 0.9 \times 0.3 \Rightarrow d = 0.27m$

	$M$ (KN.m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s$ calculé (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ adopté (cm <sup>2</sup> )
En travée	5.966	0.0058	0.0072	0.269	0.64	1.3	2HA10=1.57
En appui	3.977	0.0038	0.0047	0.269	0.42	1.3	2HA10=1.57

**Tableau III.46:** Section d'armatures longitudinales de la poutre de chaînage.

### 5. Vérifications à l'E.L.U

#### • Effort tranchant

$$V_u = 19.888KN \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.074MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4MPa\right) = 3.25MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{c'est vérifié}$$

**b) Calcul des armatures transversales :**  $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq 11.42mm$

Soit un cadre T8 plus un étrier T8  $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$

#### c) L'espace

1)  $St \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow St \leq 24.3 cm$

2)  $S_t \leq \frac{A_t \times 0.8f_e}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.074 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 0$  (CBA Art A.5.1.2.3)

3)  $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow S_t \leq 67 cm$  .On prend  $St = 15cm$

### 6. Vérification à l'E.L.S

**a) Vérification de la contrainte dans le béton :**  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

$M_t^s = 4.418KNm$

$M_a^s = 2.945KNm$

Calcul de y :  $A = 1.57cm^2; \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 5.43cm$

Calcul de I :  $I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 4.78 \times 10^{-5} m^4$

En travée:  $(\sigma_{bc} = 5.02MPa) < 15MPa \dots \dots \dots$  Vérifiée

En appuis:  $(\sigma_{bc} = 3.34MPa) < 15MPa \dots \dots \dots$  Vérifiée

#### b) Evaluation de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.187 > 0.0625; \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.187 > 0.075; \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow 0.0005 < 0.01$$

D'ou la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### 7. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

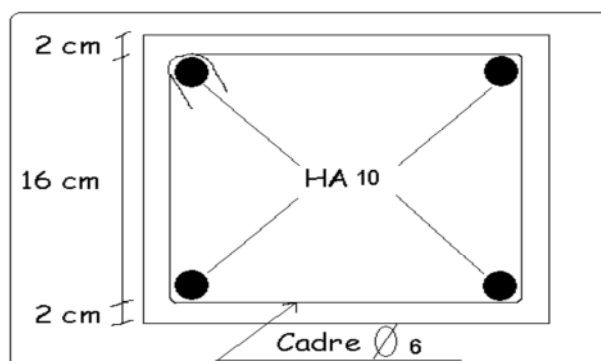


Figure III.21 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

### III.4. Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumis à son Poids propre

(G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

La fissuration est considéré nuisible.

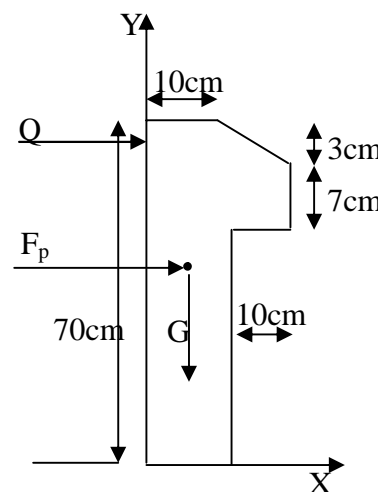


Fig. III.22 : coupe transversale de l'acrotère

#### III.4.1. Hypothèse de calcul

#### III.4.2. Evaluation des charges

- Poids propre :  $S = 10 \times 70 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 \Rightarrow S = 785$

$$\text{Poids propre : } G_1 = 25 \times 0.0785 \times 1m \Rightarrow G_1 = 1.962KN$$

$$\text{Poids d'enduit extérieur (ciment: } e = 1.5cm) : G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.7 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0.21KN$$

$$\text{Poids d'enduit intérieur (ciment: } e = 2cm) : G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.7 \times 1 \Rightarrow G_3 = 0.28KN$$

$$\text{Le poids total : } W_p = N_G = G_1 + G_2 + G_3 = 2.452KN$$

- La charge due à la main courante :  $Q = 1KN$
- La force sismique horizontale  $F_p$  qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad (\text{RPA Article 6.2.3})$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa,  $A = 0,15$ ).

$C_p$  : Facteur de force horizontale ( $C_p = 0,8$ ).

$W_p$  : Poids de l'acrotère.

$$\text{Donc : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.452 \Rightarrow F_p = 1.177KN.$$

### III.4.3. Calcul des sollicitations

- Calcul du centre de gravité  $G(X_g; Y_g)$ :

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 6.05 \text{ cm}; \quad Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 38.17 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

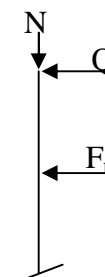
$$N_G = 2.452 \text{ KN}$$

$$M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_{Q1} = Q \times h \Rightarrow M_{Q1} = 1 \times 0.7 \Rightarrow M_{Q1} = 0.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{Q2} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{Q2} = 1.177 \times 0.3817 \Rightarrow M_{Q2} = 0.4493 \text{ KN.m}$$

$$M = M_{Q1} + M_{Q2} = 1.1493 \text{ KN.m.}$$



Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	$N_G = 2.452$	$1.35N_G = 3.678$	$N_G = 2.452$
(M KN.m)	$M = 1.1493$	$1.5M_{Q1} = 1.05$	$M_{Q1} = 0.70$

**Tableau.III.47:** Combinaison d'action de l'acrotère.

### III.4.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{3.678} \Rightarrow e_1 = 0.2854 \text{ m}; \quad \frac{h}{6} = 0.1166 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$

Telle que :

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}\right) = 2 \text{ cm.}; \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}; \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad (\text{RPA Article A.4.3.5})$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\phi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-Permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1

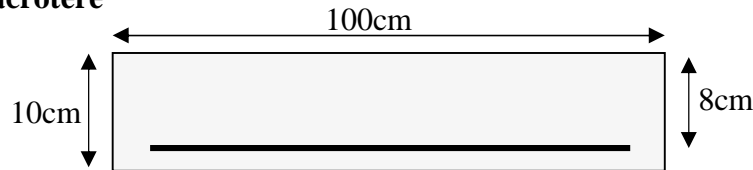
$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1.4 \text{ m}$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 10cm.

$$\text{Donc: } e_2 = \frac{3 \times 1.4^2 \times 2}{10^4 \times 0.1} = 0.0117m$$

$$\text{D'où : } e = 0.0117 + 0.02 + 0.2854 = 0.317m$$

### Ferrailage de l'acrotère



### III.4.5. Calcul à l'E.L.U

$$N_u = 3.678 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 3.678 \times 0.317 \Rightarrow M_u = 1.166 \text{ KN.m} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$h_0 = 10 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 1.166 + 3.678 \times \left( 0.08 - \frac{0.1}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.276 \text{ KN.m}$$

$M_{uA}$  : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.276 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.014) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.0176 ; Z = d \times \left( 1 - 0.4 \times \alpha \right) \Rightarrow Z = 0.079m$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.276 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} \Rightarrow A_1 = 0.46 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = (0.46 \times 10^{-4}) - \left( \frac{3.678 \times 10^{-3}}{348} \right) \Rightarrow A_s = 0.35 \text{ cm}^2$$

### III.4.6. Vérification à l'E.L.U

#### 1. La condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.96 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$  On adopte:  $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

#### 2. Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### - Espacement

1. Armatures principale :  $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

2. Armatures de répartitions :  $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$ . On adopte  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

#### - Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.177 + 1 \Rightarrow V_u = 2.177 \text{ KN}.$$



$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.177 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.027 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérfié}$$

**Vérification de l'adhérence :**  $\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i)$  **RPA (Article. A.6.1, 3)**

$\Sigma \mu_i$ : la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma \mu_i = 4 \times 3.14 \times 0.8 \Rightarrow \Sigma \mu_i = 10.048 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.117 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 10.048 \times 10^{-2}) \Rightarrow \zeta_{es} = 0.3 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2,83 \text{ MPa} \quad \text{(RPA Article. A.6.1, 21)}$$

$\Psi_s$  est le coefficient de scellement.

$$\zeta_{es} < 2,83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

### III.4.7. Vérification à l'ELS

$$d = 0.08 \text{ m}; N_{ser} = 2.452 \text{ KN}; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.7 \text{ KN.m}; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

• **Vérification des contraintes :**  $\sigma_{bc} = M_{ser} \times y_{ser} / I$ ;  $\sigma_s = 15 \times M_{ser} \times (d - y_{ser}) / I$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

• **Position de l'axe neutre :**  $c = d - e_1$

$e_1$ : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.7/2.452) + (0.08 - 0.1/2) \Rightarrow e_1 = 0.315 \text{ m.}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.08 - 0.315 \Rightarrow c = -0.235 \text{ m.}$$

$$y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots \dots \dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b; \quad q = -2 \times c^3 - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.235)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 + 0.235}{1} \Rightarrow P = -0.159 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.235)^3 - 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 + 0.235)^2}{1} \Rightarrow q = 0.024 \text{ m}^3$$

La solution de l'équation (3) est donnée par la méthode suivante :

$$\Delta = q^2 + \frac{4.p^3}{27} = 0.024^2 + \frac{4 \times (-0.159)^3}{27} \Rightarrow \Delta = -1.95 \times 10^{-5}$$

D'où :  $\Delta = -1.88 \times 10^{-4} \Rightarrow \Delta < 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois solutions :

$$\Rightarrow \begin{cases} y_1 = a \cdot \cos\left(\frac{\phi}{3}\right) \\ y_2 = a \cdot \cos\left(\frac{\phi}{3} + 120\right) \\ y_3 = a \cdot \cos\left(\frac{\phi}{3} + 240\right) \end{cases} \Rightarrow \cos \phi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \cdot \left(\frac{-3}{p}\right)^{\frac{1}{2}} \Rightarrow \phi = 10,427^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 0.46 \Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.459 \text{ m.} \\ y_2 = -0.254 \text{ m.} \\ y_3 = -0.205 \text{ m.} \end{cases}$$

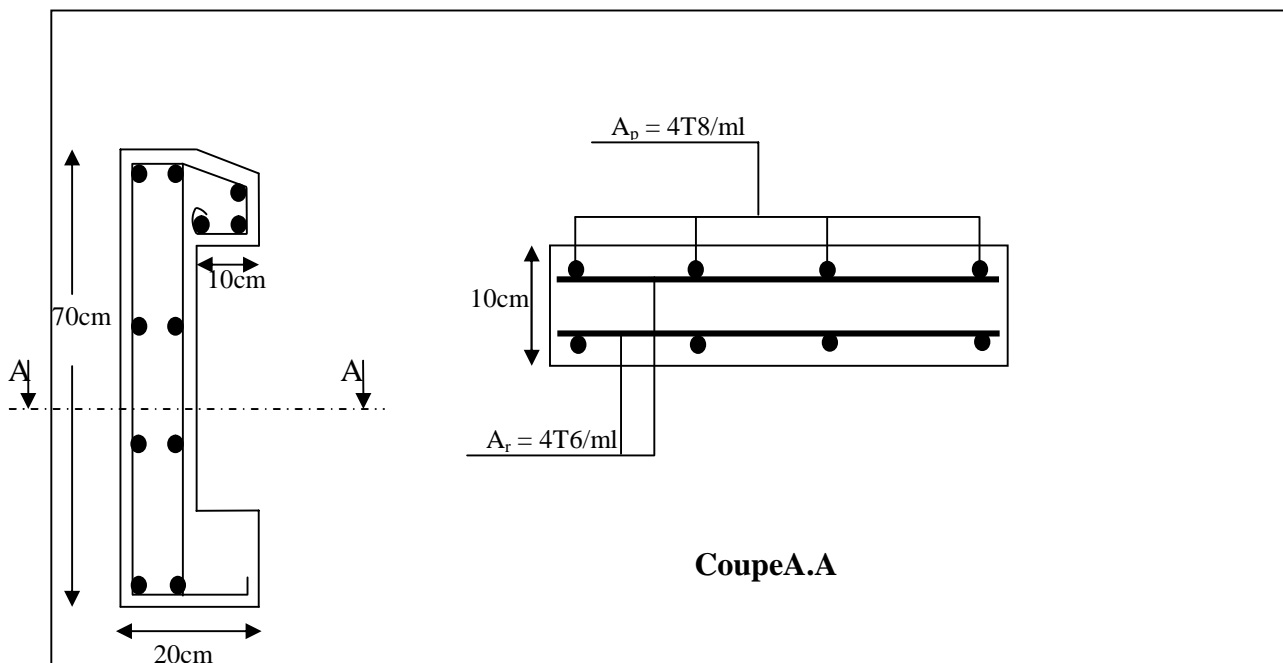
La solution qu'on doit maintenir est celle qui vérifiée la condition suivante :

$$\begin{aligned} \Rightarrow 0 \leq y \leq h & \qquad \qquad \qquad \Rightarrow 0 \leq y_c + C \leq h \\ \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - C & \qquad \qquad \Rightarrow 0.235 \leq y_c \leq 0.465 \\ \Rightarrow y_c = y_1 = 0.459m & \qquad \Rightarrow \begin{cases} y_{Ser} = y_c + C = 0.224m \\ I = 3.8715 \times 10^{-3} \end{cases} \end{aligned}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{0.7 \times 10^{-3}}{3.8715 \times 10^{-3}} \times (0.08 - 0.224) \Rightarrow \sigma_s = -0.39MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.7 \times 10^{-3}}{3.8715 \times 10^{-3}} \times 0.224 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0405MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

**III. 4.8 : Schéma de Ferrailage :**



**Figure III.23:** Schéma de ferrailage d'acrotère.

## IV.1.Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui engendre un mouvement du sol libérant une énergie de déformation selon son intensité.

Vue que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'élément finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser. Le logiciel utilisé est le **SAP2000.V.14.2.2**

**IV.2) Méthodes de calcul :** Le **RPA99** propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode d'analyse modale spectrale.
3. La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

### IV-2-1) Méthode statique équivalente

**a. Principe :** Selon RPA99.Art (4.2.1) les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastree dans le sol et dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

### b. Condition d'application

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (article 4.1.2)**.

**c. Calcul de la force sismique totale :** La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon

la formule : 
$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas : groupe d'usage 2

$$\text{Zone sismique : IIa} \quad \Rightarrow \quad A = 0,15.$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4-3) du RPA 99 en fonction du système de contreventement.

(Contreventement mixte  $\Rightarrow R = 5$ ).

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule :  $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$ . **RPA (Formule 4-4)**

$p_q$  : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (**RPA 99**).

“ Critère q ”	Observée	$P_q/xx$	Observée	$P_q/yy$
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0.05
2- Redondance en plan	Oui	0	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0

**Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités  $P_q$**

Donc :  $Q_y = 1,15$  ;  $Q_x = 1,1$

W : poids total de la structure :  $W = \sum_1^9 W_i$  , avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

$W_{Gi}$  : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

$W_{Qi}$  : Charge d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

Le bâtiment est à usage d'habitation  $\rightarrow \beta = 0,2$

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Il est fonction de catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure T.

