

Université Mohamed khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique  
Référence :...../ 2022

جامعة محمد خيضر - بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية و الري  
المرجع:...../ 2022



## Mémoire de Master

Spécialité : Génie civil

Option: Structure

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+10) à usage multiple avec un contreventement mixte à Sétif**

**ETUDIENNE :**

**ENCADREUR**

ARIBI RAZIKA

Dr. BENMAIL MESSAOUDA

Promotion: Juin 2022



# RESUME

*Ce projet présente une étude détaillée d'un immeuble à usage d'habitation à poutres mixtes, composé d'un rez-de-chaussée plus neuf étages, situé dans la wilaya d' STIF, et ce secteur est classé en zone sismique moyenne (Zone II) selon la loi de 2003 version RPA99.*

*Utilisation du Règlement de calcul et de vérification du béton armé (RPA99V2003 et B. Déchargement des charges puis étude des éléments non structuraux en partant des planchers jusqu'aux acrotères, balcons et escaliers.)*

*L'étude dynamique de la structure à l'aide du programme robot, afin de déterminer les différentes contraintes dues aux charges (charges permanentes, charges d'exploitation et sismiques), les résultats obtenus sont utilisés pour calculer le renforcement des éléments de structure (poteaux, poutres et voiles) à la fin une étude du type de fondation adapté à notre travail tel que nous visons Pour terminer le travail avec une conclusion générale.*

## الملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام السكني بدعامات مختلطة ، ويتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى عشرة طوابق ، يقع في ولاية سطيف ، وتصنف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية متوسطة (المنطقة الثانية) وفقاً لإصدار RPA99 2003.

باستخدام لوائح الحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003) و B. نزول الأحمال ثم دراسة العناصر غير الإنشائية بدءاً من الأرضيات وصولاً إلى الأكروتيريون والشرفات والسلالم.

الدراسة الديناميكية للهيكل باستخدام برنامج الروبوت ، من أجل تحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة ، التشغيل والحمل الزلزالي) ، يتم استخدام النتائج التي تم الحصول عليها لحساب تقوية العناصر الهيكلية (الأعمدة ، حزم وحجاب) في النهاية دراسة عن نوع الأساس المناسب لعملنا كما نهدف إلى مراعاة الجانب الاقتصادي وننهي العمل بخاتمة عام

# Remerciements

*Et surtout, nous remercions Dieu de **NOUS GARDER** en bonne santé pour cela*

*Réalisez ce projet de fin d'études Nous remercions. Également **NOS FAMILLES***

*Pour les sacrifices qu'ils ont faits pour que nous terminions nos études.*

*En conclusion, nous tenons à exprimer nos sincères remerciements Le superviseur,*

*Mme /, **BENMAIL MESSAOUDA** pour tous les conseils, le soutien et l'assistance*

*Qu'il nous a apporté afin de réaliser ce travail à l'heure convenue.*

*Nous remercions également tous les professeurs du département, en particulier mes*

*remerciements à **MACHAKORI MUHAMMAD, ISAMIEL MAGHZI, HAWARA***

***ET SHABI***

*Pour toute son aide et son soutien pour y arriver De cet humble travail.*

*Je tiens particulièrement à exprimer mes sincères remerciements à tous*

*Une aide et un soutien sont fournis.*

*Nous remercions également le jury qui nous a honoré de son verdict. notre mémoire.*

*Enfin, nos remerciements à tous **nos amis** et collègues qui nous ont soutenus, en*

