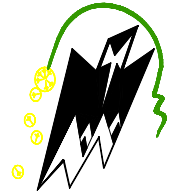


REPUBLICQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*  
*Université Mouloud Mammeri de Tizi ouzou*  
*Faculté du génie de la construction*  
*Département de génie civil*



# Mémoire de fin d'étude

*En vue d'obtention du diplôme de master professionnel en génie civil.*  
*Option : construction civile et industrielle.*

## THEME

*Etude d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation  
contreventé par voiles et portiques avec  
l'application du logiciel ETABS*



Etudié par:  
M<sup>f</sup> : BEN AISSOU SAADI  
M<sup>f</sup> : AIT OUFELLA LAMARA

Dirigé par : M<sup>e</sup> BOUZEBODJA

Année 2015 /2016

# Remerciements

---

*Au terme de ce modeste travail nous tenons à remercier  
en premier lieu le bon dieu.*

*Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens  
et leurs patiences.*

*Nous tenon aussi à remercier notre promotrice :  
M<sup>me</sup> BOUZEBUDJA pour son suivi et ses  
conseils tout le long de ce travail.*

*Nos remerciements vont également :*

*Aux membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre  
travail.*

*A tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.*

*Et à tous ce qui nous ont aidés de près ou de loin.*

## *Dédicace*

---

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes cotés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que j suis.

A mes très chers frères : Menouar et Nabil.

A mes très chères sœurs : Assia et Sabrina.

A toute ma famille et mes proches.

A tous mes amis

Lamara.

## *Dédicace*

---

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que j suis.

A mon très cher frère Amara et son épouse Djamila.

A mes très chères sœurs : Karima, Zakia, Sadia et Soria.

A mes très chers neveux Amel et Mohand, Salem.

A mes très chers oncles et leurs fils.

Et à toute ma grande famille.

**SAADI.**

# SOMMAIRE

---

Les plans d'exécution

<b><u>Introduction générale</u></b> .....	1
<b><u>Chapitre I:</u></b> Présentation et description de l'ouvrage .....	2-14
<b><u>Chapitre II:</u></b> Pré dimensionnement des éléments et descente de charge .....	15-29
<b><u>Chapitre III:</u></b> Calcul des éléments .....	30-90
• III-1 Acrotère	
• III-2 Planchers	
• III-3 Escaliers	
• III-4 Les balcons	
• III-5 Porte à faux	
• III-6 Salle machine	
<b><u>Chapitre IV:</u></b> Modélisation de la structure et vérification RPA .....	91-129
<b><u>Chapitre V:</u></b> Ferrailage de la structure.....	130-170
• Ferrailage des poutres	
• Ferrailage des poteaux	
• Ferrailage des voiles	
<b><u>Chapitre VI:</u></b> Etude de l'infrastructure.....	171-194
<b>Conclusion</b>	
<b>- Bibliographie</b>	

# Introduction générale

Le génie civil est l'art de concevoir et de réaliser des ouvrages de l'infrastructure, pour répondre à une demande sans cesse croissante des constructions civiles et industrielles, La démarche de la conception d'un ouvrage est sensiblement différente suivant qu'il s'agit d'un bâtiment, d'un ouvrage d'art, ou d'une construction industrielle.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de la réhabilitation d'ouvrages dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense, Cependant, il existe un danger représenté par le choix de la construction verticale à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner, L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

L'étude de cas que nous nous proposons de réaliser dans le cadre d'un mémoire de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment, cette étude nous permet d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage ainsi que le confort pour les occupants.

Dans ce projet d'étude, en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique Algérien RPA99/version2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

# Chapitre I

## PRESENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

### I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE ETUDIE

#### I.1.1 Introduction

Ce chapitre a pour objectif de fournir les données relatives au bâtiment étudié, comme la géométrie, les éléments le constituant et les propriétés mécanique des matériaux. Le bâtiment en question **R+9** sera implante à **Draa ben khedda** à la wilaya de **tizi ouzou**. Cette zone est classée selon le RPA 99(version 2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**).

#### I.1.2 Description

Cet ouvrage est composé :

- 01 RDC à usage d'habitation.
- Neufs étage à usage d'habitation.
- 01 cage d'escalier.
- 01 cage d'ascenseur.

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont :

- Longueur en plan.....29.55 m
- Largeur en plan.....16.50 m
- Hauteur du RDC.....3.06m
- Hauteur d'étage courant.....3.06m
- Hauteur totale (y compris l'acrotère).....31.27m

Le système de contreventement est mixte, il est assuré par des voiles et des portiques en béton armé, avec justification d'interaction portique – voiles, ce contreventement est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité sous l'action des sollicitations horizontales (vent ou forces d'origine sismique). ces éléments (refends pleins, portiques) transmettent également les charges verticales aux fondations. L'effet des charges verticales est généralement estimé d'une manière simple proportionnelle aux surfaces des plancher. Les résultats ainsi obtenus sont suffisamment proches de la réalité.

Pour les sollicitations horizontales, le problème peut se résumer à :

- La connaissance des efforts horizontaux engendrés par le séisme
- Détermination de la répartition de ses efforts entre les différents éléments de contreventement.

## I.2 CONCEPTION STRUCTURELLE

### I.2.1 Choix du système de contreventement

Notre bâtiment a 10 niveaux (31.27m) situé en **zone IIa**, le contreventement par portique est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003) et le choix va se porter sur un contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives et aux sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

### I.2.2 Eléments de l'ouvrage

#### 1. plancher

Le plancher est un élément de structure horizontal, il sépare deux niveaux. Il assure la fonction de résistance du fait qu'il soit :

- Supposé être infiniment rigide dans le plan horizontal.
- Supporter son poids propre ainsi que les surcharges du niveau et les transmettre aux poutres qui les transmettent à leur tour aux poteaux, puis aux fondations.
- Il assure également l'isolation thermique et acoustique pour les différents étages.

Notre structure comporte deux types de plancher :

- Les planchers des étages courants sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les balcons, le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur).

### 2. Escaliers

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements inter étages, les escaliers de cette structure seront constitués de paillasse et de paliers en béton armé coulé sur place, le coulage s'effectuera par étage.

### 3. Cage d'ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie. Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisée en voiles, coulées sur place.

### 4. Maçonnerie

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en brique creuses :

- **Murs extérieurs** : ils sont constitués de deux rangées. Leur constitution est comme suit :
  - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur,
  - L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur,
  - Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.
  
- **Murs intérieurs** (cloison de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

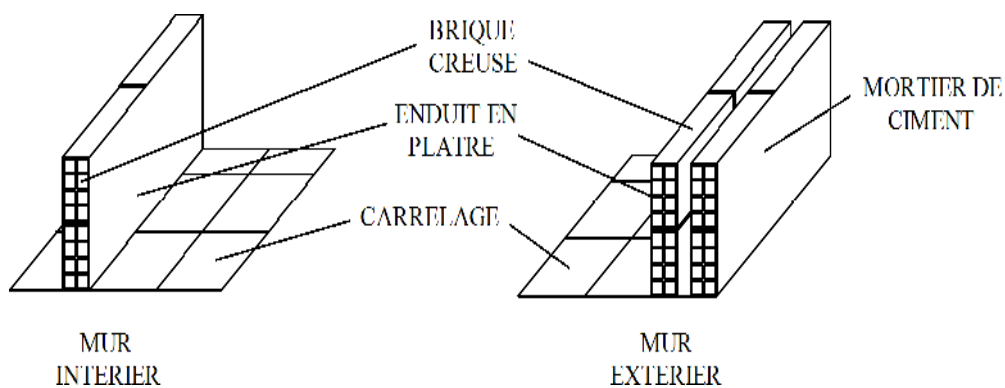


Fig. I.1 : schéma descriptif de mur extérieur et intérieur

### 5. revêtement

Les revêtements utilisés sont comme suit :

- Carrelage pour les planchers et les escaliers,
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisines,
- Mortier de ciment pour les murs de façades, cages d'escaliers,
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

### 6. Terrasse

La terrasse est un plancher en corps creux servant à supporter en plus de son propre poids, les surcharges qui peuvent être d'exploitations et /ou climatiques et aussi de protéger des intempéries et des infiltrations d'eau.

### 7. Acrotère

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 50 cm qui va se greffer à la périphérie de la terrasse. Il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

### 8. Balcon

Les balcons de notre bâtiment sont en dalle pleine .

### 9. Fondations

Les fondations sont des éléments en béton armé qui ont pour objet de transmettre au sol les efforts acheminés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles .....). Le choix du type de fondation (isolées, filantes, radier ou sur pieux) se base sur l'importance de l'ouvrage, la qualité du sol (contrainte admissible) et les chargements. Les fondations doivent assurer la stabilité de l'ouvrage (pas de tassement, pas de glissement, pas de renversement).

### 10. Système de coffrage

On utilise deux types de coffrage :

- Coffrage métallique pour les voiles pour limiter le temps d'exécution.
- Coffrage traditionnel en bois pour les portiques et les planchers.

#### I.2.3 La réglementation utilisée

L'étude de ce projet sera menée suivant :

- Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).
- Les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).
- Les charges et surcharges d'exploitations (DTR – BC 2.2).

#### I.3 Caractéristiques des matériaux

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction. Notre bâtiment sera réalisé avec multitude de matériaux, dont le béton et l'acier sont les plus essentiels du point de vue de leur bonne résistance.

##### I.3.1 Béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

###### ▪ **Ciment:**

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

###### ▪ **Granulats:**

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

###### 1. *Sables :*

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

###### 2. *Graviers :*

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

### I.3.1.1 Dosage

A titre indicatif, pour 1 m<sup>3</sup> de béton armé :

- Granulats :
  - Sable : 380 à 450 cm<sup>3</sup> (Dg ≤ 5mm).
  - Gravillons : 750 à 850 cm<sup>3</sup> (Dg ≤ 25mm)
- Ciment : 300 à 400 kg .
- Eau : 150 à 200 l .

La réalité pratique conduit vers le rapport :

$$eau/ciment = 0.5$$

### I.3.1.2 Résistances caractéristiques à la compression d'un béton âgé de j jours :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours. Cette résistance est mesurée par les essais de compression axiale sur des éprouvettes cylindrique (éprouvettes normalisées (16 x 32) cm<sup>2</sup>, elle est notée  $f_{c28}$ .

Pour les ouvrages courants, on admet une résistance du béton à la compression à 28 jours égale a 25 MPa celle- ci est vérifiée par un control régulier sur chantier.

Pour  $j \leq 28$  jours

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83 j} \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{pour } f_{c28} \leq 40MPa. \quad (\text{art. A.2.1, 11[2]}) \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95 j} \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{pour } f_{c28} > 40MPa \end{array} \right.$$

Pour  $j \geq 60$  jours

$$f_{cj} = 1.10 f_{c28} \dots\dots\dots \text{Pour } f_{c28} \leq 40MPa . (\text{art. A.2.1, 11[2]})$$

### I.3.1.3 Résistance caractéristique à la traction d'un béton âgé de j jours :

La résistance du béton à la traction est très faible, elle notée  $f_{ij}$  et donnée par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{art .A.2.1.12.[2]})$$

$$\text{A 28 j: } f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28}$$

Ce qui donne pour cet ouvrage  $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ .

### I.3.1.4 Module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinal  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad [\text{MPa}] \quad (\text{art .A.2.1,21. [2]})$$

### I.3.1.5 Module de déformation différée du béton $E_{vj}$ :

Ce module est défini comme étant le module de déformation instantanée augmenté du fluage (déformation lentes du béton sous contraintes permanentes), il est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (\text{art .A.2.1, 22[2]})$$

### I.3.1.6 module de déformation transversal :

Noté «  $G$  » et donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad ; \text{ avec}$$

$\nu$  : le coefficient de poisson,

- $\nu = 0$  ; pour le calcul des sollicitations (ELU),
- $\nu = 0.2$  ; pour le calcul à (ELS).

$E$  : module de Young.

### I.3.1.7 Etats limites

Un état limite est un état au – delà à la quelle la structure, (ou un élément de la structure), est mis en hors service, c'est-à-dire, ne répond plus aux fonctions pour les quelles elle a été conçues. Les états limites se classe en deux catégories :

➤ *Etat limite ultime (ELU)*

L'état limite ultime correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la structure dont le dépassement entrainerait la rotule de l'ouvrage .Le calcul s'effectuera vis – à- vis des charges extrêmes qui peuvent se produire pendant la vie de la structure.

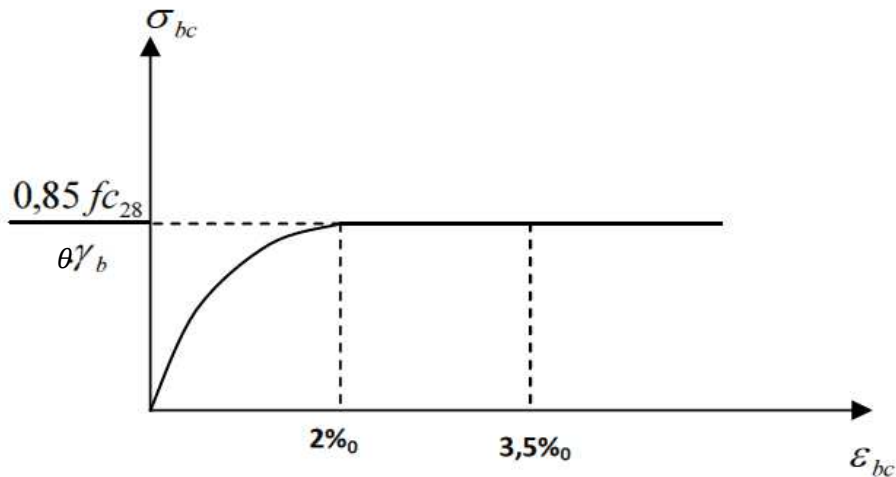


Fig. I.2 : Diagramme (contrainte – déformation)

Le diagramme (contrainte – déformation) représente les contraintes qui se développent dans le béton en fonction des déformations engendrées par des forces extérieures.

Ce diagramme, dit «Parabole – rectangle» est utilisé dans les calculs relatifs à l'ELU.

Il indique une contrainte limite de compression qui a tendance à assurer une utilisation optimale du béton et qui est calculé par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} ; \text{ avec}$$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application des combinaisons d'action.

Il varie entre :

- $\theta = 1$  ; si la durée d'application est inférieure à 24 h ,
- $\theta = 0,9$  ; si la durée d'application est comprise entre 1 h et 24h
- $\theta = 0,85$  ; si cette durée est inférieure à 1h.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton,

- $\gamma_b = 1,5$  ; dans les sollicitations durables,
- $\gamma_b = 1,15$  ; dans les sollicitations accidentelles.

➤ *Etat limite de service (ELS)*

Il constitue des limites de contraintes, de déformations et d'ouvertures des fissures, au-delà desquelles, les conditions normales d'exploitation de l'ouvrage ne sont plus satisfaites. Le calcul sera effectué vis-à-vis des charges de services, pendant l'usage de la structure.

D'après [Art 4.5, 2/BAEL 91 modifiés 99] cette contrainte est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{cj}$$

Avec :  $\overline{\sigma}_{bc}$  : contrainte admissible à l'ELS.

A  $j = 28$  jours, dans notre cas  $f_{c28} = 25$  MPa  $\implies$  :  $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15$  MPa

La figure ci-après nous donne le comportement de béton à l'ELS ;

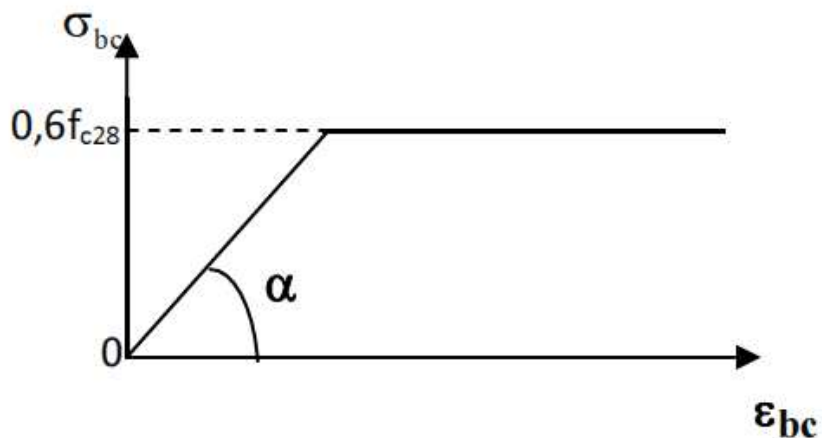


Fig I.3 Diagramme Contrainte – déformation du béton (ELS)

▪ **La contrainte limite ultime de cisaillement Art A.1.5, [2]**

La contrainte limite de cisaillement des poutres soumises aux efforts tranchant, est égale à :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \cdot d} ; \text{ avec :}$$

$v_u$  : la valeur de l'effort tranchant,

$b_0$  : la longueur de l'âme de la poutre,

$d$  : la hauteur utile de la poutre pour laquelle  $\tau_u$  ne représente qu'une fraction comprise entre 0.8 et 0.9 de  $\tau_u$  réelle.

**Présentation et description de l'ouvrage**

Les pièces, autres que celles comprenant des sections droites entièrement comprimées et qui satisfont la condition  $\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,06 \cdot f_{c_j}}{\gamma_b} ; 1,5 \text{ MPa} \right\}$ , doivent faire l'objet des vérifications suivantes :

- $\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,2 \cdot f_{c_j}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$  ; dans le cas où les armatures d'âme sont  $\perp$  à la fibre moyenne de la pièce Art .A.1.5.211 [2],
- $\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c_j}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$  ; dans le même cas que précédemment et lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable **Art.A.1.5.211 [2]**
- $\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,27 \cdot f_{c_j}}{\gamma_b} ; 7 \text{ MPa} \right\}$  ; lorsque les armatures d'âme sont inclinées à  $45^\circ$  par rapport à l'axe de la poutre **Art .A .5.1.212 [2].**

**I.4. L'acier**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la compression mais surtout à la traction. Il est utilisé dans le bâtiment pour renforcer les parties comprimées du béton, et assurer la résistance à la traction dans les parties tendues de ce dernier. On utilise, dans ce projet, 2 types d'acier dont les caractéristiques sont:

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe[ MPa]	Résistance A la rupture [MPa]	Allongement Relatif à la rupture [‰]	Coefficient De fissuration	Coefficient De scellement ( )
En barre	haute adhérence FeE400	HA	400	480	14	1,6	1,5
En treillis	Treillis soudé TL 520 ( $\emptyset < 6$ )	TS	520	550	8	1,3	1

Tableau 1.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers

**I.4.1-Module de déformation longitudinale**

$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$  ( Art A.2.2.1, BAEL91 modifié 99)

**I.4.2-coefficient de poisson  $\nu = 0.3$**

**I.4.3-contrainte limite**

➤ Contrainte limite ultime

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$  avec

$f_e$  : contrainte d'élasticité de l'acier

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité

{	$\gamma_s = 1,15$	→	<i>Situation courante.</i>
	$\gamma_s = 1,00$	→	<i>Situation accidentelle.</i>

➤ Contrainte limite de service

A fin de réduire le risque d'apparition de fissures, et pour diminuer l'importance de leur ouvertures, on a été amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues. 3 cas de fissurations sont possibles :

- **Fissuration peu nuisible** : la contrainte n'est soumise à aucune limitation, dans le cas où les aciers sont protégés.

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = f_e$  (Art A.4.5.32 BAEL 91 modifié 99)

Les valeurs exactes obtenues sont :

$\bar{\sigma}_s = 235 \text{ MPa}$  ..... pour les RL

$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$  ..... pour les HA

- **Fissuration préjudiciable** : les éléments sont exposés à des intempéries ou ils peuvent être alternativement émergés d'eau

$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{f_{tj}} \right\}$

- **Fissuration très préjudiciable** : dans le cas où les éléments sont exposés à des milieux agressifs.

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{f_{tj}} \right\}$$

=coefficient de sécurité

}	=1,0 .....pour les ronds lisses (R.L)
	= 1,6.....pour les hautes adhérences (H.A)

### I.4.4 : Calcul d'aciers à l'ELU :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfaite, comme décrit sur le diagramme contraintes – déformations de la figure

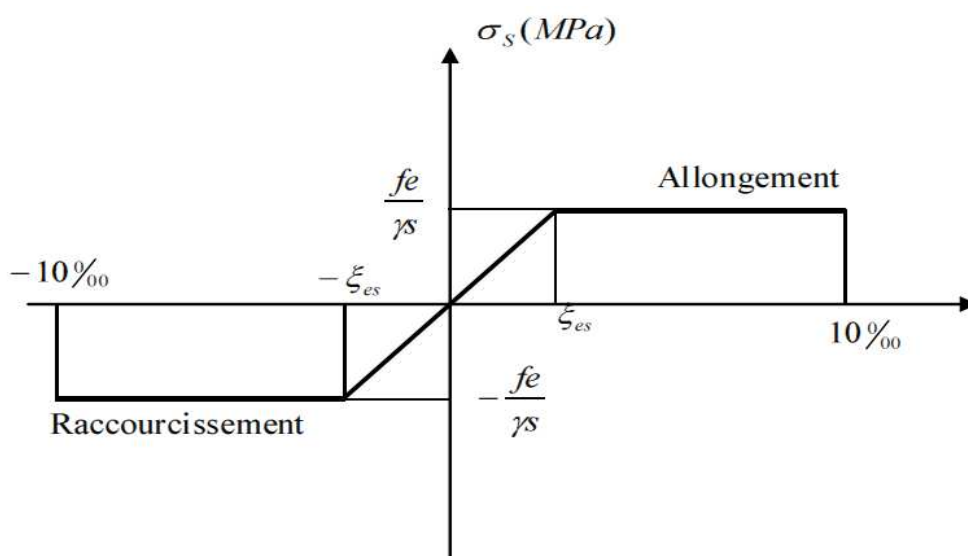
I-3.[A.4.3,2 /BAEL91 modifiées 99 ],ou la valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie est définie par :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$  [I-12]

Avec  $\gamma_s$  est un coefficient de sécurité partiel qui vaut :

$\gamma_s = 1,0$  .....Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$  .....Situation courante.

Le diagramme ci-après présente le comportement de l'acier à l'ELU :



FigI.4 : diagramme contrainte –déformation de calcul de l'acier à l'ELU

#### • Protection des armatures

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober par une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur, l'enrobage, dépend des Conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les valeurs suivantes [Art A.7.1 /BAEL91modifiées 99] :

- **$C \geq 5 \text{ cm}$**  : pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industries chimiques).
- **$C \geq 3 \text{ cm}$**  : pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **$C \geq 1 \text{ cm}$**  : pour des parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

Pour les éléments exposés aux intempéries, on va prendre  **$c = 3 \text{ cm}$** .

Pour les éléments qui se trouvent à l'intérieur de la structure, on va prendre  **$c = 2 \text{ cm}$** .

## Chapitre II

### PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DE CHARGE

#### II.1 Pré dimensionnement des éléments

##### II.1.1 introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres, (principales et secondaires), les poteaux, et enfin les voiles. Ce pré dimensionnement permet de déterminer les différentes charges qui seront appliquées aux différents éléments de la structure.

Le pré dimensionnement des éléments permet d'avoir de façon générale l'ordre de grandeur des sections des éléments de la construction.

#### 1. plancher

Un plancher est une aire généralement plane limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges .Il assure deux fonctions principales :

- **une fonction de résistance mécanique** : qui consiste en la capacité du plancher de supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- **une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique** : qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes, des hourdis associés avec des poutrelles et a dalle de compression contre les bruits

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante

$$H_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{BAEL 91, modifié 99 ; Art .b.6.5.1})$$

Avec :

$h_t$  : hauteur du plancher.

$L_{max}$  : portée maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles

Dans notre cas :  $l_{max} = 400 - 25 = 375$  cm

$$\frac{375}{22,5} = 16,67 \text{ cm}$$

On adopte pour un plancher de 16 + 4 composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm

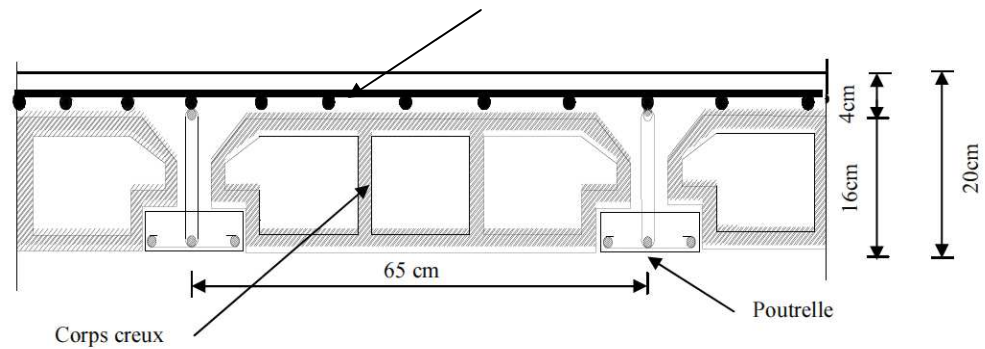


Fig II.1 : coupe du plancher

## 2. Dalles pleines

Le pré dimensionnement d'une dalle pleine dépend des conditions essentielles de résistance et d'utilisations suivantes et des conditions d'appuis :

### 1) Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons est donnée par la formule :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

$L_0$  : portée libre ;

$e$  : épaisseur de la dalle

Dans notre cas :  $L_0 = 1,50$  m

$$e_1 \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de **15 cm**

## 3. Les poutres

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et des surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

On distingue dans une construction : les poutres principales et les poutres secondaires pour un plancher à corps creux.

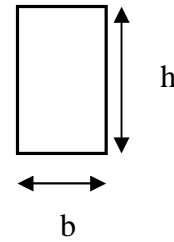
Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions établies par le RPA99/version 2003 :

Leurs dimensions sont données par référence au BAEL 91 modifié 99 comme suit :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

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



Avec:

h : la hauteur totale des poutres.

b : la largeur de la poutre.

L : la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré .

**a) poutres principales**

Elles supportent des poutres secondaires, des poutrelles et elles reposent sur des éléments porteurs ;

➤ **La hauteur h :**

$$\frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10}$$

$$31,66 \leq h \leq 47,50$$

On prend : **h = 40 cm.**

➤ **La largeur b :**

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

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40$$

$$16 \leq b \leq 28$$

Pour des raisons de sécurité on prend **b=30 cm.**

**b) poutres secondaires**

Elles assurent le chaînage, elles sont parallèles aux poutrelles. Leur rôle est de transmettre les charges aux poutres principales.

➤ **La hauteur h :**

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

$$\frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10}$$

$$25 \leq h \leq 37,5$$

On prend **h = 35 cm.**

➤ **La largeur b**

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

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

On prend **b = 30 cm.**

**c) Vérification du coffrage selon RPA 99 version 2003 /Art 7.5.1(zone de sismicité IIa)**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci – après :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{max} \leq 1,5 h + b$

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérification
$h \geq 30 \text{ cm}$	40 cm	35 cm	Condition vérifiée
$b \geq 20 \text{ cm}$	30 cm	30cm	Condition vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	1,33	1,17	Condition vérifiée
$b_{max} \leq 1,5h + b$	$1,5(40)+30=90$ cm	$1,5(35) + 30=82,5$	Condition vérifiée

Tableau (II-1) vérification de RPA

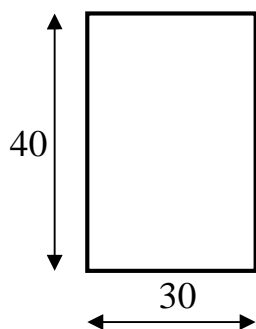


Fig. II .2 Dimension de la Poutre principale

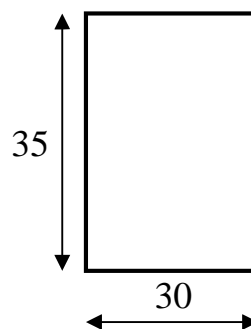


Fig. II.3 Dimension de la poutre secondaire

On remarque bien que les conditions imposées par le RPA 99 version 2003 sont toutes vérifiées. Alors les sections (bxh) adoptées pour les poutres seront comme suit :

(30 X40) cm<sup>2</sup> pour les poutres principales ;

(30 x 35) cm<sup>2</sup> pour les poutres secondaires.

#### 4. Les voiles

Les voiles sont des éléments en béton armé destinés pour assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales d'autre part à reprendre une partie des effets dus aux charges verticales.

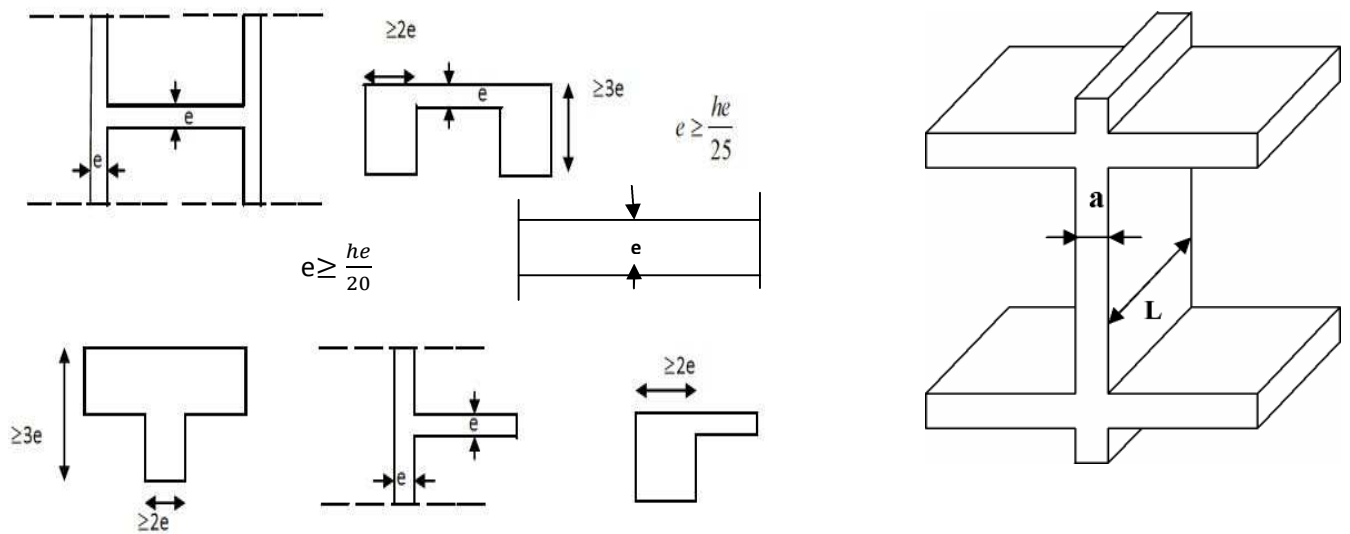


Fig II.4 : coupes de voile en plan et élévation.

D'après le RPA Art 7.1.1 les éléments considérés comme voiles satisfaire les conditions suivantes :

$$L_{voile} \geq 4e_p$$

Tel que :  $L_{voile}$  portée min de voile

$$e \geq \frac{h_e}{20} \quad ; \quad h_e = 306 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{306 - 20}{20} = 14,3 \text{ cm}$$

On adopte : **e = 15 cm**

Remarque : dans notre projet, la hauteur est la même le long de la structure (RDC et les 9 étages)

#### 5. Les poteaux

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

Le pré dimensionnement se fera à l'ELS pour le poteau le plus sollicité en considérant un effort de compression simple  $N_s$ , en considérant que seul le béton reprend l'effort normal.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :  $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec :

$$N_s = G + Q$$

S : section du poteau.

$N_s$  : effort normal de compression (calculé par la descente de charge).

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

L'effort normale  $N_s$  sera déterminé à partir de la descente de charge donnée par la règle de BAEL 91.