Le tableau suivant résume le poids des différents éléments dans chaque niveau.

Niveau	$W_i$ (KN)
Duplex	1562.46
3 <sup>ème</sup> étage	1648.385
2 <sup>ème</sup> étage	1979.843
1 <sup>er</sup> étage	2052.983
RDC	2137.083
Entre sol 1	1076.631
Entre sol 2	1940.607
Entre sol 3	2180.579
Entre sol 4	2228.293
Entre sol 5	2220.688
<b>Total</b>	<b>19027.552</b>

**Tableau IV.2.** Poids des éléments.

#### d) Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

- 1-  $T_1 = C_T \times (h_N)^{3/4}$  RPA 99 (Art .4.2.4).
- 2-  $T_2 = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$  RPA (Formule 4-7)

Avec :  $T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$

$h_N$  : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$\Rightarrow h_N = 30,6 \text{ m}$$

$C_T$  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \quad \text{RPA (tableau 4.6)}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T.

D'où :  $T_1 = 0.650s$ .

Sens(x) :  $D = 25.57m \Rightarrow T_2 = 0.545s$

Sens(y) :  $D = 12.30m \Rightarrow T_2 = 0.785s$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times \min(0.545; 0.65) = 0.708s \\ T_{Sy} = 1.3 \times \min(0.785; 0.65) = 0.845s \end{cases}$$

- **Valeur de  $T_1$  et  $T_2$**

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA 99 tableau 4-7)

$$\text{Sol meuble} \Rightarrow \text{Site (S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 s \\ T_2 = 0,5 s \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3,0 s \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta \times \left( \frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3}$$

**RPA (Art 4.3.3)**

$$T_2 < T_y < 3,0 s \Rightarrow D_y = 2,5 \times \eta \times \left( \frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3}$$

$$\text{Tel que : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \rightarrow \text{facteur de correction d'amortissement.}$$

Avec : D : facteur d'amplification dynamique moyen selon la direction considéré

$\xi$  (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA Tableau 4-2)

$$\text{Construction auto stable} \rightarrow \xi = 7 \%$$

**RPA (Art 4.2.3)**

$$\text{Contreventement par voiles} \rightarrow \xi = 10 \%$$

$$\text{Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne} \Rightarrow \begin{cases} \xi = 8,5\% \\ \eta = 0,816 \end{cases}$$

$$D'ou : D_x = 1,617 ; D_y = 1,437$$

$$\text{Sens(x)} : V_{st_x} = \frac{0,15 \times 1,617 \times 1,1}{5} \times 19027,552 \Rightarrow V_{st_x} = 1015,32 \text{ KN}$$

$$\text{Sens(y)} : V_{st_y} = \frac{0,15 \times 1,437 \times 1,15}{5} \times 19027,552 \Rightarrow V_{st_y} = 943,31 \text{ KN}$$

#### IV-2-2) Méthode d'analyse modale spectrale

Elle peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

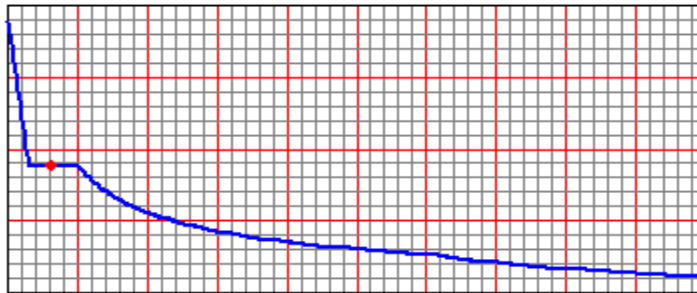
##### a. principe

Il est recherché par cette méthode 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 suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{Q}{R} \right) \times \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

- $A$  : coefficient d'accélération de zone.  
 $\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.  
 $R$  : coefficient de comportement de la structure.  
 $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées a la catégorie du site.  
 $Q$  : Facteur de qualité.

Le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*),  
le graphe donne  $S_a/g$  en fonction du temps.



**Figure IV.1:** spectre de réponse

### b. les hypothèses

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
4. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

### IV.3. Description du logiciel SAP 2000

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages de bâtiment avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification

des structures en béton armé et charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

#### IV.4. Caractéristiques géométriques de la structure

Les résultats si dessous sont obtenus par le logiciel **SOCOTEC**

Niveau	Hauteur(m)	$A_i$ (m <sup>2</sup> )	$X_G$ (m)	$Y_G$ (m)	$I_X$ (m <sup>4</sup> )	$I_Y$ (m <sup>4</sup> )
Entre sol 4	3.06	269.73	13.16	8.13	3217.985	14304.404
Entre sol 3	6.12	269.73	13.16	8.13	3217.985	14304.404
Entre sol 2	9.18	269.73	13.16	8.13	3217.985	14304.404
Entre sol 1	12.24	269.73	13.16	8.13	3217.985	14304.404
RDC	15.3	311.652	12.36	8.35	4524.488	14427.346
Etage 1	18.36	287.77	12.36	7.91	3782.043	12699.423
Etage 2	21.42	252.952	12.39	7.23	2740.7127	10790.336
Etage 3	24.48	160.391	12.2	5.35	886.296	5837.892
Duplex	27.54	192.386	11.2	6.12	1553.896	7221.36
Terrasse	30.6	147.486	11.41	5.15	782.85	6645.774

**Tableau IV.3.** Résumé des résultats.

$A_i$  : Surface du plancher au niveau  $i$ .

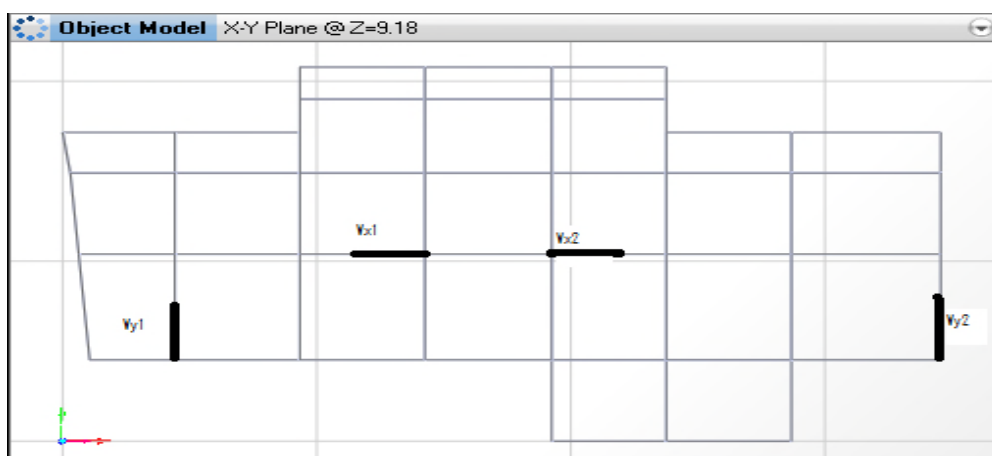
$X_G$  : Abscisse du centre de gravité du niveau ;  $Y_G$  : Ordonné du centre de gravité du niveau.

$I_X$  : Inertie du niveau par rapport à l'axe X ;  $I_Y$  : Inertie du niveau par rapport à l'axe Y.

#### IV.5. Disposition des voiles

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99, addenda 2003, plusieurs essais de disposition de voiles on été testé.

La disposition pour laquelle nous avons opté est représentée sur la figure suivante :



**Figure IV. 2:** disposition des voiles



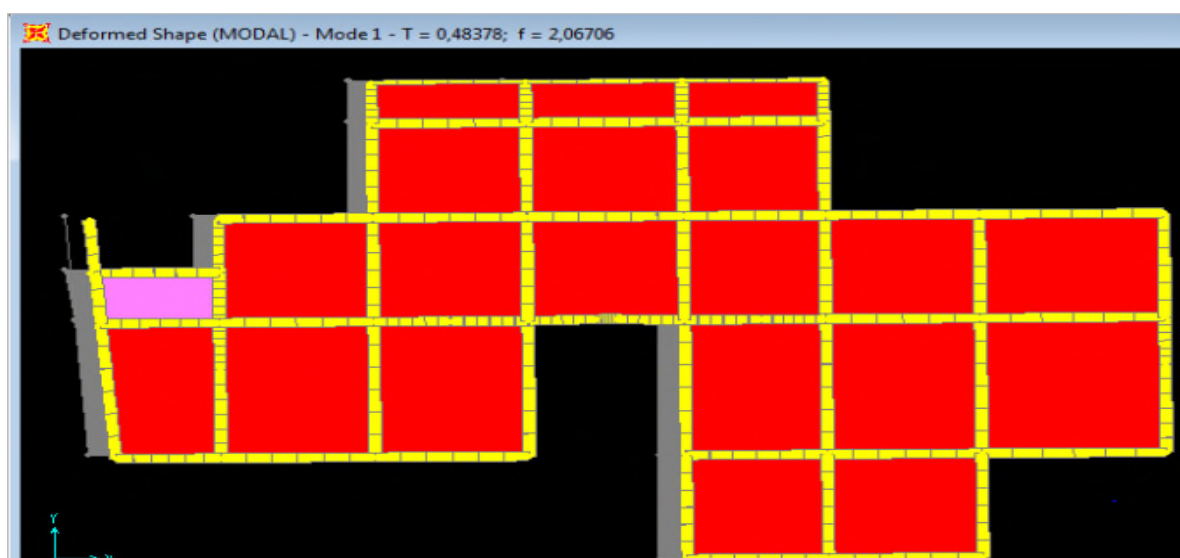
## IV.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14.2.2

### 1) Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

mode	period (s)	Mode individuel (unites)			Somme cumulée (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,483779	0,3415	0,0000709	3,677E-07	34,15	0,00709	3,677E-07
2	0,382534	0,00105	0,2912	0,004198	34,255	29,127	0,00423
3	0,338992	0,00343	0,0454	0,001512	34,599	33 ,668	0,00574
18	0.07404	0.00017	0.00025	0.00139	87.913	88.78	52.222
19	0.072126	0.039	0.00049	0.0002	91.814	88.828	52.242
20	0.071086	0.00019	0.0000547	0.00619	91.833	88.834	52.861
32	0.054993	0.00000257 3	0.00174	0.0368	92.025	89.378	69.294
33	0.053535	0.00000105 2	0.01526	0.0015	92.025	90.904	69.443
34	0.052647	0.00002194	0.00122	0.00193	92.028	91.026	69.636

**Tableau IV.4 :** Période de vibration et taux de participation massique



**Figure IV.3:** 1<sup>er</sup> mode de déformation (Translation suivant x-x)

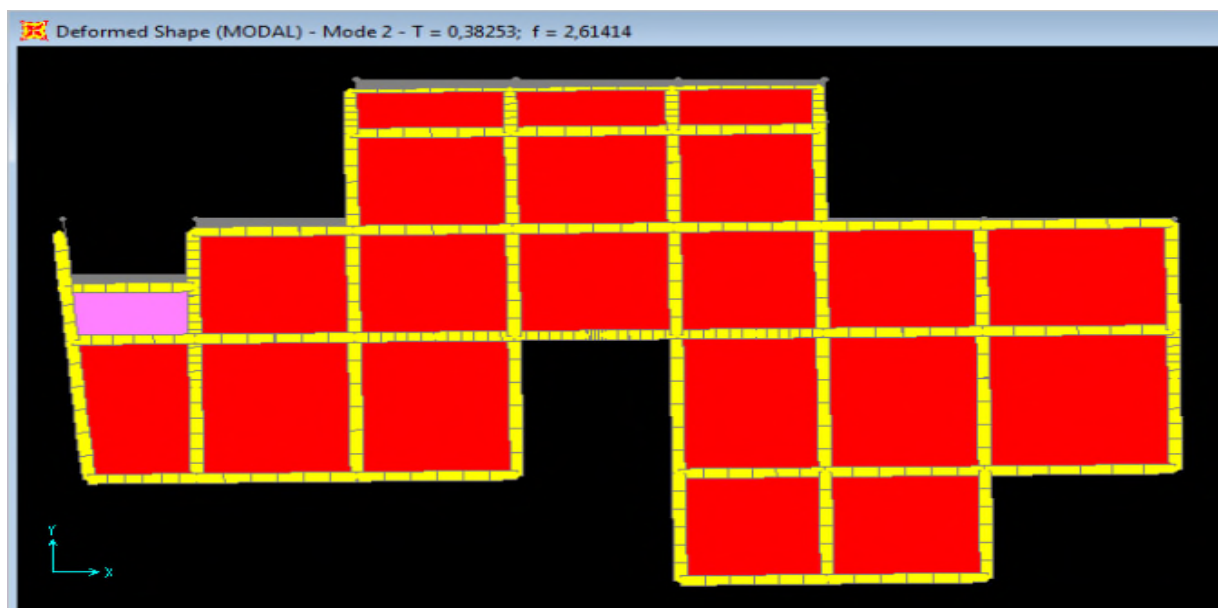


Figure IV. 4: 2<sup>ème</sup> mode de déformation (Translation suivant y-y)

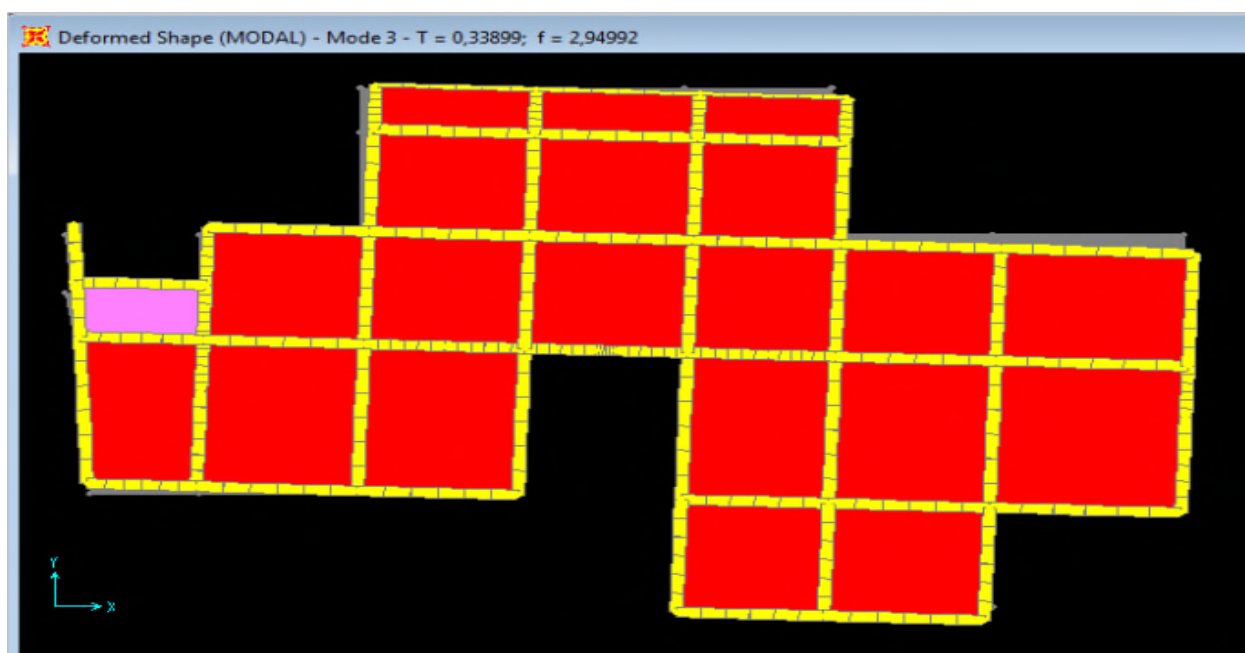


Figure IV.5: 3<sup>ème</sup> mode de déformation (Rotation suivant z-z)

- **Analyse des résultats**

Après une analyse complète du bâtiment par le logiciel SAP2000 nous avons procédé à une comparaison en termes de résultat

La participation modale du 1<sup>ère</sup> mode suivant le sens x-x est prépondérant ( $U_x=34,15\%$ ), ce qui donne un mode de translation suivant le sens x-x tel que montré sur la figure IV.3 et on constate que la 2<sup>ème</sup> est aussi un mode de translation suivant y-y ( $U_y=29.127\%$ ), tel que montré sur la figure IV.4). Ainsi que le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation autour de z-z tel que montré sur la figure IV.5.