*particulier **ABD AL RAHMAN AL NADARI .WAILD CH.** et Encouragez la*

*réalisation de cet humble souvenir.*

*Aribi razika*

# Dédicace:

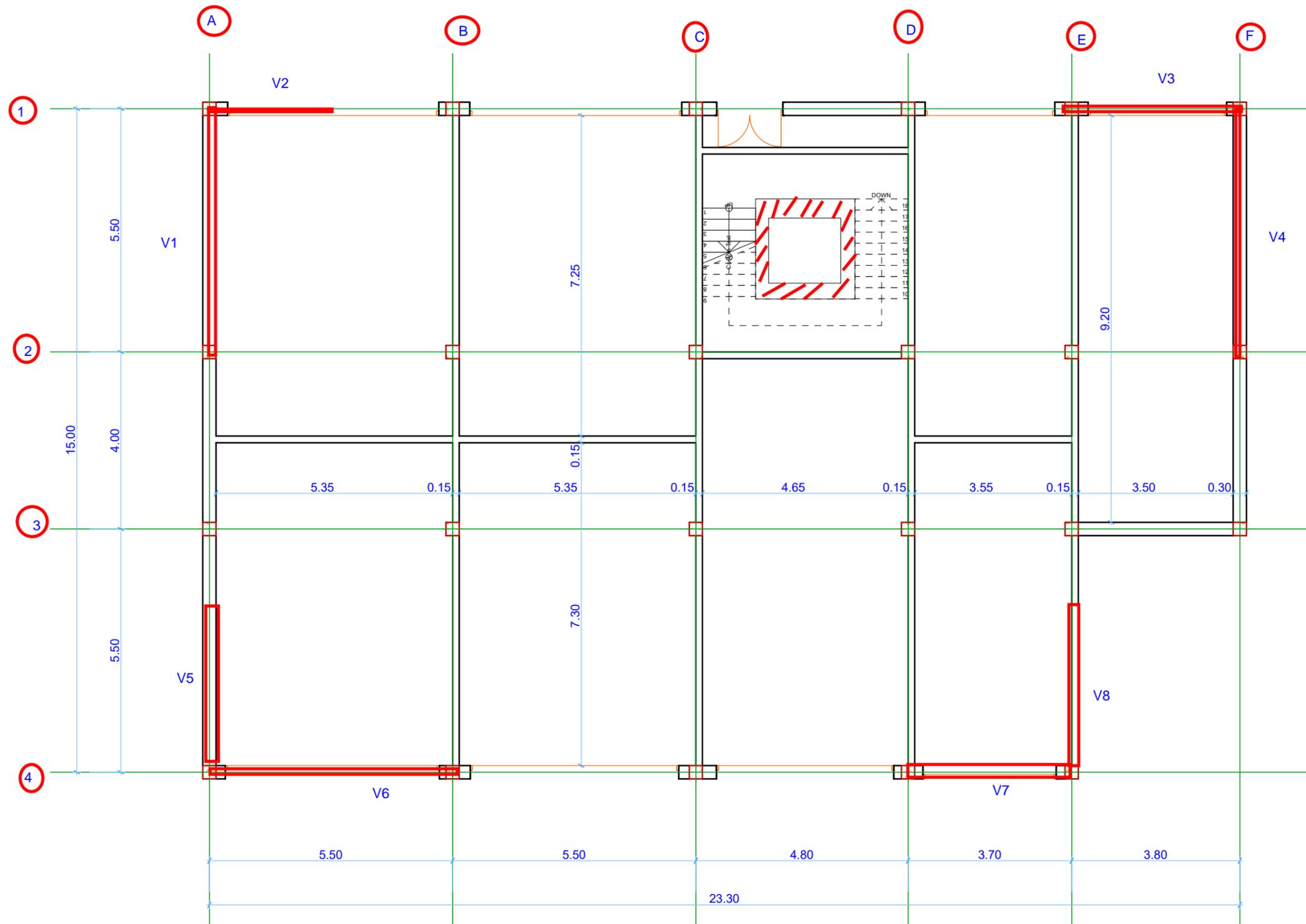
*Je dédie le fruit de mes efforts, une mémoire de mastare, pour moi, cela  
m'adonné le grandeur*