Selon le **RPA 99 version 2003 (art A.7.4.4)** les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$  .....en zone I et IIa.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$  .....en zone III et IIb.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$  ..... $h_e$  est la hauteur libre entre étage.
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h_e}{20} \leq 4$

#### II.1.2 Localisation des charges et des surcharges :

Pour déterminer les charges permanentes  $G$  ( $\text{KN}/\text{m}^2$ ), et les surcharges d'exploitation  $Q$  ( $\text{KN}/\text{m}^2$ ) ; nous allons nous référer au DTR B.C 2.2

## II.2 DESCENTE DES CHARGES

➤ **Surface d'influence :**

Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité

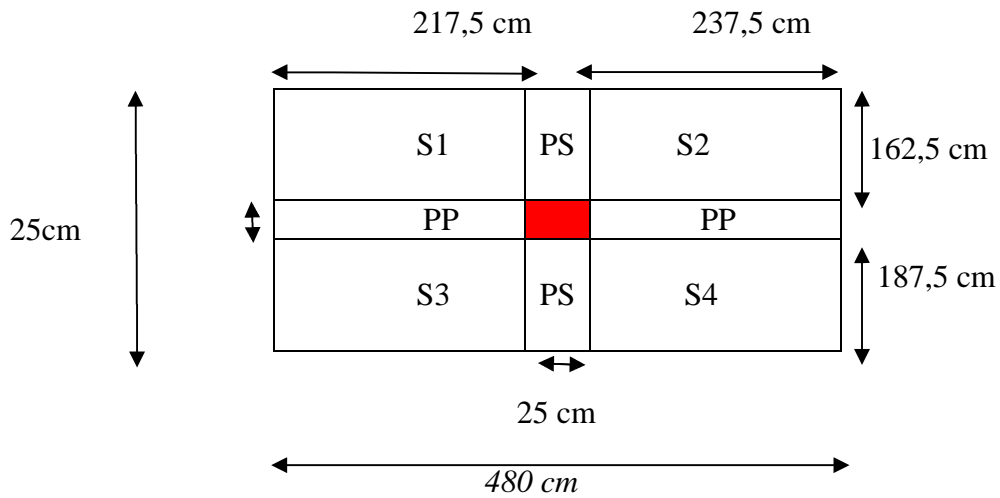


Fig II.5 : localisation du poteau le plus sollicité

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S = (217,5 \times 162,5) + (237,5 \times 162,5) + (217,5 \times 187,5) + (187,5 \times 237,5)$$

$$S = 159250 \text{ cm}^2$$

$$S = 15,92 \text{ m}^2$$

### II.2.1 DETERMINATION ES CHARGES ET SURCHARGE D'EXPLOITATION

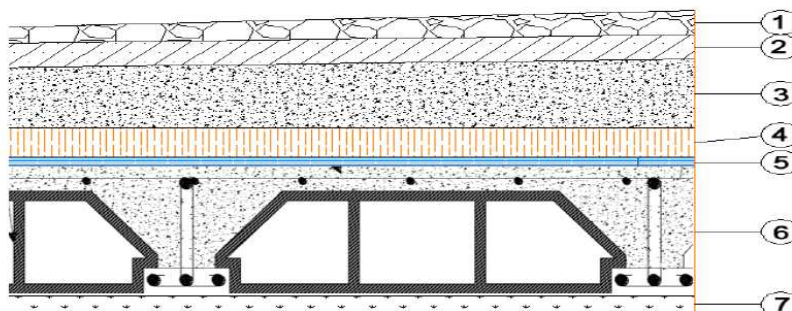
a) *charge permanente :*

$$G = \rho \times e$$

$\rho$  : Le poids volumique

$E$  : l'épaisseur de l'élément

❖ *Plancher terrasse*

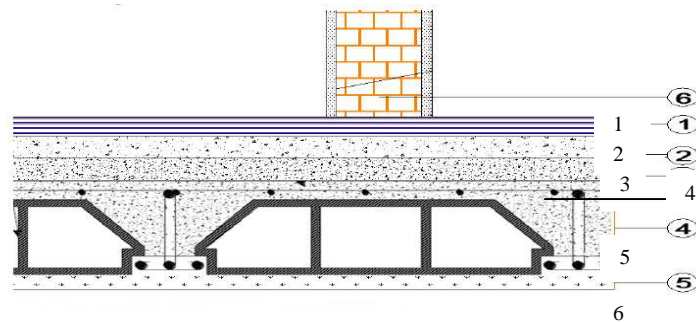


## Chapitre II

### Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

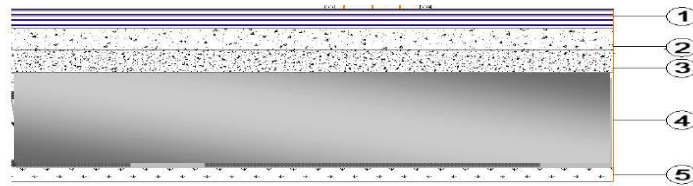
N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Béton en forme de pente	0,06	22	1,32
4	Feuilles de polyane	/	/	0,01
5	Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
6	Plancher en corps creux	(16+4) 0,2	14	2,8
7	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanent totale de Gt				5,46

#### ❖ Plancher étage courant



N°	Eléments	Epaisseur (m)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Cloisons de séparation intérieure (en brique creuse)	0,10	10	1
2	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
3	Mortier de pose	0,02	18	0,36
4	Couche de sable	0,03	18	0,54
5	Plancher en corps creux	0,2	14	2,8
6	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale Gc				5,34

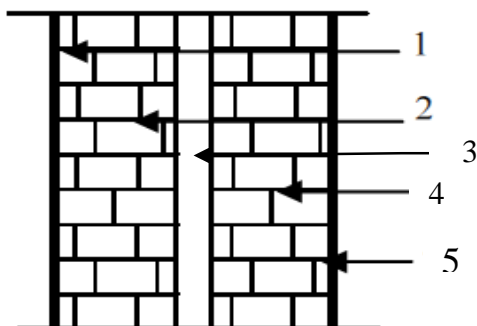
#### ❖ Dalles pleines



<i>N°</i>	<i>Éléments</i>	<i>Épaisseur (m)</i>	<i>Poids volumique <math>\rho</math> (KN/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Poids surfacique</i>
1	<i>Carrelage</i>	0,02	22	0,44
2	<i>Chape de mortier</i>	0,33	18	0,54
3	<i>Lit de sable</i>	0,03	18	0,54
4	<i>Dalle pleine en BA</i>	0,15	25	3,75
5	<i>Enduit ciment</i>	0,015	22	0,33
<i>Charge permanente dalle pleine Gp</i>				5,60

#### ❖ Maçonnerie

- *Murs extérieur*



## Chapitre II

### Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

N°	Éléments	épaisseurs	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	0,015	22	0,33
2	Brique creuses	0,10	9	0,9
3	Lame d'air	0,05	--	--
4	Brique creuses	0,10	9	0,9
5	Enduit plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale <b>Gx</b>				2,33

• **Murs de séparation**

N°	Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
2	Briques creuses	0,10	9	0,9
3	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente totale <b>Gt</b>				1,3

**b). Surcharges d'exploitations**

Eléments	Surcharges (KN/m <sup>2</sup> )	Surface total KN
Plancher terrasse inaccessible ( $Q_t$ )	1,0	1x15,92 = 15,92 KN
Plancher d'étage courant+RDC+E/sol ( $Q_c$ )	1,5	1,5x15,92=23,88 KN
Balcons $Q_{bal}$	3,5	/
Escaliers	2,5	/
Acrotère	1,0	/

II.2.2 Poids propre des éléments

➤ l'acrotère

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

$$S = 0,0585 \text{ m}^2$$

$$G = (0,0585 \times 25) = 1,4625 \text{ KN/ml}$$

➤ Plancher terrasse

$$G_t = 5,46 \times 15,92 = 86,93 \text{ KN}$$

➤ Plancher étage courant

$$G_c = 5,34 \times 15,92 = 85,02 \text{ KN}$$

➤ Poutres

-Poutres principales

$$G_{pp} = 0,3 \times 0,45(2,175 + 2,375) \times 25 = 15,36 \text{ KN}$$

-Poutres secondaire

$$G_{ps} = 0,35 \times 0,3(1,625 + 1,875) \times 25 = 9,19 \text{ KN}$$

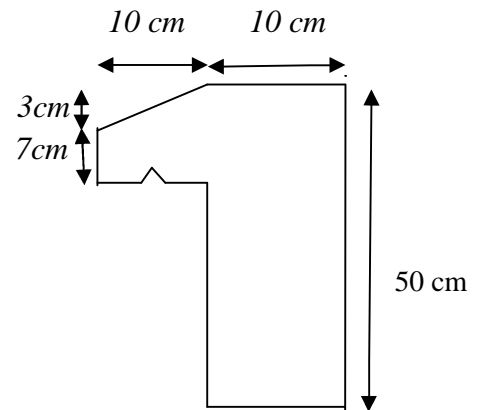


fig. II.6 l'acrotère

Poids total ( $G_{pp} + G_{ps}$ )

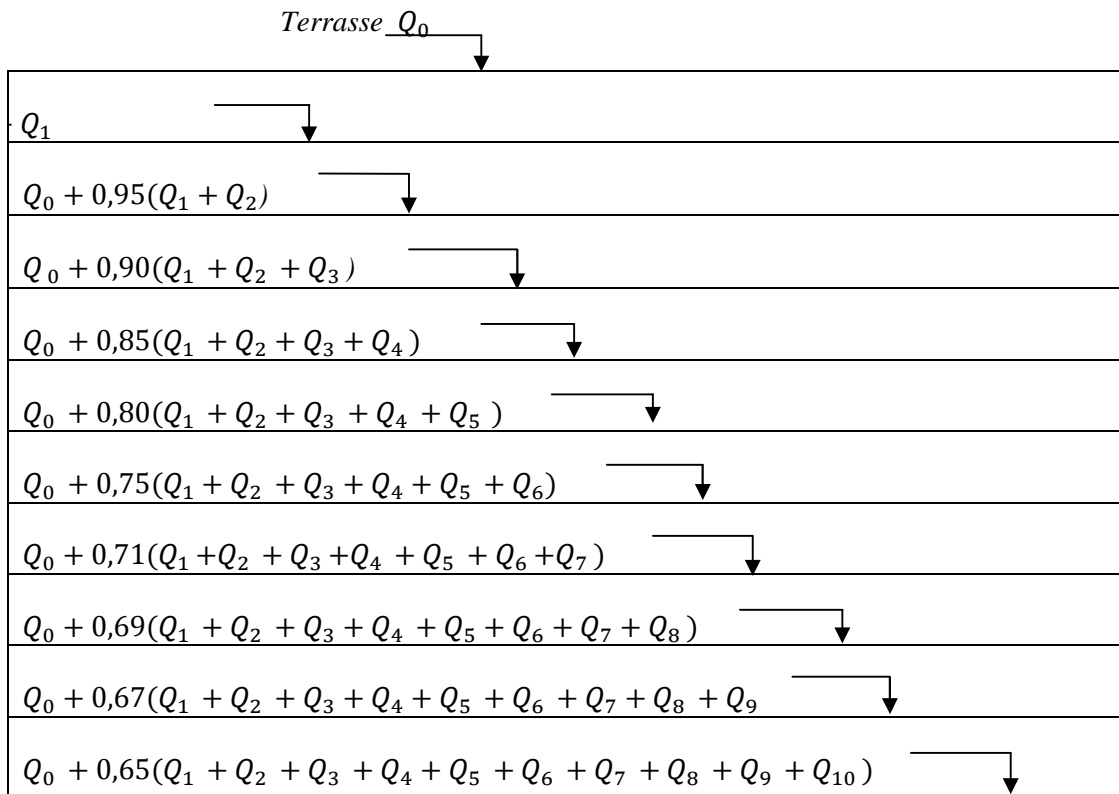
$$G_{pt} = 24,55 \text{ KN}$$

II.2.3 Dégressions verticales des charges d'exploitation

Le règlement algérien (DTR B.C.2.2) exige l'application de dégression des surcharges d'exploitations sur des bâtiments à grande nombre d'étages ; ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi s'applique entièrement sur tous les niveaux.

La loi de dégression est :  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$  pour  $n \geq 5$

Pré dimensionnement des éléments et descente de charge



Avec

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

$Q_i$  : Surcharge d'exploitation à l'étage  $i$ ,

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

	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Norme										
Coef	1	0,9	0,9	0,8	0,8	0,70	0,71	0,60	0,66	0,65

**II.2.3 Calcul des surcharges d'exploitation**

**a-Exemple de calcul**

$$S_i = 4,8 \times 3,75 = 18 \text{ m}^2$$

## Chapitre II

### Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

$$Q_0 = 1 \times 18 = 18 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 18 + (1,5 \times 18) = 18 + 27 = \mathbf{45 \text{ KN}}$$

$$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 18 + 0,95(27 \times 2) = \mathbf{63,3 \text{ KN}}$$

$$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 18 + 0,9(27 \times 3) = \mathbf{90,9 \text{ KN}}$$

$$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 18 + 0,85(27 \times 4) = \mathbf{109,8 \text{ KN}}$$

$$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 18 + 0,80(27 \times 5) = \mathbf{126 \text{ KN}}$$

$$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 18 + 0,75(27 \times 6) = \mathbf{139,50 \text{ KN}}$$

$$Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 18 + 0,71(27 \times 7) = \mathbf{152,19 \text{ KN}}$$

$$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 18 + 0,687(27 \times 8) = \mathbf{166,40 \text{ KN}}$$

$$Q_0 + 0,667(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 18 + 0,667(27 \times 9) = \mathbf{180,09 \text{ KN}}$$

#### b-pré dimensionnement des poteaux

Niv	G(KN)					Q(KN)		N(KN)	S(cm <sup>2</sup> )		
	G Planche r	G poteau	G poutre	G Totale	G Cumul	Q	Q cumul	G+N	S Trouvée	S adoptée	vérifi cation
9	86,93	-	24,55	111,48	111,48	18,00	18,00	129,48	86,32	35x35	CV
8	85,02	4,78	24,55	114,35	225,83	27,00	45,00	270,83	180,55	35x35	CV
7	85,02	4,78	24,55	114,35	340,18	27,00	72,00	412,18	274,79	40x40	CV
6	85,02	4,78	24,55	114,35	454,53	27,00	99,00	553,53	369,02	40x40	CV
5	85,02	4,78	24,55	114,35	560,88	27,00	126,00	686,88	457,92	40x40	CV
4	85,02	4,78	24,55	114,35	683,23	27,00	153,00	836,23	557,49	40x40	CV
3	85,02	4,78	24,55	114,35	797,58	27,00	180,00	977,58	651,72	45x45	CV
2	85,02	4,78	24,55	114,35	911,93	27,00	207,00	1118,93	745,95	45x45	CV
1	85,02	4,78	24,55	114,35	1026,2	27,00	234,00	1260,28	840,18	45x45	CV
RD C	85,02	4,78	24,55	114,35	1140,6	27,00	261,00	1401,63	934,42	45X45	CV

Tableau II.1 Pré dimensionnement des poteaux

**Conclusion**

Les sections des poteaux adoptées sont :

Niveau **RDC**, niveau 1, niveau2 niveau3 : (45X45)

Niveau 4 ,5 ,6 et 7 : (40x40)

Niveau 8,9 : (35x35)

**Remarque :** Après les dégâts constatés lors du séisme de 2003 de BOUMERDES, il est recommandé de concevoir des dimensions des poteaux plus importants que celle des poutres, afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non pas au niveau du poteau.

Ceci nous a conduits à augmenter la section des poteaux (pour éviter la rotule plastique)

**II.2.4 Vérification des poteaux selon les recommandations du RPA 99**

Min (b1,h1) ≥ 25 cm en zone IIa

Min (b1,h1) ≥  $\frac{h_e}{20}$

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

Niveaux	Min (b1, h1) ≥ 25 cm	Min (b1, h1) ≥ $\frac{h_e}{20}$	$\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$
Du RDC au 3 <sup>eme</sup> étage	45cm > 25cm	$45 > \frac{306}{20} = 15,3$	$\frac{1}{4} < \frac{45}{45} < 4$
Du 4 <sup>eme</sup> au 7 <sup>eme</sup> étage	40cm > 25cm	40cm > 15,3cm	$\frac{1}{4} < \frac{40}{40} < 4$
Du 8 <sup>eme</sup> au 9 <sup>eme</sup> étage	35cm > 25cm	35cm > 15,3cm	$\frac{1}{4} < \frac{35}{35} < 4$

Tableau II.2 vérification du coffrage des poteaux selon RPA version 2003

**Conclusion 1:**

Le coffrage des poteaux est conforme aux exigences du RPA 99version 2003

### II.2.5 Vérification des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures. la vérification consiste à calculer l'élancement  $\lambda$  qui doit satisfaire la condition suivante :

$$\lambda \leq 50$$

Avec :

$\lambda = \frac{l_f}{i}$  : L'élancement du poteau.

$l_f$  : Longueur de flambement du poteau

$l_f = 0,7 l_0$  (Poteau encastré -encastré) ;  $l_0$ : Hauteur libre du poteau.

$i$  : Rayon de giration ;  $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$

$$\lambda = \frac{0,7 l_0 \sqrt{12}}{b}$$

- Poteaux de RDC au 3eme étage : **(45x45)** cm<sup>2</sup>,  $l_0=2,66$  m,  $\lambda=14,33 < 50$
- Poteaux de 4eme au 7eme étage : **(40x40)** cm<sup>2</sup>,  $l_0=2,66$ m,  $\lambda=16,12 < 50$
- Poteaux de 8eme au 9eme étage : **(35x35)** cm<sup>2</sup>,  $l_0=2,66$ m,  $\lambda=18,43 < 50$

#### Conclusion 2:

Tous les poteaux vérifient la condition de non flambement.

Chapitre III

Calcul des éléments

III.1 Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique, contrairement aux poteaux, poutres et voiles, le calcul se fait sous l'effet des charges qui leurs reviennent conformément aux règlements BAEL 91 modifiée 99 et au RPA version 2003.

III.2 ACROTÈRE

L'acrotère est un élément en béton armé qui joue le rôle d'un garde de corps contournant le bâtiment, conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et protéger le gravier contre la poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau de la poutre du plancher terrasse.

Son ferrailage se calcul sous l'effet de l'effort normal  $G$  du à son poids propre et un effet latéral  $Q$  du à la main courante, engendrant un moment de renversement  $M$  dans la section de l'encastrement.

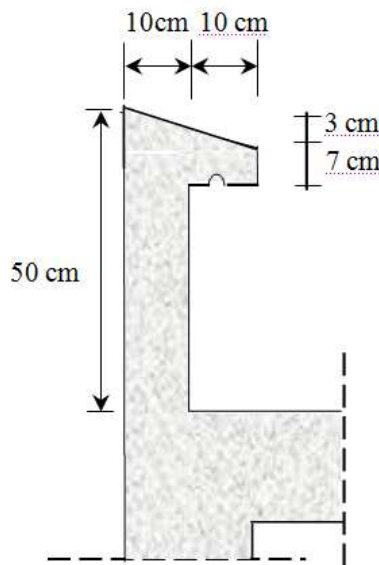


Fig III.1 coupe verticale de l'acrotère

III.2.1 Calcul des sollicitations :

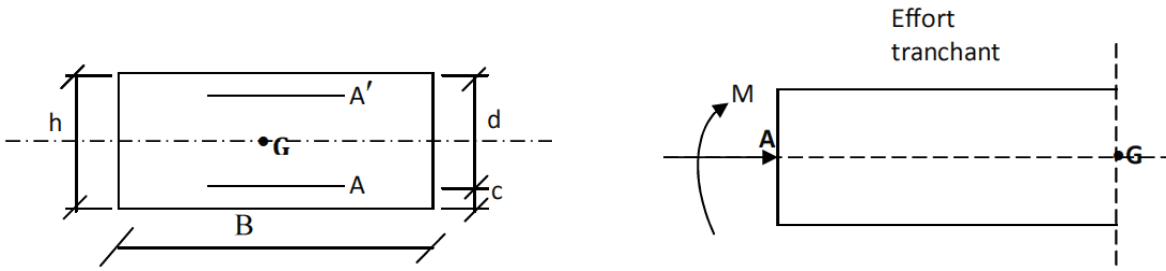


Fig III.2 schéma de calcul de l'acrotère

- Poids propre  $G=$

Avec :

Masse volumique du béton.

$S$  : section longitudinale de l'acrotère.

$$S=(0,03 \times 0,1) / 2 +(0,07 \times 0,1)+(0,1 \times 0,5) = 0,0585 \text{ m}^2$$

$$G= 25 \times 0,0585 \times 1 = 1,47 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge du à la poussée latérale  $Q$

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

- Effort normal du a son poids propre  $N$   
 $N = G \times 1 \text{ m} = 1,47 \text{ KN/ml}$
- Effort tranchant du a la surcharge  $Q$  :  $T$   
 $T = Q \times 1 \text{ m} = 1 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max du au poids propre  $G$  :  $M_G = 0$
- Moment fléchissant max du à la surcharge  $Q$   
 $M_Q = T \times H = Q \times H = 0,5 \text{ KN} \cdot \text{m}$

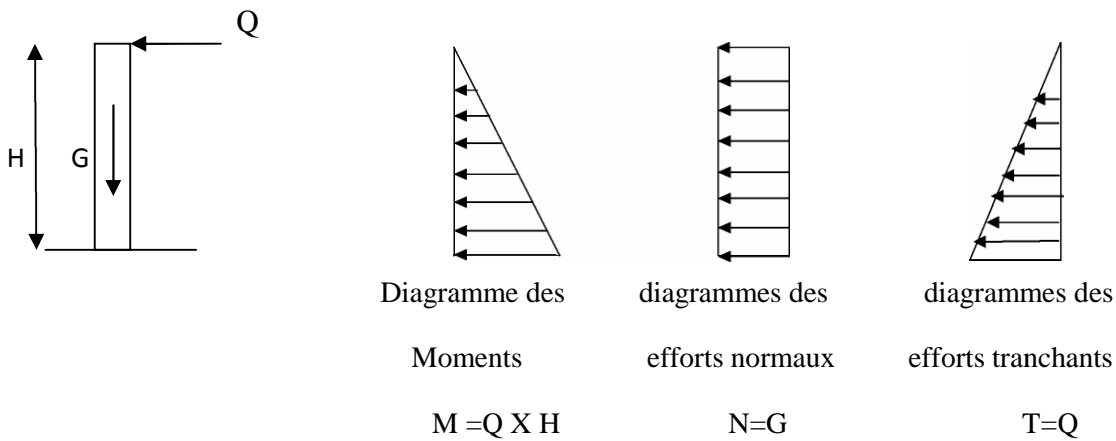


Fig III.3 Diagrammes des efforts internes.

➤ **Combinaison de charge**

**ELU** : la combinaison de charge est :

- ❖ Effort normale de compression du à G  $N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,47 = 1,985 \text{ KN}$
- ❖ Moment de renversement du à Q  $M_u = 1,5 Q = 1,5 \times 0,5 = 0,75 \text{ KN}$

**ELS** : La combinaison de charge est :

- ❖ Effort normal de compression  $N_s = G = 1,4 \text{ KN}$
- ❖ Moment de renversement  $M_s = 0,50 \text{ KN.m}$

**III.2.2 Ferrailage**

Le calcul se fera à l'ELU puis vérifié à l'ELS

**Remarque**

Les résultats des sollicitations se résument en un effort de compression «  $N$  » et un moment de flexion «  $M$  », la section de béton est sollicitée en flexion composée .

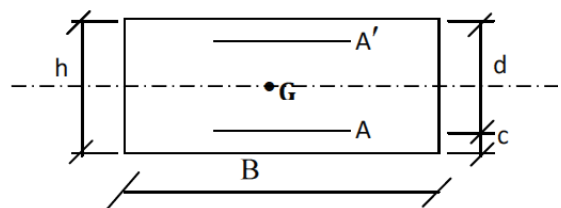
Pour déterminer les armatures on procède par la méthode de calcul en flexion composée. Pour se faire on utilise l'organigramme de calcul approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif «  $M_f$  » afin de déterminer les armatures fictives «  $A_f$  » puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles «  $A$  ».

**1. Calcul à l'ELU**

$h$  : épaisseur de la section

$c$  et  $c'$  : enrobage

$d = h - c =$  : hauteur utile



$M_f$  : moment fictif calculé par rapport au CDG

des armatures tendus

**a-Calcul de l'excentricité**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,75}{1,985} = 0.378 \text{ m} = 37.80 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} < e_u = 37,80 \text{ cm}$$

Le centre de pression  $C_p$  se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures N est un effort de compression  $\Rightarrow$  la section est partiellement comprimée SPC

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

**b-Calcul de la section d'armature en flexion simple**

➤ **Moment fictifs**

$$M_f = N_u \cdot g$$

Avec  $g$  : distance entre  $C_p$  et le centre de gravité des armatures inférieure tendues

$$g = e_u + \frac{h}{2} - c = 38 + \frac{10}{2} - 3 = 40 \text{ cm}$$

$$D'où M_f = 1.985 \times 0.40 = 0.794 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ **Moment réduit**

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{0.794 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14.2} = 0.0114$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = 0.0114 < 0.392 \implies \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.0114 \implies \beta = 0.994$$

➤ **Armature fictives**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d f_e / \gamma_s} = \frac{0.794 \times 10^3}{0.994 \times 7 \times 400 / 1.15} = 0.328 \text{ cm}^2$$

**c-Calcul de la section des armatures réelles en flexion composée**

$$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = 0.328 - \frac{1.985 \times 10}{348} = 0.271 \text{ cm}^2$$

**2.Vérification à l'ELU**

**a-Vérification de la contrainte tangentielle :(Art A.5.2.2/BAEL 91)**

Aucune armature de l'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \right]$$

$$\tau_u = \min \left( \frac{0.15 \times 25}{1.5} ; 4 \right)$$

$$\tau_u = \min(2.5 ; 4) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad V_u : \text{effort tranchant} : V_u = 1.5Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\text{D'où } \tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.02 \leq \overline{\tau_u} = 2.5 \implies \text{condition vérifiée}$$

Aucune armature d'effort tranchant n'est à prévoir.

**b-Verification de l'adhérence des barres : (Art A .6.1 ,3 BAEL91)**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = s f_{t28}$$

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

$s$ : coefficient de scellement ;  $s = 1.5 \text{ MPa}$  (acier haute adhérence)

$$\text{D'où } \overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu_i}$$

$\sum \mu_i$  : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum \mu_i = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

D'où

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.5} = 0.237 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.237 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres

**c-Espacement des barres :**

**Armatures principales**

$$St = 20 \text{ cm} < \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

**Armature de répartition :**

$St = 20 \text{ cm} < \min\{4h ; 45\text{cm}\} = 40 \text{ cm}$  condition vérifiée

**d-Ancrage des barres verticales**

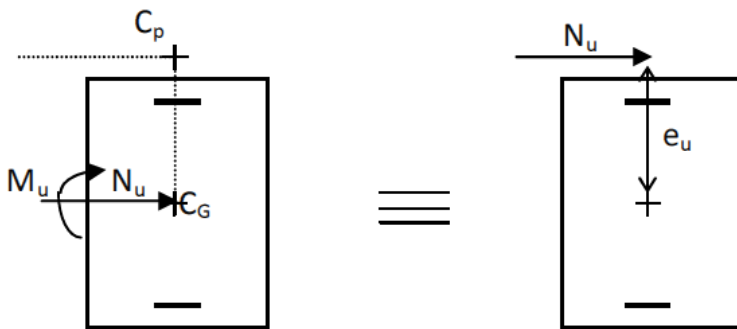
la longueur de scellement droit est  $L_s = \frac{f_e}{4 \tau_s}$   
 $L_s = \frac{8 \times 400}{2 \times 2.84} = 281,69 \text{ mm}$  soit  $L_s = 30 \text{ cm}$

**3 . Vérification à l'ELS : (Art A.6.1,3/ BAEL 91)**

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

Les aciers sont en Fe E 400 et de diamètre 8 mm  $\longrightarrow \eta = 1.6$

Répartition des contraintes dans l'acrotère :



Il faut vérifier les conditions suivantes :

Dans les aciers :  $\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$

Dans le béton :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

**a-Dans les aciers**

La fissuration est considérée comme préjudiciable, donc

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

On a des aciers HA ,  $\phi \geq 6\text{mm}$  et Fe E400  $\eta = 1.6$  (coefficient de fissuration)

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.6 ; 201.63 \} \quad \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 \times d \times Ast} \quad \text{Avec } c \text{ est en fonction de } \rho$$

$$\rho = \frac{100 \times Ast}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \quad \beta_1 = 0.914, \quad K1 = 44.52$$

$$D'où \sigma_{st} = \frac{0.5 \times 10^3}{0.914 \times 7 \times 2.01} = 38.80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b-Dans le béton**

Pour une section rectangulaire ( b x h ), aciers Fe E400 en flexion simple , si la relation suivante est satisfaite alors il n'ya pas lieu de vérifier  $\sigma_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{38.80}{44.52} = 0.87 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ vérifiée}$$

**c-Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 /BAEL 91)**

Un élément est considéré non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de la première fissuration de la section droite

**Armature principale**

$$A_u \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28} b d}{f_e} \left[ \frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right]$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5}{1.4} = 0.357 \text{ m} = 35.71 \text{ cm}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \left[ \frac{35.71 - 0.455 \times 7}{35.71 - 0.185 \times 7} \right] = 0.798 \text{ cm}^2$$

D'où les armatures principales :

$$A_u = 0.271 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.798 \text{ cm}^2$$

La condition étant non justifiée, on adoptera la section minimale d'armatures.

$$A_{min} = 0.789 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{adoptée} = \mathbf{4HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec un espacement } St = \frac{100}{4} = 20 \text{ cm}$$

**d-Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{adpt}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0,50cm^2$$

Soit  $A_r = 3HA 8 = 1,51cm^2/ml$

Avec un espacement de 33.33 cm

**e-Vérification de l'acrotère au séisme (Art 6.2.3 RPA99 version 2003)**

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

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

Avec :

**A** : coefficient d'accélération de zone, dans notre cas : zone **IIa**, groupe 2 → **A = 0.15**

**C<sub>p</sub>** : facteur de force horizontale pour les éléments secondaires, **C<sub>p</sub> = 0.30**

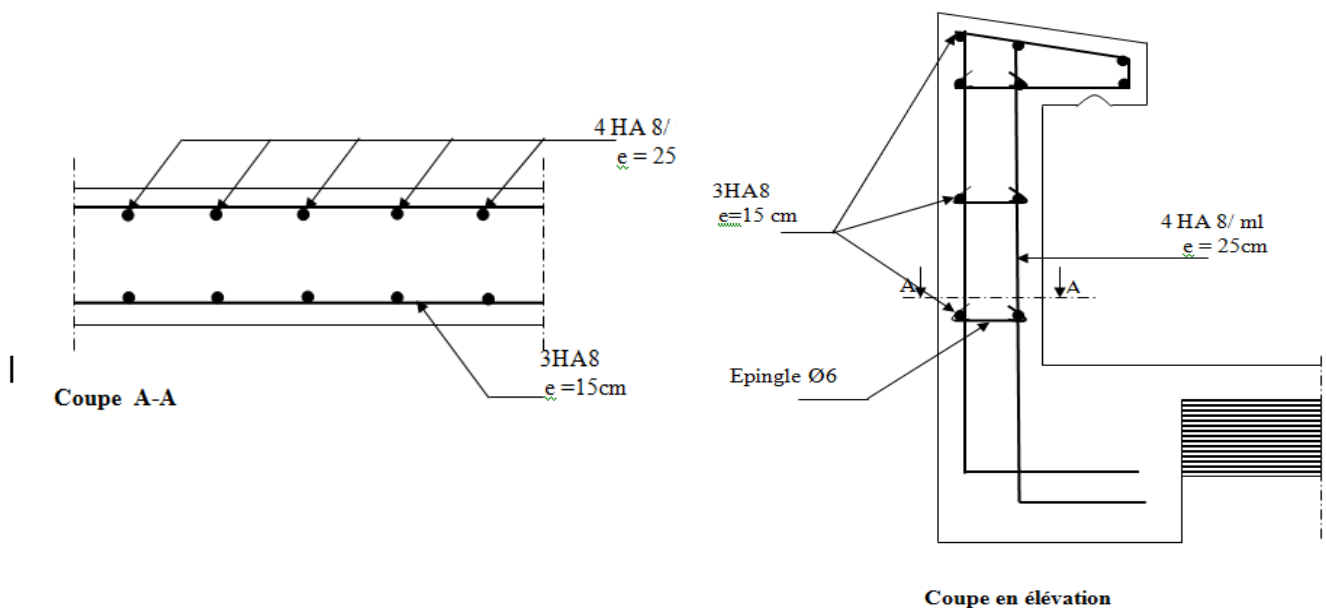
**W<sub>p</sub>** : poids de l'acrotère , **W<sub>p</sub> = 1.47 KN/ml**

$$F_p = 4 \times 0.3 \times 0.15 \times 1.47 = 0.2646 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$F_p < Q$  → **condition vérifiée.**

**Conclusion:**

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique d'où le calcul au séisme est inutile.



**Fig III.4 Ferrailage de l'acrotère**

## II.3 PLANCHERS :

Le plancher est constitué de corps creux et de la dalle de compression (16+4) , reposant sur des poutrelle préfabriquées sur chantier espacées de 65 cm ,ces dernières possèdent des armatures en attente qui sont liées à celle de la dalle de compression .Elle sont disposées dans le sens de la petite portée.

### II.3.1 calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 4 cm d'épaisseur armée d'un quadrillage de treillis soudé Ts 520qui doit satisfaire les conditions suivante :

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles,
- 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelle.(Art B 6.8,243 /BAEL91)

### 1. Calcul des armatures

#### a)les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L}{f_e} \quad \text{si} \quad 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{si} \quad L < 50\text{cm}$$

$A_{\perp}$  : section d'armature perpendiculaire exprimée en  $\text{cm}^2$

$f_e$  : nuance de l'acier utilisé exprimé en MPa

$L$  : entre axe des poutrelles.

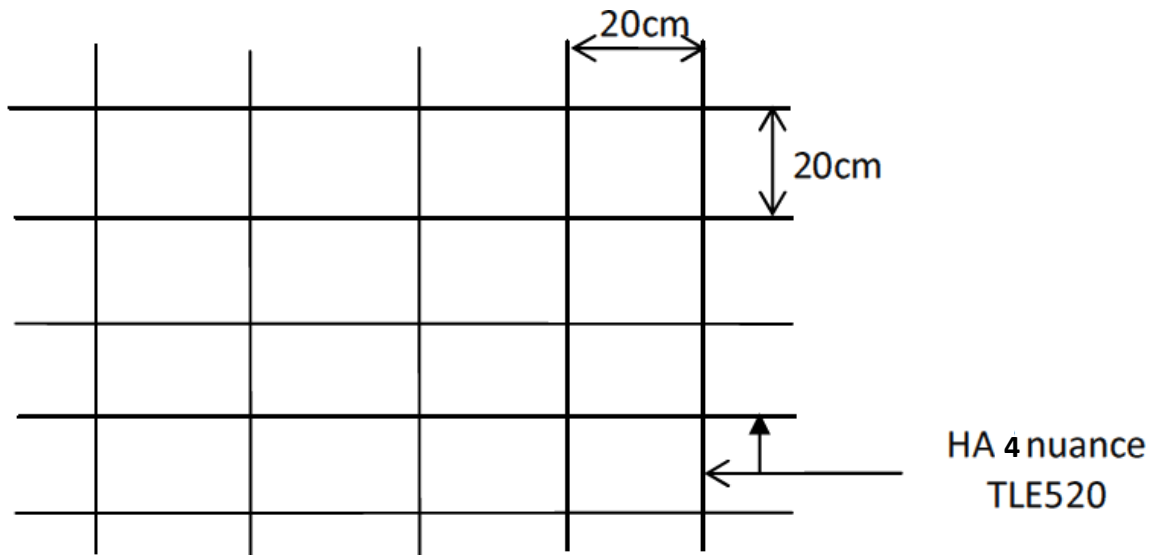
$$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on prend } 5\text{T}4$$

$A_{\perp} = 5\text{T}4$  avec un espacement de  $e = 20\text{cm}$

#### b) armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.315 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 5\text{T}4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm}$$

Conclusion : finalement, nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression pour un treillis soudé (TLE 520) de dimension (20 x 20)  $\text{cm}^2$



**FigIII.5** Ferrailage de la dalle de compression.

$e_{//} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$  et  $e_{\perp} = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$  donc la condition est vérifiée.

## 2. Calcul de la poutrelle

On s'intéressera à l'étude de la poutrelle du plancher le plus sollicité .elle se calcule comme une section en T .

### a) Dimensionnement de la poutrelle

- la hauteur de la dalle de compression  $h_0 = 4 \text{ cm}$
- la largeur de la nervure  $b_0 = 12 \text{ cm}$
- enrobage  $c = 2 \text{ cm}$
- la hauteur utile  $d = h - c = 2 \text{ cm}$
- la largeur de la dalle de compression  $b = 65 \text{ cm}$

### Application :

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L}{2}, \frac{L_1}{10}, 8h_0 \right)$$

Avec :

L : distance entre deux parement voisins de deux poutrelle :  $65 - 12 = 53 \text{ cm}$

L1 : longueur de la plus grande travée  $L_1 = 400 \text{ cm}$

La hauteur de la poutrelle  $h = 4 \text{ cm}$

D'ou

$$b_1 \leq \min (26.5, 40, 32)$$

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

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

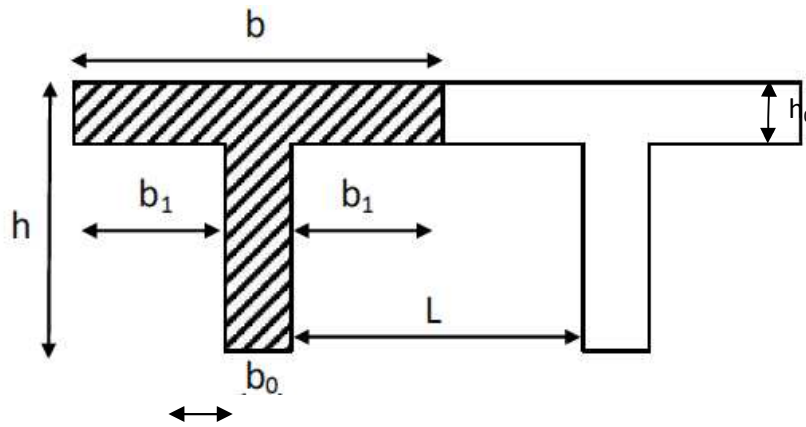


Fig III.6 Construction de la section en T

Le calcul sera effectué en deux étapes

**1ere étape : avant coulage de la dalle de compression :**

La poutrelle sera considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter en plus de son poids propre, la charge due à la main d'oeuvre et le poids de corps creux.