On remarque que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA 99 majorée de 30% ( $T_x = 0.48378s \leq T_{Sx} = 0.708s$  ;

$$T_y = 0.38253s \leq T_{Sy} = 0.845s)$$

## 2) Vérification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

### a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
Entre sol 1	26518.902	2528.038	91.29	8.71
Entre sol 2	23325.1	2347.214	90.85	9.15
Entre sol 3	20082.804	2203.751	90.11	9.89
Entre sol 4	16966.298	2001.043	89.45	10.55
Entre sol 5	14206.493	1830.27	88.56	11.44
RDC	12829.046	1551.811	89.21	10.79
1 <sup>ere</sup> étage	9806.153	1279.78	88.45	11.55
2 <sup>eme</sup> étage	6944.921	960.953	87.84	12.16
3 <sup>eme</sup> étage	4188.537	652.359	86.52	13.48
Duplex	1988.767	312.014	86.43	13.57

**Tableau IV. 5:** Vérification de l'interaction sous charges verticale

b) **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
Entre sol 1	1401.997	2487.277	36.05	63.95	1283.791	9.826	99.24	0.76
Entre sol 2	1326.879	1642.615	44.68	55.32	1097.914	7.239	99.34	0.66
Entre sol 3	660.034	887.819	42.64	57.36	583.458	4.999	99.15	0.85
Entre sol 4	973.896	1594.449	37.92	62.08	595.619	5.107	99.14	0.86
Entre sol 5	1233.305	2942.601	29.53	70.47	1011.851	10.061	99.01	0.99
RDC	3784.324	3958.61	48.87	51.13	3470.709	35.911	98.97	1.03
1 <sup>er</sup> étage	3897.128	3059.773	56.02	43.98	3052.993	44.504	98.56	1.44
2 <sup>em</sup> étage	3942.367	1726.628	69.54	30.46	3306.715	47.777	98.57	1.43
3 <sup>em</sup> étage	2289.285	1965.296	53.81	46.19	2289.922	50.07	97.86	2.14
Duplex	1965.864	884.656	68.96	31.04	1930.466	47.638	97.59	2.41

**Tableau IV. 6 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales**

- **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales et horizontales est vérifiée dans tous les étages.

### 3) Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau  $K$  de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces  $F_i$

$R$  : Coefficient de comportement ( $R=5$ ).

Le déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  est égal à :  $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C à d  $\Delta_k < 1\% \times h_e$ .

$h_e$  : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

	Niveau u	Sens xx						Sens yy				
		$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$h_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)	$\delta_{ek}$ (cm)	$\delta_k$ (cm)	$\delta_{k-1}$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$\Delta_k/h_k$ (%)
duplex	30.6	1.459	7.295	6.41	0.885	306	0.28	1.148	5.74	4.89	0.85	0.27
3 <sup>ème</sup> étage	27.54	1.282	6.41	5.175	1.235	306	0.40	0.978	4.89	4.06	0.83	0.27
2 <sup>ème</sup> étage	24.48	1.035	5.175	3.88	1.295	306	0.42	0.812	4.06	3.25	0.81	0.26
1 <sup>ème</sup> étage	21.42	0.776	3.88	2.59	1.29	306	0.42	0.650	3.25	2.485	0.765	0.25
RDC	18.36	0.518	2.59	1.93	0.66	306	0.21	0.497	2.485	1.8	0.685	0.22
1 <sup>er</sup> entre sol	15.3	0.386	1.93	1.65	0.28	306	0.09	0.360	1.8	1.215	0.585	0.19
2 <sup>ème</sup> entre sol	12.24	0.330	1.65	1.045	0.605	306	0.19	0.243	1.215	0.735	0.48	0.15
3 <sup>ème</sup> entre sol	9.18	0.209	1.045	0.53	0.515	306	0.16	0.147	0.735	0.36	0.375	0.12
4 <sup>ème</sup> entre sol	6.12	0.106	0.53	0.15	0.38	306	0.12	0.072	0.36	0.105	0.255	0.08
5 <sup>ème</sup> entre sol	3.06	0.030	0.15	0	0.15	306	0.049	0.021	0.105	0	0.105	0.03

**Tableau IV.7 : Vérification des déplacements de la structure**

- **Analyse des résultats :** les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

### 5) Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$

L'effet P- $\Delta$ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$p_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ;

$$\text{avec : } p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

$$v_k : \text{ Effort tranchant d'étage de niveau « k ». } v_k = \sum_{i=1}^n f_i$$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l'étage « k ».

- Si  $0,1 < \theta_k < 0,2$ , l'effet P- $\Delta$  peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur  $\frac{1}{1-\theta}$ .
- Si  $\theta_k > 0,2$  la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Niveaux	Hauteur (m)	$h_k$ (cm)	$P_k$ (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
				$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)	$\Delta_k$ (cm)	$V_k$ (KN)	$\theta_k$ (cm)
Duplex	30.6	306	1562.46	0.885	3889.274	0.0012	0.27	1293.617	0.0011
3 <sup>ème</sup> étage	27.54	306	3210.845	1.235	2969.494	0.0043	0.27	1105.153	0.0025
2 <sup>ème</sup> étage	24.48	306	5190.688	1.295	1547.853	0.01	0.26	588.457	0.0079
1 <sup>ère</sup> étage	21.42	306	7243.671	1.29	2568.345	0.01	0.25	600.726	0.0098
RDC	18.36	306	9380.754	0.66	4175.906	0.0048	0.22	1021.912	0.0065
Entre sol 1	15.3	306	10457.385	0.28	7742.934	0.0012	0.19	3506.62	0.0018
Entre sol 2	12.24	306	12397.992	0.605	6956.901	0.0035	0.15	3097.497	0.0019
Entre sol 3	9.18	306	14578.571	0.515	5668.995	0.0043	0.12	3354.492	0.0017
Entre sol 4	6.12	306	16806.864	0.38	4254.581	0.0049	0.08	2339.992	0.0018
Entre sol 5	3.06	306	19027.552	0.15	2850.52	0.0032	0.03	1978.104	0.0009

**Tableau IV.8 : Vérification a L'effet P- $\Delta$ .**

- **Analyse des résultats :** On voit bien que la condition  $\theta \leq 0.1$  est satisfaite, d'où les effets du 2<sup>ème</sup> ordre peuvent être négligés.

### 3) Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base  $V_{dy}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V_{st}$ , nous avons :

	$V_{st}$ (KN)	$V_{dyn}$ (KN)	$\frac{V_{dyn}}{V_{st}}$	observation
Sens xx	1015.32	3743.829	3.68	Vérifiée
Sens yy	943.31	4310.463	4.56	Vérifiée

**Tableau IV.9 :** Vérification de l'effort tranchant à la base

### 6) Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \Rightarrow N_d < 0.3 \times B_c \times f_{c28}$$

Avec :

$N_d$  : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

$B_c$  : Est l'aire (section brute) de cette dernière

$f_{cj}$  : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Niveaux	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	$v$	Remarque
<b>Entre sol 5</b>	40x50	1306.041	0.26	Vérifiée
<b>Entre sol 4</b>	40x50	1158.73	0.23	Vérifiée
<b>Entre sol 3</b>	40x45	989.50	0.22	Vérifiée
<b>Entre sol 2</b>	40x45	879.105	0.19	Vérifiée
<b>Entre sol 1</b>	35x45	791.487	0.2	Vérifiée
<b>RDC</b>	35x45	683.169	0.17	Vérifiée
<b>1<sup>ere</sup> étage</b>	35x40	569.347	0.16	Vérifiée
<b>2<sup>eme</sup> étage</b>	35x40	438.821	0.12	Vérifiée
<b>3<sup>eme</sup> étage</b>	30x40	309.914	0.10	Vérifiée
<b>duplex</b>	30x40	186.375	0.06	Vérifiée

**Tableau IV.10 :** Vérification de l'effort normal réduit.

- **Analyse des résultats :** On remarque que le rapport  $v$  ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

## VI.7. Conclusion

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique.

En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P- $\Delta$  et effort normal réduit).

Les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été diminuées et ont les nouvelles sections suivantes :

- entre sol 5 et 4 :  $(b \times h) = (40 \times 50) \text{ cm}^2$ ,
- entre sol 3 et 2 :  $(b \times h) = (40 \times 45) \text{ cm}^2$ ,
- entre sol 1 et RDC et :  $(b \times h) = (35 \times 45) \text{ cm}^2$ ,
- 1<sup>er</sup> et 2<sup>eme</sup> étages :  $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$ ,
- 3<sup>eme</sup> étage et duplex :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$ ,



## V.1. Introduction

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

## V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **SAP2000** dans l'ordre suivant :

- |                   |                |                |
|-------------------|----------------|----------------|
| 1) $G + Q$        | 4) $0.8G - E$  |                |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q + E$ | <b>(RPA99)</b> |
| 3) $0.8G + E$     | 6) $G + Q - E$ |                |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations : **1.** ( $N_{\max} \rightarrow M_{corr}$ )

**2.** ( $N_{\min} \rightarrow M_{corr}$ )

**3.** ( $M_{\max} \rightarrow N_{corr}$ )

### V.2.1.Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)

#### a)- Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de :  $0.8 \% b_1 \times h_1$  en zone IIa
- Leur pourcentage maximale sera de : 4 % en zone courante  
6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de  $40\phi$  En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

25 cm en zone IIa. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

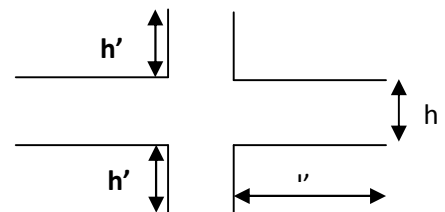
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la **figure V.1**

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

$h_e$  : est la hauteur de l'étage

$b; h$  : Dimensions de la section transversale du poteau



**Figure V. 1 : Zone nodale**

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99** sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm <sup>2</sup> )	A <sup>max</sup> RPA (cm <sup>2</sup> )	
			Zone courante	Zone de recouvrement
entre sol 5 et 4	40x50	16	80	120
entre sol 3 et 2	40x45	14.4	72	108
entre sol 1 et RDC	35x45	12.6	63	94.5
1 <sup>er</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	35x40	11.2	54.4	84
3 <sup>ème</sup> étage et duplex	30x40	9.6	48	72

**Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux**

### c) Les armatures transversales

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_U}{h_1 f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique  $\lambda_g$  dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

$t$  : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale :  $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante :  $t' \leq 15\phi_l$

Où :  $\phi_l$  est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• La quantité d'armatures transversale minimale:  $A_t^{\min}$  en % est donnée comme suit:

-  $A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1)$  si  $\lambda_g \geq 5$

-  $A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1)$  si  $\lambda_g \leq 3$

si :  $3 < \lambda_g < 5$  On interpole entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : est l'elancement géométrique du poteau  $\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

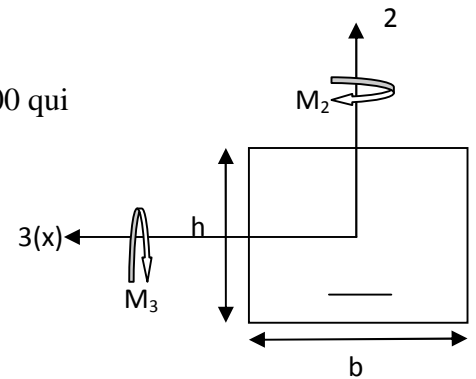
$l_f$  : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi$  minimum.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisant ( $\phi$  cheminées  $> 12 \text{ cm}$ ) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

### V.2.3. Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :



Niveau	section	Plan	$M_{\max}$ et $N_{\text{corres}}$		$N_{\min}$ et $M_{\text{corres}}$		$N_{\max}$ et $M_{\text{corres}}$	
			M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
Entre Sol 5 4	50x40	1-2	145.995	-1122.665	-1306.041	0.2241	-254.94	-3.986
		1-3	180.925	971.525	-1306.041	-1.553	-254.94	2.467
Entre Sol 2 3	45x40	1-2	113.435	-1694.647	-1016.418	-1.005	-71.074	-4.621
		1-3	138.187	-1360.215	-1016.418	1.266	-71.074	-7.433
Entre Sol 1RDC	45x35	1-2	396.863	-60.583	-791.487	-2.5068	-9.33	-4.888
		1-3	353.152	-1879.488	-791.487	-7.9345	-9.33	-5.082
1 <sup>ere</sup> 2 <sup>eme</sup> étage	40x35	1-2	361.817	-664.311	-569.347	0.846	-24.051	11.1123
		1-3	401.670	-948.977	-569.347	-11.493	-24.051	-13.9253
3 <sup>eme</sup> 4 <sup>eme</sup> étage	40x30	1-2	247.815	-152.114	-309.914	0.564	-2.912	12.517
		1-3	357.915	-186.253	-309.914	-3.095	-2.912	2.140

**Tableau V.2 :** Sollicitations dans les poteaux

## V.2.4. Ferrailage des poteaux

### V.2.4.1. Armatures longitudinales

Niveau	section	Plans	N (KN)	M (KN.m)	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopte}$ (cm <sup>2</sup> )
Entre Sol 5 et 4	50x40	1-2	-1306.041	0.2241	37.55	16	8HA25=39.27
		1-3	-1306.041	-1.553			
Entre Sol 2 et 3	45x40	1-2	-1016.418	-1.005	29.22	14.4	4HA20+4HA25=12.57+19.64=32.21
		1-3	-1016.418	1.266			
Entre Sol 1 et RDC	45x35	1-2	-791.487	-2.5068	22.76	12.6	8HA20=25.13
		1-3	-791.487	-7.9345			
1 <sup>ere</sup> et 2 <sup>eme</sup> Etage	40x35	1-2	-569.347	0.846	16.36	11.2	4HA20+4HA16=12.57+8.03=20.61
		1-3	-569.347	-11.493			
3 <sup>eme</sup> étage et duplex	40x30	1-2	-309.914	0.564	8.91	9.6	8HA14=12.32
		1-3	-309.914	-3.095			