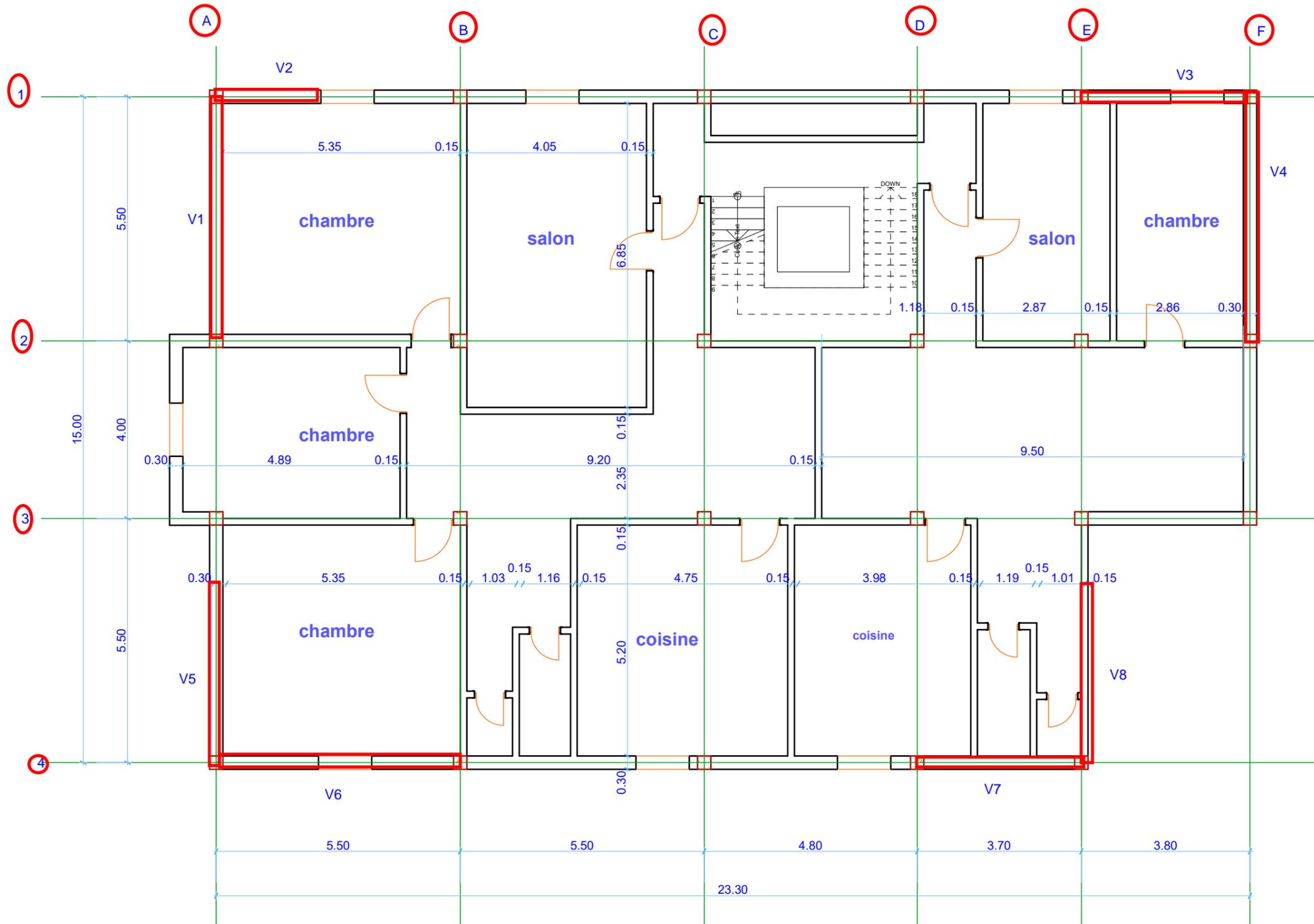
*Un exemple de travail acharné et persévérance.*

*à chacun de mes honorables parents, ma mère et mon père, mes sœurs  
et tous les membres de ma famille, et à tous ceux qui ont contribué à ce  
travail de près ou de loin. De la part des enseignants et des étudiants.*

*Je me félicite également d'avoir soumis un humble travail.*

*Aribi razika*





# CHAPITRE 1:

**PRESENTATION DU L'OUVRAG**

**ET**

**CARACTERISTIQUES DES**

**MATERIAUX**

# I. PRESENTATION DU L'OUVRAG ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

## I 1. Introduction:

A l'heure actuelle, la conception des projets de génie civil sont devenues très sophistiquées à plusieurs égards, par exemple, l'esthétique et la structuration. En tant qu'ingénieur ici, doit respecter les données suivantes :

- Usage
- Solidité stabilité
- Exigences urbaines
- Fonctionnelles et esthétiques et
- Condition économique

Dans ce projet d'étude, nous proposons une conception du bâtiment à usage d'habitation (R+10), qui est reprise du bureau d'études pour ses secondaires de base, quant à la partie comptable, elle est programmée selon les règles parasismiques en Algérie.

Dans ce projet d'étude, nous proposons une conception du bâtiment à usage RPA99 version 2003, et les règles de calcul CBA93 ;BAEL91.

## I 2. Presentations du l'ouvrage:

Mon projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (**R+10**) à usage **d'habitation** contreventement mixte sera implanté à la wilaya de **SETIF**. Cette région est classée en (**zone II a**), **groupe d'usage 2** parce que le bâtiment est considéré comme bâtiment d'usage d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m Selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (RPA 99/version 2003). Cet

ouvrage est un bâtiment composé d'un bloc à usage d'habitation, cette structure est composée de :

## 2 1. Dimensions de l'ouvrage:

### 2.1. 1. Données du site:

- ◆ Implantation à **Sétif**.
- ◆ La zone **II a**
- ◆ Le group d'usage **.2.**
- ◆ Le site est 03
- ◆ . Profondeur de l'ancrage : 1.50m à partir de terrain naturel **(T.N)**.
- ◆ La contrainte admissible du sol  $\sigma_{adm}=1.8bar$
- ◆ Type de sol : **frame**
- ◆ Réez de chaussée et. **10étages**.