**a) Chargement :**

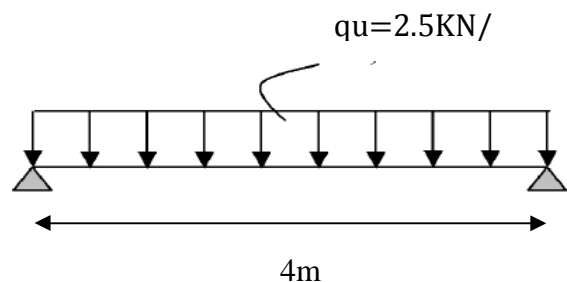
- Poids propre :  $G = 0.04 \times 0.12 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
- Poids de corps creux :  $G' = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$
- Poids de la main d'oeuvre :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$

**b) Ferrailage a l'ELU**

Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$



**1) Le moment en travée**

$$M_t = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2.5 \times 4^2}{8} = 5 \text{ KN.m}$$

**2) L'effort tranchant**

$$T = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2.5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN}$$

**3) Calcule des armatures :**

Avec  $b = 12 \text{ cm}$ ,  $d = 2 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_0}{bd^2 F_{bc}} = \frac{5 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 0.734$$

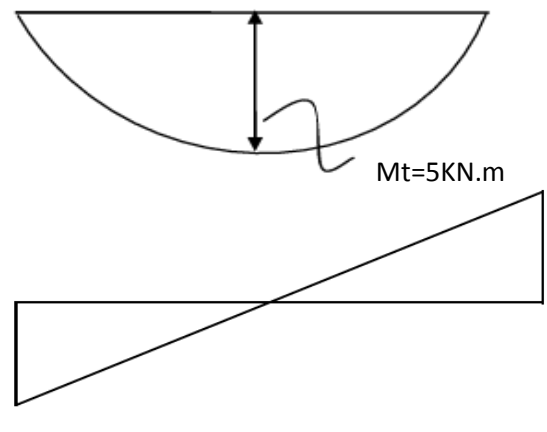


Fig III.7 Diagramme des efforts internes.

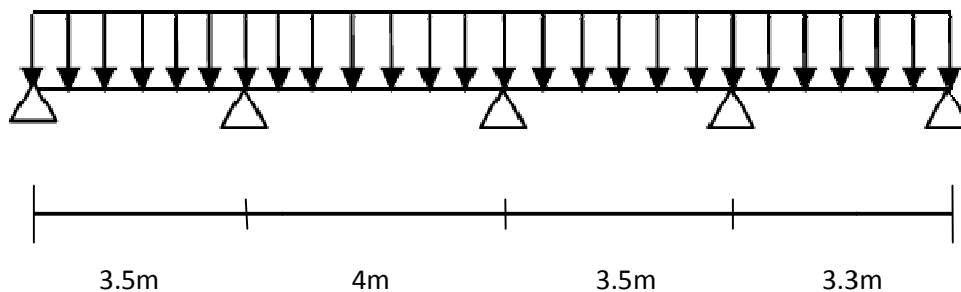
0.734



**Remarque :** Comme la hauteur de la poutrelle est faible pour placer les armatures de compression, donc il est nécessaire de prévoir des entais intermédiaires sur lesquels repose la poutrelle pour l'aider à supporter les charges avant coulage de manière à ce que ses armatures de compression ne soit pas nécessaires.

**2<sup>ème</sup> étape : après coulage de la dalle de compression :**

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement par ces deux extrémités, elle sera calculée comme une section en T soumise à des charges uniformément réparties.



**FigIII.8** Schéma statique

**1-Poids des planchers repris par la poutrelle**

Plancher	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Plancher terrasse	$5.46 \times 0.65 = 3.549$	$1 \times 0.65 = 0.65$
Plancher étage courant à usage d'habitation	$5.34 \times 0.65 = 3.471$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$

**2-Combinaisons de charge**

Plancher	ELU (1.35G+1.5Q) [KN/ml]	ELS (G+Q) [KN/ml]
Plancher terrasse	$1.35 \times 3.549 + 1.5 \times 0.65 = 5.766$	$3.549 + 0.65 = 4.20$
Plancher étage courant à usage d'habitation	$1.35 \times 3.471 + 1.5 \times 0.975 = 6.148$	$3.471 + 0.975 = 4.446$

### 3-Choix de la méthode de calcul

La détermination des efforts internes se fera de l'une des trois méthodes suivantes :

- La méthode forfaitaire
- La méthode des trois moments
- La méthode de Caquot

#### ➤ **La méthode forfaitaire**

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

Elle s'applique aux plancher à surcharge d'exploitation modérées,

$$Q \leq \max\{2G, 5\text{KN/m}^2\} = \max\{2 \times 5.34, 5 \text{ KN/m}^2\} \\ = \max\{10.68, 5\text{KN/m}^2\}$$

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2 < 10.68\text{KN/m}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées →

#### **Condition vérifiée**

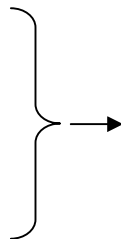
le rapport de deux portée successive des différentes travées est compris entre 0.8 et 1.25 c a d

$$(0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25).$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.50}{4.00} = 0.875$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.00}{3.50} = 1.14$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.50}{3.30} = 1.06$$



Condition vérifiée

La fissuration est non préjudiciable → Condition vérifiée

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

#### • **Exposé de la méthode forfaitaire**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} \text{ avec : } 0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}$$

$\alpha$  : le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation non pondérées.

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

a)  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0$  et  $(1 + 0.3\alpha)M_0 \geq 1.05M_0$

b)  $M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$  dans le cas d'une travée de rive.

c)  $M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$  dans le cas d'une travée intermédiaire.

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaires ne doit pas être inférieure à :

- $0.6M_0$  dans le cas d'une poutre à deux appuis.
- $0.5M_0$  pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$  dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

$M_0$  : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison entre nus d'appuis  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

Avec

$l$  : la longueur entre nus des appuis,

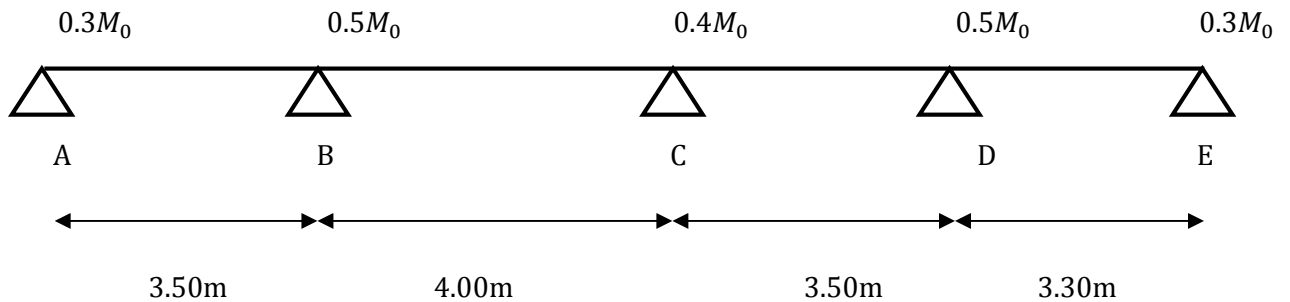
$q$  : charge uniformément répartie,

$M_w$  : La valeur absolue du moment sur appui de gauche,

$M_e$  : La valeur absolue du moment sur appui de droite,

$M_t$  : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

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



On aura après le calcul :  $\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0.975}{0.975+3.471} = 0.22$

$$\left\{ \begin{array}{l} 1+0.3\alpha = 1.066 \\ \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.533 \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.633 \end{array} \right.$$

**1. Calcul des moments isostatiques :**  $M_0 = \frac{q_u l^2}{8}$

Travée A-B :  $M_{01} = \frac{q_u \times l_{A-B}^2}{8} = \frac{6.148 \times 3.5^2}{8} = 9.41 \text{ kn.m}$

Travée B-C :  $M_{02} = \frac{q_u \times l_{B-C}^2}{8} = \frac{6.148 \times 4^2}{8} = 12.30 \text{ kn.m}$

Travée C-D :  $M_{03} = \frac{q_u \times l_{C-D}^2}{8} = \frac{6.148 \times 3.5^2}{8} = 9.41 \text{ kn.m}$

Travée D-E :  $M_{04} = \frac{q_u \times l_{D-E}^2}{8} = \frac{6.148 \times 3.3^2}{8} = 8.37 \text{ kn.m}$

**2-Calcul des moments aux appuis**

$M_A = 0.3 M_{01} = 0.3 \times 9.41 = 2.82 \text{ kn.m}$

$M_B = 0.5 \max ( M_{01}, M_{02} ) = 0.5 \times 12.3 = 6.15 \text{ kn.m}$

$M_C = 0.4 \max ( M_{02}, M_{03} ) = 0.4 \times 12.3 = 4.92 \text{ kn.m}$

$M_D = 0.5 \max ( M_{03}, M_{04} ) = 0.5 \times 9.41 = 4.71 \text{ kn.m}$

$M_E = 0.3 M_{04} = 0.3 \times 8.37 = 2.51 \text{ kn.m}$

**3-Calcul des moments en travée**

**a) travée A-B (travée de rive)**

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{-(2.82 + 6.15)}{2} + 1.066 \times 9.41$$

$$M_{tAB} \geq 5.546 \text{ KN.m}$$

$$(1+0.3\alpha)M_{01} \geq 1.05M_{01}$$

$$1.066 \times 9.41 \geq 1.05 \times 9.41$$

$$10.03 \geq 9.88 \quad \text{CV}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_{01}$$

$$M_{tAB} \geq 0.633 \times 9.41$$

$$M_{tAB} \geq 5.956 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{tAB} = 5.96 \text{ KN.m}$

**b) Travée B-C (travée intermédiaire)**

$$M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{-(6.15 + 4.92)}{2} + 1.066 \times 12.30$$

$$M_{tBC} \geq 7.576 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_{02}$$

$$M_{tBC} \geq 0.533 \times 12.30$$

$$M_{tBC} \geq 6.55 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{tBC} = 7.58 \text{ KN.m}$

**c) Travée C-D (travée intermédiaire)**

$$M_{tCD} \geq \frac{-(4.92 + 4.71)}{2} + 1.066 \times 9.41$$

$$M_{tCD} \geq 5.216 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)}{2} M_{03}$$

$$M_{tCD} \geq 0.533 \times 9.41$$

$$M_{tCD} + \frac{M_C + M_D}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{03}$$

$$M_{tCD} \geq 5.01 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{tCD} = 5.22 \text{ KN.m}$

**D ) Travée D-E (travée de rive)**

$$M_{tDE} + \frac{M_D + M_E}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{04}$$

$$M_{tCD} \geq \frac{-(4.72 + 2.51)}{2} + 1.066 \times 8.37$$

$$M_{tCD} \geq 5.307 \text{ KN.m}$$

$$(1 + 0.3\alpha)M_{04} \geq 1.05M_{04}$$

$$1.066 \times 8.37 \geq 1.05 \times 8.37$$

8.922 > 8.78 CV

$$M_{tCD} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_{04}$$

$$M_{tCD} \geq 0.633 \times 8.37$$

$$M_{tCD} \geq 5.29 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{tCD} = 5.31 \text{ KN.m}$

**4-Calcul des efforts tranchants**

$$T_{(x)} = \theta_{(x)} + \frac{M_{i+1} + M_i}{l_i} \quad \text{avec} \quad \theta_{(x)} = \pm \frac{q_u l}{2}$$

$$T_w = \theta_{(x)} + \frac{-M_e + M_w}{L} \quad \text{ET} \quad T_e = -\theta_{(x)} + \frac{-M_e + M_w}{L}$$

**Travée AB**  $M_e = 2.82 \text{ KN.m}$   $M_w = 6.15 \text{ KN.m}$

$$T_w = \frac{6.148 \times 3.5}{2} + \frac{-6.15 + 2.82}{3.5}$$

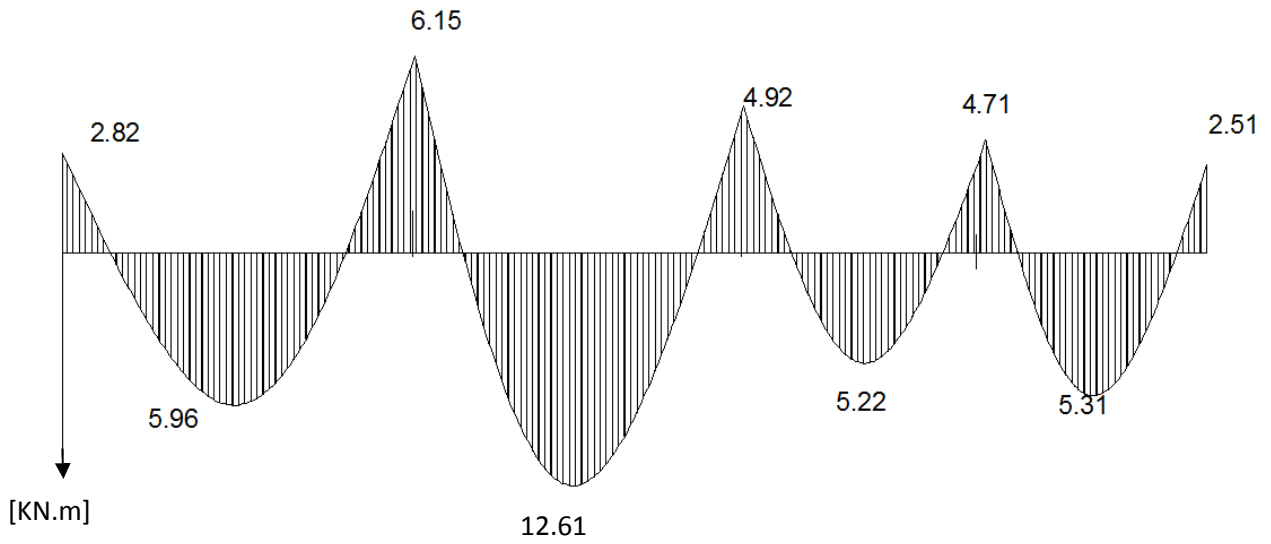
$$T_w = 10.76 - 0.95 = 9.81 \text{ KN}$$

$$T_e = -10.76 - 0.95 = -11.71 \text{ KN}$$

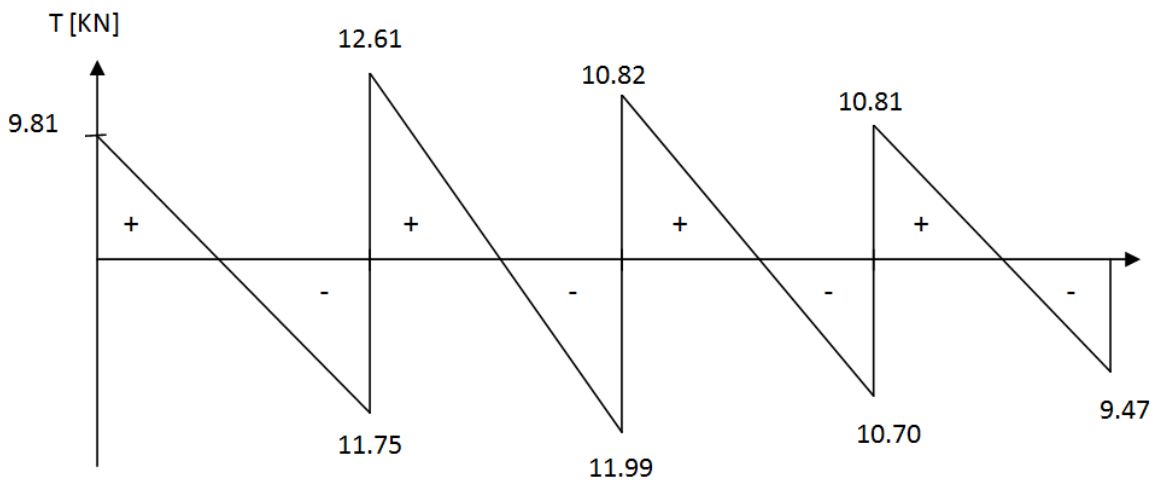
Les résultats sont donnés sous forme de tableau :

Travée	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>w</sub> (KN.m)	M <sub>e</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	T <sub>w</sub> (KN)	T <sub>e</sub> (KN)
A-B	9.41	2.82	6.15	5.96	9.81	-11.75
B-C	12.30	6.15	4.92	7.58	12.61	-11.99
C-D	9.41	4.92	4.71	5.22	10.82	-10.70
D-E	8.37	4.71	2.51	5.31	10.81	-9.47

**Chapitre III**  
**Calcul des éléments**

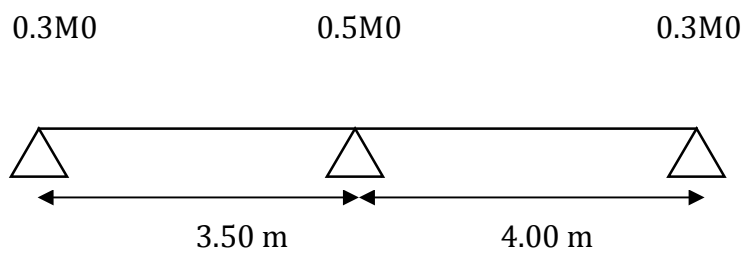


**FiFig III. 8** Diagramme des moments fléchissant



**Fig III.9** Diagramme des efforts tranchants.

**2<sup>eme</sup> cas**



**1-Calcul des moments isostatiques**

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

$$\text{Travée AB : } M_{01} = \frac{q_u l_{A-B}^2}{8} = \frac{6.148 \times 3.5^2}{8} = 9.41 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02} = \frac{q_u l_{B-C}^2}{8} = \frac{6.148 \times 4^2}{8} = 12.3 \text{ KN.m}$$

**2-Calcul des moments aux appuis**

$$M_A = 0.3M_{01} = 0.3 \times 9.41 = 2.82 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max\{M_{01}, M_{02}\} = 0.5 \times 12.3 = 6.15 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.3M_{02} = 0.3 \times 12.3 = 3.69 \text{ KN.m}$$

**3-Calcul des moments en travée**

Travée A-B (travée de rive) :

$$M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{01}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{-(2.82 + 6.15)}{2} + 1.066 \times 9.41$$

$$M_{tAB} \geq 5.546 \text{ KN.m}$$

$$(1+0.3\alpha)M_{01} \geq 1.05M_{01}$$

$$1.066 \times 9.41 \geq 1.05 \times 9.41$$

$$10.03 \geq 9.88 \quad \text{CV}$$

$$M_{tAB} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_{01}$$

$$M_{tAB} \geq 0.633 \times 9.41$$

$$M_{tAB} \geq 5.956 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{tAB} = 5.96 \text{ KN.m}$

Travée B-C (travée de rive) :

$$M_{tBC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_{02}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{-(6.15 + 3.69)}{2} + 1.066 \times 12.30$$

Calcul des éléments

$$M_{tAB} \geq 8.198 \text{ KN.m}$$

$$(1+0.3\alpha)M_{02} \geq 1.05M_{02}$$

$$1.066 \times 12.30 \geq 1.05 \times 12.30$$

$$10.03 \geq 9.88 \quad \text{CV}$$

$$M_{tBC} \geq \frac{(1.2 + 0.3\alpha)}{2} M_{02}$$

$$M_{tAB} \geq 0.633 \times 12.30$$

$$M_{tBC} \geq 7.785 \text{ KN.m}$$

On prend  $M_{tBC} = 8.20 \text{ KN.m}$

**4-Les efforts tranchants :**

**Travée AB**       $M_e=2.82 \text{ KN.m}$      $M_w=6.15 \text{ KN.m}$

$$T_w = \frac{6.148 \times 3.5}{2} + \frac{-6.15 + 2.82}{3.5}$$

$$T_w = 10.76 - 0.95 = 9.81 \text{ KN}$$

$$T_e = -10.76 - 0.95 = -11.71 \text{ KN}$$

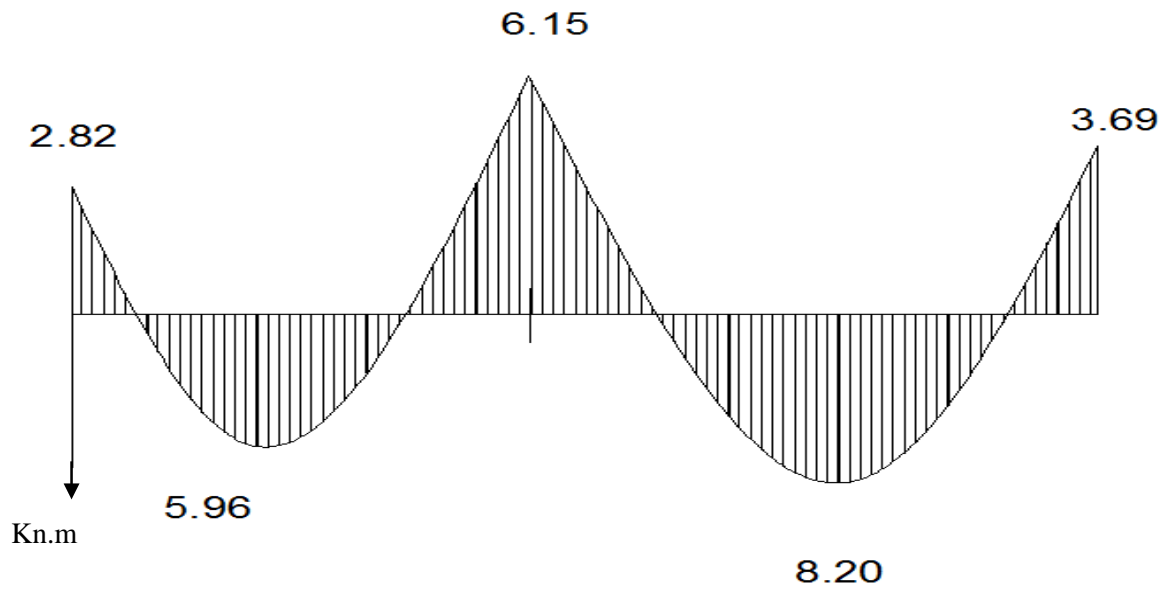
**Travée BC**       $M_e=3.69 \text{ KN.m}$      $M_w=6.15 \text{ KN.m}$

$$T_w = \frac{6.148 \times 4}{2} + \frac{-3.69 + 6.15}{4} = 12.92 \text{ kn}$$

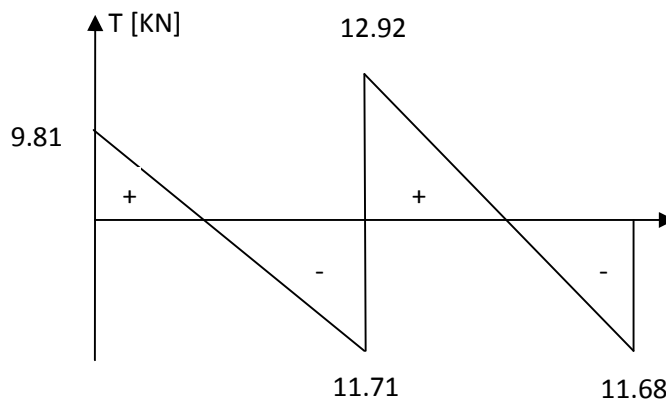
$$T_e = \frac{-6.148 \times 4}{2} + \frac{-3.69 + 6.15}{4} = -11.68 \text{ KN}$$

Les résultats sont donnée dans le tableau suivant :

Travée	$M_0$ (KN.m)	$M_w$ (KN.m)	$M_e$ (KN.m)	$M_t$ (KN.m)	$T_w$ (KN)	$T_e$ (KN)
A-B	9.41	2.82	6.15	5.96	9.81	-11.71
B-C	12.30	6.15	3.69	8.20	12.92	-11.68



**Fig III.10** Diagrammes des moments fléchissant



**Fig III.11** Diagramme des efforts tranchants

### III.3.2 Calcul des armatures :

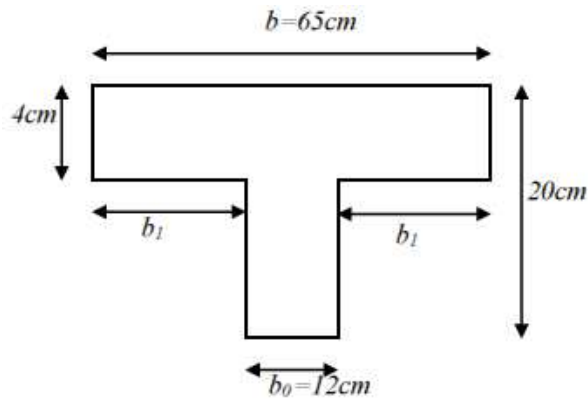
Les moments maximaux aux appuis et en travée obtenus dans le 2eme cas sont :

$$M_t^{max} = 8.20 \text{ KN.m} \quad M_a^{max} = 6.15 \text{ KN.m}$$

**1-Calcul à l'ELU**

**a)En travée :**

Calcul du moment équilibré par la dalle de compression



$$M_0 = bh_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) 14.2 \times 10^3 = 59.07 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$M_0 = 59.07 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_t = 8.20 \text{ KN} \cdot \text{m} \longrightarrow$  l'axe neutre tombe dans la table de compression d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ( b x h ) = ( 20 x 65 ).

$$\mu_b = \frac{M_t^{max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{8.20 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.0274 < \mu_r = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.0274 \longrightarrow \beta = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.20 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 348} = 1.327 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1.327 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte} \quad 2\text{HA } 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

**b)Aux appuis**

La table est entièrement tendue donc le calcul se fera comme une section rectangulaire (bxh)

$$M_a^{max} = 6.15 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{6.15 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.020 < 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0.020 \longrightarrow \beta = 0.990$$

$$A_a = \frac{M_a^{max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.15 \times 10^3}{0.990 \times 18 \times 348} = 0.991 \text{ cm}^2$$

$A_a = 0.991 \text{ cm}^2$  on prend 1HA12=1.13  $\text{cm}^2$  .

**c) Les armatures transversales :**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{max}\right) \quad \text{Art 7.2.2.1 /BAEL 91}$$

$$\phi \leq \min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 12\right) = 5.7 \text{ mm} = 0.57 \text{ cm}$$

$\phi \leq 0.57 \text{ cm}$  on prend  $\phi = 8 \text{ mm}$

On adopte 2 $\phi$ 8  $A_t=1 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\phi$ 8

**d) Espacement des armatures transversales**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) = \min(16.2, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

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

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.5 \text{ MPa}$$

$$\frac{1 \times 400}{12 \times 15} = 2.22 \text{ MPa} > 0.5 \text{ MPa} \quad \text{cv}$$

**2-Vérification à l'ELU**

**a) vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91/art A.5.1.1)**

$$\begin{aligned} \tau_u &\leq \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \\ &= \min(0.13 \times 25, 5 \text{ MPa}) \\ &= \min(3.25, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 d} = \frac{12.92 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.60 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$  condition vérifiée

**b) Condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23b_0d\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée**

$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis**

$$A_a = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

**c) Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL91 /Art A .6.1)**

On doit vérifier :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}}$$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{12.92 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 2 \times \pi \times 10} = 1.27 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.27 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**d) Influence de l'effort tranchant sur le béton ( art A.5.1.313/BAEL91)**

On doit vérifier que :

$$V_u^{max} \leq 0.267 b_0 \times a \times f_{c28}$$

Avec :  $a=0.9d$

$$V_u^{max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.18 \times 25 \times 10^3 = 129.76 \text{ KN}$$

$$V_u^{max} \leq 129.76 \text{ KN}$$

- **Appuis de rive :**

$$V_{max} = 11.68 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaire :**

$$V_{max} = 11.71 + 12.92 = 24.63 \text{ KN} < 126.76 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

**e) Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{max} + \frac{M_{max}}{0.9d} \right)$$

- **Appuis de rive**

$$A = 1.13 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 11.68 - \frac{3.69}{0.9 \times 0.18} \right)$$

$$1.13 \geq -0.32 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Appuis intermédiaire

$$A = 1.57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times \left( 24.63 - \frac{6.15}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.38 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.57 \text{ cm}^2 \geq -0.38 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées sont suffisante.

**f) Calcul des scellements droit (BAEL91/Art .A.6.1.221)**

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec} \quad \tau_{su} = 0.6_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où : } l_s = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

**g) Vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires**

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{V_u^{max}}{b_0 a} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec  $a = 0.9d$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 1.3 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \frac{25}{1.5} = 21.66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{max} = \frac{12.92 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 0.66 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 21.66 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

### III.3.3 Vérification a l'ELS

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le BAEL91 (A.6.5,1) précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par un coefficient ( $\frac{q_s}{q_u}$ ) nous donne les valeurs des efforts internes à l'ELS.

$$q_s = 4.446 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 6.148 \text{ KN/ml}$$

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.446}{6.148} = 0.72$$

$$M_t^{max} = 5.90 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = 4.43 \text{ KN.m}$$

$$T^{max} = 8.43 \text{ KN}$$

**a) Etat limite de résistance de béton en compression**

- La contrainte de compression dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \sigma_s \cdot K$$

o **En travée**

La section d'armature adoptée à l'ELU est  $A_s = 2\phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726 \longrightarrow \beta_1 = 0.876 \longrightarrow \alpha_1 = 0.372$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.372}{15(1 - 0.372)} = 0.039$$

-La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 d A_s} = \frac{5.90 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 157} = 238.33 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.039 \times 238.33 = 9.29 < 15 \text{ MPa}$$

**Condition vérifiée.**

o **Aux appuis**

$A_s = 1\phi 12 = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{b_0d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.523 \text{ cm}^2 \quad \beta_1 = 0.891 \quad \alpha_1 = 0.327$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0.327}{15(1 - 0.327)} = 0.032$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 d A_s} = \frac{4.43 \times 10^6}{0.891 \times 180 \times 113} = 244.44 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

**b) Etat limite d'ouverture des fissures**

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

Les poutrelles ne sont pas soumises aux agressions, donc la fissuration est peu préjudiciable

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

o **En travée**

$$\sigma_{st} = 238.33 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

**c) Etat limite de déformation (flèche)**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles BAEL (B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$L=400-30=370$  cm : longueur entre nus d'appuis.

$h=20$ cm : hauteur de la poutrelle.

$$a) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$b) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$$

$$c) \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

Avec :

$M_0$  : moment isostatique.

$M_t$  : moment de flexion.

$$a) \frac{h}{L} = \frac{0.20}{3.70} = 0.054 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$b) M_t = 5.90 \text{KN.m} , M_0 = 12.30 \text{KN.m} \quad \frac{5.90}{15 \times 12.30} = 0.031 < 0.051 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

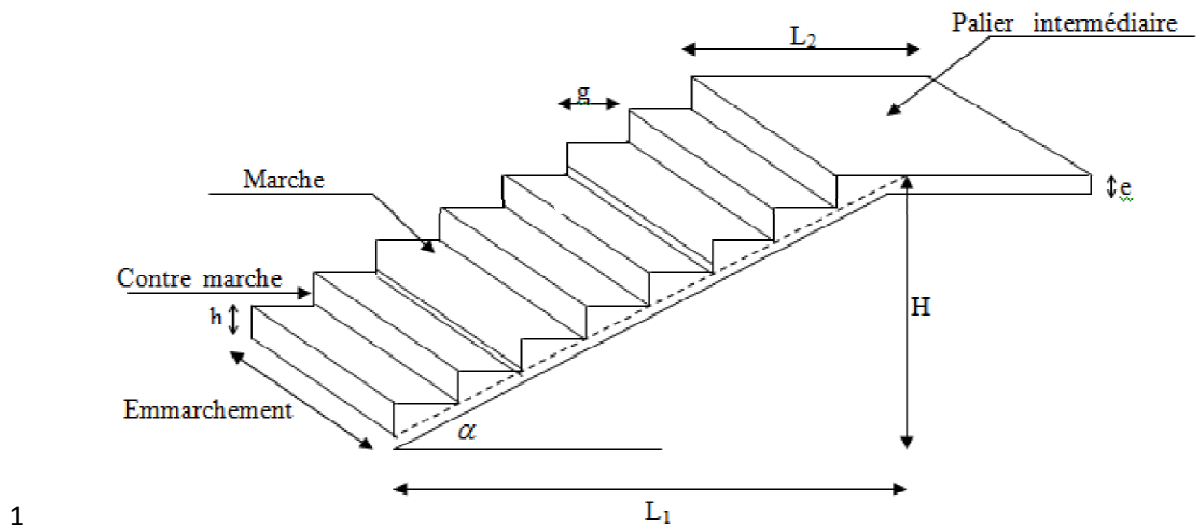
$$c) \frac{1.57}{12 \times 18} = 0.007 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

### III.4 Les escaliers

Les escaliers est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction.

Les escaliers de notre bâtiment est de type escaliers à trois volées réaliser en béton armé coulé sur place et qui donne accès aux différents étage.



**Fig III.12** Coupe verticale des escaliers

#### III.4.1 Terminologie

$g$  : giron

$H$  : hauteur de la paillasse.

$L$  : longueur linéaire de la paillasse

- **Marche** : c'est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie etc  
Le nombre de marches est pris comme suit :  $m=n-1$
- **Contre marche** : c'est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée nez de marche est parfois saillie sur la contre marche.

$n$  : nombre de contre marche donnée par :

Avec  $H$  : hauteur entre deux niveaux consécutif.

$h$  : hauteur de la contre marche : c'est la différence de niveau entre deux marches successives.

$H$  : le pus courant varie de 14 à 20 cm [17 cm en moyenne]

- **g « giron »** : c'est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marche ;  $22cm \leq g \leq 33cm$
- **la volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Le palier** : est la plateforme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires ou a chaque étage.
- **L'emmarchement** : représente la largeur de la marche.

Dans un immeuble collectif, l'emmarchement doit être :

$$L \geq 120 \text{ cm} \quad \text{ou} \quad L \geq 3g$$

Le rapport  $r = \frac{h}{g}$  est appelé raideur de l'escalier.

Dans notre calcul on va s'intéresser au cas le plus défavorable.

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, ils sont constituer des paliers et paillasse calculés comme des poutres isostatiques.