Tableau V. 3 : Armatures longitudinales des poteaux

### V.2.4.2. Armatures transversales

Niveau	Entre sol 5 et 4	Entre sol 3 et 2	Entre sol 1 et RDC	1 <sup>ere</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	3 <sup>eme</sup> étage et duplex
Section (cm <sup>2</sup> )	50x40	45x40	45x35	40x35	40x30
$\phi_{l,max}$ (cm)	25	25	20	20	14
$\phi_{l,min}$ (cm)	25	20	20	16	14
$L_0$ (cm)	306	306	306	306	306
$L_f$ (cm)	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
$\lambda_g$	4.28	4.76	4.76	5.35	5.35
$\rho_a$	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5
$V_U$ (KN)	40.109	35.499	32.947	26.808	27.865
$L_r$ (cm)	100	100	80	80	56
$S_t$ zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
$S_t$ zone courante (cm)	15	15	15	15	15
$A^t$ (cm <sup>2</sup> )	1.12	1.11	1.03	0.62	0.65
$A_{min}^t$ (cm <sup>2</sup> ) z.nodale	2.4	1.62	1.62	1.2	1.2
$A_{min}^t$ (cm <sup>2</sup> ) z.courante	3.51	2.63	2.63	1.8	1.8
$A_{adopte}^t$ (cm <sup>2</sup> )	4.52	3.14	3.14	3.14	3.14
Nombre de barres	4HA12	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10

Tableau V. 4 : Armatures transversales des poteaux

Conformément aux règles du **RPA 99/version2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ( $\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{\max}$ ). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

### V.2.4. 3.Vérifications

#### a. vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement)

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement est donné selon la formule suivante :

$$N_u^{\max} = \alpha \times \left( \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

$\alpha$ : Coefficient fonction de l'élanement  $\lambda$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots\dots\dots \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots\dots\dots \text{Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Telle que :  $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$l_f$  : Longueur de flambement ,  $l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{0.5^2}{12}} = 0.144 \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\Rightarrow \lambda = 14.87 \Rightarrow \alpha = 0.820$$

$B_r$  : Section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.  $B_r = 0.48 \times 0.38 = 0.182 \text{m}^2$

$A_s$  : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\text{Donc : } N_u^{\max} = 0.82 \times \left( \frac{0.182 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 37.55 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 3834.69 \text{ KN}$$

On a  $N_u^{\max} < N_{ul}$  condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de notre structure sont représentés dans le tableau suivant

Niveau	$L_0$ (m)	$L_f$ (m)	$i$ (m)	$\lambda$	$\alpha$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$B_r$ (m <sup>2</sup> )	$N_u$ (KN)	$N_u^{\max}$ (KN)
Entre sol 5 et 4	3.06	2.142	0.144	14.87	0.82	39.27	0.182	3883.75	1306.041
Entre sol 3 et 2	3.06	2.142	0.129	16.60	0.81	32.21	0.163	3352.48	1016.418
Entre sol 1 et RDC	3.06	2.142	0.129	16.60	0.81	25.13	0.142	2838.01	791.487
1 <sup>re</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	3.06	2.142	0.115	18.62	0.80	20.61	0.125	2412.82	569.347
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>em</sup> étage	3.06	2.142	0.115	18.62	0.80	12.32	0.106	1913.18	309.914

**Tableau V.5.** Vérification du flambement des poteaux

On remarque bien que  $N_{\max} < N_{ul}$  pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y a pas de risque de flambement.

### b. Vérification des contraintes de compression

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

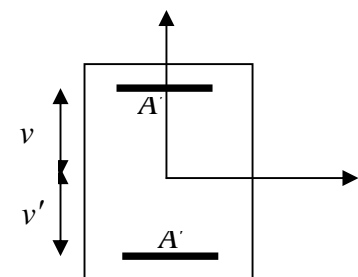
$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v-d)^2 + 15 \times A_s \times (d-v)^2$$

$$A'_s = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d-v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left( \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \quad \text{et} \quad d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$



**Figure. V.2.** Section d'un poteau

Niveau	D (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	V (cm)	V' (cm)	I <sub>gg</sub> (m <sup>4</sup> )	N <sub>ser</sub> (KN)	M <sub>ser</sub> (KN.m)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	Observation
Entre sol 5 et 4	45	39.27	29.55	20.45	0.00598	951.70	15.33	5.516	Vérifier
Entre sol 3 et 2	40.5	32.21	26.31	18.69	0.0036	740.71	17.68	5.41	Vérifier
Entre sol 1 et RDC	40.5	25.13	25.97	19.03	0.0037	576.57	24.94	5.40	Vérifier
1 <sup>ere</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	36	20.61	22.89	17.11	0.0025	415.35	28.18	5.54	Vérifier
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>em</sup> étage	36	12.32	22.13	17.87	0.002	226.41	33.17	5.56	Vérifier

**Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton**

### c. Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le **RPA99/version2003 (Article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite

$$\text{suivante : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\text{D'où, on doit avoir : } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant

Niveau	Section	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub>	ρ <sub>d</sub>	d(m)	V <sub>u</sub> (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observations
Entre sol 5 et 4	50×45	2.142	4.284	0.04	45	105.92	0.523	1	Vérifier
Entre sol 3 et 2	45×40	2.142	4.76	0.04	40.5	76.22	0.47	1	Vérifier
Entre sol 1 et RDC	45×35	2.142	4.76	0.04	40.5	127.13	0.89	1	Vérifier
1 <sup>ere</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	40×35	2.142	5.355	0.075	36	138.30	1.09	1.875	Vérifier
3 <sup>eme</sup> et 4 <sup>em</sup> étage	40×30	2.142	5.355	0.075	36	121.22	1.12	1.875	Vérifier

**Tableau V.7. Vérification des contraintes tangentielles**



### V.2.4.4. Disposition constructive des poteaux

- **Longueurs de recouvrement**

Selon le **RPA99 (Article 7.4.2.1)** la longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r > 40 \cdot \Phi \text{ en zone II}$$

$$\Phi = 25\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 25 = 100\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 105\text{cm}$$

$$\Phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 85\text{cm}$$

$$\Phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 70\text{cm}$$

$$\Phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 14 = 56\text{cm} \rightarrow \text{on adopte } L_r = 60\text{cm}$$

- **Les zones nodales**

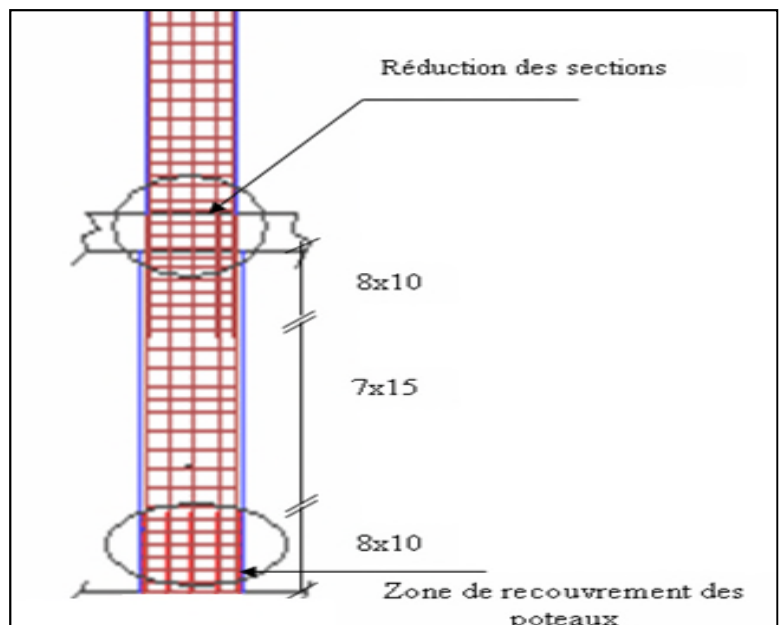
La zone nodale est définie par  $h'$

$$\text{et } h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$  : section de poteau.

$h_e$  : hauteur d'étage.

- On opte  $h' = 60$  cm pour tous les étages.



**Figure V.3 :** Zone de recouvrement

V.2.5.Schéma de ferrailage des poteaux

Niv	Section	A (cm <sup>2</sup> )	N <sup>bre</sup> de barres
Entre sol 5 et 4	50*40	39.27	<p>2T25 2 cadres T12 4T25 2T24</p>
Entre sol 3 et 2	45*40	32.21	<p>2T25 2 cadres T10 4T20 2T25</p>
Entre sol 1 et RDC	45*35	25,13	<p>2T20 2 cadres T10 4T20 2T20</p>
1 <sup>ere</sup> et 2 <sup>eme</sup> étage	40*35	20.61	<p>2T20 2 cadres T10 4T16 2T20</p>

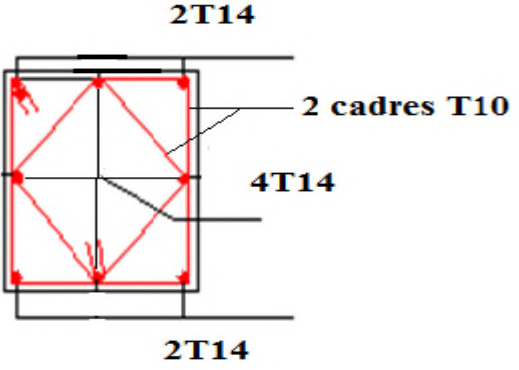
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	40*30	12.32	
---	-------	-------	--

Tableau V.8 : Schéma de ferrailage des poteaux

### V.3. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **SAP2000, version 14.2.2** combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99/version2003** suivantes :

- 1) 1.35G+1.5Q
- 2) G+Q
- 3) G+Q+E
- 4) G+Q-E
- 5) 0.8G+E
- 6) 0.8G-E+

#### V.3.1. Les recommandations du RPA99/version2003

##### 1. Les armatures longitudinales

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de  $0.5\% b \times h$  en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :  $4\% b \times h$  En zone courante.

$6\% b \times h$  En zone de recouvrement.

-La longueur minimale des recouvrements est de :

$40\phi_{\max}$  en zone IIa avec :  $\phi_{\max}$  : est le diamètre maximale utilisé.

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.5, avec des crochets à  $90^\circ$ . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

-Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.

-Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

-On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

- **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :**



**Figure V.4 :** 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

## 2. Les armatures transversales

--La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S \times b$

-L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{Avec : } h : \text{ La hauteur de la poutre}$$

La valeur du diamètre  $\phi_l$  des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

- Dispositions constructives des portiques : RPA 99 (Figure 7.5)

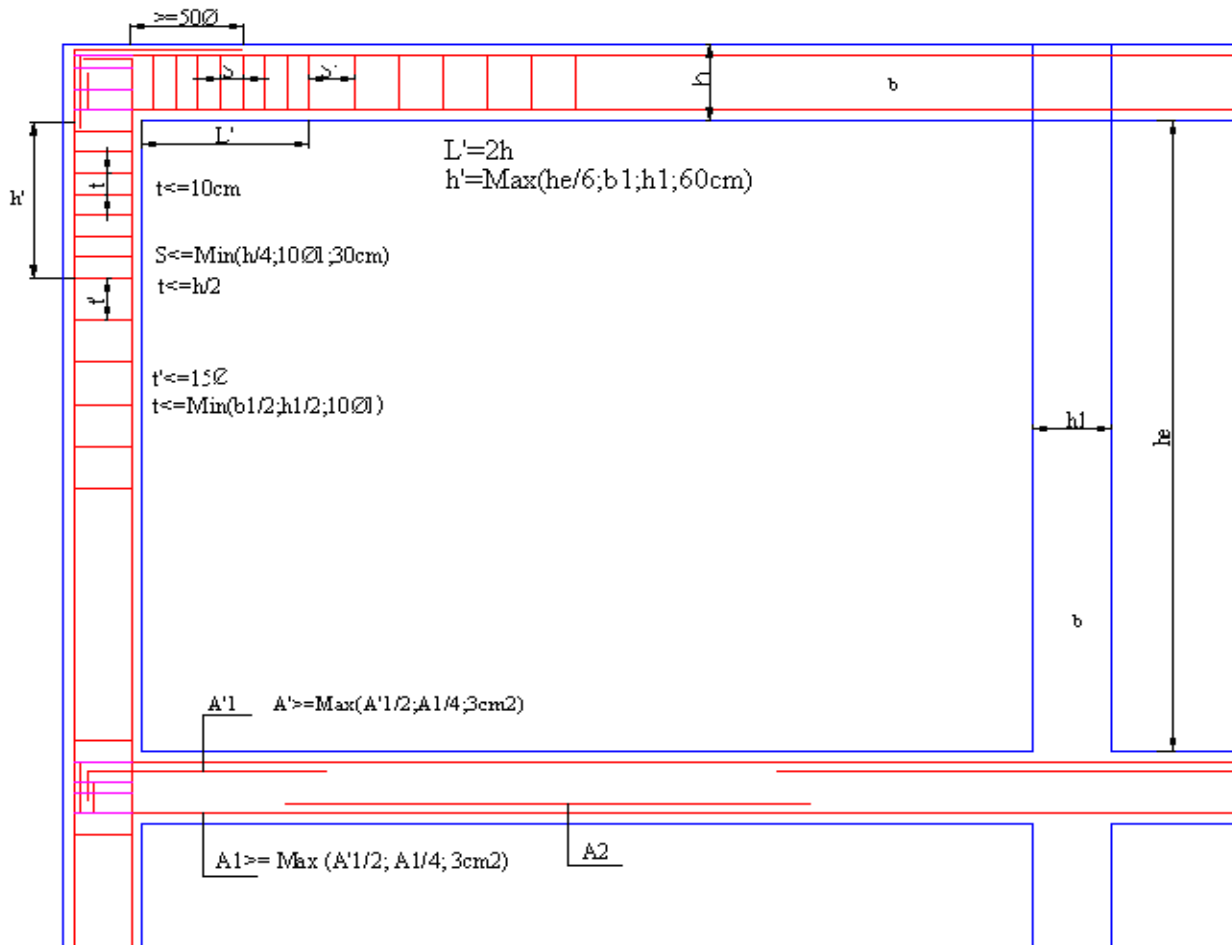


Figure. V.5 : Dispositions constructives des portiques

### 3. Les armatures longitudinales min et max données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Type de poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			zone courante	zone de recouvrement
Principale	30×40	6	48	72
Secondaire	30×35	5.25	42	63

Tableau V.9: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.