### 2.1.2. Donnée de base :

**Tableau 1. Le donné**

En plan		En elevation	
Largeur en plan	Ly=15m	Hauteur étage courant.....	H=3.06m
Longueur en plan	Lx=23.3m	Hauteur total.....	H=33.66m
		Hauteur du RDC.....	H=.3.06m

## I 3. Règlements et normes utilisées :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003 (**Règles Parasismiques Algériennes**).
- CBA 93 (**Règles de conception et de calcul des structures en béton armé**).
- DTR BC 2.2 (**Charges permanentes et surcharges d'exploitation**).
- DTR BC 2.331 (**Règles de calcul des fondations superficielles**).

**3.1 Hypothèses de calcul** : Dans notre étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

La résistance à la compression du béton à 28 jours :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .

- La résistance à la traction du béton :  $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$ .
- Module d'élasticité longitudinal différé :  $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$ .
- Module d'élasticité longitudinal instantané :  $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mp}$
- Limite élastique de l'acier :  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .

## I 4. Ossature de l'ouvrage

**1. Plancher** : Il s'agit de planchers consommés de corps creux et dalle à pression standard et dont nous choisirons l'épaisseur selon un documents technique DTR, dans l'étude de la plancher est un (20+4) .

**2. Escalier** : Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

**3. Maçonnerie** : La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

**3.1 Murs extérieurs** : Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (10+5+10).

**3.2 Murs intérieurs** : Ils sont réalisés en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

**4. Revêtement** : Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs

**5. Acrotères :** C'est un élément encastré dans le sol du balcon. Dans notre projet, nous avons ce genre de barrières:

-Un acrotère sur le plancher terrasse accessible qui va servir en plus de son rôle préliminaire

comme garde de corps.

Un acrotère sur le plancher terrasse inaccessible.

Cage d'ascenseur :

L'ascenseur est une cabine souvent de forme rectangulaire ,que permet une montée vésicale des espaces , c'est-à-dire un passage d'une à une ,autre , du bâtiment . quant au chargement de i 'appareil, il est automatique.

**6.Les balcons** sont réalisés en dalle pleine.

### I 5-caractéristique mécanique des matériaux :

**5 .1BETON :** est un mélange de ciment, de sable, de granulats et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le béton qu'on va utiliser comprend pour 1 m<sup>3</sup> :

-Ciment 350 kg/m<sup>3</sup> (CPJ42.5) :

- (CRS42.5 pour l'infrastructure).

-Gravier 800 kg/m<sup>3</sup> ( $\Phi \leq 25$  mm).

-Sable 400 kg/m<sup>3</sup> ( $\Phi \leq 5$  mm).

-Eau 175 L/m<sup>3</sup>.

#### 5.1.1Caractéristiques mécanique du béton :

**Résistance à la traction :** La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante:

**$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj}$  CBA 93 (article A.2.1.1.2)**

Pour j=28 jours et  $f_{c28} = 25$  Mpa

**Alors:**

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

**Contrainte limite:**

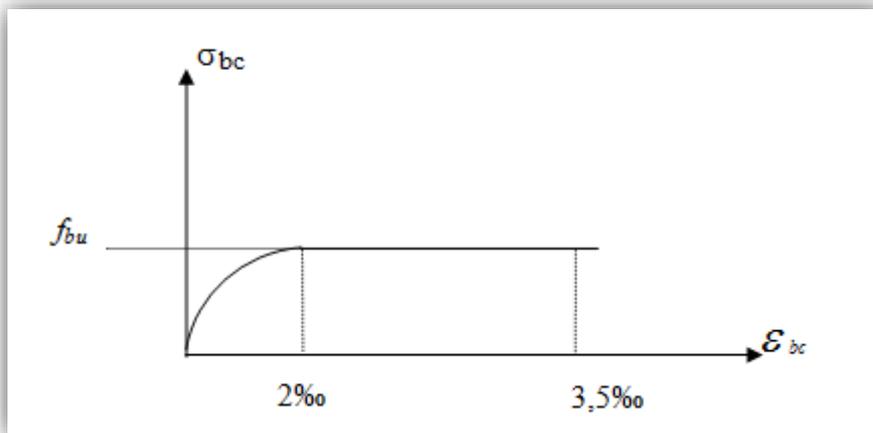
**a) Etat limite ultime :**

La contrainte limite du béton en compression :  $f_{bu}=14.17\text{Map}$ .

est notée  $f_{bu}$  tel que :  $f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} f_{c28}$

$f_{c28}$  ; dans notre cas

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant:



**Figure (I.1) :** Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU

- $f_{bc} = 14.2\text{MPa}$ avec :
- $\gamma_b = 1.15$  Situation accidentelle
- $\gamma_b = 1.5$  Situation courante

La contrainte limite de cisaillement est :