### III.4.2 Pré dimensionnement

Présentation schématique :

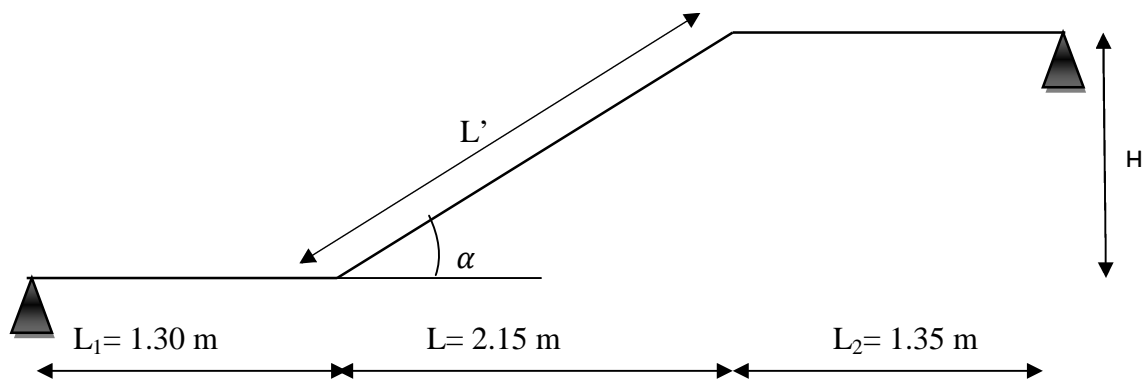


Fig III.13 système d'appuis

Avec une hauteur d'étage de 3.06 m ,pour un bâtiment à usage d'habitation et en tenant compte des dimensions données sur le plan, les escaliers sont pré-dimensionnés à l'aide de la formule de **BLONDEL**.

- ❖ La hauteur de la contre marche h

$$14cm \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

On prend  $h = 17 \text{ cm}$

❖ Nombre de marche n

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre marches}$$

Donc on a 5 contre marches dans la 1ere volée et la 3eme volée et 8 contre marche dans la 2eme volée.

❖ Le giron g

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{215}{7} = 30cm$$

**a) Vérification de la relation de BLONDEL**

-  $59cm \leq 2h + g \leq 64cm$

$59cm \leq 2 \times 17 + 30 = 64 \leq 64cm$

**Condition vérifiée**

Donc l'escalier est confort.

Epaisseur de paillasse et du palier

L'épaisseur de la paillasse et du palier de repos est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

$L_0$  : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) :  $L_0 = L_1 + L$

$L'$  : longueur réelle de la paillasse.

$L_1$  : longueur du palier.

$L$  : longueur de la paillasse projetée.

$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0.556 \longrightarrow \alpha = 29.54^\circ$

$L' = \frac{215}{\cos \alpha} = 247.12cm \quad L_1 = 1.30cm$

$L_0 = 215 + 1.30 = 3.45 \text{ cm}$

$$\frac{3.45}{30} \leq e_p \leq \frac{3.45}{20}$$

$11.5cm \leq e_p \leq 17.2cm$

On prend la même épaisseur pour la volée et le palier : **ep=15 cm**

**III.4.3 Détermination des charges et des surcharges**

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1 m d'embranchement et une bande de 1 m de projection horizontale de la volée .en considère une poutre simplement appuyée en flexion simple.

**a)-les charges permanentes**

**-le palier**

Éléments	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Poids propre de la dalle pleine en BA	25x0.15=3.75
Poids des revêtements (sable+mortier+carrelage+enduit) (0.44+0.4+0.4+0.2)	1.44
	G <sub>1</sub> =5.19

**Tableau III.1** charge totale du palier

**-La volée**

éléments	Poids KN/m <sup>2</sup>
Poids propre de la pailleasse	$\frac{25 \times 0.15}{\cos\alpha} = 4.31$
Poids des marches	$\frac{25 \times 0.17}{2} = 2.12$
Revêtements +garde corps	1.64
	G <sub>2</sub> = 8.07

**Tableau III.2** charge totale de la volée

**b-)Les surcharges d'exploitation**

La surcharge d'exploitation selon le DTR C 2-2 pour une construction à usage d'habitation est :Q=2.5KN/m<sup>2</sup>.

**1-Combinaison de charges**

-ELU             $qu = (1.35 G + 1.5Q) \times 1m$

Palier :     $qu_1 = (1.35 \times 5.19 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 10.75 \text{ KN/ml}$

Volée :     $qu_2 = (1.35 \times 8.07 + 1.5 \times 2.5) \times 1m = 14.64 \text{ KN/m}$

-ELS         $qs = G + Q$

Palier :     $qs_1 = 5.19 + 2.5 = 7.69 \text{ KN/ml}$

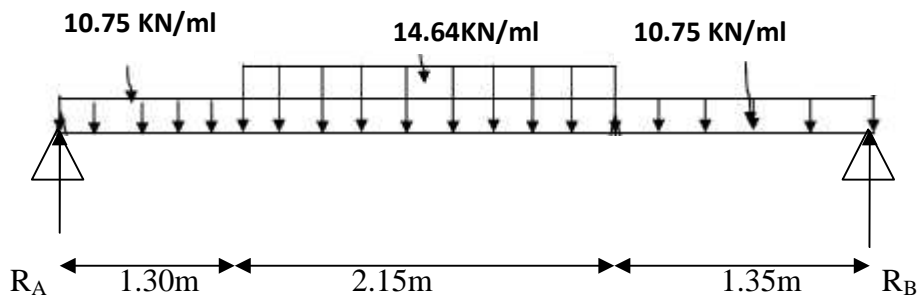
Volée :     $qs_2 = 8.07 + 2.5 = 10.57 \text{ KN/ml}$

**2-Calcul des moments et des efforts tranchant**

Pour déterminer les efforts dans la paillasse et les paliers, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (paillasse + paliers) comme une poutre reposant sur deux appuis simples et en considérant la projection horizontale de la charge q sur la paillasse d'une portée projetée L= 2.15m

**3-Les réactions aux appuis**

D'après les formules de RDM



$$\sum F=0$$

$$R_A+R_B=(10.75 \times 1.30)+(14.64 \times 2.015)+(10.75 \times 1.35)$$

$$R_A+R_B= 59.96 \text{ KN}$$

$$10.75 \times 1.30 \times 0.65 + 14.64 \times 2.15 \times (1.075 + 1.30) + 10.75 \times 1.35 \times (0.65 + 2.15 + 1.30) - R_B \times 4.8 = 0$$

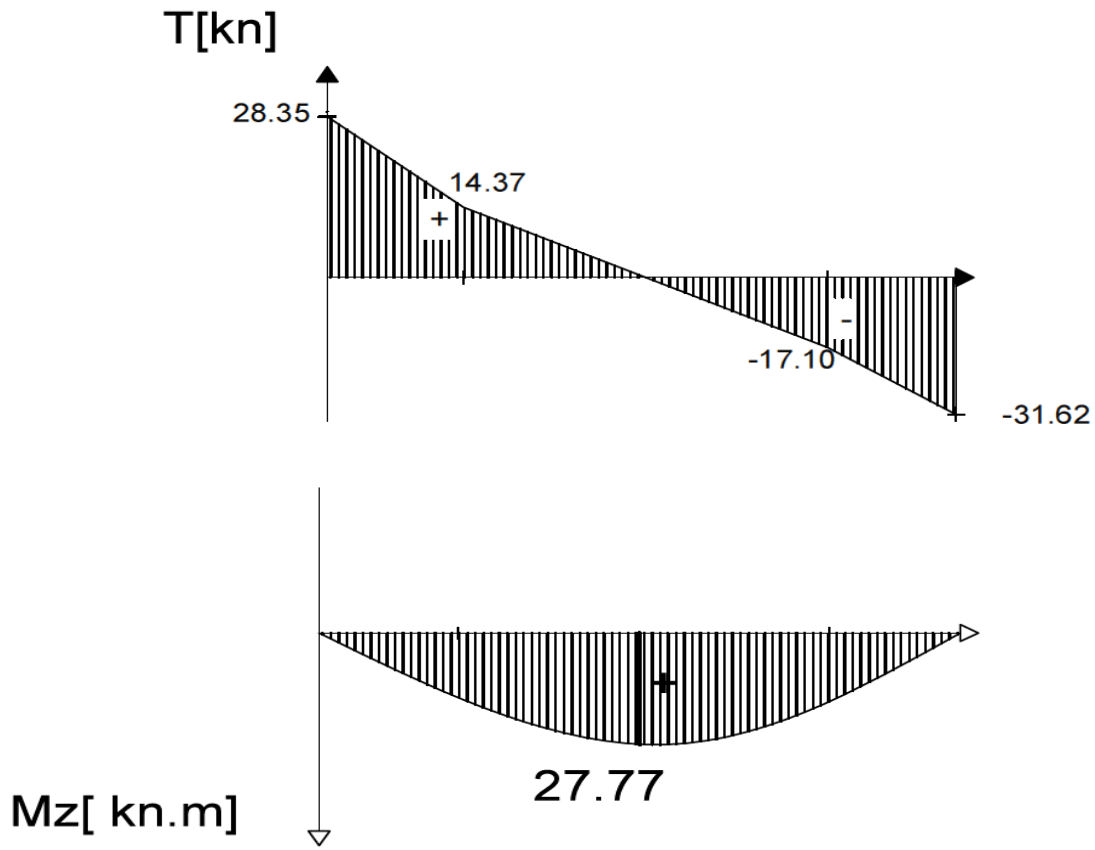
$$R_B=31.62 \text{ KN}$$

$$R_A=59.96 - 31.62 = 28.35 \text{ KN}$$

**4-Efforts tranchants et moments fléchissant**

Tronçons (m)	Efforts tranchants Ty	Moments fléchissant	X(m)	Ty KN	Mz KN.m
$0 \leq x \leq 1.30$	$-10.75x + 28.35$	$-10.75x^2/2 + 28.35x$	0	28.35	0
			1.30	14.375	27.77
$1.30 \leq x \leq 3.45$	$-14.64x + 33.407$	$-7.32x^2 + 33.407x - 3.29$	1.3	14.375	27.77
			3.45	-17.10	24.84
$0 \leq x \leq 1.35$	$10.75x - 31.62$	$-10.75x^2/2 + 31.62x$	0	-31.62	0
			1.35	-17.10	24.84

**Tableau III.3** résumé des efforts tranchants et des moments fléchissant



**Fig III.14** Diagrammes des efforts tranchant et les moments fléchissant à l'ELU

### Remarque

Pour tenir compte des encastremements partiels aux niveaux des extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment

#### Aux appuis A

$$M_{ua} = -0.3M_u^{max} = -0.3 \times 27.76 = -8.32 \text{ kn.m}$$

$$M_i = 0.85 \times 27.76 = 23.60 \text{ kn.m}$$

$$M_{B \text{ appuis}} = 24.84 \text{ KN.m}$$

### III.4.4 Ferrailage:

Etude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

$$b=100\text{cm} \quad ,h=15\text{cm} \quad ,c=2\text{cm} \quad d=13\text{cm}.$$

- **Aux appuis**
- **Appuis A**

$$M_A = 8.32 \text{ KN.m}$$

### 1-Armatures principales

$$\mu_a = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{8.32 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.034$$

$$\mu_a = 0.034 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.034 \longrightarrow \beta_1 = 0.983$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{8.32 \times 10^3}{0.983 \times 13 \times 348} = 1.87 \text{ cm}^2$$

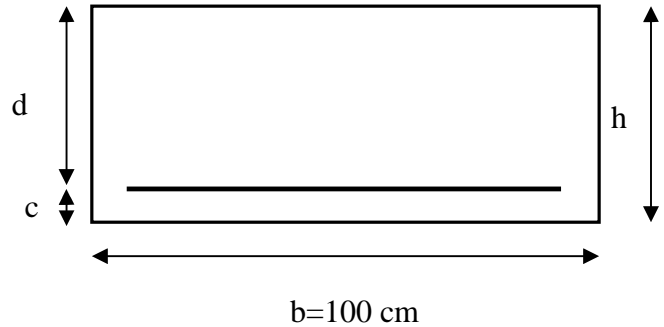
On adopte  $A_{st} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$

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

### 2-Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

oit  $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $St = 25 \text{ cm}$



- **Appuis B**

### 1-Armatures principales

$$M_B = 22.82 \text{ KN.m}$$

$$\mu_a = \frac{M_B}{bd^2 f_{bu}} = \frac{24.84 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.104$$

$$\mu_a = 0.104 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.104 \longrightarrow \beta_1 = 0.945$$

$$A_{st} = \frac{M_B}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{24.84 \times 10^3}{0.945 \times 13 \times 348} = 5.81 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_B = 5HA14/ml = 7.69 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $St = 20 \text{ cm}$

### 2-Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{7.69}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_r = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $St = 25 \text{ cm}$ .

➤ **En travée**

$$M_t = 23.60 \text{ KN.m}$$

**1-Armature principales**

$$\mu_t = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23.60 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.098$$

$$\mu_a = 0.098 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_a = 0.098 \longrightarrow \beta_1 = 0.948$$

$$A_{st} = \frac{M_B}{\beta_1 d \sigma_{st}} = \frac{23.60 \times 10^3}{0.948 \times 13 \times 348} = 5.50 \text{ cm}^2$$

Soit  $A_t = 4\text{HA}14 = 6.15 \text{ cm}^2$  avec un espacement de  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

**2-Armature de répartitions**

$$A_{rt} = \frac{A_a}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.53 \text{ cm}^2$$

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

**III.4.5 Vérification à l'ELU.**

**1. condition de non fragilité (BAEL91 mod 99/Art A.4.2.1).**

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

**-Aux appuis**

$$A_A = 3.14 \text{ cm}^2 > 1.56 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$A_B = 7.69 \text{ cm}^2 > 1.56 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

**-En travée**

$$A_t = 6.15 \text{ cm}^2 > 1.56 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

**2. Espacement des barres**

Armatures principales :  $S_{t \max} = 25 \text{ cm} < \min\{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$  condition vérifiée.

Armatures de répartitions :  $S_t \max = 25 \text{ cm} < \min\{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm}$  condition vérifiée.

**3. vérification de la section du béton à l'effort tranchant (BAEL99, Art.5.1.2.1)**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{32.62 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.25 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max}$  effort tranchant maximal

$$T_{u \max} = 32.62 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right\} = \{3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.25 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

#### 4. influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL99, Art 5.1.3)

##### a- Influence sur le béton

$$V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b}$$

Avec  $a=0.9d$

$$V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 0.9 \times 13 \times 10}{1.5} = 780 \text{ KN}$$

$$V_{u \max} = 32.62 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

##### b- influence sur les armatures

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left( V_{u \max} + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left( 32.62 + \frac{22.82 \times 10^2}{0.9 \times 13} \right) = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 7.69 \text{ cm}^2 > 0.65 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

##### c-contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL99, Art A.6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Pour HA :  $s = 1.5$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

##### ❖ Appuis A

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3.14 \times 1.0 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.35}{0.9 \times 130 \times 125.6} = 0.0009 MPa$$

$$\tau_{se} = 0.0009 MPa < 3.15 MPa$$

Condition vérifiée

❖ Appuis B

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 1.4 = 21.98 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{18.10}{0.9 \times 130 \times 219.8} = 0.0007 MPa$$

$$\tau_{se} = 0.0007 MPa < 3.15 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**d-ancrage des barres aux appuis (BAEL91, Art A 6.1.2.1)**

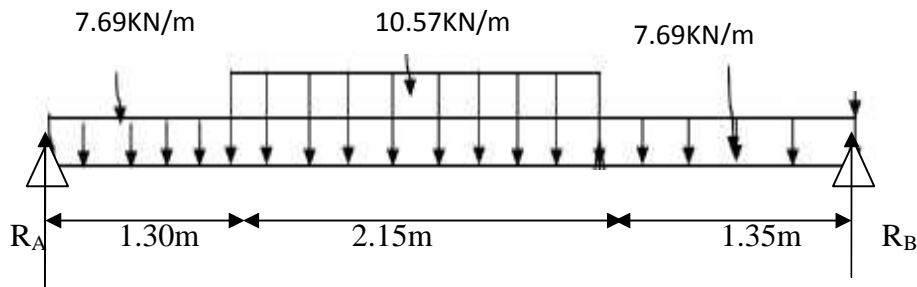
$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s} = 0.6 \times s^2 \times 2.1 = 2.835 MPa$$

$$L_s = \frac{\phi \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \phi \text{ cm}$$

Pour appuis A :  $\phi A = 1 \text{ cm}$  ;  $L_s = 35.27 \times 1 = 35.27 \text{ cm}$ .

Pour appuis B :  $\phi B = 1.4 \text{ cm}$  ;  $L_s = 35.27 \times 1.4 = 49.37 \text{ cm}$ .

**III.4.6 Calcul à l'ELS**



$$\sum F = 0$$

$$R_A + R_B = (7.69 \times 1.30) + (10.57 \times 2.015) + (7.69 \times 1.35)$$

$$R_A + R_B = 43.10 \text{ KN}$$

$$7.69 \times 1.30 \times 0.65 + 10.57 \times 2.15 \times (1.075 + 1.30) + 7.69 \times 1.35 \times (0.65 + 2.15 + 1.30) - R_B \times 4.8 = 0$$

$$R_B = 21.46 \text{ KN}$$

$$R_A = 43.11 - 21.46 = 21.65 \text{ KN.}$$

Efforts tranchants et moments fléchissant

Tronçons (m)	Efforts tranchants Ty	Moments fléchissant	X(m)	Ty KN	Mz KN.m
$0 \leq x \leq 1.30$	$-7.69x+21.65$	$-7.69x^2/2+21.65x$	0	21.65	0
			1.30	11.65	21.65
$1.30 \leq x \leq 3.45$	$-10.57x + 25.39$	$-5.28x^2+25.39x-2.44$	1.3	11.65	21.65
			3.45	-11.10	22.31
$0 \leq x \leq 1.35$	$7.69x-21.46$	$-7.69x^2/2+21.46x$	0	-21.46	0
			1.35	-11.10	21.96

Tableau III.4 résumé des efforts tranchants et des moments fléchissant a l'ELS

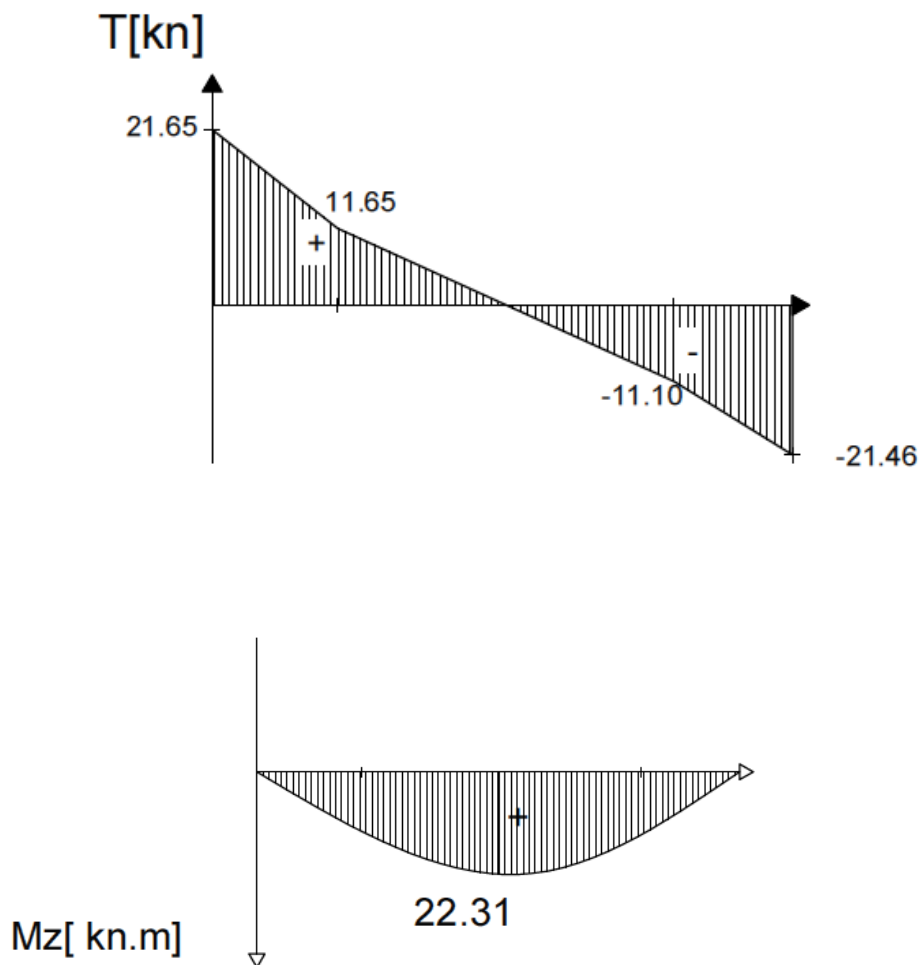


Fig III.15 Diagrammes des efforts tranchant et les moments fléchissant à l'ELS

**Remarque**

Pour tenir compte des encastres partiels aux niveaux des extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment

**Aux appuis A**

$$M_{ua} = -0.3M_u^{max} = -0.3 \times 21.65 = -6.495 \text{ kn.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 21.65 = 18.40 \text{ kn.m}$$

$$M_{B \text{ appuis}} = 21.96 \text{ KN.m}$$

**III.4.7 Vérification à l'ELS**

**a) Contrainte de compression dans le béton**

O doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

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

- **Aux appuis**

**Appui A**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0.241$$

$$\rho = 0.241 \longrightarrow \beta_1 = 0.921, K = 0.020.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{AS}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{6.49 \times 10^3}{0.921 \times 13 \times 3.14} = 172.76 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.020 \times 172.76 = 3.45 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**Appui B**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 7.69}{100 \times 13} = 0.591$$

$$\rho = 0.591 \longrightarrow \beta_1 = 0.886, K = 0.034.$$

$$\sigma_s = \frac{M_{BS}}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{21.96 \times 10^3}{0.886 \times 13 \times 7.69} = 247.92 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.034 \times 247.92 = 8.42 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition veifiée.}$$

• **En travée**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6.15}{100 \times 13} = 0.473$$

$$\rho = 0.473 \longrightarrow \beta_1 = 0.896, K=0.030.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A} = \frac{21.96 \times 10^3}{0.896 \times 13 \times 6.15} = 306.55 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = 0.030 \times 306.55 = 9.19 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition veifiée.}$$

**b) vérification de la flèche**

On peut se dispenser de donner une justification de la déformabilité si ces conditions sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4.2}{f_e}$
- $\frac{M_t}{100M_0} \leq \frac{h}{l}$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{480} = 0.031 < \frac{1}{16} 0.062 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

$$f = \frac{1}{10} \times \frac{M_s \times L^2}{E_v \times I} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :  $M_s = 21.96 \text{ KN.m}$

$E_v$ : Module de déformtion différé.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

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

$S_{xx}$ : moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 6.15 \times 13 = 12449.25 \text{ cm}$$

$B_0$ : surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 100 \times 15 + 15 \times 6.15 = 1592.25 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{12449.25}{1592.25} = 7.81 \text{ cm.}$$

$$V_2 = 15 - 7.81 = 7.19 \text{ m.}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times [(V1)^3 + (V2)^3] + 15 \times A \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times [(7.81)^3 + (7.19)^3] + 15 \times 6.15 \times (7.19 - 2)^2 = 30754.00 \text{ cm}^4.$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

$$\rho = \frac{A}{bd} = \frac{6.15}{100 \times 13} = 0.0047$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.0047} = 1.79$$

$$\mu = \max \left\{ 0.1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right\} = \left\{ 0.1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0047 \times 247.92 + 2.1} \right\} = 0.$$

$$I_{fv} = 33829.4 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{21.96 \times 10^5 \times 480^2}{10 \times 33829.4 \times 10818.86 \times 10^2} = 0.37 < \frac{480}{500} = 0.96 \text{ cm}$$

donc la fleche est verifiée.

## II.5 Les balcons

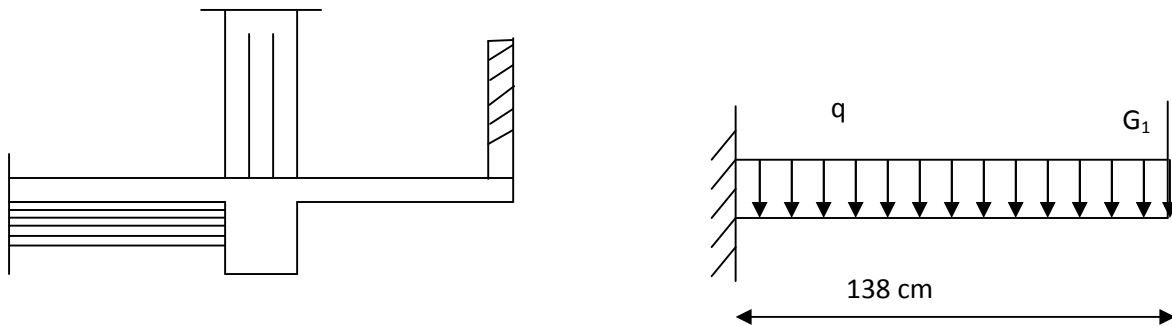
L'ouvrage qu'on étudie comporte des balcons et vu l'importance des charges qui agissent sur lui, on a opté à les faire en dalle pleine

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde corps de hauteur  $h=1\text{m}$  en brique creuse de  $10\text{cm}$  d'épaisseur

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par

$$e > \frac{L}{10} = \frac{138}{10} = 13.8\text{cm}$$

Soit  $e = 15\text{ cm}$



**Fig III.16 Schéma statique du**

### III.5. 1 Détermination des charges et surcharges:

Nous considérons une bande de  $1\text{m}$  de balcon.

#### a- Charges permanentes:

Désignation	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	18	0.02	0.54
Lit de Sable	18	0.02	0.54
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	20	0.02	0.33

$$\mathbf{G = 5.60\text{ KN/m}^2}$$

**Tableau III.5 Charges permanentes du balcon**

**b- charge concentrée :**

Poids propre du garde corps..... $G=9 \times 0,1=0,9$  KN/ml.

**c- surcharge d'exploitation:.....** $Q=3,5$  KN/ml.

**III.5. 2 Calcul à l'état limite ultime**

Le balcon travaille en flexion simple.

**1- Combinaison de charges:**

- Dalle:  $q_u=1,35G+1,5Q=1,35 \times 5,60+1,5 \times 3,5=12,81$  KN/ml;
- Garde corps:  $g_{u1}=1,35G_1=1,35 \times 0,9=1,21$  KN/ml.

**Le moment provoqué par la charge  $q_u$  est:**

$$M_{qu} = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-12,81 \times (1,38)^2}{2} = -12,20 \text{ KNm} .$$

**Le moment provoqué par la surcharge  $g_{u1}$  est:**

$$M_{gu1} = -g_{u1} \times l = -1,21 \times 1,38 = -1,66 \text{ KN.m} .$$

Le moment total est:  $M_u = M_{qu} + M_{gu1} = -13,86$  KN.m.

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

**2- Ferrailage :**

➤ **Armatures principales:**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13,86 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,057 < 0,392$$

====> section simplement armée

$$\mu_u = 0,057 \implies \beta = 0,970$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13.86.10^3}{0,970.13.348} = 3.16 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10** = 3.93 cm avec un espacement **S<sub>t</sub> = 20cm**.

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3,93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8** = 2,01 cm<sup>2</sup> avec **S<sub>t</sub> = 25cm**

### 3- Vérification à l'ELU

a)-Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100) \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A > A_{\min} \implies$  condition vérifiée.

b)- Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$V_u = q_u \times l + g_{u1} = 12.81 \times 1,38 + 1,21 = 18.88 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{18.88.10^3}{1000.130} = 0,145 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,1.f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = 2,5$$

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

c)-Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

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

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{18.88.10^3}{0,9 \times 130 \times 157} = 1.03 \text{MPa}$$

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{condition vérifiée.}$$

**d)- Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donné par la loi:

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835$$

$$L_s = \frac{10.400}{4 \times 2,835} = 352.7 \text{mm} \implies \text{soit: } L_s = 36 \text{cm}$$

$\implies$  Soit des crochets de longueur  $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 36 = 14.4 \text{cm}$ .

Pour des raisons pratique on adopte des crochets de 13 cm

**e)- Ecartement des barres :**

◆ **Armatures principales:**

$$e \leq \min(3h, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

◆ **Armatures de répartition:**

$$e \leq \min(4h, 45 \text{cm}) = 45 \text{cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

**III.5.3 Calcul à l'ELS :**

**1- Combinaison de charge:**

- Dalle:  $q_s = G + Q = 5.60 + 3,5 = 9.1 \text{KNm}$
- Garde corps :  $g_{s1} = 0,9 \text{KNm}$

**2-Calcul des moments :**

$$M_s = M_{qs} + M_{Gs1} = \frac{q_s l^2}{2} + G_{s1} = \frac{9.1(1,38)^2}{2} + 0,9$$

$$M_s = 9.56 \text{KNm.}$$

**3-Vérification à l'ELS:**

**a)- Dans le béton :**

Il est inutile de vérifier la contrainte dans le béton si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.86.10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,057$$

$$\alpha = 0,0747$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{13.86}{9.56} = 1.449$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,449 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,474$$

$$\alpha = 0,0747 < 0,474 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**b)- Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers est inutile.

**III.5.4 vérification de la flèche :**

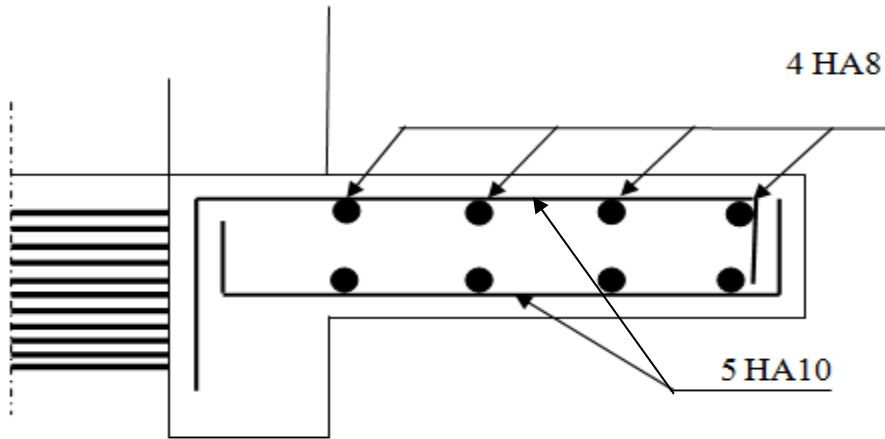
si les condition suivantes sont vérifiées alors il n y a pas lieu de vérifier la flèche

$$- \frac{e}{l} \geq \frac{1}{22.5} \quad \Longrightarrow \quad 15 / 138 = 0.10 > \frac{1}{22.5} = 0.044$$

$$- \frac{A}{b.d} \leq \frac{3.6}{f_e} \quad \Longrightarrow \quad \frac{3.93}{100 \times 13} = 0.003 < \frac{3.6}{400} = 0.009$$

**Conclusion :**

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



**Fig III.16** Ferailage du balcon

### III.6 Porte à faux

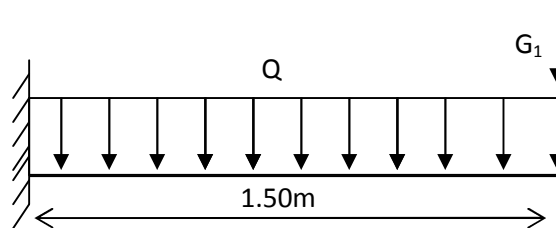
#### III.6.1 Dimensionnement de porte à faux

Il sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisée en dalle pleine.

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes

$$e > \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

Soit  $e = 15 \text{ cm}$



**Fig III.17 Schéma statique de porte à**

#### 1- Détermination des charges et surcharges:

Nous considérons une bande de 1m de porte à faux.

##### a- Charges permanentes:

Désignation	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (m)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	18	0.02	0.54
Lit de Sable	18	0.02	0.54
Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	20	0.02	0.33

$$G = 5.60 \text{ KN/m}^2$$

**Tableau III.6 Charges permanentes du porte à faux**

**b- charge concentrée :**

Poids propre du garde corps..... $G=9 \times 0,1 \times 2=1.8$  KN/ml.

**c- surcharge d'exploitation:**..... $Q=3,5$  KN/ml.

**2- Calcul à l'état limite ultime**

Le porte à faux travaille en flexion simple.

**a- Combinaison de charges:**

- Dalle:  $q_u=1,35G+1,5Q=1,35 \times 5.60+1,5 \times 3,5=12.81$  KN/ml;
- Garde corps:  $g_{u1}=1,35G_1=1,35 \times 0,9 \times 2=2.43$  KN/ml.

**Le moment provoqué par la charge  $q_u$  est:**

$$M_{qu} = \frac{-q_u l^2}{2} = \frac{-12.81 \times (1,5)^2}{2} = -14.41 \text{ KNm} .$$

**Le moment provoqué par la surcharge  $g_{u1}$  est:**

$$M_{gu1} = -g_{u1} \times 1 = -2.43 \times 1,5 = -3.64 \text{ KN.m} .$$

Le moment total est:  $M_u = M_{qu} + M_{gu1} = 18.05$  KN.m.

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

**b-Ferraillage :**

➤ **Armatures principales:**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.05 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,075 < 0,392$$

==> section simplement armée

$$\mu_u = 0,075 \implies \beta = 0,960$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18.05.10^3}{0,960.13.348} = 4.16 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 = 4.52 cm avec un espacement  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

➤ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup> avec  $S_t = 25 \text{ cm}$

### III .6.1 Vérification à l'ELU

**a)-Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23(100) \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A > A_{\min} \implies$  condition vérifiée.