### V.3.2. Ferrailage des poutres

#### a) Armatures longitudinales

Pour le ferrailage des poutres, on utilise le logiciel **SAP2000**, les sections adoptées doivent respecter les exigences du **RPA99/version03**

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adop}$ (cm <sup>2</sup> )
ENTRE SOL RDC Etages courants	Principales	30×40	Appuis	7.482	6	3HA16+3HA12=9.42
			Travées	5.078		3HA16=6.03
	Secondaires	30×35	Appuis	3.065	5.25	3HA16=6.03
			Travées	2.926		3HA16=6.03
Terrasse	Principales	30×40	Appuis	7.183	6	3HA16+3HA12=9.42
			Travées	5.442		3HA16=6.03
	Secondaires	30×35	Appuis	3.065	5.25	3HA16=6.03
			Travées	2.926		3HA16=6.03

**Tableau V. 10 : Armatures longitudinales des poutres**

- **Longueur de recouvrement**

Soit  $l_r$  la longueur de recouvrement

Telle que :  $l_r > 40\phi_t$

$$\left\{ \begin{array}{l} -\emptyset = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm, on adopte } L_r = 70 \text{ cm.} \\ -\emptyset = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm, on adopte } L_r = 50 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

#### b) Armatures transversales

- **Diamètre des armatures transversales**

Soit  $\phi_t$  le diamètre des armatures transversales

$$\text{Telle que : } \phi_t \leq \min \left( \phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3)}$$

##### b.1. Poutres principales

$\emptyset_t < \min (12; 11.42 ; 30) \text{ mm, donc on prend } \emptyset_t < 10 \text{ mm}$

Donc on prend  $\phi_t = 10\text{mm}$

**b.2.Poutres secondaires**

$\phi_t < \min(16 ; 10;30 ;) \text{ mm}$ , donc on prend  $\phi_t < 10\text{mm}$

Donc on prend  $\phi_t = 10\text{mm}$

-On prend  $4T10 = 3.14\text{cm}^2$  (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

- **Espacement des armatures transversales**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le

**RPA99/version 2003 (art 7.5.2.2)**

**Zone nodale :**  $S_t < \min(h/4, 12\phi_{\min})$

-Poutres principales :  $S_t < \min(40/4, 12\phi_{\min}) = 10\text{cm}$  soit  $S_t = 10\text{cm}$

-Poutres secondaires :  $S_t < \min(35/4, 12\phi_{\min}) = 8.75\text{cm}$  soit  $S_t = 8\text{cm}$

**Zone courante:**  $S_t < h/2$

-Poutres principales :  $S_t < 40/2 = 20\text{cm}$ . Soit  $S_t = 15\text{cm}$

-Poutres secondaires :  $S_t < 35/2 = 17.5\text{cm}$ . Soit  $S_t = 15\text{cm}$

- **Vérification des sections minimales d'armatures transversales**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.8\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification à l'ELU****1. Condition de non fragilité**

$$\text{Poutres principales} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.34\text{cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.16\text{cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

## 2. contraintes tangentielles maximales

- Vérification de l'effort tranchant :  $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$  ..... BAEL91 (Article H.III.1)

Fissuration peu nuisible :  $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

Poutres	Vu (KN)	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	106.888	0.98	3.25	Vérifiée
Poutres secondaires	96.123	1.02	3.25	Vérifiée

**Tableau V.11 : Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

### -Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

- Appui de rives :  $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

- Appui intermédiaires :  $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	$A_l$ (cm) Appui	Vu (KN)	$M_a$ (KN.m)	$A_l^{rive}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_l^{int}$ (cm <sup>2</sup> )	Observation
Principale	9.42	106.888	84.155	3.07	4.19	Vérifiée
Secondaires	6.03	96.123	80.734	2.76	5.05	Vérifiée

**Tableau V.12 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

## d) Vérification à l'ELS

### 1. L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

### 2. État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.



$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

poutres	Localisation	$M_{ser}$ (KN.m)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Principales 40x30	Appui	56.955	14.54	102018.25	8.11	15	vérifiée
	Travée	32.440	12.22	73788.60	5.37	15	vérifiée
Secondaires 35x30	Appui	31.376	13.54	78332.22	5.42	15	vérifiée
	Travée	24.346	11.40	57015.79	4.86	15	vérifiée

**Tableau V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS**

• **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

**Poutres principales**

$$\frac{h_t}{l} > \frac{40}{450} = 0.088 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{l} > \frac{32.44}{10 * 82.11} = 0.039 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.03 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.37} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### Poutres secondaires

$$\frac{h_t}{l} > \frac{35}{400} = 0.087 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h_t}{l} > \frac{24.34}{10 * 48.68} = 0.05 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.03 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.33} = 0.006 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

### V.3.3. Vérification des zones nodales

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds et ca, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1.25, c.à.d. consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e| \quad \text{RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

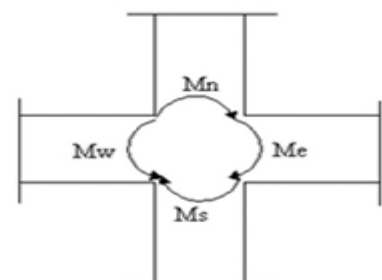


Figure V.6: different moment

### V.3.3.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant ( $M_r$ ) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} z = 0.85 \times h & (\text{h : La hauteur totale de la section du béton}). \\ \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
50*40	42.5	39.27	580.80
45*40	38.25	32.21	427.68
45*35	38.25	25.13	334.50
40* 35	34	20.61	243.86
40*30	34	12.32	145.77

**Tableau V.14 : Moment résistant dans les poteaux**

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Z (cm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>r</sub> (KN.m)
ETAGES COURANTS+TERRASSE	P.P (40×30)	34	9.42	111.46
	P.S (35×30)	29.75	6.03	62.43

**Tableau V.15 : Moment résistant dans les poutres**

### V.3.3.2. Vérification

Les résultats des vérifications de la condition  $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$  sont donnés dans le tableau suivant :

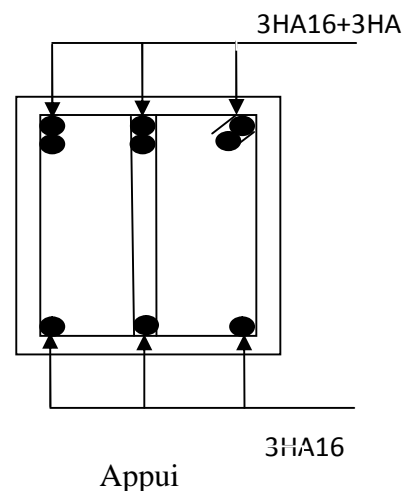
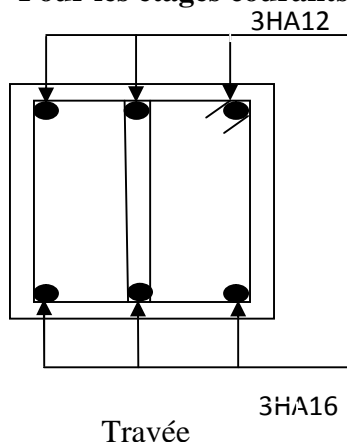
Niveaux	Plan	$M_n$ (KN.m)	$M_s$ (KN.m)	$M_w =$ $M_e$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	$1.25(M_w + M_e)$ (KN.m)	Vérification
Entre sol 5 et 4	PP	427.68	580.80	111.46	1008.48	278.65	Vérifier
	PS			62.43		156.07	Vérifier
Entre sol 3 et 2	PP	334.50	427.68	111.46	762.18	278.65	Vérifier
	PS			62.43		156.07	Vérifier
Entre sol 1 et RDC	PP	243.86	334.50	111.46	578.36	278.65	Vérifier
	PS			62.43		156.07	Vérifier
1 <sup>ère</sup> et 2 <sup>ème</sup> étage	PP	145.77	243.86	111.46	389.63	278.65	Vérifier
	PS			62.43		156.07	Vérifier
3 <sup>ème</sup> et 4 <sup>ème</sup> étage	PP	145.77	145.77	111.46	291.54	278.65	Vérifier
	PS			62.43		156.07	Vérifier

**Tableau. V.16 :** Vérification de la zone nodale

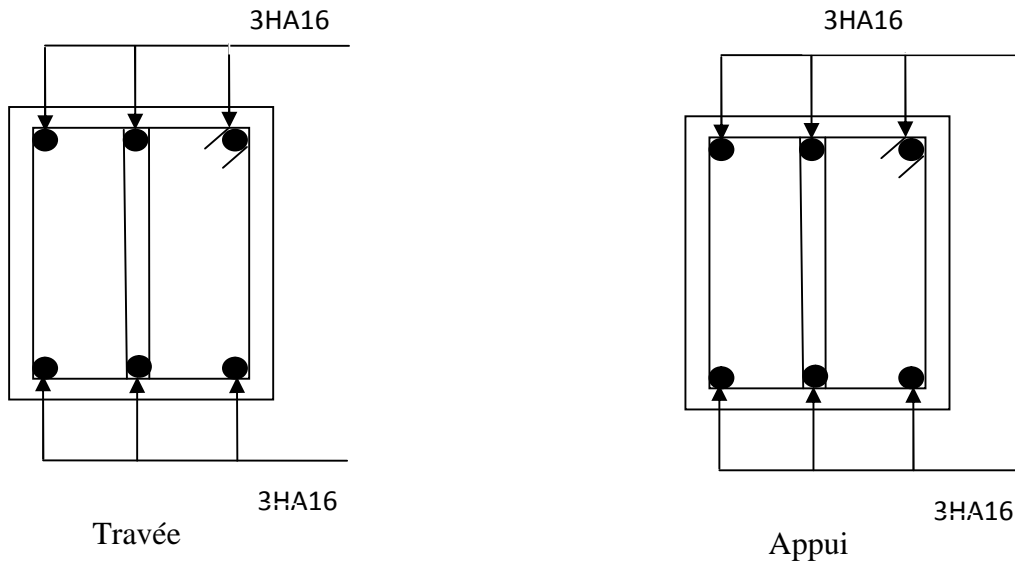
On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres , donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

### V.3.4. Schéma de ferrailage des poutres

- Pour les étages courants :



**Figure V.7 :** Schéma de ferrailage des poutres principales



**Figure V.8 :** Schéma de ferrailage des poutres secondaires

#### V.4. Etude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés :  $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts :  $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- |               |           |
|---------------|-----------|
| 1) 1.35G+1.5Q | 4) G+Q-E  |
| 2) G+Q        | 5) 0.8G+E |
| 3) G+Q+E      | 6) 0.8G-E |

#### V.4.1. Recommandation du RPA 99/version2003

##### a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

$$\triangleright A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

$L_t$  : longueur de la zone tendue.

$e$  : épaisseur du voile

$\triangleright$  Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

$\triangleright$  A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur  $\frac{l}{10}$  de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

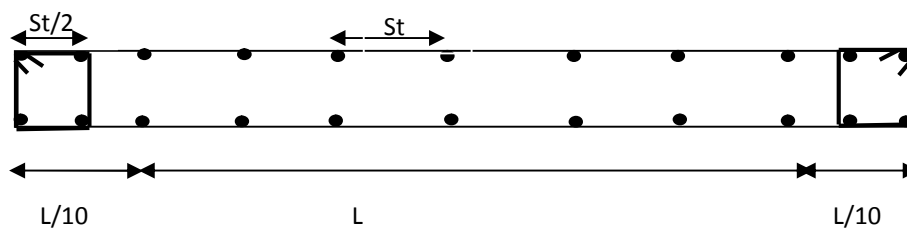


Figure .V.9 : Disposition des armatures dans les voiles.

##### b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent

être munies de crochets à  $135^\circ$  avec une longueur  $10 \times \phi$

**b) Les armatures transversales**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingle par  $1m^2$  au moins.

**c) Les armatures de coutures**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{VJ} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

**d) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)**

➤ Le pourcentage minimal d'armatures est de :

✓  $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$  dans la zone extrême de voile.

✓  $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$  dans la zone courante du voile.

➤ Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $\frac{1}{10}$  de l'épaisseur du voile

➤ L'espaceur  $S_t = \min(1.5 \times a; 30cm)$  avec  $a$  : épaisseur du voile.

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par  $m^2$ .

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$40\phi$  : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts et

Possible

$20\phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les

Combinaisons possibles de charges

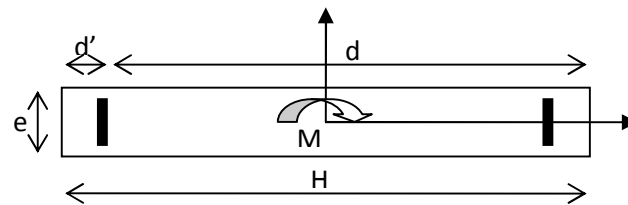
**V.4.2. Ferrailage des voiles**

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailles sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

1) Moment maximal avec son effort normal correspondant :  $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

2) Effort normal avec son moment correspondant :  $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

3) Effort minimal avec son moment correspondant :  $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$



**Figure. V.10 :** Schéma d'un voile plein

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous  $M$  et  $N$  pour une section  $(b \times L)$ .