La contrainte de cisaillement à L'ELU est définie par :  $\tau_u = \frac{v d}{b_0 \cdot d}$  ( MPa)

**b) Etat limite de service E.L.S**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne

dépasse pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est:

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} \quad \text{Pour} \quad f_{c28}=25\text{MPa} \quad \text{Alors:} \quad \boxed{\bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}}$$

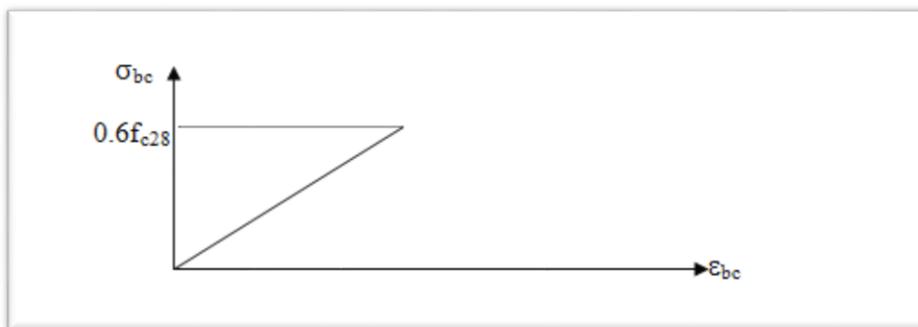


Figure (.2) : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS

### 3.1.2 .Module de déformation longitudinale du béton :

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91**.

1. Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$\text{D'ou: } E_{i28} = 32164,2\text{MPa} \quad E_{ij} = 1100\sqrt[3]{f_{cj}}$$

2. Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée

$$\text{d'ou: } E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{d'application on a :}$$

➤ **Coefficient de Poisson:**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté " $\nu$ ". Conformément au règlement **BAEL 91**:

à l'ELU :  $\nu=0 \Rightarrow$  calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS :  $\nu=0,2 \Rightarrow$  calcul des déformations (béton non fissuré)

**I 5.2. L'acier:**

**5.2.1. Définition:**

Le matériau acier est un alliage (Fer + Carbone en faible pourcentage), l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression.

Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène. Les aciers pour le béton armé sont ceux de :

**Acier rond lisse RL:**

Acier naturel feE24 caractérisée par:

- ❖ La limite élastique: 235 MPa.
- ❖ La contrainte de rupture: 410 à 490 MPa.
- ❖ L'allongement est de l'ordre de: 1.175%.

Acier naturel feE22 caractérisée par:

- ❖ La limite élastique: 215MPa
- ❖ La contrainte de rupture: 380 à 490 MPa
- ❖ L'allongement est de l'ordre de: 1.075%

**Acier de haute adhérence HA:**

Ce sont des aciers de type 1 de nuance FeE40 caractérisée par:

- ❖ La limite élastique: 400MPa
- ❖ La contrainte de rupture: 480MPa
- ❖ L'allongement est de l'ordre: 1%

Treillis soudés : on trouve en rouleaux si ( $\phi \leq 5\text{mm}$ ) ou en panneaux ; ils sont en mailles

## 5.2 Caractéristique mécanique:

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est limite d'élasticité garantie désignée par Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égale à :

**$E_s = 200000 \text{ Mpa.}$**

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique **fe**. Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers

**Tableau 2** calcule type d'aciers

<i>Type</i>	<i>Nuance</i>	<i>Limite élastique fe (MPa)</i>	<i><math>\epsilon_{es}^{\circ}/_{oo}</math></i>	<i>Emploi</i>
<i>Barre HA</i>	<i>FeE40</i>	<i>400</i>	<i>1.74</i>	<i>Emploi courant</i>
<i>Rond lisse</i>	<i>FeE22</i>	<i>215</i>	<i>0.935</i>	<i>Emploi courant</i>
	<i>FeE24</i>	<i>235</i>	<i>1.02</i>	<i>Epingles de levage des pièces préfabriquées</i>
<i>Treillis</i>	$\phi \leq 6\text{mm}$	<i>520</i>	<i>2.261</i>	<i>Treillis soudés uniquement emploi courant</i>
	$\phi > 6\text{mm}$	<i>441</i>	<i>1.917</i>	

## I 6.1 Déformations et contraintes de l'acier

### Notion d'état limite:

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est tristement satisfaite.

Au-delà de ce seuil une structure cesse de remplir les fonctions pour laquelle a été conçue.

Etat limite ultime (E.L.U): Qui correspond à la valeur maximale de la capacité portante, permis ceux-ci, on compte :

- ❖ La perte de stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la structure.
- ❖ La rupture d'une ou de plusieurs sections critiques de la structure.
- ❖ La transformation de la structure en un mécanique déformable.
- ❖ L'instabilité de la forme au flambement.
- ❖ La détérioration par effet de fatigue.