**b)- Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$$

$$V_u = q_u \times l + g_{u1} = 12.81 \times 1,5 + 2.43 = 21.64 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{21.64.10^3}{1000.130} = 0,166 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0,1.f_{c28}, 4 \text{ MPa}\} = 2,5$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$  condition vérifiée.

c)-Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{21,64 \cdot 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,72} = 1,22 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \implies \text{condition vérifiée.}$$

d)- Longueur de scellement :

La longueur de scellement droit est donné par la loi:

$$L_s = \frac{\phi e}{4 \tau_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835$$

$$L_s = \frac{12,400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm} \implies \text{soit: } L_s = 43 \text{ cm}$$

$\implies$  Soit des crochets de longueur  $L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 43 = 17,2 \text{ cm.}$

Pour des raisons pratiques on adopte des crochets de 13 cm.

e)- Ecartement des barres :

♦ **Armatures principales:**

$e \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée .}$

♦ **Armatures de répartition:**

$$e \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \implies \text{condition vérifiée.}$$

### III.6.2 Calcul à l'ELS :

#### 1- Combinaison de charge:

- Dalle:  $q_s = G + Q = 5.60 + 3.5 = 9.1 \text{KNm}$
- Garde corps :  $g_{s1} = 0.9 \times 2 = 1.8 \text{KNm}$

#### 2-Calcul des moments :

$$M_s = M_{qs} + M_{Gs1} = \frac{q_s l^2}{2} + G_{s1} = \frac{9.1(1.5)^2}{2} + 1.8$$

$$M_s = 12.04 \text{KNm.}$$

#### 3-Vérification à l'ELS:

##### a)- Dans le béton :

Il est inutile de vérifier la contrainte dans le béton si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{18.05 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.075$$

$$\alpha = 0.0989$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{18.05}{12.04} = 1.499$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.499 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.499$$

$$\alpha = 0.0989 < 0.499 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

##### b)- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers est inutile.

**c)-vérification de la flèche :**

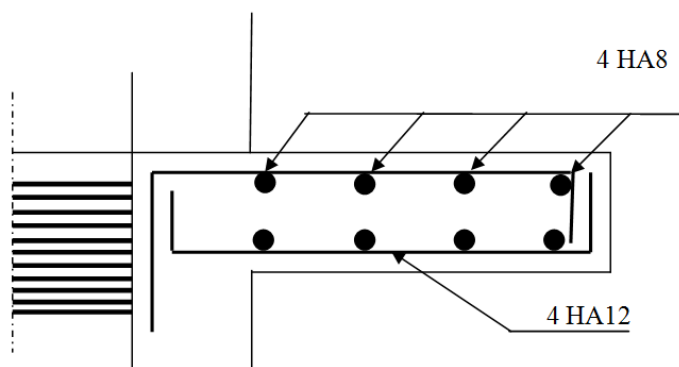
si les condition suivantes sont vérifiées alors il n y a pas lieu de vérifier la flèche

-  $\frac{e}{l} \geq \frac{1}{22.5}$   $\Rightarrow$   $15 / 150 = 0.10 > \frac{1}{22.5} = 0.044$

-  $\frac{A}{b.d} \leq \frac{3.6}{fe}$   $\Rightarrow$   $\frac{4.52}{100 \times 13} = 0.003 < \frac{3.6}{400} = 0.009$

**conclusion :**

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



**Fig III.18** ferrailage du porte à faux

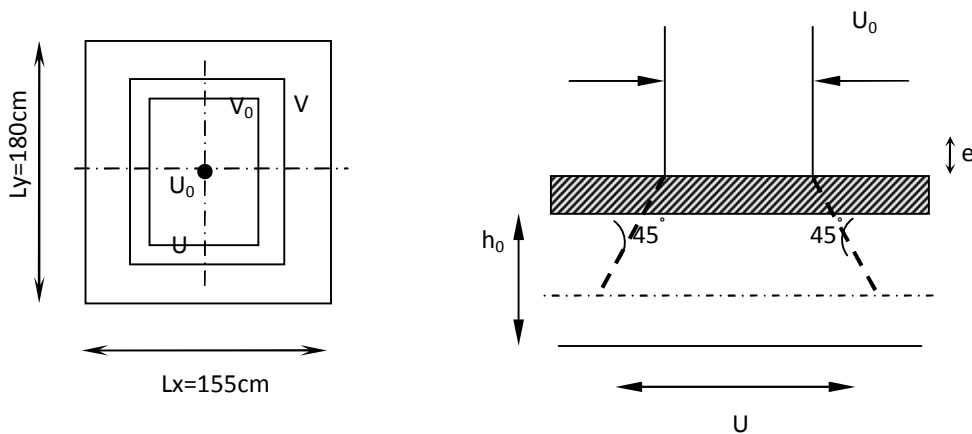
**III.7 Etude de la salle machine :**

Le bâtiment comprend une seule cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement ( $v = 1\text{m/s}$ ), la surface de la cabine est de  $2,79\text{m}^2$ , la charge totale que transmet le système de levage et la cabine chargée est de 9 tonnes.

**III-7-1 Calcul de la dalle pleine du local :**

L'étude des dalles reposants librement sur leurs pourtours et soumises à des charges localisées s'effectue au moyen des abaques de PIGEAUD qui fournissent des coefficients qui permettent de calculer les moments engendrés par ces charges suivant la petite et la grande portée.

Pour ce qui suivra on étudiera le cas d'une charge localisée concentrique. la dalle reposant sur ses 4 cotés avec  $L_x=1.5\text{m}$  et  $L_y=1.80\text{m}$



**Fig.III.19 schéma statique de la salle machine**

➤ **Dimensionnement**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{30}$$

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

Nous avons la limite de **RPA** minimal qui est de 12 cm , et pour nous on opte pour  $e_p = 15 \text{ cm}$

$$U = u_0 + 2xe + h_t$$

$$V = v_0 + 2xe + h_t$$

$h_t$  : épaisseur de la dalle=15cm

$e = 5 \text{ cm}$  , épaisseur du revêtement

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

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

**1) Evaluation du moment  $M_x$  et  $M_y$  dus au système de levage :**

$$M_x = q.(M_1 + \nu.M_2)$$

Avec :

$\nu$  : Coefficient de Poisson

$$M_y = q.(M_2 + \nu.M_1)$$

$M_1$  et  $M_2$  : Coefficients déterminés à partir des rapports ( $U/L_x$ ) ; ( $V/L_y$ ) dans les abaques de Pigeaud

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,55}{1,80} = 0,86$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1,05}{1,55} = 0,7$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1,05}{1,80} = 0,6 ; M_1 = 0,082, M_2 = 0,055$$

A L'ELU :  $\nu = 0$

$$q_u = 1,35Q = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KNm}$$

$$M_{x1} = qM_1 = 121,5 \times 0,082 = 9,96 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = qM_2 = 121,5 \times 0,055 = 6,68 \text{ KNm}$$

**2) Evaluation du moment  $M_x$  et  $M_y$  dus au poids propre de la dalle :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,86 \Rightarrow 0,4 < 0,86 < 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\rho = 0,86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0498 \\ \mu_y = 0,693 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

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

Avec :  $q_u = 1,35.G + 1,5.Q = (1,35 \times 3.75) + (1,5 \times 1) = 6.56 \text{ KN / mL}$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0498 \times 6.56 \times (1,55)^2 = 0,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,693 \times 0,78 = 0,54 \text{ KN.m}$$

### 3) superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.96 + 0,78 = 10.74 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.68 + 0,54 = 7.22 \text{ KN.m}$$

### Remarque :

A fin de tenir compte de semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront munies en leur effectuant le coefficient 0,85 en travée et- 0,3 aux appuis.

### 4) Ferrailage de la dalle:

#### a)- dans le sens de la petite portée :

##### - En travée

$$M_u = 0.85 \times 10.74 = 9.13 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9.13 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.038 < \mu_1 \longrightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0.981$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta x d x \sigma_{st}} = \frac{9.13 \times 10^2}{0.981 \times 13 \times 34.8} = 2.057 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12** ( $A_s=4.52 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement **St=25cm**

**-Aux appuis**

$$M_{u,x} = -0.3 \times 10.74 = -3.22 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{3.22 \times 10^2}{100 \times 13^2 \times 1.42} = 0.013 < 0.392 \quad \text{SSA d'où } \beta = 0.993$$

$$A_{st} = \frac{3.22 \times 10^2}{0.993 \times 13 \times 34.8} = 0.72 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10** ( $A_s=3.14 \text{ cm}^2$ ) avec un espacement **St=25cm**.

Le ferrailage se fera à L'ELU pour une bande de 1m de largeur. les résultats de calcul relatifs à la détermination du ferrailage, seront résumés sur le tableau ci-après :

zone	Sens	Mu (KN.m)	$\mu_b$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
Sur appuis	X-X	3.22	0,013	0,993	0,72	3.14	4HA10 25
	Y-Y	2,17	0,009	0,995	0,48	3.14	4HA10 25
En travée	X-X	9.13	0,038	0,981	2.057	4.52	4HA12 25
	Y-Y	6.14	0,026	0,987	1.38	3.14	4HA10 25

**5) Vérification à L'ELU :**

**a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :**

- Armatures inférieures

$$W = W_0 \times \left( \frac{3 - \rho}{2} \right)$$

$$W = A_{\min} / S$$

Avec :  $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,86$

$A_{min}$  : Section minimale d'armatures.

$S$  : section totale du béton.

$W_0$  : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W_x = 0,0008x \left( \frac{3-0,86}{2} \right) = 0,000856$$

$$A_{min} = 0,000856x (15x100) = 1,28 \text{ cm}^2$$

- Armatures supérieures

$$W_y = W_0 = 0.0008$$

$$A_{min} = 0,0008 \times (15 \times 100) = 1,2 \text{ cm}^2$$

**En travée :**

$$A_x = 4.52 > A_{min}$$

$$A_y = 3.14 > A_{min}$$

**En appuis :**

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min}$$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min}$$

**b) Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :**

On doit vérifier que :

$$\phi_{max} \leq h_t/10 = 150/10 = 15 \text{ mm}$$

$$\phi = 10 \text{ mm et } 12 \text{ mm} < \phi_{max} = 15 \text{ mm}$$

⇒ Condition vérifiée

**c) Ecartement des barres :** (Art A.8.2.42 BAEL 99)

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

❖ Armatures  $A_x // L_x$  :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée

❖ Armatures  $A_y // L_y$  :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée

**d) Condition de non poinçonnement :**

La vérification requise si la condition suivante est satisfaite sachant que la charge G est éloignée de la dalle.

$$Q_u \leq 0,045 U_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91 Art5.2.42}).$$

Avec  $U_c$  : périmètre du contour de l'aire sur le quel agit la charge dans le plan de feuillet moyen tell que :

$$U_c = 2(U+V) = 2(105+105) = 420\text{cm} = 4,2\text{m}.$$

$Q_u$  : charge de calcul vis-à-vis de état ultime.

$$Q_u = 1,35P = 1,35 \times 90 = 121.5 \text{ KN /ml}$$

$$Q_u = 121.5 \text{ KN/ml} < 0,045 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 \times 4,2 = 472,50 \text{ KN / ml} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

**e) Contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchant sont max au voisinage de la charge avec  $U=V$  :

- au milieu de U :

$$T_{\max} = \frac{P}{2U + V} = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28.57 \text{ KN}.$$

- au milieu de V :  $T_{\max} = \frac{p}{3U} = \frac{90}{3 \times 1,05} = 28.57 \text{ KN}.$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} = \frac{28.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,219 \text{ MPA}$$

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

On remarque que  $\tau_u < \tau$  ; la condition est vérifiée

**6) Vérification à l'ELS :**

**a) les moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$$q_s = P \quad ; \quad \nu = 0,2 \quad \text{à ELS :}$$

$$M_{x1} = 90 (0,082 + 0,2 \times 0,055) \Rightarrow M_{x1} = 8,37 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 90 (0,055 + 0,2 \times 0,082) \Rightarrow M_{y1} = 6,43 \text{ KN.m}$$

**b) Les moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G+Q = 3,75 + 1 \Rightarrow q_s = 4,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0,0498 \times 4,75 \times (1,55)^2 = 0,57 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,693 \times 0,57 = 0,4 \text{ KN.m}$$

**c) Superposition des moments :**

$$M_x = 8,37 + 0,57 = 8,94 \text{ KN m}$$

$$M_y = 6,43 + 0,4 = 6,83 \text{ KN m}$$

**Remarque :** ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (-0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

**d) Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers**

❖ **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

❖ **Dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_{tx}}{\beta_1 d A_s}$$

$$\text{Si } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :**

zone	Sens	Ms (KN.m)	$\rho$	$\beta$	K	$\sigma_{st}$	$\sigma_{bc}$	OBS
Sur appuis	X-X	2,68	0,154	0,929	61.92	109.69	1.77	Vérifié
	Y-Y	2,049	0,154	0,929	61.92	83.86	1.35	Vérifié
En travée	X-X	7.6	0,154	0,929	61.92	311.07	5.023	Vérifié
	Y-Y	5.81	0,154	0,929	61.92	237.8	3.84	vérifié

e) Etat limite de fissuration :

La fissuration est préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

**Commentaire :** les armatures seront prolongées et ancrées au niveau des appuis.

**Conclusion :** les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisantes.

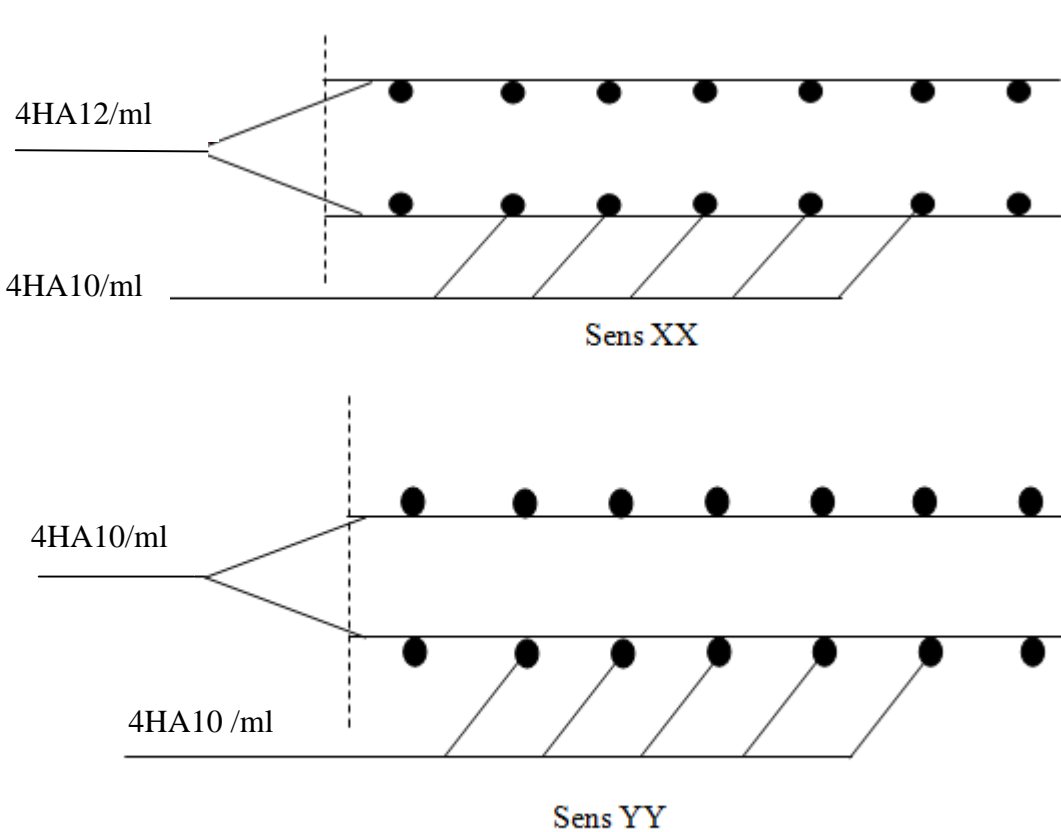


Fig III.19 ferrailage de la dalle pleine (dalle salle machine)



**CHAPITRE IV****MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION RPA****IV.1 MODELISATION DE LA STRUCTURE****IV.1.1 Introduction**

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (M.E.F), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la M.E.F et comprenne également le processus de la phase de la solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la M.E.F et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul.

**VI.1.2 : Description de l'ETABS**

*E*: Extended

*T*: Three dimensions

*A*: Analyses

*B*: Bulding

*S* : Systems

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénieurs, particulièrement adaptée aux bâtiments, et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures .L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statique et dynamique avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armée et charpente métallique .Le poste-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformation du système, les diagramme des efforts et courbes enveloppés, les champs de contraintes, les modes propre de vibration etc.

**VI.1.3 Manuel d'utilisation de l'Etabs :**

Dans notre travail, on a utilisé la version ETABS V 9.7

**VI.1.4 Etape de modélisation :****1. introduction de la géométrie du modèle**

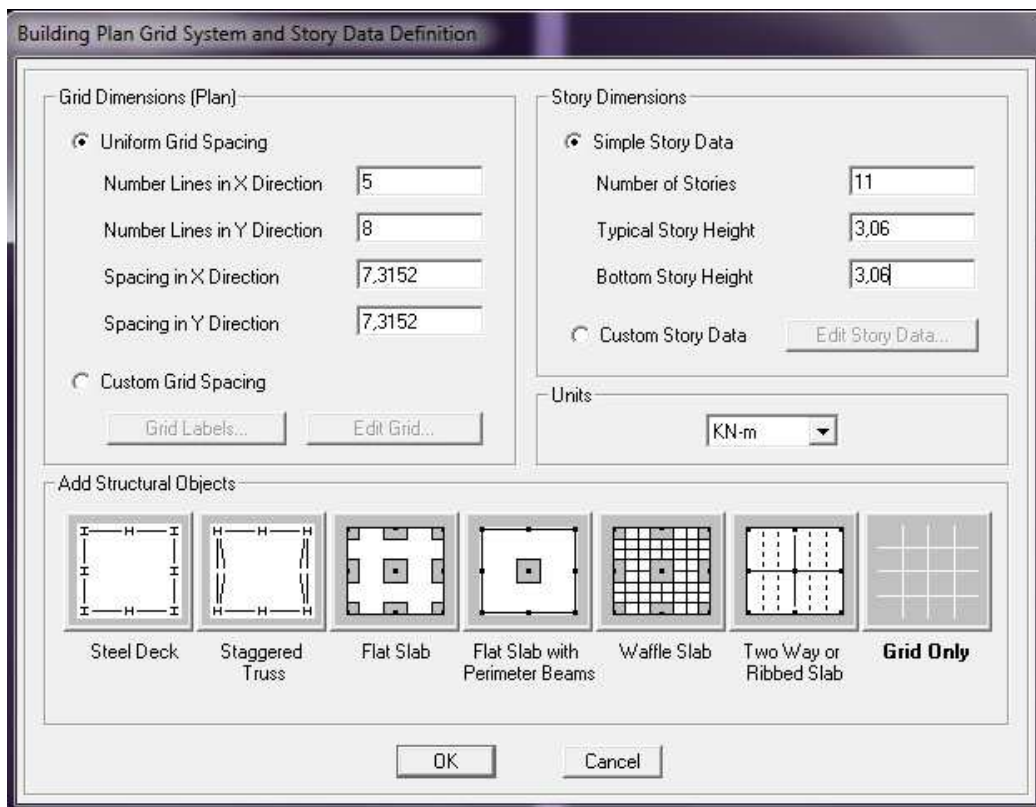
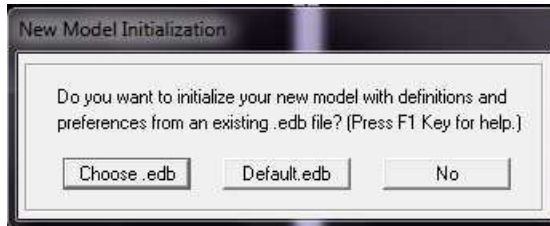
❖ **Choix d'unités**

Après le lancement du logiciel ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela se fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran.



❖ **Définir les propriétés mécanique et géométrique des éléments**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**) puis on clic sur **Default.edb**.



Cette option permet d'introduire :

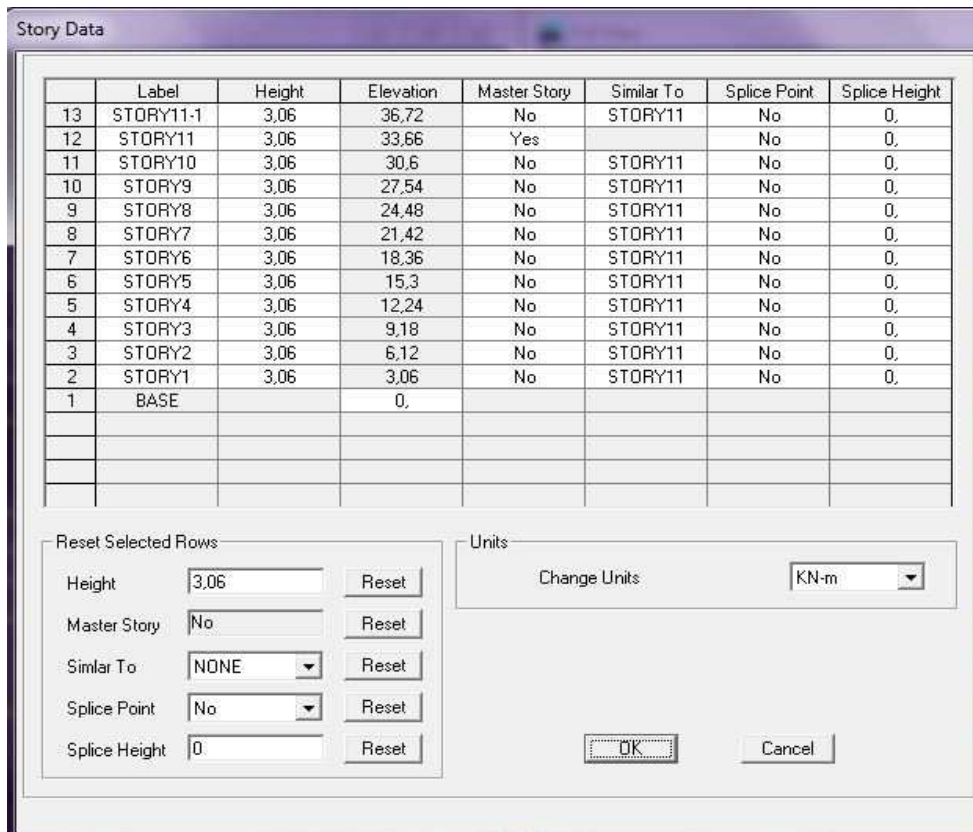
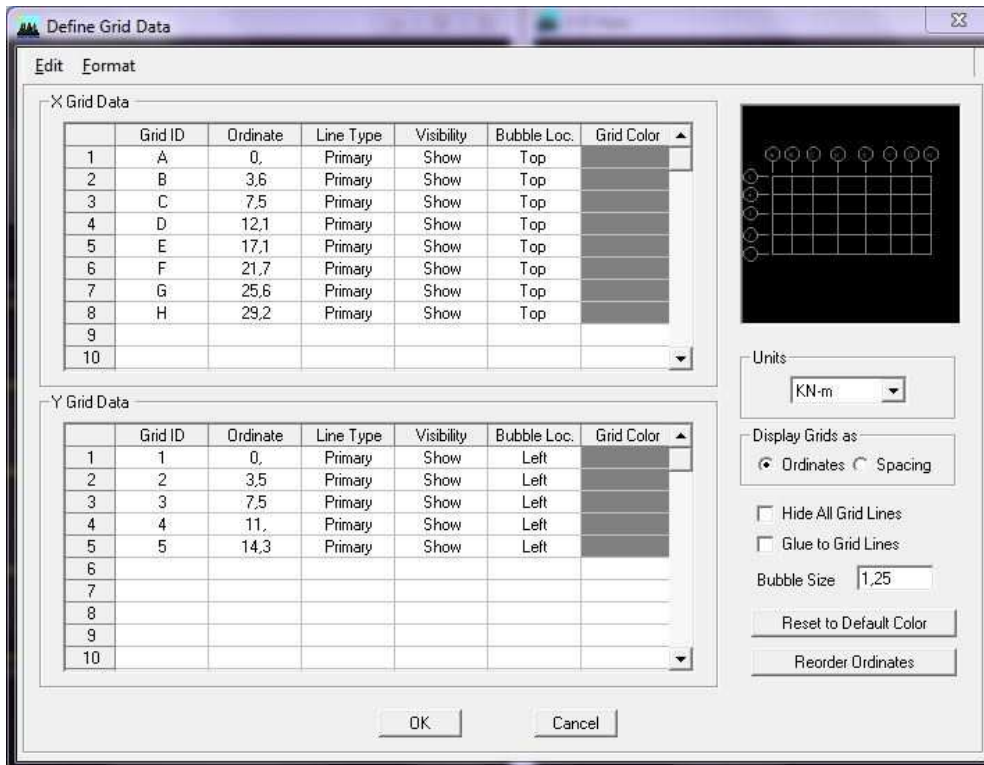
- Le nombre de portique suivant x-x (**Number lines in X direction**)
- Le nombre de portique suivant y-y (**Number lines in Y direction**)
- Le nombre des étages (**Number of Stories**)
- La hauteur de l'étages courant (**Typical Story Height**)
- La hauteur de RDC (**Bottom Story Height**)

MODELISATION DE LA STRUCTURE ET VERIFICATION RPA

On clique sur le bouton droit de la souris **Edit Grid Data /Modify Show System.**

On introduit les distances cumulées et les niveaux suivant X et Y.

Pour modifier la hauteur d'étages : bouton droit de la souris, **Edit Story Data** et écrire la nouvelle hauteur d'étage dans la case Height et spécifier le nom de l'étage dans la case **Label.**



## ❖ Définition des matériaux



On clique sur **Define / Material properties** on sélectionne **Concrete (béton)** puis on clique sur **Modify/Show System**.

Dans la fenêtre apparente en introduit les valeurs suivantes :

- **Le béton**
  - **Masse per unit volume** (masse volumique béton): **2,5KN/m3**
  - **Weight per unit volume** (Poids volumique béton): **25 KN/m3**
  - **Modulus of Elasticity** (Module de Young): **32164200 KN/m2**
  - **Poisson's ratio** (Module de poisson): **0,2**
- **Acier**
  - **Specified conc comp strength** (contrainte max du béton à la compression):**25000 KN/m2**
  - **Bending Reinf, Yield Stress** (contrainte max des aciers long.) : **500000 KN/m2**
  - **Shear Reinf, Yield Stress** (contrainte max des aciers trans.) : **500000 KN/m2**

Material Property Data	
<b>Material Name</b>	B25
<b>Display Color</b>	Color: [Blue]
<b>Type of Material</b>	<input checked="" type="radio"/> Isotropic <input type="radio"/> Orthotropic
<b>Type of Design</b>	Design: Concrete
<b>Analysis Property Data</b>	
Mass per unit Volume	2,5
Weight per unit Volume	25,
Modulus of Elasticity	32164200,
Poisson's Ratio	0,2
Coeff of Thermal Expansion	9.900E-06
Shear Modulus	13401750,
<b>Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)</b>	
Specified Conc Comp Strength, f'c	2500,
Bending Reinf. Yield Stress, fy	500000,
Shear Reinf. Yield Stress, fys	500000,
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduc. Factor	
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

**2<sup>eme</sup> etape**

**- Définition des caractéristiques géométriques des éléments**

On va introduire les différents type d'éléments les poteaux, les poutres, les voiles, les dalle pleine.....qui sont en béton armé

**a) Pour les poutres et les poteaux**

**Define**—\* **frame sections** ou Icône



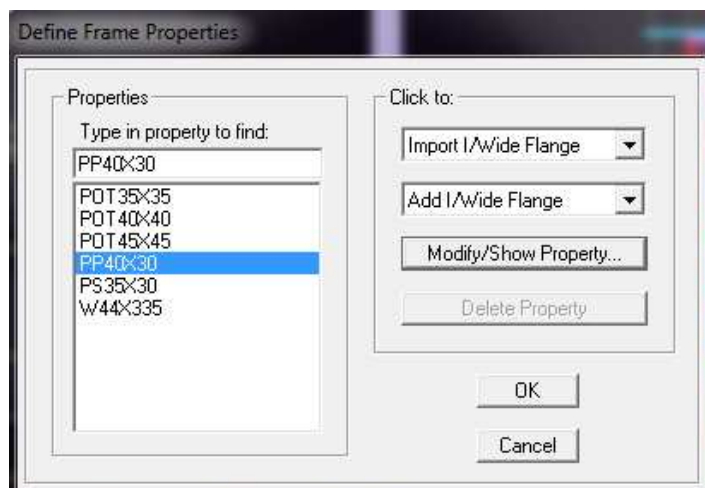
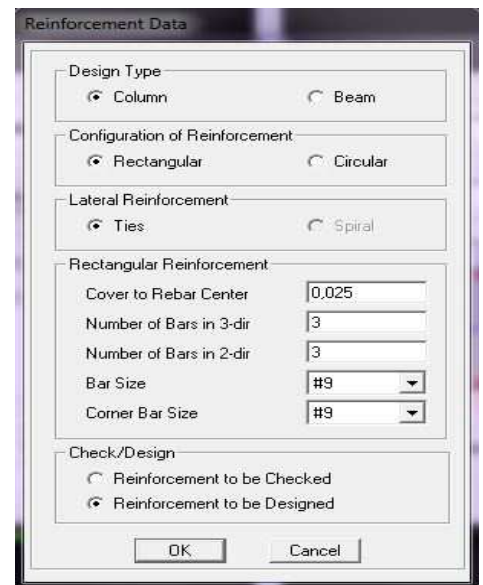
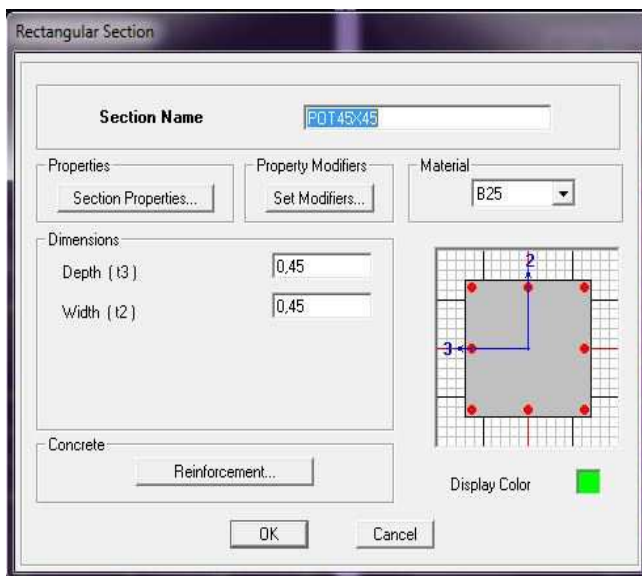
on sélection tout **delete property** on choisi «**add**

**rectangular**» pour la section des poutres et des poteaux.

**Remarque**

Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifie :

Pour les poteaux —\***column**, et pour les poutres—\* **beam**,

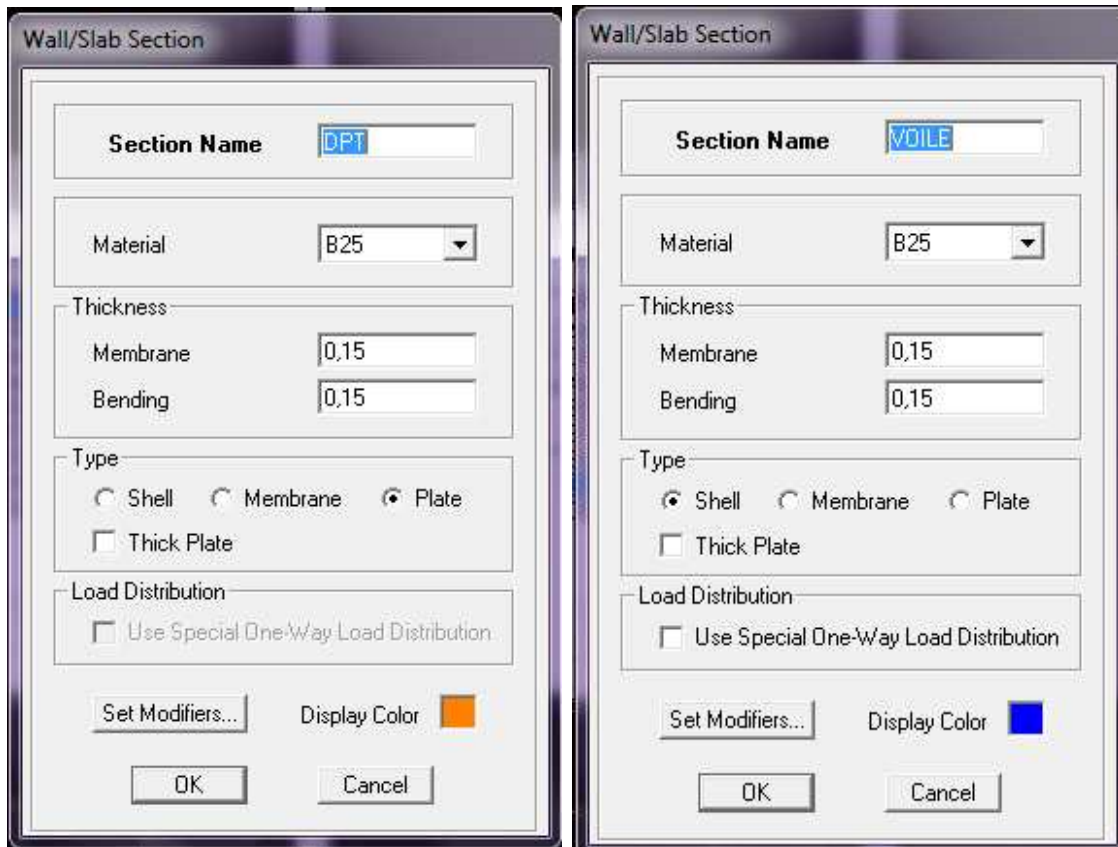


**b) Pour les voiles et les dalles pleines**

**Define wall/slab/deck sections, ou l'icone**



- **Dalle pleine**  
On choisi **add new slab**
  
- **Voile**  
On choisi **add new wal**



**3<sup>eme</sup> etape**

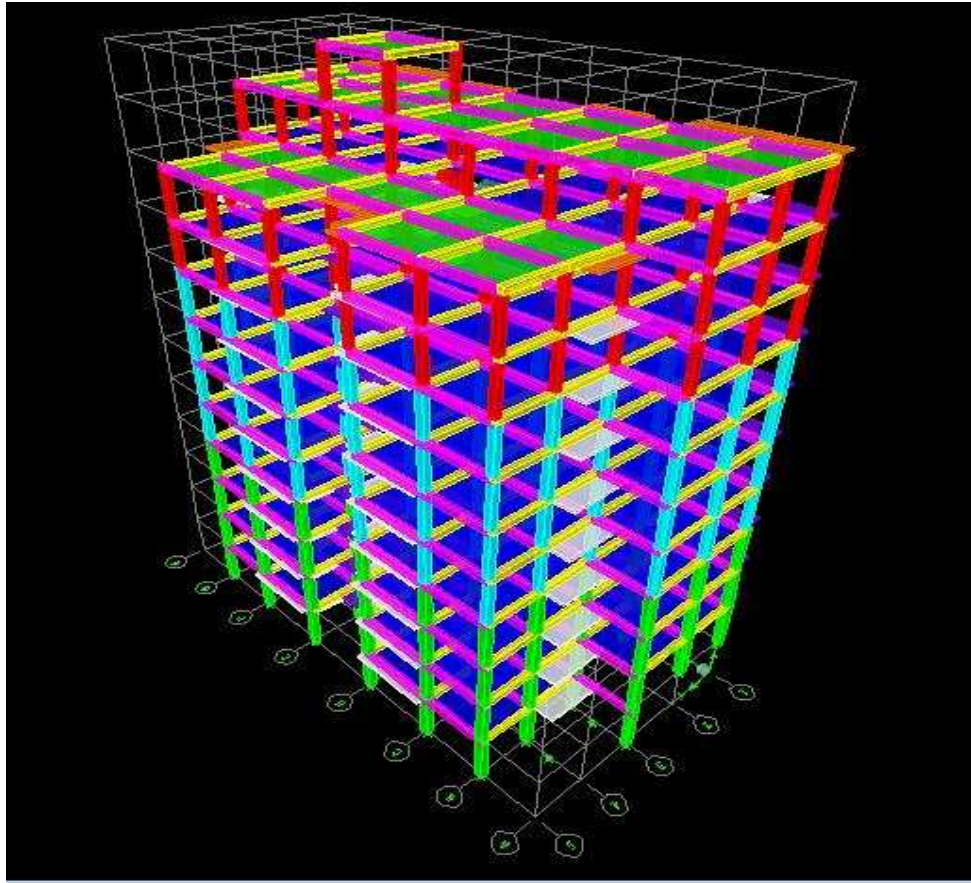
Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.  
Sélectionner les nœuds à la base.