- $A_v^{\min}$  : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.  
( $A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$ )
- $A_v^{\min} / ten$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.  
( $A_v^{\min} / ten = 0.2\% \times b \times L_t$ )
- $A_v^{\min} / comp$  : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.  
( $A_v^{\min} / comp = 0.1\% \times b \times L_c$ )
- $A_v^{cal}$  : Section d'armature calculée dans l'élément.
- $A_v^{adop}$  : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- $S_t$  : Espacement entre armatures.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$  : Section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- $A_h^{calc}$  : Section d'armature horizontale calculée.
- $A_h^{adop}$  : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- $N^{bre}$  : Nombre de barre adoptée par espacement.
- $L_t$  : Longueur de la zone tendue  

$$L_t = \frac{L}{2} \left( 1 - \frac{L}{6e_0} \right); e_0 = \frac{M}{N}$$
- $L_c$  : longueur de la zone comprimée.  

$$L_c = L - 2L_t$$



Niveau	5 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> entre sols	2 <sup>eme</sup> , 1 <sup>eme</sup> entre sols et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> Etages et duplex
L (cm)	180	180	180
e (cm)	20	20	15
M (KN.m)	215.48	116.73	296.21
N (KN)	-1655.342	-1502.28	-1195.923
V(KN)	735.08	536.165	453.32
$\tau_U$ Mpa	4.34	2.31	1.95
$A_v$ cal /face (cm <sup>2</sup> )	24.057	19.139	18.465
$A_v$ min/face (cm <sup>2</sup> )	5.4	5.4	5.4
$A_v$ adop/face (cm <sup>2</sup> )	24.38	19.91	18.70
$N^{\text{barre}}$ /face	6H16+8H14	10H14+4H12	7H14+7H12
$S_t$ (cm)	12	12	12
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )	5.43	2.82	1.96
Ah min/face (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.75	0.75
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )	11.31	7.85	7.85
$N^{\text{barre}}$ /face	10H12	10H10	10H10
$S_t$ (cm)	25	25	25

Tableau V.17 : Ferrailage des voiles  $V_{XI}$

Niveau	5 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> entre sols	2 <sup>eme</sup> , 1 <sup>eme</sup> entre sols et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> étages et duplex
L (cm)	180	180	180
e (cm)	20	20	20
M (KN.m)	225.287	141.21	274.68
N (KN)	-1654.44	-1449.43	-1220.89
V(KN)	963.096	546.08	602.95
$\tau_U$ Mpa	4.16	2.36	2.60
$A_v$ cal /face (cm <sup>2</sup> )	22.615	18.92	18.41
$A_v$ min/face (cm <sup>2</sup> )	5.4	5.4	5.4
$A_v$ adop/face (cm <sup>2</sup> )	24.38	19.91	18.70
$N^{\text{barre}}$ /face	6H16+8H14	10H14+4H12	7H14+7H12
$S_t$ (cm)	12	12	12
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )	5.43	2.82	1.96
Ah min/face (cm <sup>2</sup> )	0.6	0.75	0.75
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )	11.31	7.85	7.85
$N^{\text{barre}}$ /face	10H12	10H10	10H10
$S_t$ (cm)	25	25	25

Tableau V.18 : Ferrailage des voiles Vx2

## a) Voiles parallèles à yy'

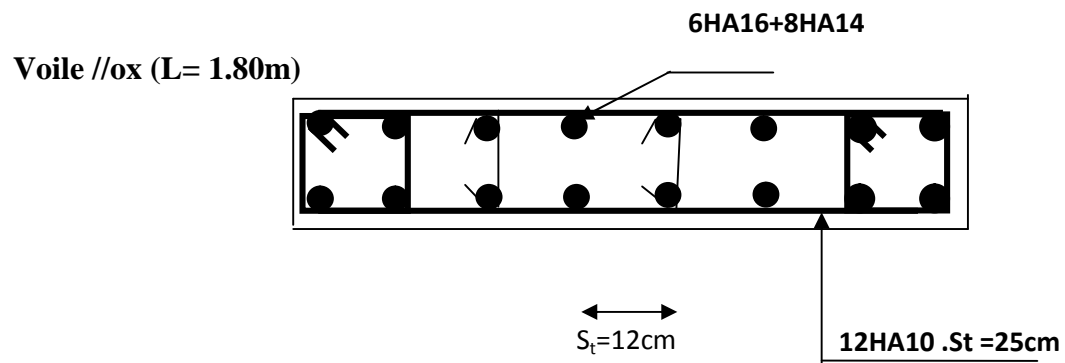
Niveau	5 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> entre sols	2 <sup>eme</sup> , 1 <sup>eme</sup> entre sols et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> Etages et duplex
L (cm)	280	280	280
e (cm)	20	20	20
M (KN.m)	345.19	201.1	385.52
N (KN)	-2207.23	-1925.92	-1389.8
V(KN)	1209.49	605.609	847.49
$\tau_U$ Mpa	4.479	1.68	2.35
$A_v$ cal /face (cm <sup>2</sup> )	28.569	23.91	19.687
$A_v$ min/face (cm <sup>2</sup> )	6.3	6.3	6.3
$A_v$ adop/face (cm <sup>2</sup> )	31.47	23.91	20.36
$N^{barre}$ /face	8H16+10H14	10H14+8H12	18H12
$S_t$ (cm)	15	15	15
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )	3.149	1.57	2.20
Ah min/face (cm <sup>2</sup> )	0.337	0.337	0.337
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )	11.31	7.85	7.85
$N^{barre}$ /face	10H12	10H10	10H10
$S_t$ (cm)	25	25	25

Tableau V.19 : Ferrailage des voiles Vy1

Niveau	5 <sup>eme</sup> , 4 <sup>eme</sup> et 3 <sup>eme</sup> entre sols	2 <sup>eme</sup> , 1 <sup>eme</sup> entre sols et RDC	1 <sup>er</sup> , 2 <sup>eme</sup> , 3 <sup>eme</sup> Etages et duplex
L (cm)	280	280	280
e (cm)	20	20	20
M (KN.m)	250.799	135.95	195.295
N (KN)	-1464.47	-1277.99	-812.177
V(KN)	876.22	407.58	429.32
$\tau_U$ Mpa	2.43	1.13	1.19
$A_v$ cal /face (cm <sup>2</sup> )	19.175	15.89	11.20
$A_v$ min/face (cm <sup>2</sup> )	6.3	6.3	6.3
$A_v$ adop/face (cm <sup>2</sup> )	24.38	18.29	15.83
$N^{barre}$ /face	6H16+8H14	6H14+8H12	14H12
$S_t$ (cm)	20	20	20
Ah cal/face (cm <sup>2</sup> )	3.149	1.57	2.20
Ah min/face (cm <sup>2</sup> )	0.337	0.337	0.337
Ah adop/face (cm <sup>2</sup> )	11.31	7.85	7.85
$N^{barre}$ /face	10H12	10H10	10H10
$S_t$ (cm)	25	25	25

Tableau V.20 : Ferrailage des voiles Vy2

## Schéma de ferrailage des voiles à la base:



Voile Y1 // oy<sub>1</sub> (L = 2.80m):

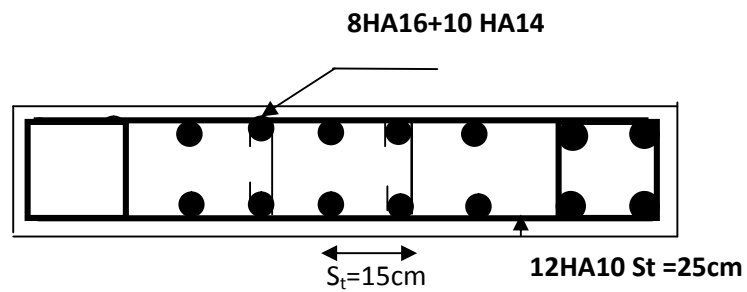


Figure V.11 : Schéma de ferrailage d'un voile à la base

## VI.1. Introduction

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charge et évite les tassements différentiels.

## VI.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

### VI.2.1. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8 \times G \pm E$

### VI.2.2.les caractéristique du sol

D'après le rapport de sol, le terrain est constitué du tuf sableux reposant sur une argile sableuse avec présence de cendres volcaniques et une argile verdâtre, la couche de terre végétale et de remblai est d'une épaisseur allant jusqu'à 0.40m par rapport au terrain naturel.

Nous suggérons des fondations superficielles ancrées à partir d'une profondeur de 1.60m avec une contrainte admissible au sol de 0.17Mpa.

### VI.2.3. Vérification des semelles isolées

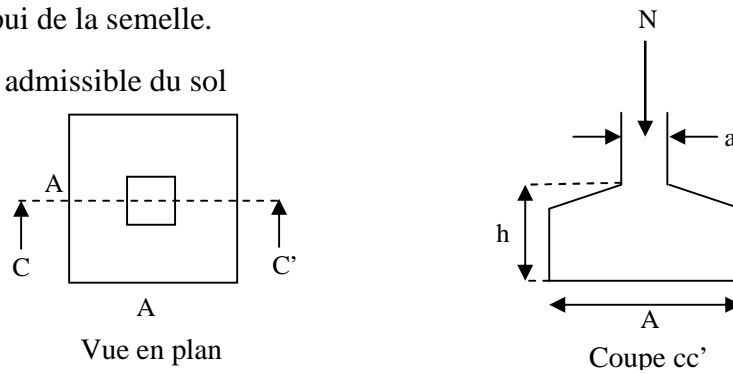
Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section ( $a \times a$ ) d'où les semelles sont carrées ( $A \times A$ ), la vérification à faire est :  $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec :

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison à l'ELU obtenu par le SAP 2000 version 14.2.2

$S$  : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol



**Figure VI.1** : Schéma d'une semelle isolée

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre :  $N=1306.04\text{KN}$  ;  $\bar{\sigma}_{sol}=0.17\text{ MPa}$

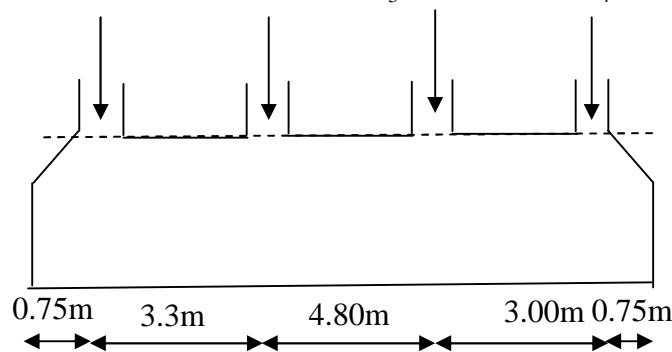
$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{1306.04 \times 10^{-3}}{0.17}} \quad \text{AN : } B = 2.77 \text{ m}$$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

#### VI.2.4. Vérification des semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur  $B$  et de longueur  $L$ , située sous un portique de 4 poteaux.

$$N_1=959.39\text{KN} \quad N_2=1306.04\text{KN} \quad N_3=1064.68\text{KN} \quad N_4=685.61\text{KN}$$



**Figure VI.2** : Schéma d'une semelle filante

La vérification à faire est :  $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$

Avec :

$N_i$  : l'effort normal provenant du poteau « i ».

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$N_s$  : Effort normal provenant de la semelle estimé à 200KN.

$\bar{\sigma}_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

Pour cette vérification, on choisit le portique le plus sollicité dans notre structure

$$\sum N_i = 4015.68KN.$$

$$N_s = 4 \times 200 \Rightarrow N_s = 800KN$$

$$N = N_s + \sum N_i = 3815.72KN.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{3815.72}{170 \times 12.6} = 2.25m$$

On a la largeur de notre semelle égale à 2.25m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas sachant que l'entre axe entre le portique ci-dessus et ses adjacents est de 2.20m, donc on passe au radier général.

### VI.2.5. Etude du radier général

#### VI.2.5.1. Définition

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

#### VI.2.5.2. Pré dimensionnement

##### a) La condition de coffrage

$L_{max}$  : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$\text{Nervure} : h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$L_{max} = 4.80$  m: la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

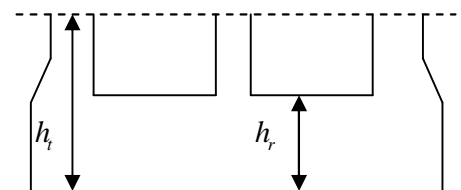


Figure. VI.3: dimension du radier.



**Nervure :**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{480}{10} \Rightarrow h_t \geq 4.8 \text{ cm}; \text{ Soit } h_t = 60 \text{ cm}$$

**Dalle :**

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{480}{20} \Rightarrow h_r \geq 24 \text{ cm}; \text{ On prend } h_r = 30 \text{ cm}.$$

**b) La condition de raideur (rigidité)**

Pour un radier rigide, il faut que  $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

Avec :

$l_e$  : Longueur élastique.

$E$ : Module de Young.

$I$ : Moment d'inertie de l'élément considéré sur  $1 \text{ ml}$ .

$K$  : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc  $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

$b$  : Largeur de l'élément considéré par  $\text{ml}$ .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h_t \geq 0.597 \text{ m}$$

Donc :

A partir des deux conditions (a) et (b), on prend :  $h_t = 75 \text{ cm}$  (dalle + nervure) et  $h_r = 0.30 \text{ m}$

**c) La surface du radier :**

$$\frac{N}{S_{rad}} \leq \sigma_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{23867 \cdot 166}{170} \Rightarrow S_{rad} \geq 140.39 \text{ m}^2$$

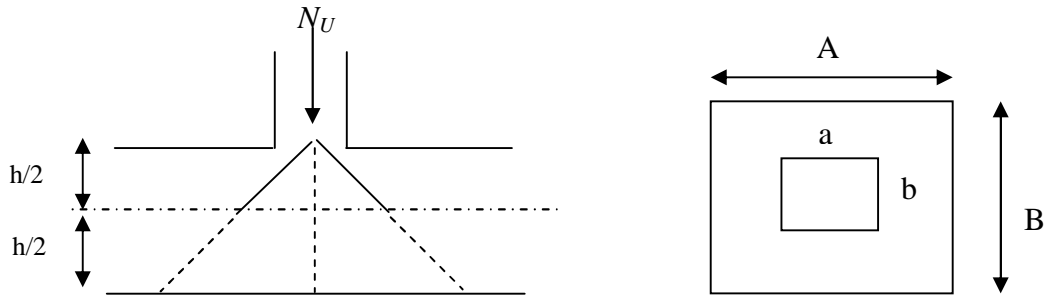
On a la surface du bâtiment est  $S_{bat} = 271.678 \text{ m}^2$

Donc on adopte :  $S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 271.678 \text{ m}^2$  (Le radier ne comporte pas de débord)

**VI.2.5.3. Les vérifications nécessaire**

➤ **Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.



**Figure VI.4:** Présentation de zone d'impact de la charge concentrée

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\mu_c$  : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$Q_u$  : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

$h_t$  : L'épaisseur totale de radier

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 2 \times ((0.5 + 0.4) + (2 \times 0.75)) \Rightarrow \mu_c = 4.8\text{m.}$$

$$Q_u = 1306.04\text{KN} < 0.045 \times 4.8 \times 0.75 \times (25/1.5) = 2700\text{KN} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

D'après le CBA93 (article A.5.1.2.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$$

On considère une bande de  $b = 1 \text{ m}$ , de longueur  $d = 0.9 \times h_0 = 0.27 \text{ m}$ .

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S} = \frac{32672.082 \times 4.80}{2 \times 271.678} = 288.62\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{288.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 1.07\text{MPa} < 2.5\text{MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de cisaillement dans le radier

➤ **Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. **(DTR BC 2.33.1(**article : 3.541(a))

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} (x_G, y_G)$$

A partir du programme Socotec on a :

$$I_x = 2543.573 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 12.42\text{m.}$$

$$I_y = 14878.995\text{m}^4, \text{ et } Y_G = 5.33\text{m.}$$

Avec :

$\sigma_{max}$  et  $\sigma_{min}$  : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$  : Moments sismiques à la base

• Sens X-X :

$$N = 32672.082 \text{ KN et } M_x = 4876.32 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times X_G \Rightarrow \sigma_{max} = 0.144\text{MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times X_G \Rightarrow \sigma_{min} = 0.096\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.132\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 0.17\text{MPa} \dots\dots\dots C'est vérifiée.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.145\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.15\text{Mpa} \text{ ( condition vérifiée)}$$

• Sens Y-Y :

$$N = 32672.082 \text{ KN et } M_y = 7985.85 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times Y_G \Rightarrow \sigma_{max} = 0.123\text{MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times Y_G \Rightarrow \sigma_{min} = 0.117\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.124\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 0.26\text{MPa} \dots\dots\dots C'est vérifiée.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.133\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.15\text{Mpa} \text{ ( condition vérifiée)}$$

Donc la contrainte est vérifiée dans les deux sens

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

On doit vérifier que :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$  **RPA99** (article 10.1.5)

**Dans le sens X-X :**  $e = \frac{4876.32}{32672.082} \Rightarrow e = 0.15m < \frac{25.57}{4} = 6.39m \dots\dots\dots$  Vérifier

**Dans le sens Y-Y :**  $e = \frac{7985.85}{32672.082} \Rightarrow e = 0.24m < \frac{12.3}{4} = 3.07m \dots\dots$  Vérifier

Donc il n'y a pas risque de renversement.