### Etat limite d'ouverture des fissures:

On est amené à effectuer une vérification des contraintes de traction de l'acier dans le but de limiter l'ouverture des fissures, les risques de corrosion sont la déformation de la pièce.

### Cas où la fissuration est peut nuisible :

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque les éléments en cause situés dans les locaux couverts et clos non soumis à des condensations.

Dans ce cas aucune limitation de la contrainte de traction de l'acier, ce dernier ayant été

Déterminé en état limite ultime d'où:

$$\sigma_{st} \leq f_e$$

**Cas où la fissuration est préjudiciable:**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause est exposés en intempéries comprises ou à des condensations où peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas il importe de respecter les normes suivantes :

-La contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \text{Min} \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e \\ 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \end{array} \right. \text{ (MPa).}$$

$\eta$  : Coefficient de sécurité (coefficient de fissuration), dont la valeur est égale à 1 pour les ronds lissés y compris les treillis soudés est 1.6 pour les armatures à haute adhérence(HA)

$f_{tj}$ : la résistance caractéristique a la traction du béton exprimée en Mpa.

$\eta$  = coefficient de fissuration qui dépend de la moins bonne adhérence.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ ronds lisses} \\ \eta = 1.6 \text{ haute adhérence} \end{array} \right.$$

**Cas où la fissuration est très préjudiciable:**

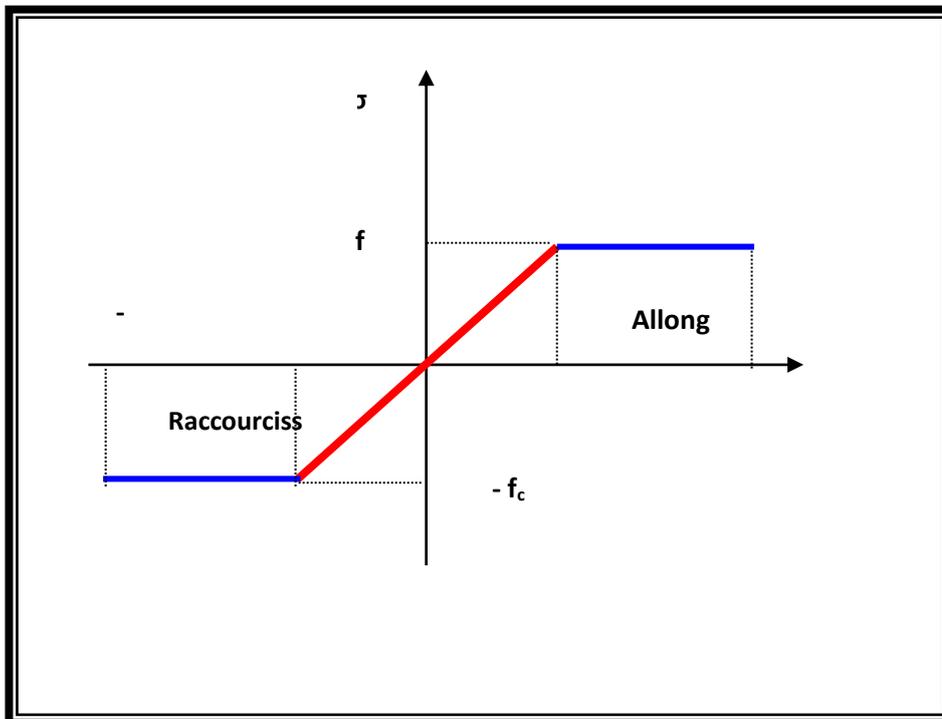
La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposées à un milieu agressif ou doivent une étanchéité dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à:

$$\sigma_s = \text{Min} \begin{cases} \frac{1}{2} f_e \\ 90\sqrt{\eta \times f_{tj}} \end{cases} \quad (\text{M Pa}).$$

#### 4.2-Diagramme déformation contrainte:

**E.L.U :** les contraintes de calcul  $\sigma_s$  des armatures longitudinales sont données en fonction des déformations  $\varepsilon_s$  de l'acier par le diagramme ci-dessous.

Le diagramme est valable pour tous les aciers quelque soit leur mode d'élaboration.