Choisir l'instruction suivante :

**Assing ,joint/point ,restraintes ou l'icône**



Après avoir suivi les étapes citées précédemment, on aura la structure suivante :



## 2. Chargement de la structure

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

### • Charges statiques

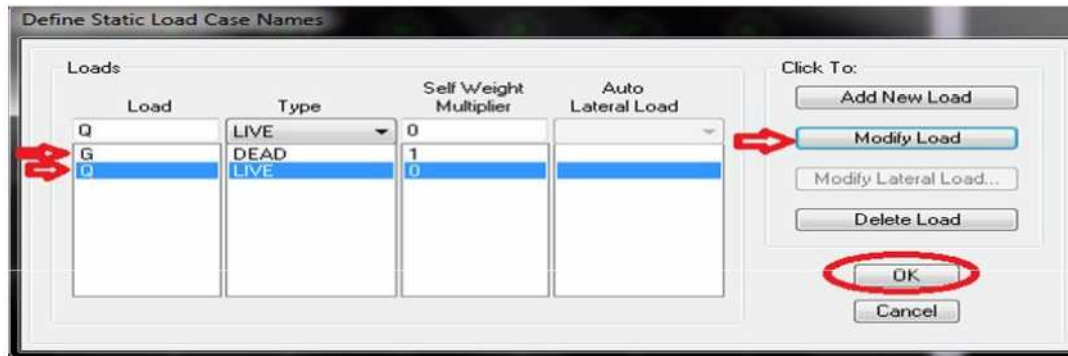
La structure est soumise à des charges permanentes  $G$ , et à des surcharges d'exploitation  $Q$ , pour les définir on clique sur : **Define/ Static Load Cases**.

On introduit:

**DEAD (G: permanente)**

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre): **1 /Modify load Load LIVE (Q: exploitation)**

**Self weight multiplier** (Coefficient interne poids propre): **0 /Modify load Load /ok.**



### • Charge dynamique

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions; se fait à l'aide des trois méthodes :

- La méthode statique équivalente,
- La Méthode dynamique modale spectrale,
- la méthode d'analyse par accélérogramme nécessite l'intervention de spécialistes.

#### a) Vérification des conditions d'application de la MSE

##### - Condition sur la hauteur

Le bâtiment doit avoir une hauteur totale de:

30m pour la zone III et de 60m pour les zones I, II<sub>a</sub> et II<sub>b</sub>.

Notre bâtiment est de hauteur égale à : 31,27 m

La condition est non vérifiée.

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

##### – Méthode dynamique modale spectrale

Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

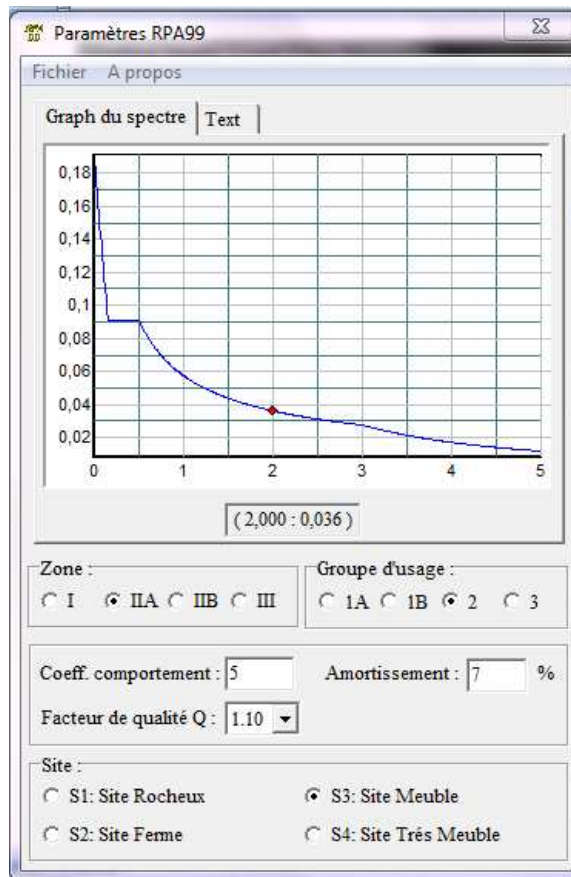
Le problème fondamentale de la dynamique des structures consiste à déterminer la réponse de la structure à une excitation extérieure pour savoir le comportement de la structure c'est-à-dire les déplacements propres de vibration.

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône suivante



on apporte les modifications

Inscrites dans la fenêtre ci-dessous



**Zone : IIa** (Zone a moyenne sismicité)

**Groupe d'usage : 2** (bâtiments courants)

**Coefficient de comportement : R=5** (contreventement mixte voiles+portique avec interaction).

**Site: S3** (Site meuble)

**Le pourcentage de l'amortissement :  $\xi$ (%)**

**Facteur de qualité (Q):** Le facteur de qualité de la structure. La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

**P<sub>q</sub>** : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Sens X-X

<b>Critères Pq</b>	<b>observation</b>
<b>1-Condition minimale sur les filles de contreventement</b>	<b>0.05</b>
<b>2-Redondance en plan</b>	<b>0.00</b>
<b>3-Régularité en élévation</b>	<b>0.00</b>
<b>4-Régularité en plan</b>	<b>0.05</b>
<b>5-Contrôle de la qualité des matériaux</b>	<b>0.00</b>
<b>6-Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	<b>0.00</b>
	<b>Pq=0.1</b>

$$Q_x = 1 + 0.1 = 1.1$$

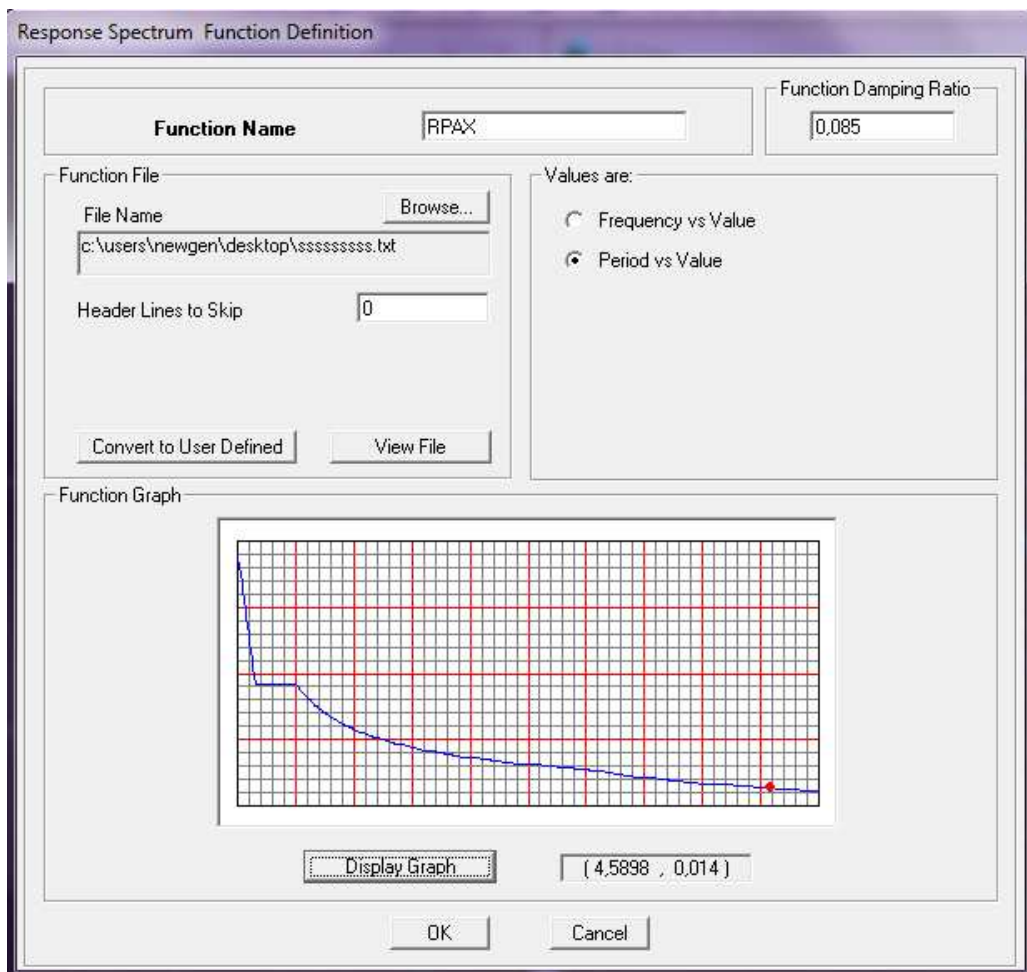
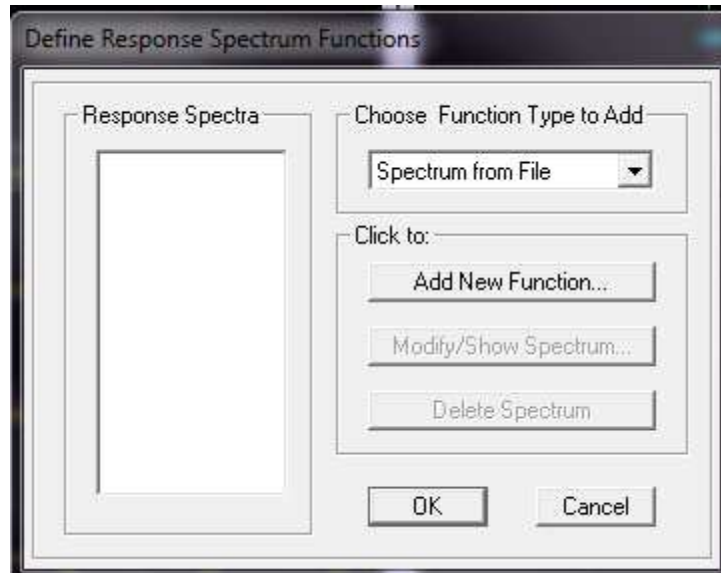
Sens Y-Y

<b>Criteres Pq</b>	<b>observation</b>
<b>1-Condition minimale sur les filles de contreventement</b>	<b>0.05</b>
<b>2-Redondance en plan</b>	<b>0.00</b>
<b>3-Régularité en élévation</b>	<b>0.00</b>
<b>4-Régularité en plan</b>	<b>0.05</b>
<b>5-Contrôle de la qualité des matériaux</b>	<b>0.00</b>
<b>6-Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	<b>0.00</b>
	<b>Pq=0.1</b>

$$Q_y = 1 + 0.1 = 1.1$$

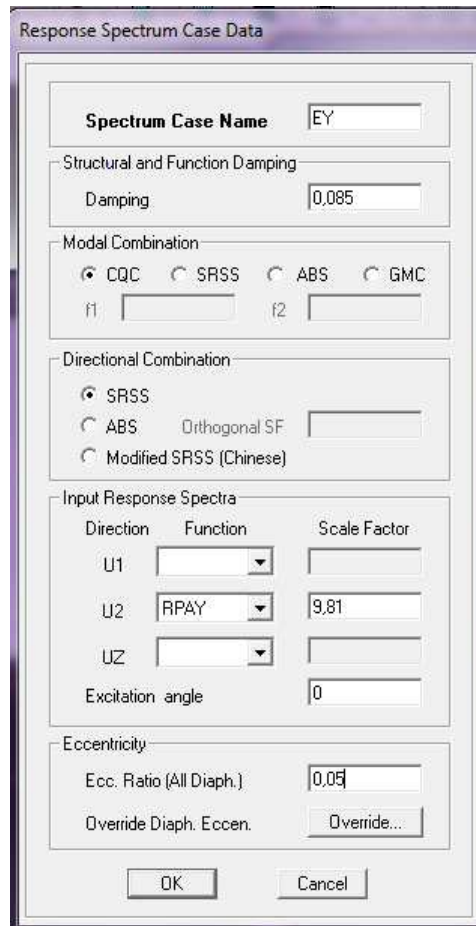
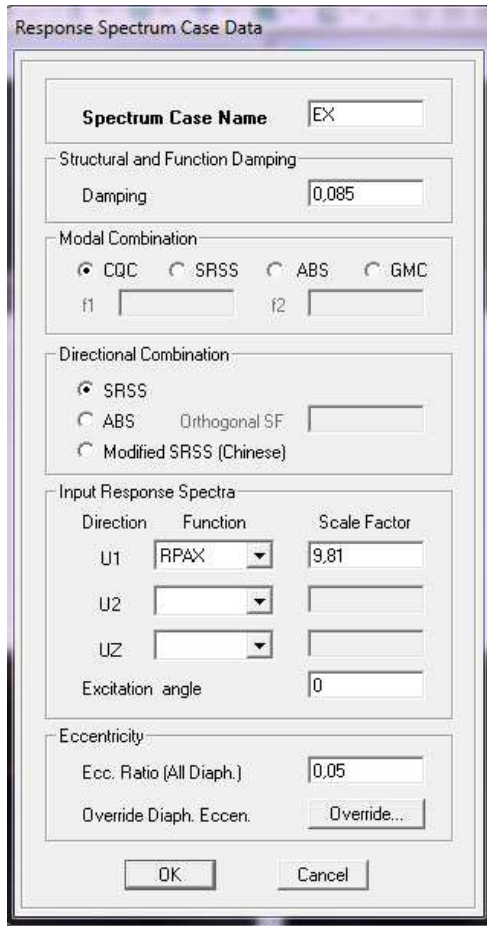
Pour injecter le spectre dans le logiciel **ETABS** on clique sur :

**Define t Response Spectrum function t Spectrum from file/ add Spectrum from File**



Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **E** (séisme) dans les deux directions orthogonales.

**Define /Reponse Spectrum Cases /Add New Spectrum**

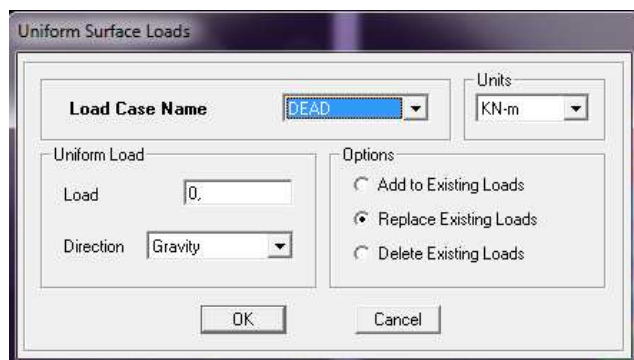


### 3. Affectation des charges a la structure

A cette étape, on affecte aux éléments de la structure les différentes charges.

Les chargements surfaciques étant définies, on sélectionne chaque élément surfacique et on lui affecte le chargement **surfacique** qui lui revient en cliquant sur :

#### Assign / Shell / Areas Loads / uniform



#### 4. Introduction des combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

**\*Combinaisons aux états limites**

ELU : **1.35G+1.5Q**

ELS : **G+Q**

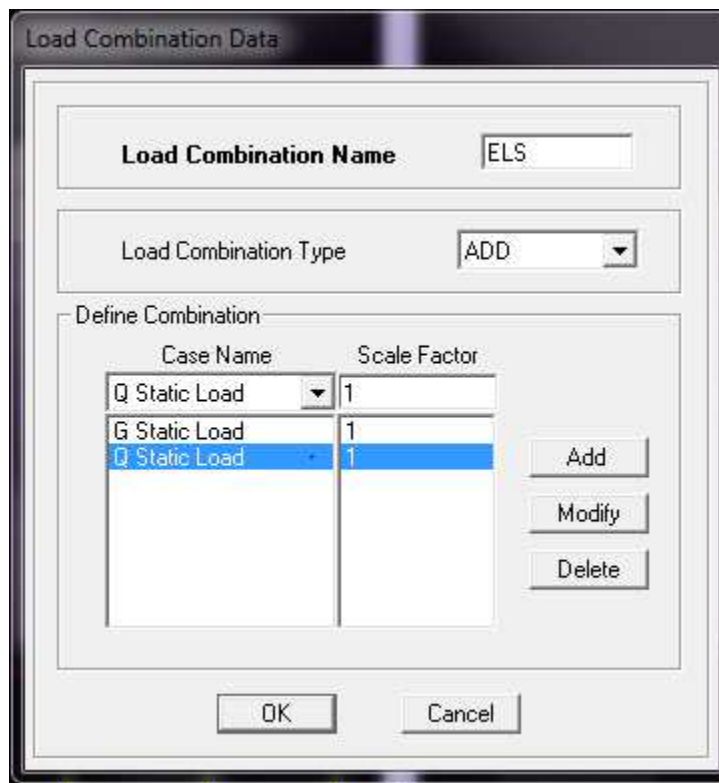
**\*Combinaisons accidentelles du RPA**

GQE : **G+Q±E**

08GE : **0,8G±E**

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

**Define / Load Combination / Add New Combo**



#### 4. Affectation des masses sismiques et inerties massiques

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse, elle est égale à:

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \quad , w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

Avec :

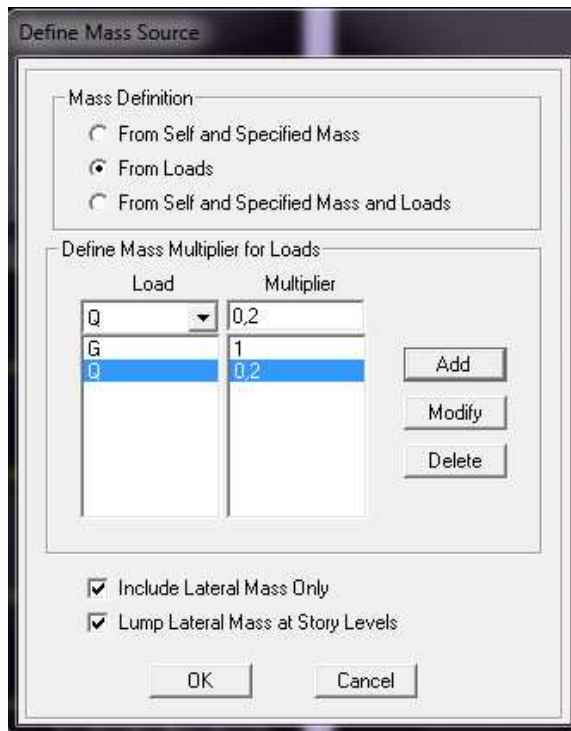
WGi: Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

WQi : Charges d'exploitations.

$\beta$ : Coefficient de pondération

L'inertie massique d'étage est déterminée automatiquement par le logiciel ETABS

**Define / mass source...**



### 5. Diaphragme

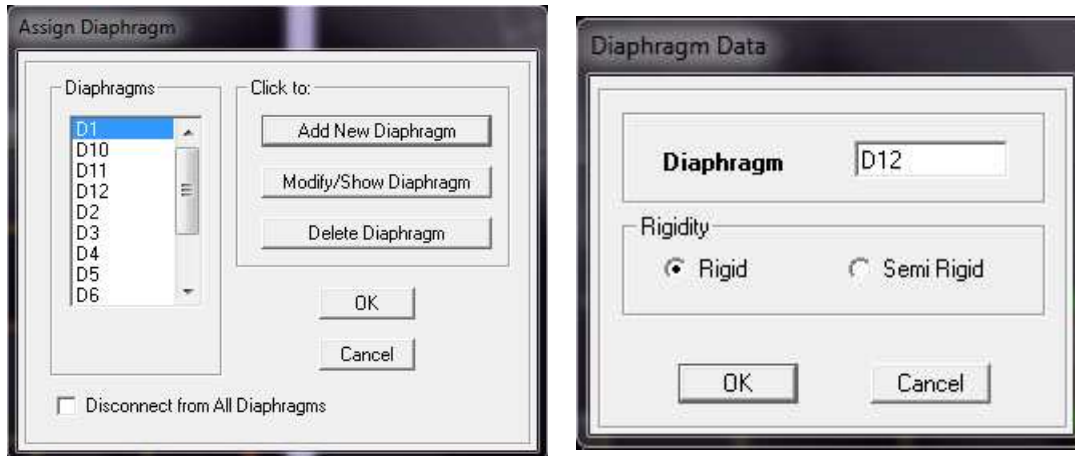
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les noeuds du premier plancher puis on clique sur :

**Assign / Joint/point / Diaphragms / Add New Constraints / D1**

On refait la même

procédure pour tous les planchers, et on aura **D2 ; D3 ; ..... ; D12.**



## IV.2 Vérification des résultats

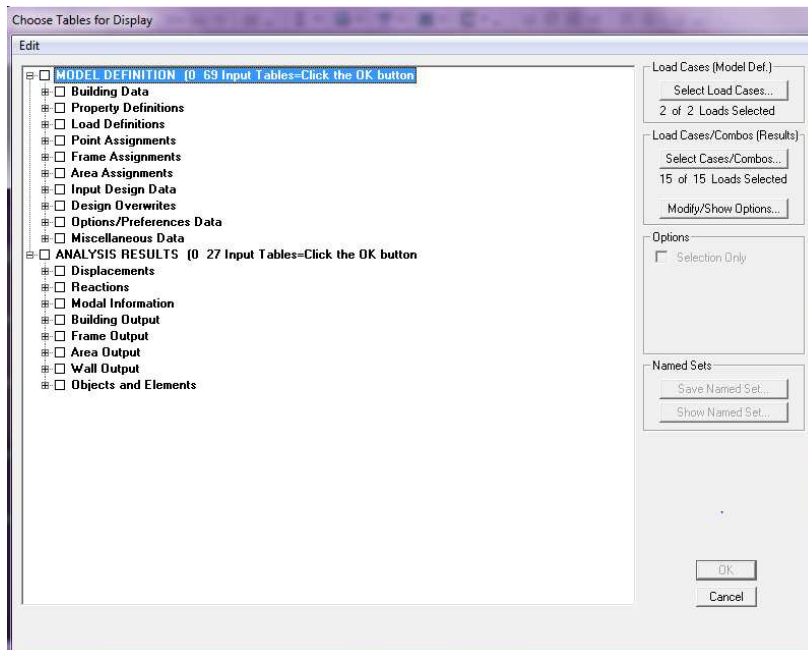
### IV.2.1 Lancement de l'analyse

Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis** ou directement **F5** sur le clavier.

#### a) Visualisation des résultats

##### - Période et participation modale

Dans la fenêtre **display show tables**, on click sur **Modal Information** et on sélectionne la combinaison «**Modal information**» **OK**.



Après que le tableau est affiché on doit suivre le cheminement suivant:

Choisir dans la case située en haut et à droit du tableau modal **participating mass ratios**.

Le tableau suivant apparait

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,555079	61,9348	3,7457	0	61,9348	3,7457	0
2	0,517828	3,3439	63,1567	0	65,2788	66,9024	0
3	0,439689	3,1884	0,3117	0	68,4672	67,2141	0
4	0,148237	0,1095	2,3086	0	68,5767	69,5227	0
5	0,145262	8,3083	0,1286	0	76,885	69,6513	0
6	0,130986	1,142	0,8326	0	78,027	70,4839	0
7	0,128623	10,1351	0,2384	0	88,1621	70,7223	0
8	0,118413	0,0517	16,6157	0	88,2138	87,338	0
9	0,101288	0,008	0,0216	0	88,2218	87,3596	0
10	0,09963	0,2781	0,0068	0	88,5	87,3664	0
11	0,063361	5,9979	0,0005	0	94,4979	87,3669	0
12	0,055018	0	6,476	0	94,4979	93,8429	0

Ensuite, on relève les valeurs des périodes en fonction des modes telles quelles sont dans le tableau suivant :

Mode	M1	M2	M3	M4	M5	M6	M7	M8	M9	M10	M11	M12
période	0.55	0.51	0.43	0.14	0.145	0.13	0.12	0.11	0.10	0.099	0.063	0.055

**b) Comparaison des résultats**

On a : la période calculée  $T = \min(C_{Th_N}^{3/4}, 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}})$

D : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considéré .

$h_N$  : la hauteur du bâtiment mesuré en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au au dernier niveau.  $h_N=31,27m$ .

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6du RPA version 2003).

- $C_T=0.05$
- $T=0.66s$
- La période majorée  $T_{maj}= 0.66 \times 1.3 = 0.858s$ .
- La période ETABS  $T_{etabs}= 0.55 s$

On remarque que:

$$T_{etabs} < T_{maj}$$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée.

#### IV.2.2 Vérification du pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA99 version 2003).

On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci après:

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,555079	61,9348	3,7457	0	61,9348	3,7457
2	0,517828	3,3439	63,1567	0	65,2788	66,9024
3	0,439689	3,1884	0,3117	0	68,4672	67,2141
4	0,148237	0,1095	2,3086	0	68,5767	69,5227
5	0,145262	8,3083	0,1286	0	76,885	69,6513
6	0,130986	1,142	0,8326	0	78,027	70,4839
7	0,128623	10,1351	0,2384	0	88,1621	70,7223
8	0,118413	0,0517	16,6157	0	88,2138	87,338
9	0,101288	0,008	0,0216	0	88,2218	87,3596
10	0,09963	0,2781	0,0068	0	88,5	87,3664
11	0,063361	5,9979	0,0005	0	94,4979	87,3669
12	0,055018	0	6,476	0	94,4979	93,8429

La somme des masses modales dans le 12ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA (article 4.3.4) est vérifiée.

#### IV.2.3 Justification du système de contreventement

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

Les efforts horizontaux et verticaux repris par le système de contreventement sont données par **P'ETABS**.

Pour les déterminer il faut suivre le cheminement suivant :

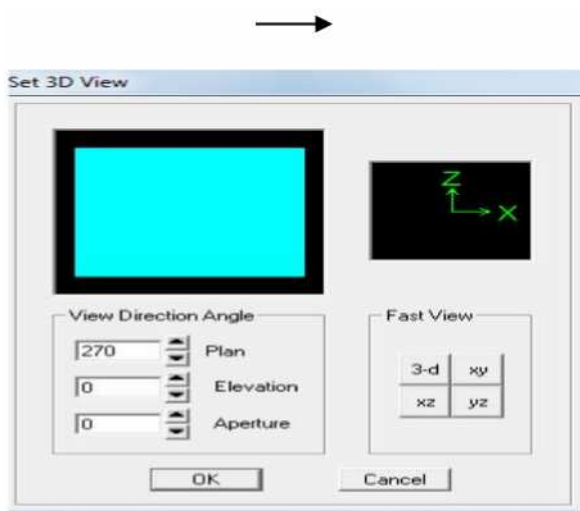
### 1ère étape

**Display show déformation shop**

Une fois que cette fenêtre est affichée on sélectionne la combinaison de poids **EX** ou **EY** dans la case **load** puis **OK**.

### 2ème étape

**View Set 3D view**



Une fois la fenêtre est affichée, on va cocher la case **XZ** puis on donne la valeur 0 dans la case **Aperture** après ok.

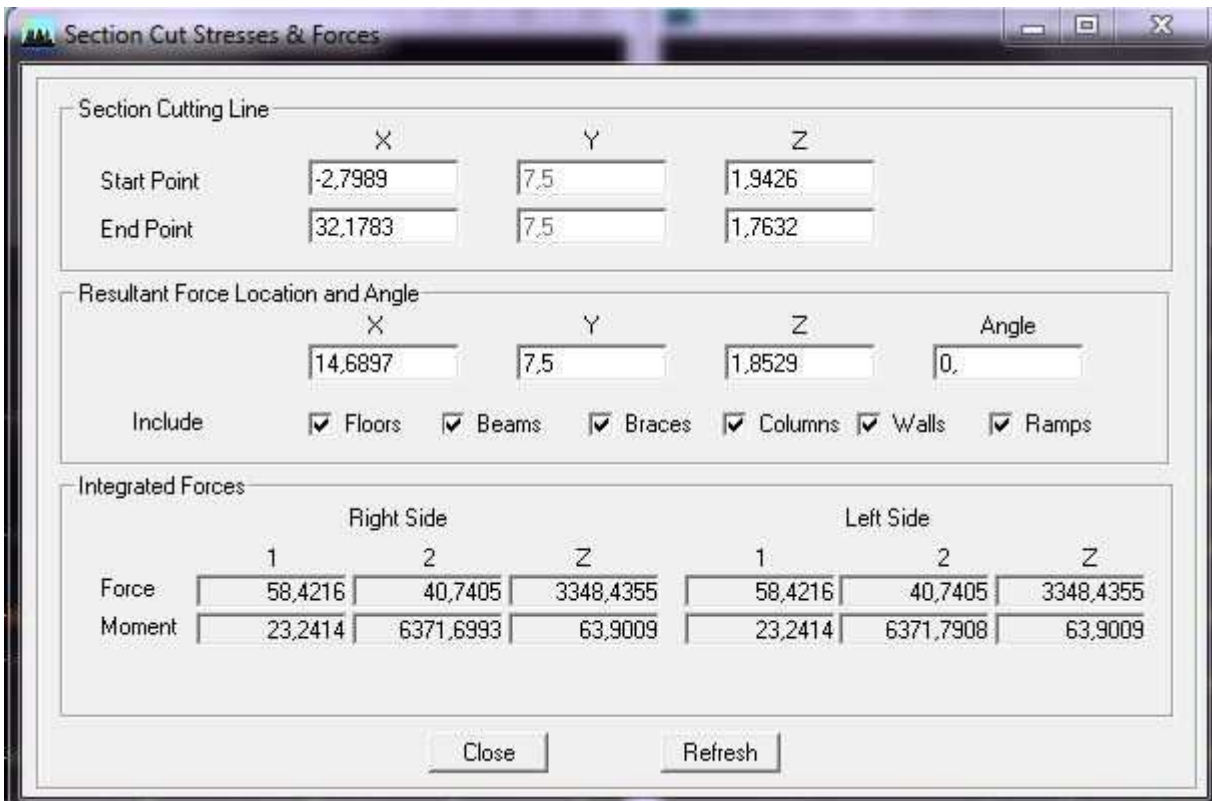
### 3ème étape

**Draw Section Cut**

Après cette fenêtre on doit couper la structure puis il y a une fenêtre qui s'affiche

- Décocher toutes la case **walls** pour déduire le chargement repris les portiques.
- Appuyer sur **refresh** et relever la valeur de l'effort de la case **Left Side**
- l'axe **1** Effort horizontale suivant **(XX)**.
- l'axe **2** Effort horizontale suivant **(YY)**.

Une fois qu'on fait toutes ces étapes on calcul avec la règle de trois les pourcentages des efforts repris par les voiles uniquement ainsi que l'effort repris par les portiques.

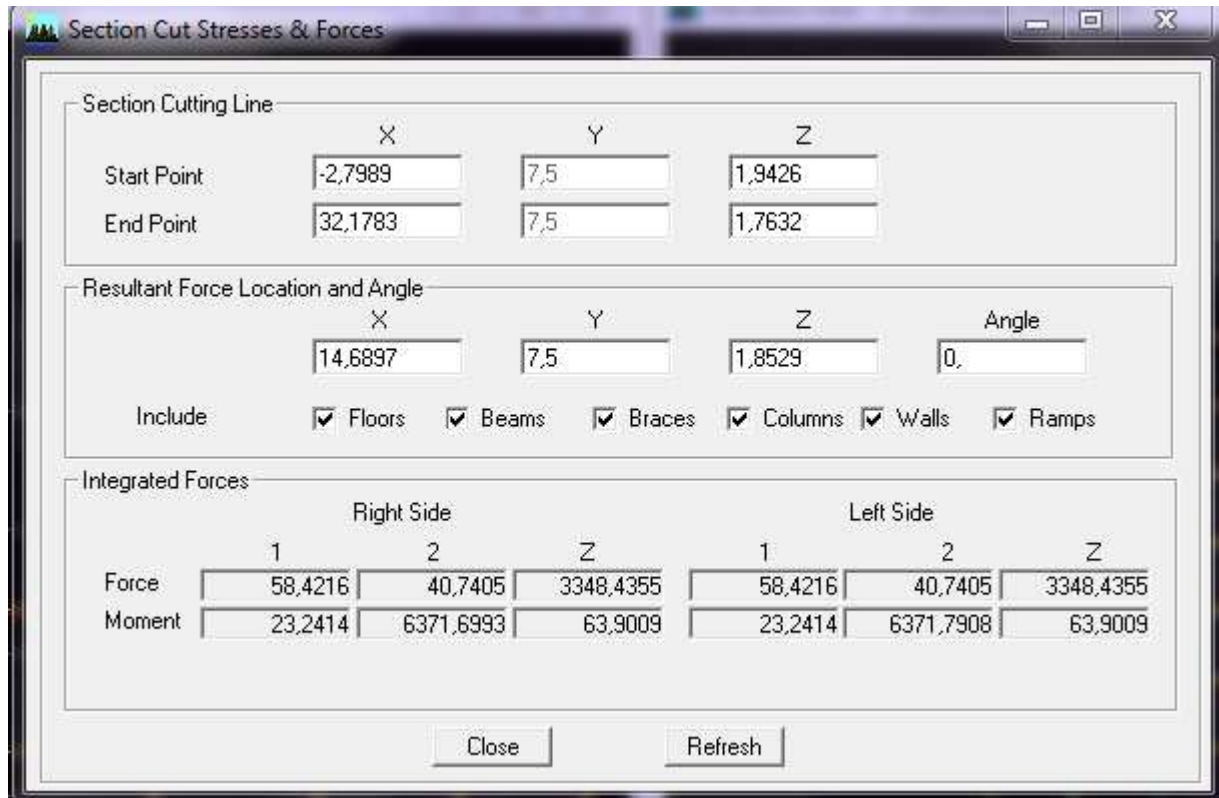


**Sens Y-Y**

On trouve:

D'où :  $X=35.03$ (pour les portiques.)

$X=100-35.03=64.96$ (pour les voiles)



**Sens X-X**

On trouve:

D'où :  $X=40.14$  (pour les portiques.)