#### VI.2.5.4. Ferrailage

➤ **La dalle du radier**

La radier sera calculé comme une dalle plein renversé, encastré à -3.70m, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension.  $L_x = 4.3m$  ;  $L_y = 4.8m$

Soit :  $G_0$  le poids propre du radier

$$G_0 = \gamma_b \times h_r = 25 \times 0.3 = 7.5 \text{ KN} / m^2$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$N_u$  : Est l'effort ultime (plus le poids propre du radier).

$N_s$  : Est l'effort normal de service (plus le poids propre du radier).

**a) à l'E.L.U**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 \times G_0 \Rightarrow q_u = \frac{32672.082}{271.678} + 1.35 \times 7.5$$

$$\Rightarrow q_u = 130.385 \text{ KN} / m^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.89 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases}$$

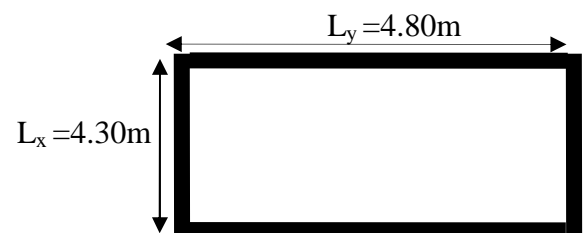
Sens x-x' :  $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 112.34 \text{ KNm}$

Sens y-y' :  $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 85.77 \text{ KNm}$

• **En travée**

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 95.49 \text{ KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 64.89 \text{ KNm}$$



**Figure VI.5 : Dalle sur 4 appuis**

• **En appui**

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 56.17 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 42.88 \text{ KNm}$$

Le ferrailage se fera pour une section  $(b \times h_r) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$ .

• **Condition de non fragilité:**

On calcul  $A_{\min}$  : On a des HA  $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008; h_r = 30 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; \rho = 0.89$

$$\left. \begin{matrix} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 2.532 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On vérifie que :  $A_t^y > A_t^x / 4$  .....c'est vérifié

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

		$M \text{ (KN.m)}$	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{adop} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	$S_t \text{ (cm)}$
Sens x-x	Travée	95.49	10.68	2.532	5T20=15.71	20
	Appui	56.17	6.32	2.532	4T16=8.04	25
Sens y-y	Travée	64.89	8.05	2.4	4T20=12.57	25
	Appui	42.88	4.66	2.4	4T16=8.04	25

**Tableau VI.1** Résumé des résultats de ferrillages

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

$$\begin{cases} V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 216.55 \text{ KN} \\ V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 186.88 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow V_{\max} = 216.55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{216.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} \Rightarrow \tau_u = 0.802 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

**a.3. Vérification à l'E.L.S**

On doit vérifier que :  $\sigma_b = \frac{M_{SER}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta) = 240 \text{ MPa.}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{23867.166}{271.678} + 7.5$$

$$\Rightarrow q_s = 95.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.89 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 94.67 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 79.12 \text{ KNm}$$

- **En travée**

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 80.47 \text{ KNm}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 67.25 \text{ KNm}$$

- **En appui**

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 47.33 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y \Rightarrow M_a^y = 39.56 \text{ KNm}$$

### -Vérification des contraintes

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	Observation
x-x	$M_t$	80.47	9.17	100618.41	7.33	213.89	vérifiée
	$M_a$	47.33	6.95	59671.58	5.51	238.55	vérifiée
y-y	$M_t$	67.25	8.38	84987.13	6.63	221.01	vérifiée
	$M_a$	39.56	6.95	59671.58	4.61	199.38	vérifiée

**Tableau VI.2** : vérification des contraintes de radier type 1

Donc les contraintes sont vérifiées.

### ✓ Espacement des armatures

Armatures //  $L_x$ :  $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 \text{ h}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

Armatures //  $L_y$ :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 \text{ h}, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$ .

### VI.2.5.5. Schéma de ferrailage

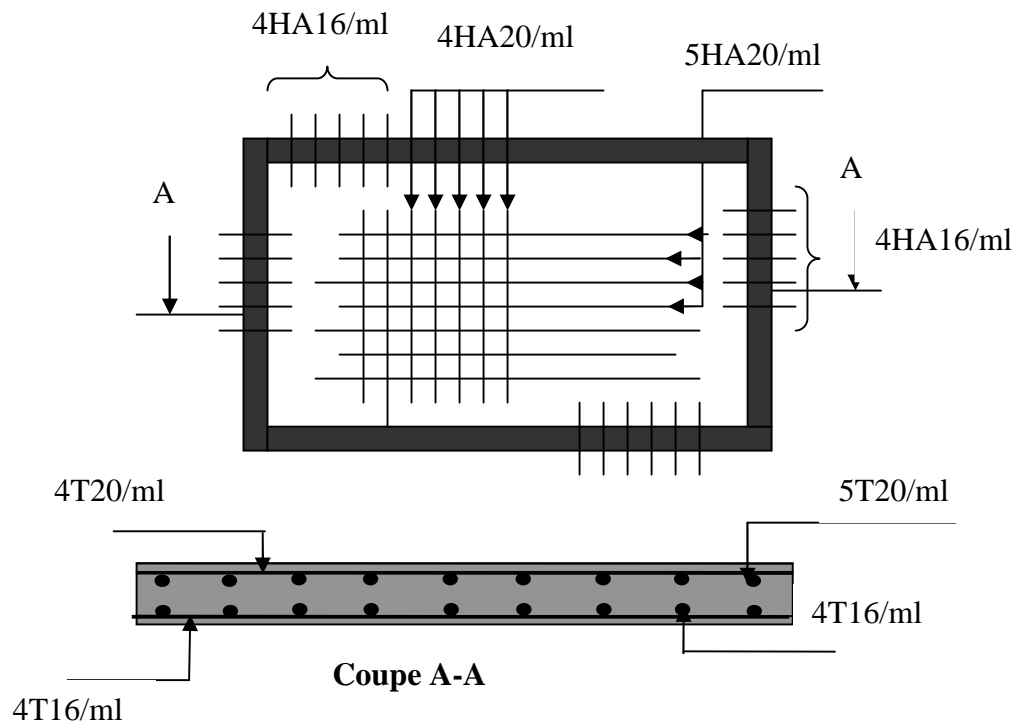


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage du radier

### VI.2.6. Calcul des nervures

#### VI.2.6.1. Définition

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

#### b.1. Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a  $\rho = 0.89 \Rightarrow$  la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

#### - Charge triangulaire

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3} \text{ Avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que la charge}$$

triangulaire.

#### - Charge trapézoïdale

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2} \text{ Avec } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que la charge}$$

trapézoïdale.

$$q_u = 130.385 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 95.35 \text{ KN} / \text{m}^2$$

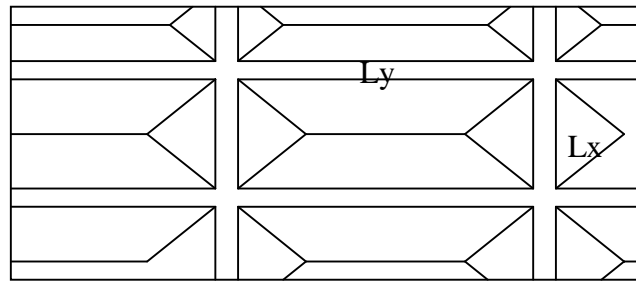


Figure. VI.7: La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures.

▪ **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \quad \text{Avec :}$$

Les longueurs fictives :  $l' = [l \text{ (travée de rive)} ; 0.8 \times l \text{ (travée intermédiaire)}]$

Pour l'appui de rive, on a :  $M_a = 0.15 \times M_0$  , avec :  $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

▪ **Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right); \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x); \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l};$$

$M_g$  et  $M_d$  : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

• **Sens transversal (y-y)**

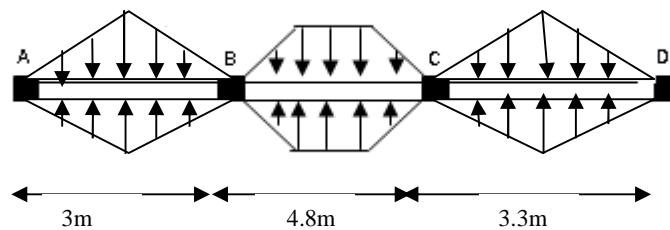


Figure.VI.8. Sollicitations sur les nervures transversales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l_x$ (m)	$l'_x$ (m)	$P_u$ (KN/m)	$M_a$ (KNm)		$X$ (m)	$M_t$ (KNm)	$V_g$ (KN)	$V_d$ (KN)
				$M_g$	$M_d$				
A-B	3	3	260.77	44.00	256.96	1.77	114.21	462.14	-320.17
B-C	4.8	4.84	460.6	256.96	887.19	2.31	-370.13	664.28	-282.32
C-D	3.3	3.3	286.85	887.19	198.98	2.09	716.87	962.02	-1248.82

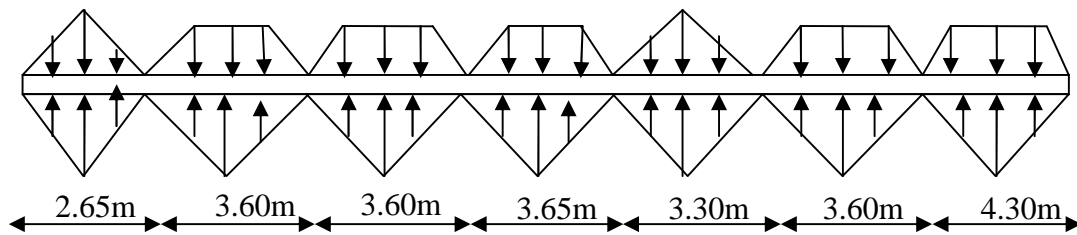
Tableau VI.3 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(ELU)



Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P_S (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$X (m)$	$M_t(KNm)$
				$M_g$	$M_d$		
A-B	3	3	190.7	32.18	187.91	1.77	83.53
B-C	4.8	4.84	336.86	187.91	650.09	2.31	-271.57
C-D	3.3	3.3	209.77	650.09	145.51	2.09	523.52

**Tableau VI.4 :** Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(*ELS*)

• **Sens longitudinal (x-x)**



**Figure.VI.9.** Charges transmises aux nervures secondaires de radier type 1

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P_u(KN/m)$	$M_a (KNm)$		$X (m)$	$M_t(KNm)$	$V_g (KN)$	$V_d (KN)$
				$M_g$	$M_d$				
A-B	2.65	2.65	230.35	30.33	258.49	1.69	11.02	391.31	-219.12
B-C	3.60	2.88	329.19	258.49	321.23	1.85	242.14	609.97	-575.11
C-D	3.60	2.88	329.19	321.23	342.22	1.82	201.38	598.37	-586.71
D-E	3.65	2.92	333.76	342.22	287.50	1.78	239.94	594.12	-623.10
E-F	3.30	2.64	286.84	287.50	280.08	1.64	283.81	471.04	-475.54
G-H	3.60	2.88	329.19	280.08	641.07	2.1	27.81	692.81	-492.27
I-J	4.30	4.30	393.19	641.07	136.31	1.85	467.16	727.97	-962.74

**Tableau VI.5 :** Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal(*ELU*)

Travée	$l_x(m)$	$l'_x(m)$	$P_s$ (KN/m)	$M_a$ (KNm)		X (m)	$M_t(KNm)$
				$M_g$	$M_d$		
A-B	2.65	2.65	168.45	22.18	189.03	1.69	8.06
B-C	3.60	2.88	240.74	189.03	234.92	1.85	177.09
C-D	3.60	2.88	240.74	234.92	239.91	1.82	152.51
D-E	3.65	2.92	244.07	239.91	210.25	1.78	180.75
E-F	3.30	2.64	209.77	210.25	204.83	1.64	77.78
G-H	3.60	2.88	240.74	204.83	468.82	2.1	20.34
I-J	4.30	4.30	287.54	468.82	99.75	1.85	341.61

**Tableau VI.6 :** Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELS)

**b.2.Ferrailage**

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

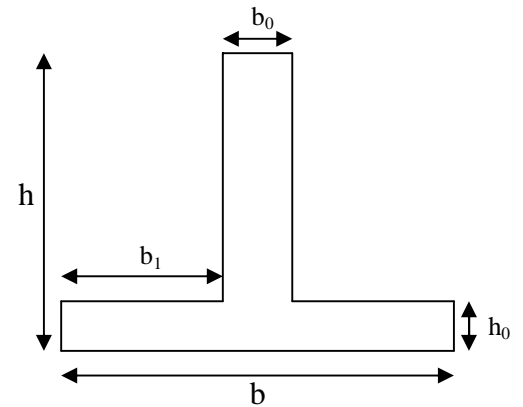
$h=0.75m \quad h_0=0.30m \quad b_0=0.45m \quad d=0.675m$

$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{480}{10}; \frac{430}{2}\right)$

$b_1 \leq \min(48;215)$

Soit :  $b_1 = 45cm$

Donc  $b = b_1 \times 2 + b_0 = 135cm$



**Figure.VI.10 :** Section à ferrailer

Vérification d'exigence de RPA99/version2003 (article 10.1.1)

$A=b \times h \ 0.6\% = 0.45 \ 0.75 \ 0.006 = 20.25cm^2$  .Donc on choisit :  $A = 8HA20 = 25.13cm^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

		$M_u(KN.m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}^{RPA}(cm^2)$	$A_{adopte}(cm^2)$
X-X	Travée	467.16	21.79	20.25	5T20+5T14=23.41
	appuis	641.07	31.22	20.25	10T20=31.42
Y-Y	Travée	716.87	35.64	20.25	5T20+5T25=40.25
	appuis	887.19	46.49	20.25	10T25=49.09

**Tableau VI.7 :** Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier type 1.

➤ **Les vérifications**

• **Effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = 727.97 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{727.97 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.675} \Rightarrow \tau_u = 2.39 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 3 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifiée}$$

**Armatures transversales**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi^{\min}, \frac{b}{2}\right) = \min\left(\frac{750}{35}, 20, \frac{450}{2}\right) = 20 \text{ mm. soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

**Espacement des aciers transversaux**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12, \phi_l^{\min}\right) = \min\left(\frac{75}{4}, 12, 10 \times 2\right) = 12 \text{ cm}$$