Fi g 3 *diagramme contrainte déformation d'acier*

- À l'origine A :  $\left( \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}; \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$  une droite d'équation  $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$
- Du point A au point B : une horizontale d'ordonnée  $\frac{f_e}{\gamma_s}$

Les notations utilisées sont les suivantes

$f_e$  = limite élastique de l'acier

$\gamma_s$  = coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = \left\{ \begin{array}{l} 1: \text{situation accidentales} \\ 1.15: \text{les autres cas} \end{array} \right\}$

$E_s$  = module d'élasticité de l'acier

- L'allongement maximal de l'acier est limité à 10 %

**$E_s=2.105\text{MPa}$**

- Le diagramme est symétrique par rapport à l'origine (comp).

**E.L.S** : afin de réduire l'ouverture des fissures, on est amené à limiter les contraintes de calcul des armatures pour les états limites de service lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

## I 6- Actions et Sollicitations:

### 6.1 Les Actions :

Les actions sont les forces et dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.) On distingue en ce moment :

- ❖ Les actions permanentes, notées  $G$ , dont l'intensité est constante ou très peu variable

Clans le tems .au varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite

- ❖ Les actions variables, notées  $Q$ , dont l'intensité varie fréquemment et de façon

Importante dans le temps ;

- ❖ Les actions accidentelles, notées  $F A$ , provenant de phénomène rares, tels que séisme

Ou chocs.

## 6.2 Les sollicitations :

Les sollicitations sont les moments de flexion, les moments de torsion, efforts normaux et

Efforts tranchants- résultat des actions

### 6.2.1 Principes et Justifications :

Les justifications font intervenir :

- Les valeurs représentatives, prises égales en général, a leurs valeurs nominales
- Les combinaisons d'actions, qui sont spécifiques aux états limites considères

### 6.2.2. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes résistance (art A.3.B.A.E.L91) :

Les sollicitations a considères résultent des combinaisons d'action. Dont on retient les plus défavorables :

- ❖ **Combinaison fondamentale** : lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considères :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} \cdot Q_i$$

$Q_i = 1,5$  dans le cas général

$Q_i = 1,35$  dans les cas particuliers (température ... et)

- ❖ **Combinaisons accidentelle** : Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques

Les combinaisons a considères sont les suivante:

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} \cdot Q_1 + \sum \Psi_{21} \cdot Q_i$$

$F_A$  = valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11} \cdot Q_i$  = valeur fréquente d'une action variable.

$\sum \Psi_{21} \cdot Q_i$  = valeur quasi permanente d'une autre action variable

### 6.2.3 Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service (art A.3.3,3) :

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après. Dites combinaisons rares.

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} \cdot Q_i$$

$G_{\max}$  = l'ensemble des actions permanentes défavorables

$G_{\min}$  = l'ensemble des actions permanentes favorables

$Q_1$  = une action variable dite de base

$Q_i$  = une action variable d'accompagnement ( $i > 1$ )

$\Psi_0, \Psi_1, \Psi_2$ : Coefficient définis dans le (B.A.E .L91 article A 3,31).

**10-Vérification de l'équilibre statique (art A.3.3,4-B.A.E.L91) :**

On doit vérifier l'équilibre statique de tout ou partie des structures, pour chaque phase de montage et pour la structure complète.

**11-Vérifications de la stabilité de forme (art A.3.3, 5-B.A.E.L91) :**

Les sollicitations de calcul a considérer et la nature des justification a présenter sont Précisées a j'article A.4.4 du règlement B.A.E.L91.

# CHAPITRE 02:

PRE -DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET

LA DESCENTE DES CHARGES :

## II PRE –DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS Et LA DESCENTE DES CHARGES

### CHARGES

#### II 1-Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants, Il sera fait selon les règles du BAEL 91 ET RPA99/VERSION2003.

#### II 2-LES POTEAUX:

##### 2-1. Pré dimensionnement des Poteau:

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **RPA99** (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone sismique IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}. \end{array} \right.$$

Tel que :

Hauteur libre d'étage, elle est égale à :  $h_e$  :

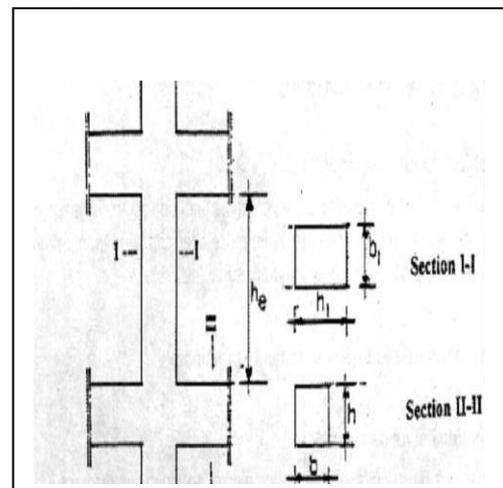


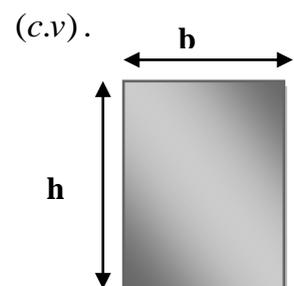
Fig. 4-poteau

Selon la R.P.A.99 :