$X=100-40.14 =59.85$  (pour les voiles)

**Conclusion** : la structure est contreventée par voile et portique (mixte).

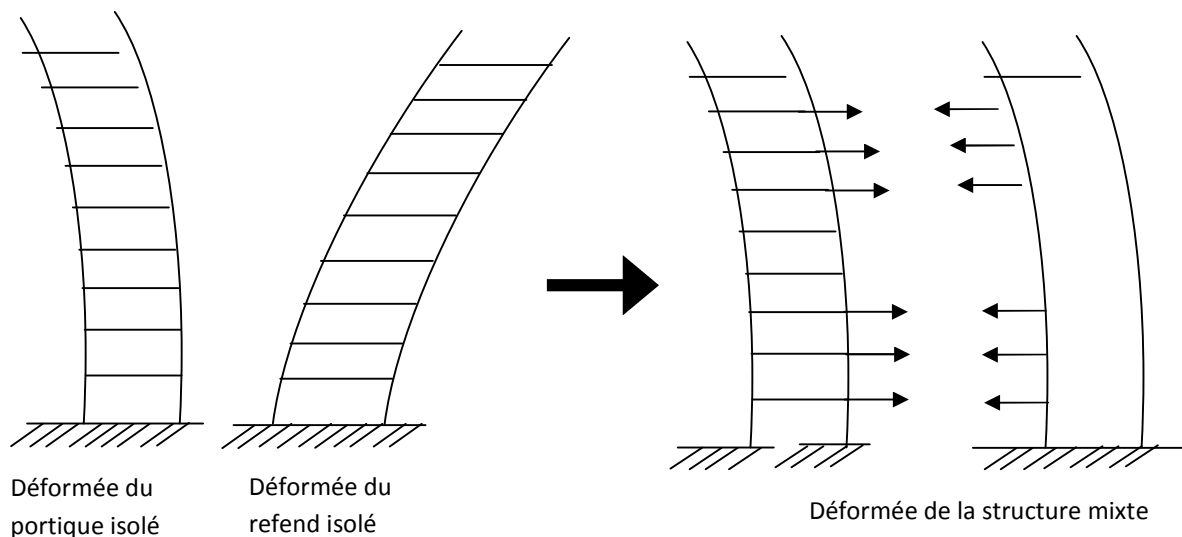
**IV.3 Vérification du système de contreventement par un calcul manuel**

**IV.3.1) Introduction**

Les portiques seuls sont utilisés comme contreventement dans les bâtiments de faible hauteur, et de moyenne hauteur; ils ne constituent pas un système susceptible de résister efficacement aux forces horizontales tant qu'ils ne sont pas associés à des murs de contreventement.

Sous l'action des forces horizontales, un refend et un portique présentent des déformées fondamentalement différentes ; la déformation du refend étant régie par la flexion d'ensemble et celle de portique par la flexion des barres (due à l'effort tranchant de l'ensemble).

La liaison entre un refend et un portique a pour résultat de créer une structure mixte.



**FigIV.1 Déformations des systèmes contreventé par portiques, refends et mixtes.**

Dans le règlement parasismique algérien RPA 99 révisé 2003 (**Art 3.4**) la classification des systèmes structuraux sont faits en tenant compte de leur

- Fiabilité.
- Capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

**IV.3.2 Calcul de l'inertie équivalente :**

Dans notre cas on a uniquement des voiles pleins

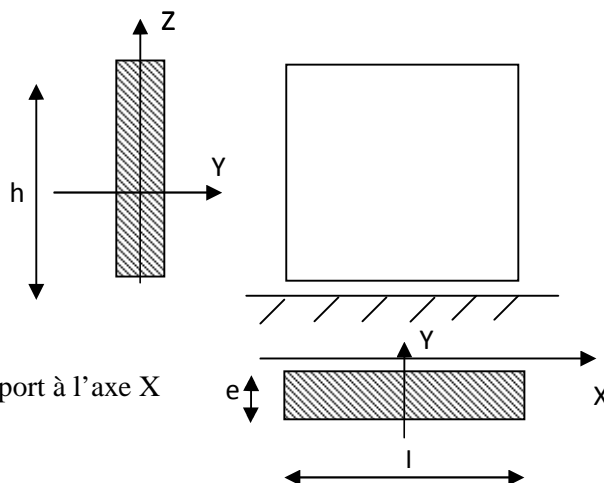
**1-Calcul des inerties des refends pleins**

**a. Les refends longitudinaux**

$$I_y = \frac{e.l^3}{12}$$

$$I_x = \frac{e.l^3}{12} \ll I_y$$

On néglige l'inertie des refends longitudinaux par rapport à l'axe X



**FigIV.2 Vue en plan et en coupe du voile**

b) Les refends transversaux

$$I = I_x = \frac{e.l^3}{12}$$

On néglige l'inertie des refends transversaux par rapport à l'axe y-y :

**Tableau IV.1 :Inertie des voiles longitudinaux**

Etages	voiles	L(M)	E(M)	$i_y (M^4)$	$i_{EX} = \sum I_y (M^4)$
<b>RDC JUSQU'AU 9<sup>EME</sup> ETAGES</b>	V <sub>L1</sub>	3.25	0.15	0,42	<b>3.28</b>
	V <sub>L2</sub>	3.55	0.15	0,55	
	V <sub>L3</sub>	4.65	0.15	1.25	
	V <sub>L4</sub>	1.95	0.15	0,092	
	V <sub>L5</sub>	3.25	0,15	0,42	
	V <sub>L6</sub>	<b>3.55</b>	<b>0,15</b>	<b>0,55</b>	

**Tableau IV.2 :Inertie des voiles transversaux**

Etages	voiles	L(M)	E(M)	$i_x (M^4)$	$i_{EX} = \sum I_y (M^4)$
<b>S-SOL JUSQU'AU 9<sup>EME</sup> ETAGES</b>	V <sub>T1</sub>	3.05	0.15	0.77	<b>4.39</b>
	V <sub>T2</sub>	2.85	0.15	0.66	
	V <sub>T3</sub>	3.75	0.15	0.61	
	V <sub>T4</sub>	2.0	0.15	0.31	
	V <sub>T5</sub>	3.05	0.15	0.77	
	V <sub>T6</sub>	2.85	0,15	0.66	
	V <sub>T7</sub>		3.75	0.15	0.61

## 2. Inertie fictive des portiques

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé », qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonnes, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à  $1 m^4$ , il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques

### 2.1 Calcul de l'inertie fictive

L'inertie fictive des portiques est donnée par :

$I_{en}$  : Inertie fictive du portique au niveau n,

$\Delta_n$  : Déplacement du portique au niveau n ,

$D_N$  : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n.

### 2.2 Calcul des flèches des refends

Le calcul des flèches des refends dont l'inertie  $I=1 m^4$ , soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ». le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure, qui suit :

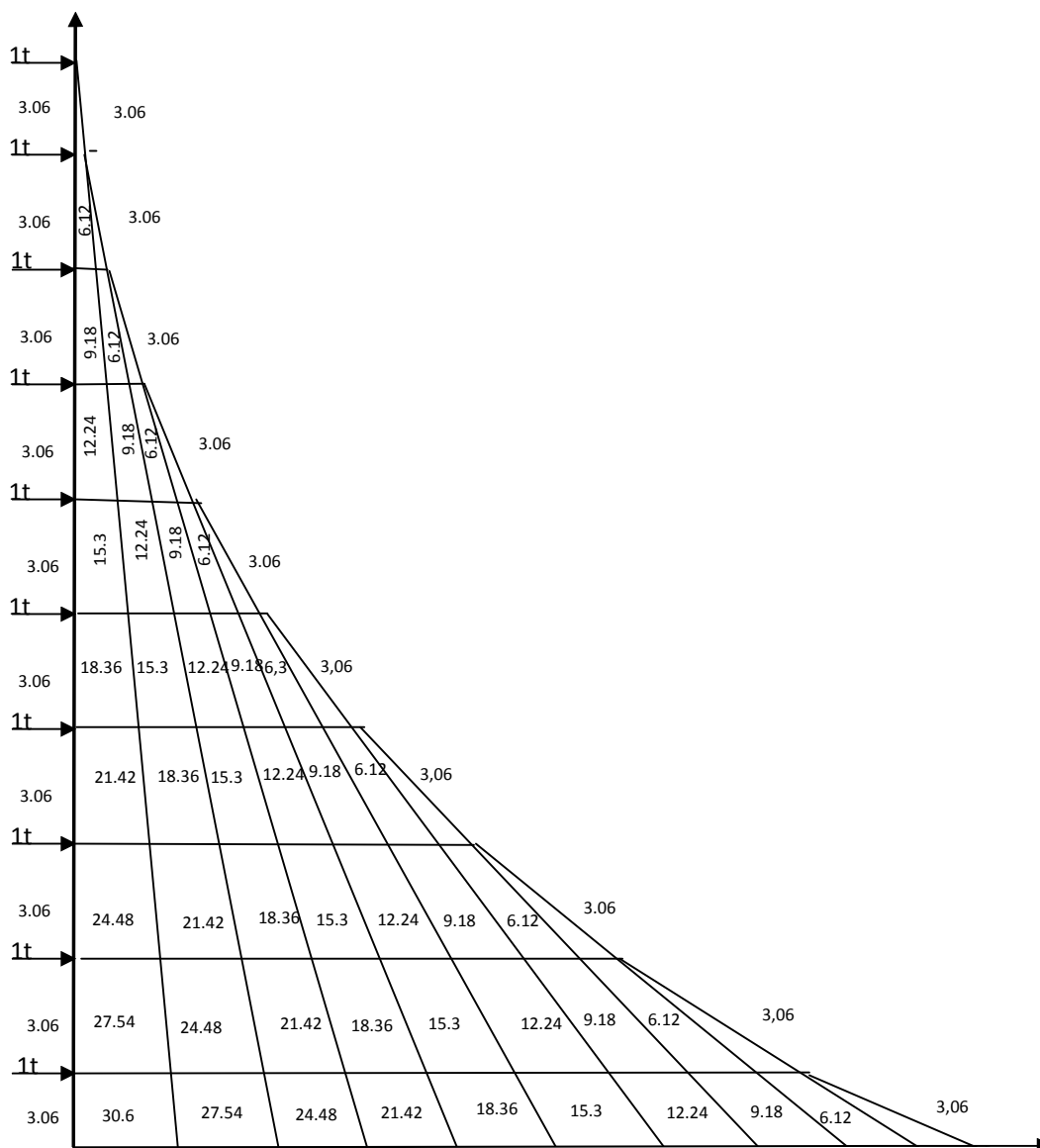


Fig IV.3 Diagramme des moments des aires

### 2.3 Calcul des flèches dans les refends par la méthode de moments des aires

La flèche que prendrait un refend au niveau " i " suite à une déformation due à une série de forces latérales est donnée par :

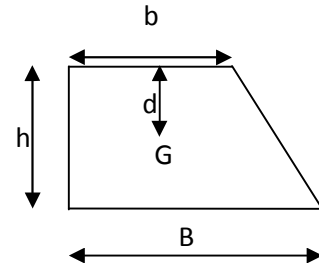
$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI}$$

$S_i$  : Surface du trapèze

$x_i$  : distance entre le centre du trapèze et le niveau considéré

Sachant que la section du trapèze égale à :

$$S = (B + b) \times \frac{h}{2}$$



La distance du CDG d'un trapèze à sa plus petite base :

$$d = \frac{2B + b}{3(B + b)} h$$

niveau	b	B	h	Si	di	(Si.di)
9	0,00	3,06	3.06	4,68	2.04	9.54
8	3,06	9,18	3.06	18.72	1.78	33.32
7	9,18	18,36	3.06	42.13	1.7	71.62
6	18.36	30.6	3.06	74.90	1.65	123.58
5	30.6	45.9	3.06	117.04	1.63	190.77
4	45.9	61.2	3.06	163.86	1.60	262.17
3	61.2	85.68	3.06	224.72	1.61	361.79
2	85.68	110.16	3.06	299.63	1.59	476.41
1	110.16	127.7	3.06	363.92	1.56	567.71
RDC	127.7	168.36	3.06	452.97	1.60	724.75

Nous aurons :

$$f_{RDC} = \frac{452.97 \times 1,60}{EI} = \frac{724.75}{EI}$$

$$f_1 = \frac{452.97 \times (1,60 + 3,06) + 363.92 \times 1,56}{EI} = \frac{2678.55}{EI}$$

$$f_2 = \frac{452.97 \times (1,60 + 3,06 + 3,06) + 363.92 \times (1,56 + 3,06) + 299.63 \times 1,59}{EI} = \frac{5654.65}{EI}$$

•  
•

- .
- .

$$f_9 = \dots\dots\dots$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau .On obtient alors les résultats suivants :

$$f_3 = \frac{9433}{EI} \quad f_4 = \frac{13799.37}{EI} \quad f_5 = \frac{18595.75}{EI} \quad f_6 = \frac{23683.08}{EI}$$

$$f_7 = \frac{28947.64}{EI} \quad f_8 = \frac{34302.83}{EI} \quad f_9 = \frac{40020.97}{EI}$$

**IV.3.3 Calcul du déplacement des portiques au droit de chaque plancher**

**a) Etapes de calcul**

**1/ calcul de la rotation d'étage :  $E\theta$**

Pour les niveaux supérieurs

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_m}$$

$$\text{Où : } \begin{cases} M_n = T_n \cdot h_n \\ M_{n+1} = T_{n+1} \cdot h_{n+1} \end{cases}$$

**Pour le 1<sup>er</sup> niveau**

-Poteaux encastrés :  $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$

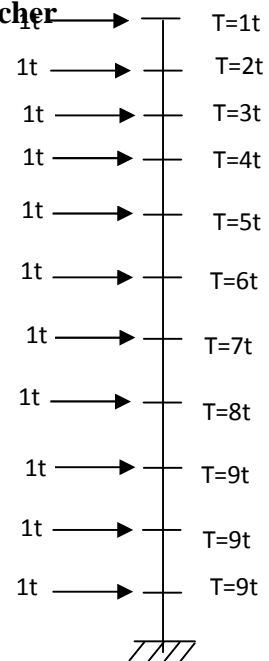
-Poteaux articulés :  $E\theta_1 = \frac{2M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1}}$

**2/calcul du déplacement :**

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{cn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

$$\Delta_n = E\Psi_n \cdot h$$

**3/Calcul de l'inertie fictive :  $I_e = \frac{F_n}{\Delta_n}$**



Avec :

- $\sum K_m$  : Somme des raideurs des poutres du n<sup>ème</sup> niveau.
- $\sum K_{pn}$  : Somme des raideurs des poteaux du n<sup>ème</sup> niveau.
- h : hauteur libre d'étage.
- E : module d'élasticité.
- $\Delta_n$  : Déplacement du portique au n<sup>ème</sup> niveau.
- $F_n$  : Flèche du n<sup>ème</sup> niveau.

**4/ Rigidités des portiques :**

❖ **Calcul des rigidités linéaires :**

$K_{ptr}$  (m<sup>3</sup>): Raideur des poutres  $K_{ptr} = \frac{I_{ptr}}{L_c}$

$K_{pot}$  (m<sup>3</sup>): Raideur des poteaux  $K_{pot} = \frac{I_{pot}}{h_c}$

Avec :

- I : Moment d'inertie de l'élément.
- $h_c, L_c$  : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement.
- $h_c = \min(\bar{h} + 1/2 h_{poteau}, h_0)$
- $L_c = \min(l + 1/2 \text{ poutre}, l_0)$

**Rigidités des poteaux dans le sens transversal :**

NIV	H <sub>0</sub> (M)	H(M) <sup>̄</sup>	H <sub>p</sub> /2(M)	H <sub>c</sub> (M)	I <sub>p</sub> ×10 <sup>-4</sup> (M <sup>4</sup> )	K <sub>p</sub> ×10 <sup>-4</sup> (M <sup>3</sup> )
<b>ETAGE9</b>	3,06	2,66	0,175	2.83	12.50	4.42
<b>ETAGE8</b>	3,06	2,66	0,175	2.83	12.50	4.42
<b>ETAGE7</b>	3,06	2,66	0,20	2.86	21.33	7.45
<b>ETAGE6</b>	3,06	2,66	0,20	2.86	21.33	7.45
<b>ETAGE5</b>	3,06	2,66	0,20	2.86	21.33	7.45
<b>ETAGE4</b>	3,06	2,66	0,20	2.86	21.33	7.45
<b>ETAGE3</b>	3,06	2,66	0,225	2.885	34,17	11.84
<b>ETAGE2</b>	3,06	2,66	0,225	2.885	34,17	11.84
<b>ETAGE1</b>	3,06	2,66	0,225	2.885	34,17	11.84
<b>RDC</b>	3,06	2,66	0,225	2.885	34,17	11.84

**Rigidités des poteaux dans le sens longitudinal :**

NIV	$h_0(m)$	$h(m)$	$h_p/2(m)$	$h_c(m)$	$I_p \times 10^{-4}(m^4)$	$K_p \times 10^{-4}(m^3)$
<b>ETAGE9</b>	3,06	2,66	0,175	2.83	12.50	4.42
<b>ETAGE8</b>	3,06	2,66	0,175	2.83	12.50	4.42
<b>ETAGE7</b>	3,06	2,66	0,20	2.86	21.33	7.45
<b>ETAGE6</b>	3,06	2,66	0,20	2.86	21.33	7.45
<b>ETAGE5</b>	3,06	2,66	0,20	2.86	21.33	7.45
<b>ETAGE4</b>	3,06	2,66	0,20	2.86	21.33	7.45
<b>ETAGE3</b>	3,06	2,66	0,225	2.885	34,17	11.84
<b>ETAGE2</b>	3,06	2,66	0,225	2.885	34,17	11.84
<b>ETAGE1</b>	3,06	2,66	0,225	2.885	34,17	11.84
<b>RDC</b>	3,06	2,66	0,225	2.885	34,17	11.84

**Rigidités des poutres dans le sens transversal :**

NIV	TRAVEE	$L_0$ (M)	L (M)	HP/2 (M)	LC (M)	$I_p \times 10^{-4}$ (M <sup>4</sup> )	$K_p \times 10^{-4}$ (M <sup>4</sup> )
<b>DU RDC AU DERNIER ETAGE</b>	<b>PS1</b>	4	3.55	0,175	3.725	11	2.95
	<b>PS2</b>	4	3.55	0,175	3.725	11	2.95
	<b>PS3</b>	4	3.55	0,175	3.725	11	2.95
	<b>PS4</b>	4	3.55	0,175	3.725	11	2.95
	<b>PS5</b>	4	3.55	0,175	3.725	11	2.95
	<b>PS6</b>	4	3.55	0,175	3.725	11	2.95
	<b>PS7</b>	4	3.55	0,175	3.725	11	2.95
	<b>PS8</b>	4	3.55	0,175	3.725	11	2.95
	<b>PS9</b>	3.5	3.05	0,175	3.225	11	3.41
	<b>PS10</b>	3.5	3.05	0,175	3.225	11	3.41
	<b>PS11</b>	3.5	3.05	0,175	3.225	11	3.41
	<b>PS12</b>	3.5	3.05	0,175	3.225	11	3.41
	<b>PS13</b>	3.5	3.05	0,175	3.225	11	3.41
	<b>PS14</b>	3.5	3.05	0,175	3.225	11	3.41
	<b>PS15</b>	3.5	3.05	0,175	3.225	11	3.41
	<b>PS16</b>	3.5	3.05	0,175	3.225	11	3.41
	<b>PS17</b>	3.5	3.05	0,175	3.225	11	3.41
	<b>PS18</b>	3.5	3.05	0,175	3.225	11	3.41
	<b>PS19</b>	3.5	3.05	0,175	3.225	11	3.41
	<b>PS20</b>	3.5	3.05	0,175	3.225	11	3.41
	<b>PS21</b>	3.5	3.05	0,175	3.225	11	3.41
	<b>PS22</b>	3.5	3.05	0,175	3.225	11	3.41
	<b>PS23</b>	3.3	2.85	0,175	3.025	11	3.63
	<b>PS24</b>	3.3	2.85	0,175	3.025	11	3.63
	<b>PS25</b>	3.3	2.85	0,175	3.025	11	3.63
	<b>PS26</b>	3.3	2.85	0,175	3.025	11	3.63
	<b>PS27</b>	3.3	2.85	0,175	3.025	11	3.63
	<b>PS28</b>	3.3	2.85	0,175	3.025	11	3.63

$\Sigma = 93.12$

**Rigidités des poutres dans le sens longitudinal :**

NIV	TRAVEE	L <sub>0</sub> (M)	L (M)	HP/2 (M)	LC (M)	I <sub>p</sub> ×10 <sup>-4</sup> (M <sup>4</sup> )	K <sub>p</sub> ×10 <sup>-4</sup> (M <sup>4</sup> )
DU RDC AU DERNIER ETAGE	PP1	5	4.55	0.2	4.75	16	3.36
	PP2	5	4.55	0.2	4.75	16	3.36
	PP3	5	4.55	0.2	4.75	16	3.36
	PP4	5	4.55	0.2	4.75	16	3.36
	PP5	4.6	4.15	0.2	4.35	16	3.67
	PP6	4.6	4.15	0.2	4.35	16	3.67
	PP7	4.6	4.15	0.2	4.35	16	3.67
	PP8	4.6	4.15	0.2	4.35	16	3.67
	PP9	4.6	4.15	0.2	4.35	16	3.67
	PP10	4.6	4.15	0.2	4.35	16	3.67
	PP11	4.6	4.15	0.2	4.35	16	3.67
	PP12	4.6	4.15	0.2	4.35	16	3.67
	PP13	4.6	4.15	0.2	4.35	16	3.67
	PP14	4.6	4.15	0.2	4.35	16	3.67
	PP15	3.9	3.45	0.2	3.65	16	4.38
	PP16	3.9	3.45	0.2	3.65	16	4.38
	PP17	3.9	3.45	0.2	3.65	16	4.38
	PP18	3.9	3.45	0.2	3.65	16	4.38
	PP19	3.9	3.45	0.2	3.65	16	4.38
	PP20	3.9	3.45	0.2	3.65	16	4.38
	PP21	3.9	3.45	0.2	3.65	16	4.38
	PP22	3.9	3.45	0.2	3.65	16	4.38
	PP23	3.9	3.45	0.2	3.65	16	4.38
	PP24	3.9	3.45	0.2	3.65	16	4.38
	PP25	3.6	3.15	0.2	3.35	16	4.77
	PP26	3.6	3.15	0.2	3.35	16	4.77
	PP27	3.6	3.15	0.2	3.35	16	4.77
	PP28	3.6	3.15	0.2	3.35	16	4.77
	PP29	3.6	3.15	0.2	3.35	16	4.77
	PP30	3.6	3.15	0.2	3.35	16	4.77
<b>Σ=</b>							<b>122.56</b>

**Inertie fictive dans le sens transversal :**

NIV	h	Mn+1	Mn	$\Sigma K_{pot} \times 10^{-4}$	$\Sigma K_{pout} \times 10^{-4}$	$E \bar{\alpha}_n$	$E \psi_n$	$\Delta_n$	$\Delta_i$	$f_i(\text{m})$	$I_{ei}(\text{m}^4)$
Etage 9	3.06	0,00	3.06	106.08	93.12	13.69	54.76	167.56	8557.44	40020.97	4.67
Etage 8	3.06	3.06	6.12	159.12	93.12	41.07	109.53	335.16	8389.88	34302.83	4.08
Etage 7	3.06	6.12	9.18	268.2	93.12	68.46	164.30	502.75	8054.72	28947.64	3.59
Etage 6	3.06	9.18	12.24	268.2	93.12	95.84	219.06	670.32	7551.97	23683.08	3.13
Etage 5	3.06	12.24	15.3	268.2	93.12	123.22	273.83	837.91	6881.65	18595.75	2.7
Etage 4	3.06	15.3	18.36	268.2	93.12	150.61	328.60	1005.51	6043.74	13799.37	2.28
Etage 3	3.06	18.36	21.42	426.24	93.12	177.99	383.37	1173.11	5038.23	9433	1.87
Etage 2	3.06	21.42	24.48	426.24	93.12	205.38	438.14	1340.7	3865.12	5654.65	1.46
Etage 1	3.06	24.48	27.54	426.24	93.12	232.76	456.99	1398.38	2524.42	2678.55	1.06
RDC	3.06	27.54	30.6	426.24	93.12	188.31	367.99	1126.04	1126.04	724.75	0.64

**Inertie fictive dans le sens longitudinal :**

NIV	h	Mn+1	Mn	$\Sigma K_{pot} \times 10^{-4}$	$\Sigma K_{pout} \times 10^{-4}$	$E \bar{\alpha}_n$	$E \psi_n$	$\Delta_n$	$\Delta_i$	$f_i(\text{m})$	$I_{ei}(\text{m}^4)$
Etage 9	3.06	0.00	3.06	106.08	122.56	10.40	41.60	127.29	6668.74	40020.97	6.00
Etage 8	3.06	3.06	6.12	159.12	122.56	31.20	104.02	318.3	6541.45	34302.83	5.24
Etage 7	3.06	6.12	9.18	268.2	122.56	52.01	124.83	381.97	6223.15	28947.64	4.65
Etage 6	3.06	9.18	12.24	268.2	122.56	72.82	145.63	445.62	5841.18	23683.08	4.05
Etage 5	3.06	12.24	15.3	268.2	122.56	93.62	208.05	636.63	5395.56	18595.75	3.44
Etage 4	3.06	15.3	18.36	268.2	122.56	114.43	249.66	763.95	4758.93	13799.37	2.89
Etage 3	3.06	18.36	21.42	426.24	122.56	135.23	291.27	891.28	3994.98	9433	2.36
Etage 2	3.06	21.42	24.48	426.24	122.56	156.04	332.89	1018.64	3103.7	5654.65	1.82
Etage 1	3.06	24.48	27.54	426.24	122.56	176.85	374.5	1145.97	2085.02	2678.55	1.28
RDC	3.06	27.54	30.6	426.24	122.56	197.65	306.88	939.05	939.05	724.75	0.77

**5/Inertie moyenne des portiques par niveau :**

**Inertie moyenne des portiques dans le sens transversal :**

NIVEAU	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
$I_{EX}(M^4)$	4.67	4.08	3.59	3.13	2.7	2.28	1.87	1.46	1.06	0.64
$I_{MOY}(M^4)$	<b>2.54</b>									

**6/Inertie moyenne des portiques dans le sens longitudinal :**

NIVEAU	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
$I_{EX}(M^4)$	6.00	5.24	4.65	4.05	3.44	2.89	2.36	1.82	1.28	0.77
$I_{MOY}(M^4)$	<b>3.25</b>									

**7/Comparaison des inerties des voiles et des portiques:**

**Pourcentage des inerties sens transversal:**

	<b><math>I_{moy} (m^4)</math></b>	<b>%de participation</b>
<b>Portiques</b>	<b>2.54</b>	<b>36.65%</b>
<b>Voiles</b>	<b>4.39</b>	<b>63.35%</b>
<b>Somme</b>	<b>6.93</b>	<b>100%</b>

**Pourcentage des inerties sens longitudinal:**

	<b><math>I_{moypar\ niveau} (m^4)</math></b>	<b>%de participation</b>
<b>Portiques</b>	<b>3.25</b>	<b>49.77%</b>
<b>Voiles</b>	<b>3.28</b>	<b>50.23%</b>
<b>Somme</b>	<b>6.53</b>	<b>100%</b>

**Conclusion :**

En comparant les résultats obtenus, on voit que dans les deux sens longitudinal et transversal l'inertie des voiles est proche à celle des portiques.

Le contreventement donc est assuré par les voiles et les portiques (contreventement mixte).

Le RPA prescrit pour ce genre de système (mixte) les recommandations suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

D'après le **RPA2003 (tableau 4.3)**, on prend : **R=5** avec **R** : coefficient de comportement global de la structure.

#### VI.4 Vérification de l'effort tranchant à la base (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

D'après le **RPA 99 V2003 (article 4.3.6, p46)** la résultante des forces sismiques à la base **Vt** obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8 V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) Dans le rapport  $0,8V/V_t$ .

Après analyse, on obtient les résultats de  $V_{xdyn}$  et  $V_{ydyn}$

$$V = \frac{ADQ}{R} \times W \quad (\text{RPA 4-1})$$

avec  $A=0.25$  ;  $D = ?$

$$D = \left\{ \begin{array}{ll} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{array} \right\}$$

$T_2=0.5$  ( voir le tableau 4-7 RPA 2003)

$T_2 = 0.5 < T = 0.66s$

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad ; \eta : \text{donné par la formule } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} > 0.7 \quad (\text{RPA A4-3})$$

$\varepsilon = 8.5$ ,  $\eta = 0.81 > 0.7$

$$D=2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}=2.5 \times 0.81 \left(0.5/0.66\right)^{2/3} = 1.40$$

$$Q_x=1.1$$

$$Q_y=1.1$$

R=5( structure mixte avec interaction)

$$W= 41251.60 \text{ KN}$$

poids total de la structure

Story	Load	Loc	P
STORY9	POIDS	Bottom	7208,65
STORY8	POIDS	Top	10228,92
STORY8	POIDS	Bottom	11365,31
STORY7	POIDS	Top	14318,76
STORY7	POIDS	Bottom	15558,42
STORY6	POIDS	Top	18565,50
STORY6	POIDS	Bottom	19805,16
STORY5	POIDS	Top	22753,02
STORY5	POIDS	Bottom	23992,68
STORY4	POIDS	Top	26964,62
STORY4	POIDS	Bottom	28321,33
STORY3	POIDS	Top	31198,02
STORY3	POIDS	Bottom	32554,73
STORY2	POIDS	Top	35561,81
STORY2	POIDS	Bottom	36918,52
STORY1	POIDS	Top	39894,89
STORY1	POIDS	Bottom	41251,60

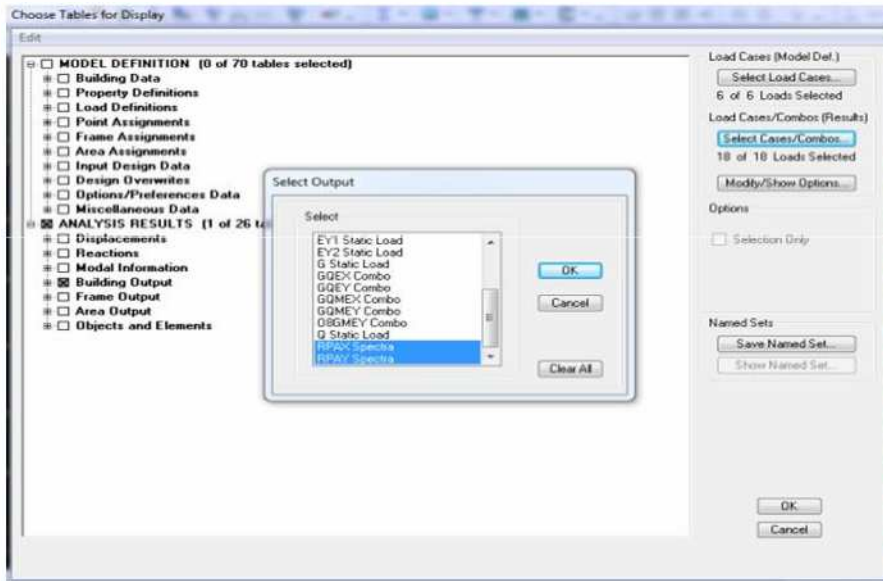
$$V = \frac{0.25 \times 1.4 \times 1.1}{5} \cdot 41251.60 = 3176.01 \text{ KN}$$

#### IV.4.1 Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

*Display* → *show tables*

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



**ANALYSIS RESULTS modal Information**

Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur : *Select cases/combos* 2 fois sur *OK*

Les résultats s’afficheront comme suit :

Story	Load	Loc	P	VX	VY
STORY5	EY	Bottom	0,00	251,29	2099,78
STORY4	EX	Top	0,00	2992,32	381,34
STORY4	EX	Bottom	0,00	2995,38	381,63
STORY4	EY	Top	0,00	271,16	2292,59
STORY4	EY	Bottom	0,00	271,41	2295,27
STORY3	EX	Top	0,00	3174,09	398,69
STORY3	EX	Bottom	0,00	3176,39	398,85
STORY3	EY	Top	0,00	284,87	2465,14
STORY3	EY	Bottom	0,00	285,03	2467,61
STORY2	EX	Top	0,00	3314,15	407,81
STORY2	EX	Bottom	0,00	3315,99	407,86
STORY2	EY	Top	0,00	292,61	2625,35
STORY2	EY	Bottom	0,00	292,69	2627,51
STORY1	EX	Top	0,00	3405,79	410,84
STORY1	EX	Bottom	0,00	3406,31	410,82
STORY1	EY	Top	0,00	295,53	2726,48
STORY1	EY	Bottom	0,00	295,54	2727,11

Puis, on relève les valeurs de l’effort tranchant tel que :

**Vxdyn**= 3406.31 KN

**Vydyn**=2727.11kn

➤ **Comparaison des résultats**

Dans cette présente étape, on doit vérifier que les efforts tranchants calculés avec ETABS sont supérieurs ou égaux à 80% de l'effort calculé avec la formule de la Méthode statique équivalente.

Il est rappelé que :  $V_x = V_y = 3176.01 \text{ KN}$

**- Sens longitudinal**

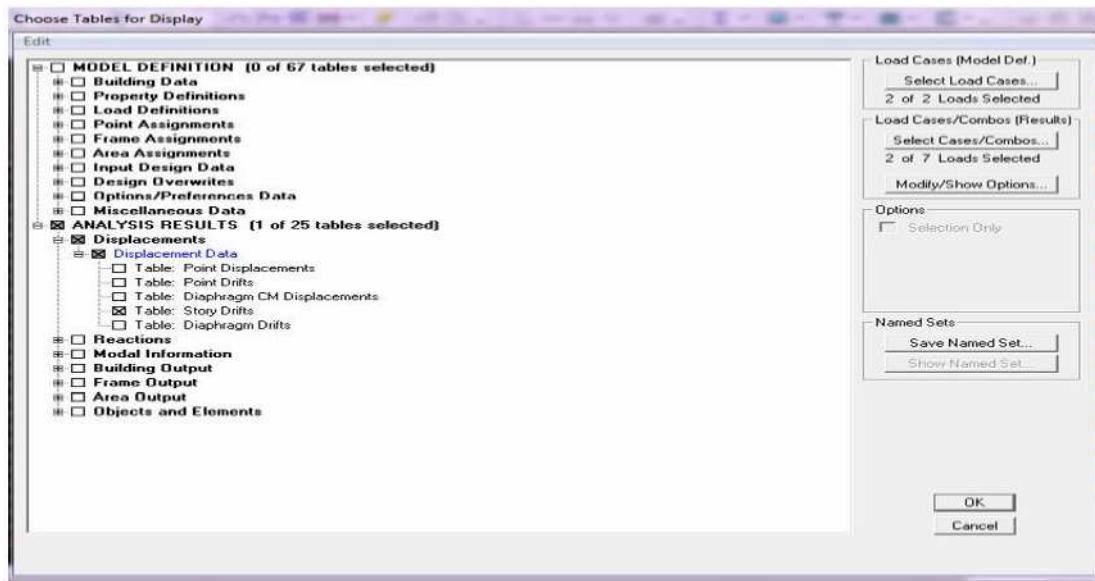
$V_{xdyn} = 3406.31 \text{ kN} > 80\% V_x = 2540.80 \text{ KN}$       **condition vérifiée**

**- Sens transversal**

$V_{y dyn} = 2727.11 \text{ kN} > 80\% V_y = 2540.80 \text{ KN}$       **condition vérifiée**

**VI.5 Déplacement inter étage**

**display—\*show table—\*displacement—\*displacement data—\*story drifts**



$$\Delta_x \times R < 1\%$$

Avec:

$\Delta_x$  : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y)

**R** : coefficient de comportement global de la structure **R=5**

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants .

Etage	$\Delta_x$	$\Delta_y$	$\Delta_x \times R$	$\Delta_y \times R$	1%	Obser
11	0.00042	0.00011	0.0021	0.00055	0.01	C-V
10	0.00057	0.00044	0.002865	0.00223	0.01	C-V
9	0.00058	0.00045	0.00294	0.00227	0.01	C-V
8	0.00060	0.00045	0.00300	0.00228	0.01	C-V
7	0.00059	0.00045	0.002975	0.00225	0.01	C-V
6	0.00057	0.00043	0.002895	0.00218	0.01	C-V
5	0.00054	0.00040	0.002715	0.00203	0.01	C-V
4	0.00048	0.00036	0.002415	0.0018	0.01	C-V
3	0.00040	0.00030	0.00203	0.00150	0.01	C-V
2	0.00030	0.00021	0.001500	0.00109	0.01	C-V
1	0.00015	0.00010	0.000795	0.00054	0.01	C-V

**IV.6 Justification Vis A Vis De l'effet P-A**

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-A) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \text{ RPA99 (art 5,9)}$$

Avec :

**P<sub>k</sub>** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » (déjà tiré d'etabs)

**V<sub>k</sub>**: effort tranchant d'étage au niveau « k » on le tire d'ETABS

**Display-\*show table-\*building Output-\*story shears**



$\Delta k$ : déplacement relatif du niveau «k» par rapport au niveau «k-1» en considérons les combinaisons sismique (G+Q+E et 0.8G+E) (on la tiré précédemment)

$h_k$ : hauteur de l'étage «k»

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants:

Niv	$P_k$ (KN)	$\Delta_{XK}$ (m)	$\Delta y_k$ (m)	$V_{kx}$ (m)	$V_{ky}$ (m)	$h_k$ (m)	$\theta_{Xk}$	$\theta_{yK}$	Véri f
10	204.79	0.013	0.0085	571.87	493.24	3.06	0.001556	0.001153	cv
9	2840.49	0.011	0.0075	1195.90	998.11	3.06	0.008693	0.006975	cv
8	4163.37	0.009	0.0064	1699.12	1351.04	3.06	0.007687	0.006445	cv
7	4156.66	0.008	0.0054	2117.59	1638.84	3.06	0.005195	0.004475	cv
6	4193.11	0.006	0.0043	2468.45	1883.95	3.06	0.003608	0.003127	cv
5	4246.74	0.005	0.0033	2761.32	2099.78	3.06	0.002512	0.002181	cv
4	4187.52	0.003	0.0023	2995.38	2295.59	3.06	0.001644	0.001371	cv
3	4328.65	0.002	0.0015	3176.38	2467.61	3.06	0.001024	0.000859	cv
2	4233.40	0.001	0.0008	3315.99	2627.51	3.06	0.000500	0.000421	cv
1	4363.79	0.0004	0.0003	3406.31	2727.11	3.06	0.000167	0.000156	cv

On constate que  $\theta_{k_x}$  et  $\theta_{k_y}$  sont inférieur à « 0.1 ».

Donc l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

#### IV.7 L'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{b_c f_{c28}}$$

Avec :

$n$  : Effort normal réduit

$B_c$  : Section brute de l'élément.

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton

$N_d$  : Effort normal de compression max

$N_d$  est tiré d'ETABS on sélectionne d'abord les poteaux **display-\*show**

**table-\*frame output-\*frame force->table :Colum force** puis on tire la valeur de  $p_{max}$

Section	Nd	B <sub>c</sub>	fc28	v	condition	observation
<b>45X45</b>	2727.11	2025	25000	0.05	<0.3	C-V
<b>40X40</b>	603.98	1600	25000	0.01	<0.3	C-V
<b>35X35</b>	226.98	1225	25000	0.007	<0.3	C-V

**IV.8 Vérification de l'excentricité :**

D'après le RPA99/version 2003(art 4.3.7), dans le cas ou il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ .(L :etant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Soit

CM :centre de masse.

CR :centre de rigidité.

➤ **Suivant le sens x-x**

On doit vérifier que :

$$/ CM-CR/ \leq 5\%Lx$$

Lx=16.50m

stories	diaphragme	CM	CR	CM-CR	5%Lx	OBS
Story1	D1	14.603	14.728	0.125	0.825	CV
Story2	D2	14.603	14.673	0.007	0.825	CV
Story3	D3	14.603	14.645	0.042	0.825	CV
Story4	D4	14.603	14.626	0.023	0.825	CV
Story5	D5	14.603	14.613	0.001	0.825	CV
Story6	D6	14.603	14.604	0.001	0.825	CV
Story7	D7	14.603	14.596	0.007	0.825	CV
Story8	D8	14.603	14.590	0.013	0.825	CV
Story9	D9	14.598	14.585	0.013	0.825	CV
Story10	D10	14.713	14.581	0.132	0.825	CV

➤ **SUIVANT LE SENS Y-Y**

On doit vérifier que :

$$/CM-CR/\leq 5\%Ly$$

Ly=29.55m

stories	diaphragme	CM	CR	CM-CR	5%Ly	OBS
Story1	D1	6.351	7.141	0.79	1.48	CV
Story2	D2	6.351	6.823	0.472	1.47	CV
Story3	D3	6.351	6.673	0.322	1.47	CV
Story4	D4	6.357	6.629	0.272	1.47	CV
Story5	D5	6.343	6.637	0.294	1.47	CV
Story6	D6	6.343	6.665	0.322	1.47	CV

Story7	D7	6.339	6.696	0.357	1.47	CV
Story8	D8	6.335	6.723	0.388	1.47	CV
Story9	D9	6.220	6.742	0.522	1.47	CV
Story10	D10	6.582	6.749	0.169	1.47	CV

**Conclusion**

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.





## CHAPITRE VI

### VI- ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

#### VI.1 Introduction

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

En cas de séisme, les fondations exécutent un même mouvement de translation que le sol qui les supportent.

Le calcul des fondations ne peut se faire que lorsque l'on connaît :

- La charge totale qui doit être transmise aux fondations (donc au sol);
- Les caractéristiques du sol sur lequel doit reposer la structure.

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage construire.
- Les caractéristiques du sol support ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.
- Le type de la structure.

#### VI.2 Choix du type de fondation

Notre ouvrage étant réalisé en voiles porteurs, avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Des semelles filantes (semelles sous murs).
- Un radier général.

#### VI.3 Dimensionnement

##### 1- Semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{\text{SOL}} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{\text{SOL}} \cdot L}$$

## CHAPITRE VI

### ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Avec : B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

$\sigma_{\text{SOL}}$  : Contrainte admissible du sol.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VL1	2366.9	3.25	3.64	11.83
VL2	2761.07	3.55	3.88	13.77
VL3	1926.82	4.65	2.07	9.62
VL4	701.5	1.95	1.79	3.49
VL5	2265.7	3.25	3.48	11.31
VL6	2611.3	3.55	3.67	13.02
				<b>63.04</b>

**Tableau VI.1** : Surface de semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	G+Q (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m <sup>2</sup> )
VT <sub>1</sub>	2200.3	3.05	3.6	10.98
VT <sub>2</sub>	2051.87	2.85	3.59	10.23
VT <sub>3</sub>	1980.8	2.75	3.60	9.9
VT <sub>A</sub>	728.44	2.00	1.82	3.64
VT <sub>4</sub>	2230.2	3.05	3.65	11.13
VT <sub>5</sub>	2000.2	2.85	3.5	9.97
VT <sub>6</sub>	1981.41	2.75	3.6	9.9
				65.75

**Tableau VI.2** Surface de semelles filantes sous voiles (sens transversal)

$S_V = \sum S_i = 128.80\text{m}^2$  Avec :  $S_V$  : Surface totale des semelles filantes sous voiles.

**2- Semelles filantes sous poteaux :**

**Etape du calcul :**

- détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$ .
- détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

- détermination de la distribution par (ml) de semelle :

$e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \text{ et } q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right)$$

**Tableau VI-3** résumé de calcul :

Poteau	P= G+Q (kN)	e <sub>i</sub> (m)	P .e <sub>i</sub> (kNm)	M <sub>i</sub>
1	771,33	-14.97	-11546.81	-5.369
2	959,66	-11.37	-10911.33	-6.696
3	693,14	-7,47	-5177.75	-4.83
4	986,53	-2.87	-2830.22	-3.396
5	1033,77	2.87	2966.91	12.297
6	836,2	7.47	6246.41	11.75
7	934,35	11.37	10623.56	2.13
8	914,38	14.97	13688.27	5.594
∑	7129.36	/	3053.04	11.47

**Résultante :**

$$R = \sum N_i = 7129.36 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{3053.04 + 11.47}{7129.36} = 0.42 \text{ m}$$

Donc l'excentricité  $e = 0.42 \text{ m}$

o **Distribution par (ml) de la semelle :**

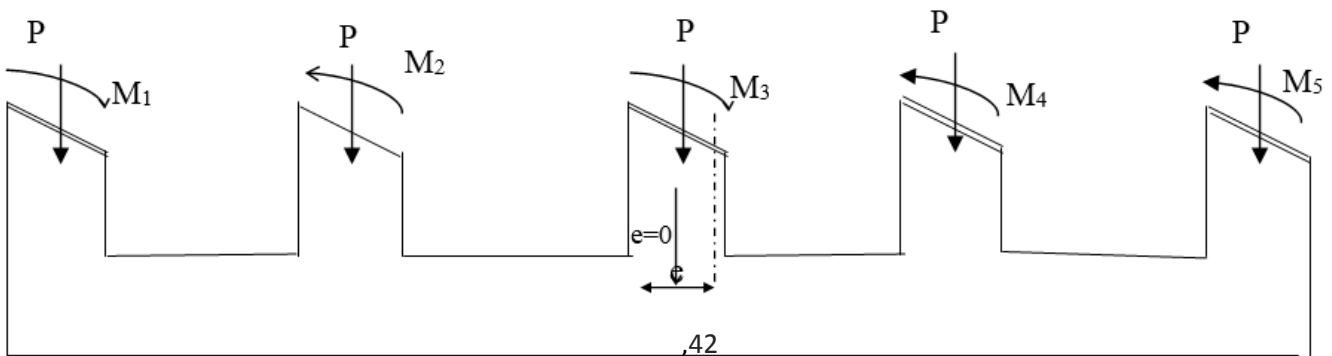
$$e = 0.42 \leq \frac{29.55}{6} = 4.92 \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$q_{\max} = \frac{7129.36}{29.55} \left( 1 + \frac{6 \times 0.42}{29.55} \right) = 261.84 \text{ KN/ml}$$

$$q_{\min} = \frac{7129.36}{29.55} \left( 1 - \frac{6 \times 0.42}{29.55} \right) = 220.69 \text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{7129.36}{29.55} \left( 1 + \frac{3 \times 0.42}{29.55} \right) = 251.55 \text{ KN/ml}$$

**Calcul de la largeur B :**



**Fig VI.1** distribution des sollicitations

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{251.55}{200} = 1.257 \text{ m}$$

**On prend  $B=1,3 \text{ m}$**

$$\text{On aura donc, } S_p = 1.30 \times 29.55 = 38.41 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$n$  : nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 38.41 \times 5 = 192.05 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 192.05 + 128.80 = 320.85 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{\text{bat}} = 410.03 \text{ m}^2$ .

Surface des semelles est de 78.25% de la surface de la structure.

$$S_t > 50\% S_{\text{BAT}}$$

#### Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous optons pour un radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- La réduction de la pression apportée par la structure
- La réduction des tassements différentiels
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol
- La facilité d'exécution

#### 3) Etude du radier :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est rigide en son plan horizontal, il permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de fondation (répartition linéaire) ; et en plus de sa facilité de coffrage et sa rapidité d'exécution ; il semble mieux convenir face aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

**1-Pré dimensionnement du radier :**

**a)-Nervure**

✓ **Condition de longueur d'élasticité :**

$$I. = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

$L_e$  : Longueur élastique ;

$K$  : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40$  MPa pour un sol moyen ;

$I$  : L'inertie de la section du radier (bonde de 1 m) ;

$E$  : Module de déformation longitudinale instantané  $E = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa}$

$L_{\max}$  : Distance maximale entre deux nervures successives.

d'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 5\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{32164.20}} = 0,726 \text{ m}$$

Selon la condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \Rightarrow \quad 0.625 \text{ m} \leq h \leq 1 \text{ m}$$

La hauteur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{5}{10} = 0,5 \text{ m} \quad \text{Soit} \quad \mathbf{h_n = 75 \text{ cm}}$$

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n \rightarrow 30 \text{ Cm} \leq b_n \leq 52.5 \text{ Cm}$$

$$B_n = 45 \text{ Cm.}$$

**b)-Dalle**

Epaisseur de la dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}, \text{ avec un minimum de } 25\text{cm}$$

$$h_d \geq \frac{5}{20} = 0,25\text{m} \quad \text{Soit} \quad h_d = 30\text{cm}$$

### 2-Détermination des efforts :

On prend comme surface du radier celle du bâtiment.

#### Remarque :

le BAEL, nous impose un débord minimal qui sera calculé comme suite :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30\text{ cm}\right) = \max\left(\frac{75}{2}; 30\text{ cm}\right) = 37,5\text{ cm}$$

On opte pour un débord de  $L_{\text{deb}} = 40\text{ cm}$

Donc la surface totale du radier :  $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{deb}} = 410,03 + 36,84 = 446,87\text{ m}^2$

#### ➤ Charges permanente :

-Poids du bâtiment : 41251,6 kN

-Poids du radier :  $[(446,87) \times 25 \times 0,30] + [(0,75 - 0,30) \times 0,45 \times 25 \times 279,75] = 4767,76\text{ kN}$

-Poids des remblais en TVO :  $[(0,75 - 0,30) \times (410,03 - 279,75 \times 0,45) \times 17] = 2173,69\text{ kN}$

-Poids de la dalle flottante :  $[(446,87 - 279,75) \times 0,1 \times 25] = 417,8\text{ kN}$

$$G_{\text{tot}} = 48610,85\text{ kN}$$

#### ➤ Surcharge du radier :

-Surcharges du bâtiment  $Q_{\text{bat}} = 6899,38\text{ kN}$

-Surcharges du radier  $Q_{\text{rad}} = 5 \times 446,87 = 2257,2\text{ kN}$

$$Q_{\text{tot}} = 9156,58\text{ kN}$$

#### ➤ Combinaisons d'actions :

A l'ELU :  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 79359,52\text{ kN}$

A l'ELS :  $N_s = G + Q = 57767,43\text{ kN}$

**3-Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{A l'ELU} \quad S_{nrad} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{79359.52}{1,33 \times 200} = 298.34 m^2$$

$$\text{A l'ELS} \quad S_{nrad} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{57767.43}{200} = 288.84 m^2$$

D'où :

$$S_{nrad} = \max(S_{rad}; S_{rad}) = 298.34 m^2$$

$S_{rad} > S_{nrad}$  ..... Condition vérifiée.

**4-Vérifications :**

**a) Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right\}$$

$$b = 1m; \quad d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \times 0,30 = 0,27 m$$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{79359.52 \times 1}{446.87} \times \frac{5}{2} = 443.97 kN$$

$$\tau_u = \frac{443.97}{1 \times 0,27} = 1644.33 kN / m^2 = 1.644 MPa$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4MPa \right\} = 2.5 MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  Condition vérifiée

**b) Vérification de la stabilité du radier :**

- **Calcul du centre de gravite du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec

$S_i$  : Aire du panneau considéré ;

$X_i, Y_i$  : Centre de gravité du panneau considéré.

Notre radier présente une symétrie parfaite dans le sens XX.

$X_G = 14.97$  m et  $Y_G = 6.52$  m

• **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = 8672.464 m^4$$

$$I_{yy} = 28745.604 m^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

-Effort normal (N) dû aux charges verticales.

-Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)} \cdot h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$  : Moment sismique à la base du bâtiment ;

$T_{j(K=0)}$  : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

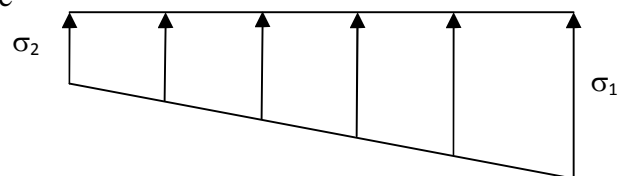


Figure VI.2 Diagramme des contraintes

A l'ELU :  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 2 \cdot \sigma_{SOL}$

A l'ELS :  $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

**-Sens longitudinal :**

➤ **A P'ELU**

$$M = 97484.191 + 3698.11 \times 0.75 = 100257.77 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{79359.52}{446.87} + \frac{100257.77}{28745.604} \times 6.52 = 222.66 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{79359.52}{446.87} - \frac{100257.77}{28745.604} \times 6.52 = 157.91 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 222.66 + 157.91}{4} = 206.47 \text{ kN/m}^2 ; 2\sigma_{SOL} = 2 \times 200 = 400 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **A P'ELS**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{57767.43}{446.87} + \frac{100257.77}{28745.604} \times 6.52 = 171.066 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{yy}} \cdot V = \frac{57767.43}{446.87} - \frac{100257.77}{28745.604} \times 6.52 = 106.314 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 171.066 + 106.314}{4} = 154.878 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{SOL} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**- Sens transversal :**

➤ **A P'ELU:**

$$M = 86694.191 + 4114.98 \times 0.75 = 89780.42 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{79359.52}{446.87} + \frac{89780.42}{8672.464} \times 14.97 = 326.624 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{79359.52}{446.87} - \frac{89780.42}{8672.464} \times 14.97 = 53.94 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 326,624 + 53,94}{4} = 258,455 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad 2\sigma_{SOL} = 2 \times 200 = 400 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m < 2 \cdot \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

➤ **A P'ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{57767.43}{446.87} + \frac{89780.42}{8672.464} \times 14.97 = 260.02 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M}{I_{xx}} \cdot V = \frac{57767.43}{446.87} - \frac{89780.42}{8672.464} \times 14.97 = 2.352 \text{ kN/m}^2$$

D'où

$$\sigma_m = \frac{3 \times 260.02 + 2.352}{4} = 195.603 \text{ kN/m}^2 \quad ; \quad \sigma_{SOL} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$\sigma_m < \sigma_{SOL} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**c). Vérification au poinçonnement :**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

Avec :  $N_u$  : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

$\mu_c$  : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m).

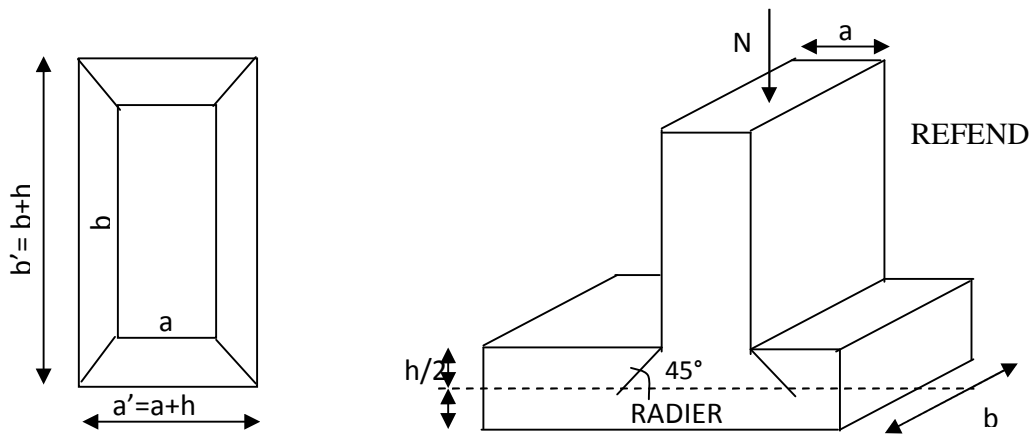


Figure VI-3 Périmètre utile des voiles et des poteaux

➤ Calcul du périmètre utile  $\mu_c$

**-Poteaux**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,75) = 4.8m$$

$$N_u = 2272.66 \text{ Kn}$$

$$N_u < 0,045 \times 4.8 \times 0,75 \times 25000 = 4050kN$$

**-Voile**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,15 + 5 + 2 \times 0,75) = 13,3m$$

$$N_u = 1299.28 \text{ KN}$$

$$N_u < 0,045 \times 13,3 \times 0,75 \times 25000 = 11221.88kN$$

Remarque : la condition de poinçonnement est vérifiée ,

**5) Ferrailage du radier :**

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

**a) Ferrailage des panneaux encastrés sur 4 appuis**

On distingue deux cas :

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

Si  $\alpha < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

**2<sup>eme</sup> Cas :**

Si  $0,4 \leq \alpha \leq 1$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée  $L_x : M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

Dans le sens de la grande portée  $L_y : M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients  $\mu_x, \mu_y$  sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \text{avec} \quad (L_x < L_y).$$

**b) Identification du panneau le plus sollicité :**

On distingue 24 panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés.

On choisira le panneau le plus défavorable

**c) Ferrailage du panneau :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{5} = 0.8 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les 2 sens.

Pour le calcul de ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale  $\sigma_M^{\max}$ , la contrainte due au poids propre de radier, ce dernier étant directement repris par le sol,

➤ **A l'ELU**

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 258.455 - \frac{4767.76}{446.87} = 247.78 \text{ kN/ml}$$

➤ A P'ELS

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 195.603 - \frac{4767.76}{446.87} = 184.93 \text{ kN / ml}$$

**Remarque :**

- Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis :
  - moment en travée :  $0,75M_{OX}$  ou  $0,75M_{OY}$
  - moment sur appuis :  $0,5M_{OX}$  ou  $0,5M_{OY}$
  
- Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assuré un encastrement partiel :
  - moment en travée :  $0,85M_{OX}$  ou  $0,85M_{OY}$
  - moment sur appui de rive :  $0,3M_{OX}$  ou  $0,3M_{OY}$
  - moment sur appui intermédiaire :  $0,5M_{OX}$  ou  $0,5M_{OY}$

Après calcul des moments isostatiques des différents panneaux dans les deux sens on constate que le panneau 12 est le plus défavorable. Pour cela on adoptera le ferrailage de ce dernier pour les autres panneaux.

-étant donné que les sollicitations sont les même dans les deux sens, on effectuera les même calculs et le même ferrailage dans les deux sens.

**Moments aux appuis :**

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 141.62$$

$$M_{ua} = 70.81 \text{ kN.m}$$

**Moments en travée :**

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 141.62$$

$$M_{ut} = 106.21 \text{ KN.m}$$

• **Aux appuis :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{70.81 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,068 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,068 \rightarrow \beta_u = 0,965$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{70.81 \times 10^3}{0,965 \times 27 \times 348} = 7.81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 7.81 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **4HA16/ml = 8.04 cm<sup>2</sup> / ml** avec un espacement de 25cm.

• **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{106.21 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0.102 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,102 \rightarrow \beta_u = 0,946$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{106.21 \times 10^3}{0,946 \times 27 \times 348} = 11.94 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = 11.94 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : **4HA20/ml = 12.57 cm<sup>2</sup> / ml** avec un espacement de 25 cm

**d) Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - \frac{L_x}{L_y}}{2} \quad \text{Avec } \rho_0 = 0,08 \text{ } 0.8\% \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0.0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 4/5}{2} = 2.64$$

➤ **Aux appuis :**  $A_{ua} = 8.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,64 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

➤ **En travée :**  $A_{ut} = 12.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,64 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

**VI.4 Calcul à l'ELS :**

**1- Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$  :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$M_x = 105.51 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 58.98 \text{ kN.m}$$

**Moments aux appuis**

$$M_{sa} = 0,5 \cdot M_{s \text{ max}}$$

$$M_{sa} = 0,5 \times 105.51$$

$$M_{sa} = 52.75 \text{ kN.m}$$

**Moments en travée**

$$M_{st} = 0.75 \cdot M_{s \text{ max}}$$

$$M_{st} = 0.75 \times 105.51$$

$$M_{st} = 79.13 \text{ kN.m}$$

**2- Vérification des contraintes dans le béton**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec} : \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{70,81}{52,75} = 1.34 \quad \text{et} \quad \mu = 0,068 \rightarrow \alpha = 0,0881$$

$$\alpha = 0,0881 < \frac{1,34 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,42$$

➤ **En travée**

$$\gamma = \frac{106,21}{79,13} = 1.34 \quad \text{et} \quad \mu = 0,102 \rightarrow \alpha = 0,1348$$

$$\alpha = 0,1348 < \frac{1,34 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,42$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

3- Ferrailage du panneau (I) dans le sens y-y :

Moments aux appuis :

Moments en travée :

$$M_{ua} = (0,5) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ua} = (0,5) \times 84.26$$

$$M_{ua} = 42.13 \text{ kN.m}$$

$$M_{ut} = (0,75) \cdot M_{u \max}$$

$$M_{ut} = (0,75) \times 84.26$$

$$M_{ut} = 63.19 \text{ kNm}$$

➤ Aux appuis

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{42.13 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,04 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,04 \rightarrow \beta_u = 0,980$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{42.13 \times 10^3}{0,980 \times 27 \times 348} = 4.57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ua} = 4.57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: **5HA12/ml = 5.65 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20 cm.

➤ En travée

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{63.19 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,06 < 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,06 \rightarrow \beta_u = 0,969$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{63.19 \times 10^3}{0,969 \times 27 \times 348} = 6.94 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ut} = 6.94 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit: **5HA14/ml = 7.7 cm<sup>2</sup>/ml** avec un espacement de 20 cm

**4-Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \cdot \frac{3 - L_x/L_y}{2} \quad \text{Avec } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour HA FeE400}$$

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 30 \times \frac{3 - 4/5}{2} = 2,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**-Aux appuis :**  $A_{ua} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,64 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

**-En travée :**  $A_{ut} = 7,7 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,64 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{condition vérifiée}$

**VI.5-Calcul à l'ELS :**

**1-Evaluation des moments  $M_x$ ,  $M_y$  :**

$$M_x = \mu_x \cdot q_s \cdot L_x^2 \quad \text{et} \quad M_y = \mu_y \cdot M_x$$

On obtient :

$$M_x = 62,88 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 41,02 \text{ kN.m}$$

**Moments aux appuis**

$$M_{sa} = 0,5 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{sa} = 0,5 \times 62,88$$

$$M_{sa} = 31,44 \text{ kN.m}$$

**Moments en travée**

$$M_{st} = 0,75 \cdot M_{s \max}$$

$$M_{st} = 0,75 \times 62,88$$

$$M_{st} = 47,16 \text{ kN.m}$$

**2-Vérification des contraintes dans le béton**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

➤ **Aux appuis**

$$\gamma = \frac{42,13}{31,44} = 1,34 \quad \text{et } \mu = 0,068 \rightarrow \alpha = 0,0881$$

$$\alpha = 0,0881 < \frac{1,34 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,42$$

➤ **En travée**

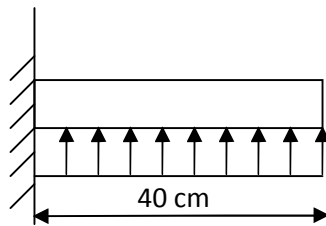
$$\gamma = \frac{106,21}{79,13} = 1,34 \quad \text{et } \mu = 0,102 \rightarrow \alpha = 0,1348$$

$$\alpha = 0,1348 < \frac{1,34 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,42$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

**e) Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.



**Figure VI-4** Schéma statique du

**1- Sollicitation de calcul :**

A l'ELU :

$$P_u = 247,78 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = \frac{-P_u \cdot l^2}{2} = \frac{-247,78 \times 0,40^2}{2} = -19,82 \text{ kN.m}$$

A l'ELS

$$P_s = 184.93 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = \frac{-P_s \cdot l^2}{2} = \frac{-184.93 \times 0.4^2}{2} = -14.709 \text{ kN.m}$$

**2-Calcul des armatures :**

$$b = 1 \text{ m} ; \quad d = 27 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.20 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{19.82 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.20} = 0.019 < \mu_r = 0.392$$

$$\mu_u = 0.019 \rightarrow \beta_u = 0.990$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{19.82 \times 10^3}{0.990 \times 27 \times 348} = 2.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = 2.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**3-Vérification à l'ELU**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 2.13 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 3.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } \mathbf{4 \text{ HA12} = 4.52 \text{ cm}^2}$$

**4-Calcul de l'espacement :**

$$S_t = \frac{b}{4} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

**5-Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte } \mathbf{4 \text{ HA } 8 / \text{ml}}$$

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

**6-Vérification à l'ELS :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{19,82}{14,709} = 1,34 \quad \mu = 0,019 \rightarrow \alpha = 0,0252$$

$$\alpha = 0,0252 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,42 \Rightarrow \text{il n'y a pas lieu de faire la vérification des contraintes à l'ELS}$$

**f) Ferrailage des nervures:**

**1-Répartition des charges :**

Les charges réparties sur la nervure sont triangulaires ou trapézoïdales.

A fin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties ; on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ) et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Ainsi sous le chargement devenu uniformément répartie, le calcul devient classique.

**Pour les charges triangulaires :**

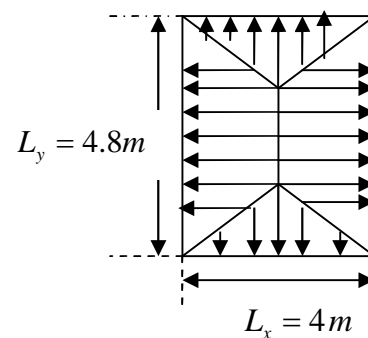
$$l_m = 0,333 \times l_x.$$

$$l_t = 0,25 \times l_x.$$

**Pour les charges trapézoïdales :**

$$l_m = l_y \cdot (0,5 - \rho_x^2 / 6). = 1,84 \text{ m}$$

$$l_t = l_y \cdot (0,5 - \rho_x / 4). = 1,40 \text{ m}$$



$$\left. \begin{array}{l} \mathbf{Qu} = qu \times l_m \\ \mathbf{Qs} = qs \times l_m \end{array} \right\} \text{ Pour les moments fléchissant.}$$

$$\left. \begin{aligned} Q_u &= q_u \times l_t \\ Q_s &= q_s \times l_t \end{aligned} \right\} \text{ Pour les efforts tranchant.}$$

$$Q_u = 247.78 \times 1,84 = 454.91 \text{ KN}$$

$$Q_s = 184.93 \times 1,84 = 340.27 \text{ KN}$$

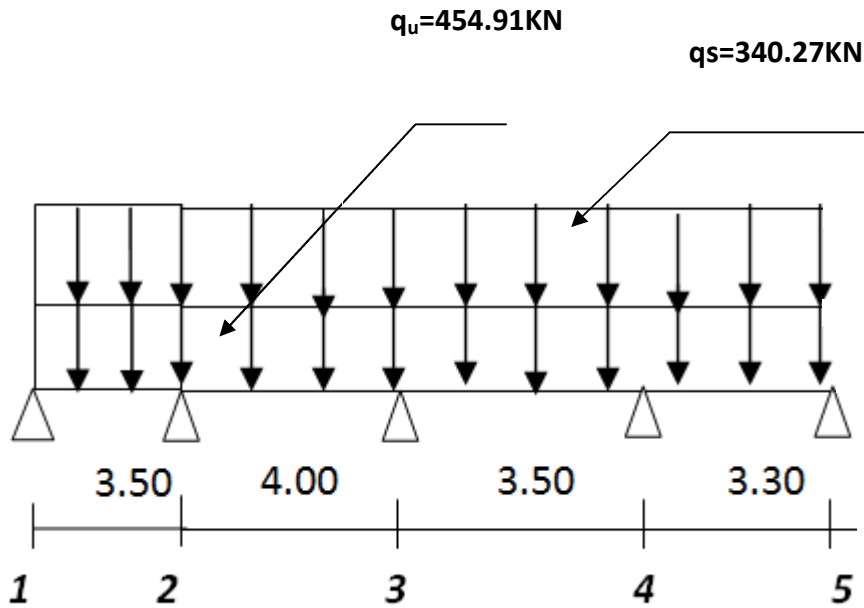


Fig VI.5 Schéma statique de la nervure

**2-Détermination des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilisera la méthode des trois moments.

**NB :** La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travées ; pour cela, on réduit les moments sur appuis de 1/3 de la valeur trouvée ainsi qu'on augmente, en travées, de 1/3 des valeurs trouvées.

La résolution du système d'équations nous donne les résultats suivants :

**Tableau donnant les moments sur appuis (Kn.m) :**

Aux appuis	M1	M2	M3	M4	M5
ELU	380,42	358,98	344.2	287.48	214.51

Tableau donnant les moments en travée :

ELU	L	G	Mt
1	3.50	247.78	-240.25
2	4.00	247.78	-250.16
3	3.50	247.78	-230.91
4	3.30	247.78	-219.55

Le moment en travée sera calculé par la formule suivante :

$$M(x) = M_0(x) + M_{i+1} \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \frac{x}{L_{i+1}}$$

Avec:  $M_0(x)$ : le moment de la même travée considérée isostatique.

### 3- Le ferrailage

Le ferrailage se fera avec les moments Max, aux appuis et en travée.

$$M_t^{\max} = 25.016, t.m \quad M_a^{\max} = 38.042 t.m$$

$$b = 45\text{cm}; \quad d = 72\text{ cm}; \quad f_{bc} = 14.2\text{MPa}; \quad \sigma_s = 348\text{ MPa}$$

Zone	$M_u$ (kn.m)	$\mu$	$\mu_r$	$\beta$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$
Appuis	380.42	0.114	0.392	0.939	3,91	16.16	6HA20= 18,85
Travée	250.16	0.075	0.392	0.960	3,91	10.40	6HA16 = 12,06

#### a-Armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6.67\text{ mm} \quad \text{Soit } \phi = 8\text{ mm}$$

#### b-Espacement des armatures

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right\} = \min \{18,75 ; 24\} = 18,75 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm en zone nodale ; } S_t \leq \frac{h}{2} = 37,5 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 30 \text{ cm en zone}$$

courante.

**c-Armatures transversales minimales**

$$A_{\min} = 0.003 S_t b = 2,025 \text{ cm}^2$$

**d-Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2 \text{ MPa}$$

Avec :  $T_{u \max} = 561,43 \text{ kN}$

$$\tau_u = \frac{561,43 \times 10^3}{450 \times 720} = 1,73 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**4- Vérification à l'ELS**

**Aux appuis**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{38,042}{25,49} = 1.49$$

$$\alpha = 0,198 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.455 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**En travées**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{25,016}{17,70} = 1.41$$

$$\alpha = 0.096 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.47 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La condition  $\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha$  est vérifiée donc il n'est pas nécessaire de vérifier les contraintes dans le béton à l'ELS.



# Conclusion

---

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

On a constaté que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile à placer dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme et l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique qui induit des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgence.

Les difficultés rencontrées au cours de l'étude, nous ont conduits à se documenter, cela nous a permis d'approfondir d'avantage nos connaissances en génie civil.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons qu'elle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.



# BIBLIOGRAPHIE

---

- Règles Parasismique Algérienne RPA 99/version 2003.
- Règles BAEL91 modifiées 99, règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Calcul des ouvrages en béton armé (Mr BELAZOUGUI).
- Document Technique Réglementaire DTR B.C 2.2, charges permanentes et charges d'exploitation.
- Thèses de l'université Mouloud MAMMERRI.
- Cours et TD du cursus universitaire.