• **À l'ELS : Vérification des contraintes**

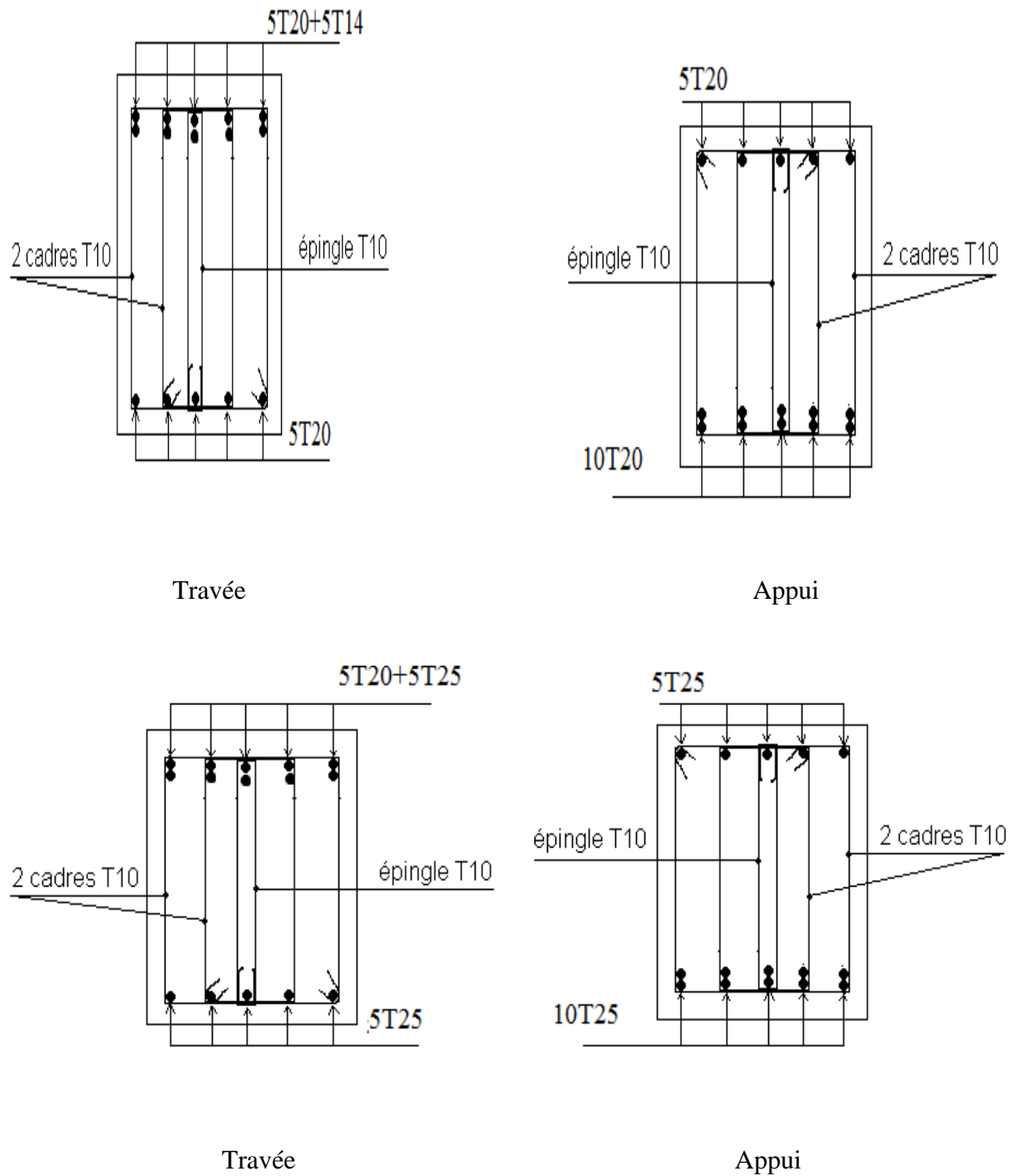
$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Y-Y	$M_t$	523.52	21.86	1628987.6	7.02	15	220.01	240
	$M_a$	650.09	21.86	1628987.6	8.72	15	238.30	240
X-X	$M_t$	341.61	21.86	1628987.6	4.58	15	143.56	240
	$M_a$	468.82	21.86	1628987.6	6.29	15	197.02	240

**Tableau VI.8** : vérification des contraintes à l'ELS

**VI.2.6.4. Schéma de ferrailage**



**Figure VI.11 : Schéma de ferrailage de la nervure**

### VI.3. Etude du voile périphérique :

#### 1. Introduction :

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- Assurer la liaison avec le sol et répartir les efforts.
- Jouer un rôle d'appuis.
- Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.

#### 2. Voile périphérique :

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC .D'après le RPA99/version2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm.
- Les armateurs sont constitués de deux nappes. Le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Le poids des terres est un élément stabilisateur.

#### VI. 4. 2 Dimensionnement des voiles :

La hauteur  $h = 15.3$  m

La longueur  $L =$  m

L'épaisseur  $e = 20$  cm

#### VI. 4. 3 Caractéristiques du sol :

Le poids spécifique  $\gamma_h = 15.5 \text{ KN} / \text{m}^3$

L'angle de frottement  $\varphi = 26.36^\circ$

La cohésion  $c = 2.2 \text{ KN} / \text{m}^2$

#### VI. 4. 4 Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

##### a) La poussée des terres :

$$G = h * (\gamma * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 * c * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = -(2 * 2.2 * \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{26.36}{2})) = -2.73 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$G = 15.3 * (18 * tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{26.36}{2})) - (2 * 2.2 * tg(\frac{\pi}{4} - \frac{26.36}{2})) = 103.3 \text{ KN/ml}$$

**b) Surcharge accidentelle :**  $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q * tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \Rightarrow Q = 10 * tg^2\left(45 - \frac{26.36}{2}\right)$$

$$Q = 3.85 \text{ KN/ml}$$

#### VI. 4. 5 Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée , l'encastrement est assuré par le plancher , les poteaux et les fondations.

**Calcul à l'ELU :**

$$Q = 3.85 \text{ KN}^2/\text{m}^3$$

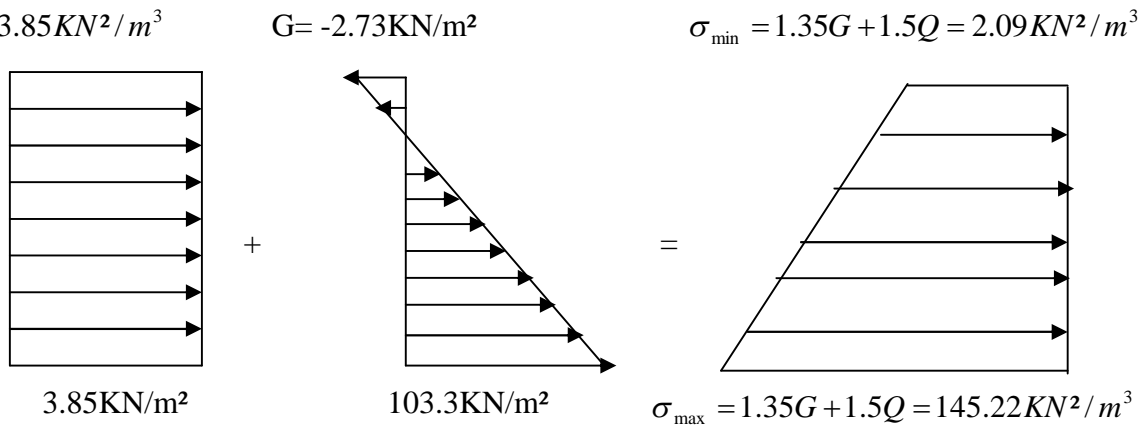


Fig. VIII.2.5.1: Diagramme des contraintes

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 110.36 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} * 1 \text{ ml} = 110.36 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.06 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 4.30 \text{ m} \quad h = 20 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.71 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\alpha = 0.71 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0.0671 \\ \mu_y = 0.4471 \end{cases}$$

$$M_{o_x} = \mu_x \times L_x \times q_u = 22.66 \text{ KN.m} \quad ; M_{o_y} = M_{o_x} \times \mu_y = 10.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_y} = 0.85 * M_{o_y} = 8.61 \text{ KN.m} \quad ; M_{t_x} = 0.85 * M_{o_x} = 19.26 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.3 * M_{o_x} = 6.79 \text{ KN.m}$$

$$A_{\min} = 0.1\% * b * h \quad \text{Condition exigée par le RPA}$$

$$A_{\min} = \frac{0.1 * 20 * 100}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-après :

	Sens	M (KN*m)	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (m)	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )
travée	Xx	19.26	0.0412	0.054	0.176	3.14	2	5T12=5.65
	Yy	8.61	0.019	0.024	0.179	1.39	2	5T12=5.65
Appui		6.79	0.015	0.018	0.178	1.09	2	4T8=2.01

**Tableau N°VI. 9 :** Section des armatures du voile périphérique

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que  $\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$ , fissuration nuisible.

$$\text{On a } V_u = \frac{q_u * L}{2} = \frac{110.36 * 4.3}{2} = 237.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1.32 \text{ MPa} < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

**a) A l'ELS :**

$$\sigma_{\min} = 1 * Q = 3.85 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 * G = 103.3 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\min} + \sigma_{\max} = 107.15 \text{ KN/m}^2$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0731 \\ \mu_y = 0.5940 \end{cases}$$

$$M_{o_x} = 23.96 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{o_y} = 14.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_x} = 20.36 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{t_y} = 12.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 7.19 \text{ KN.m}$$

**b) Vérification des contraintes :****b. 1. 1) Contraintes dans le béton :**

$$y = 4.73 \text{ cm}$$

$$I = 18451 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = \frac{20.36 \times 10^{-3} \times 4.73 \times 10^{-2}}{18451 \times 10^{-8}} = 5.22 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte}$$

dans le béton est vérifiée.

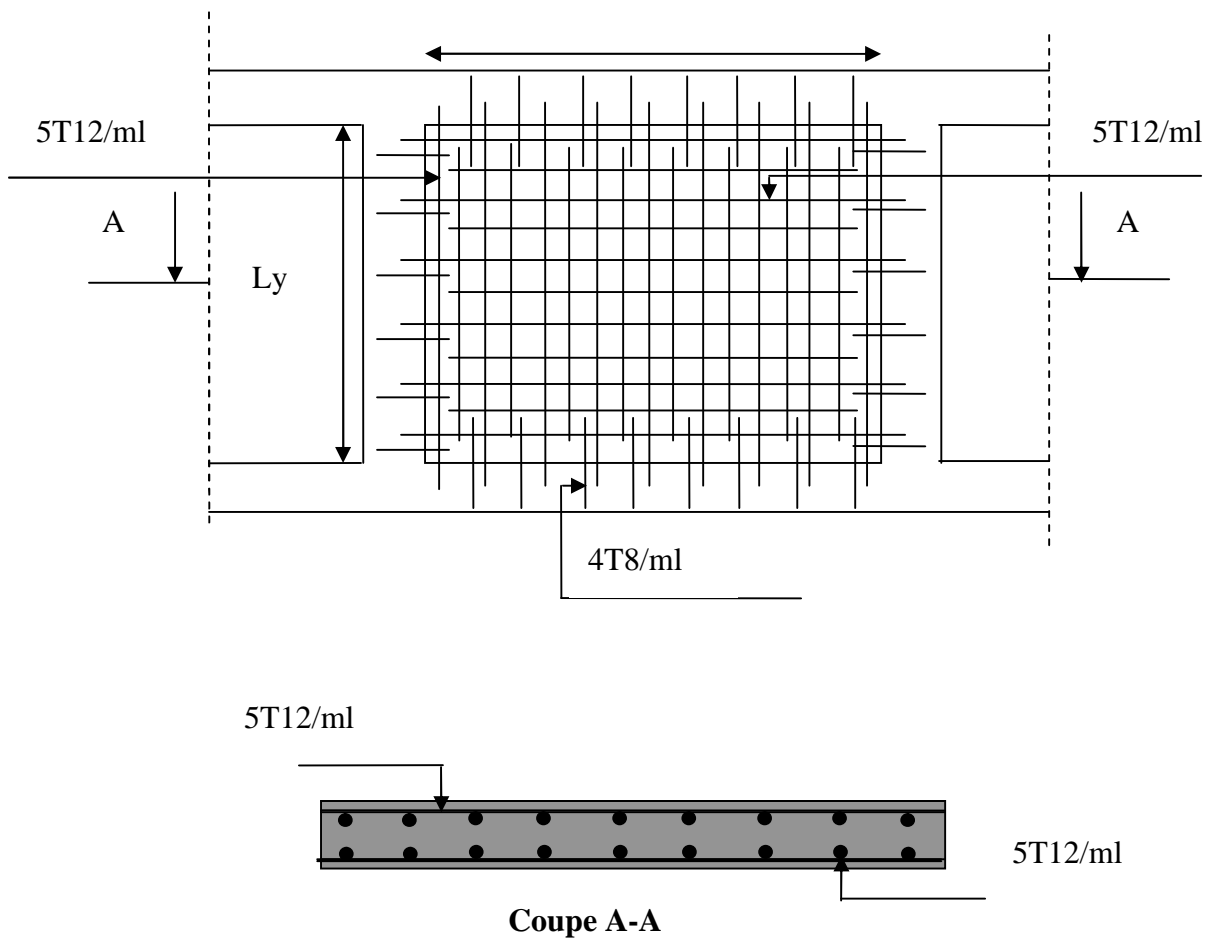
**b. 1. 2) Contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 139.59 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée nuisible

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(2 * \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{\eta * f_{t28}}\right) = 266.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**VI. 4. 6. Schéma de ferrailage du voile périphérique :**

**Figure. VI.13:** Schéma de ferrailage du voile périphérique



## *Conclusion*

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R+3+ 5 entre sol + duplex), qui regroupe à usage d'habitations, à contreventement mixte (voiles + portiques).

Le but recherché est d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie développée par l'action sismique.

L'étude de la réponse sismique, particulièrement la recherche du comportement dynamique nous a conduit à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont:

- ❖ La disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- ❖ La vérification de l'effort normal réduit nous a conduit à une diminution des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement.
- ❖ La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tant à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- ❖ La stabilité de la structure est d'assurer, avec la vérification des déplacements horizontaux entre étage, ainsi que l'effet  $P-\Delta$ .
- ❖ Le choix d'un bon site sur bon sol avec des fondations adaptées, tout en respectant les mesures de prévention imposées et celles recommandées, permettra de limiter les dommages en cas de secousse.

Enfin, l'utilisation du SAP2000 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

# *Bibliographie*

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.
  
- Autres documents consultés :
  - Cahier de cours de cursus.
  - Mémoires de fin d'études.

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Tableau des Armatures  
(en cm<sup>2</sup>)

<b>Φ</b>	<b>5</b>	<b>6</b>	<b>8</b>	<b>10</b>	<b>12</b>	<b>14</b>	<b>16</b>	<b>20</b>	<b>25</b>	<b>32</b>	<b>40</b>
<b>1</b>	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
<b>2</b>	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
<b>3</b>	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
<b>4</b>	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
<b>5</b>	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
<b>6</b>	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
<b>7</b>	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
<b>8</b>	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
<b>9</b>	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
<b>10</b>	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
<b>11</b>	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
<b>12</b>	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
<b>13</b>	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
<b>14</b>	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
<b>15</b>	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
<b>16</b>	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
<b>17</b>	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
<b>18</b>	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
<b>19</b>	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
<b>20</b>	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33