$$- \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \min(50;55) \rightarrow 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$$

$$- \text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \Rightarrow 50 \text{ cm} > 266 / 20 = 13.30 \text{ cm} \quad (c.v).$$

$$- 1/4 < b_1 / h_1 < 4 \Rightarrow 0.25 < 0.90 < 4 \quad (c.v).$$



## II 2- LES POUTRES:

### 2-1.Définitions:

Le pré dimensionnement des poutres : se fait globalement en deux étapes :

1-Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le « BAEL 91 modifié 99» et vérification selon « RPA 99 version 2003 » . de outre définition de poutre notre bâtiment sont des éléments en béton armé.

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux, on a deux types de poutres :

### 2-2 Poutres principales (porteuses) :

D'après les règles de BAEL 91 révisée 99 on a : art B.6.5. 1

$L_{max}$  : la plus grand portée =550 m

$$H = (1/15 \div 1/10) \times L_{max} \quad L_{max} = 550 \text{ cm}$$

$$H = (1/15 \div 1/10) \times 550 \implies h = (36.66; 55)$$

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

La largeur de la poutre suivant cette condition :  $b = (0.3 \div 0.4) h$

$$b = (0.3 \div 0.6) \times 40 = (12; 24) \text{ cm.} \quad b_{max} = 35 \text{ cm.}$$

On prend : **b = 35 cm.**

Condition de la portée: Condition R.P.A.99 la page 51: les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $b \geq 20 \text{ cm} \implies b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  **condition vérifier**
- $h \geq 30 \text{ cm} \implies h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  **condition vérifier**
- $h/b \leq 4 \text{ cm} \implies 40/35 = 1.14 < 4$  **condition vérifier**

- $b_{\text{Max}} \leq 1,5 h + b_1 \implies b_{\text{Max}} = 1,5 \times 40 + 30 = 90$ .  $b_{\text{Max}} = 30\text{cm}$

$35\text{cm} < 90\text{cm}$  **donc vérifiée**

Condition R.P.A.99 la page 51: les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

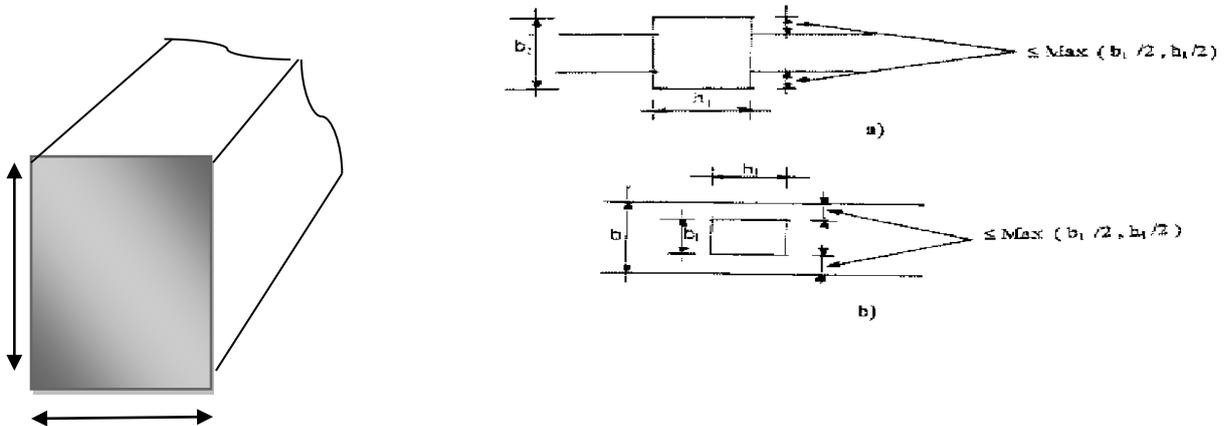


Fig5 : Dimensions a respecté pour les poutres p ('35 ; 40)

Toutes les conditions sont vérifiées, Alors on prend les dimensions des poutres transversales  $(35 \times 40) \text{ cm}^2$

### 2-3 Les poutres transversales (secondaire) :

**Condition de la portée : Selon les règles BAEL 91 (art B.6.1,1).**

$$H = (1/15 : 1/10) L_{\text{max}}$$

$L_{\text{max}}$  : la plus grand portée = 550cm

Alors :  $550/15 \leq h \leq 550/10$  D'où  $36.66 \leq h \leq 55$  on chaise:  **$h = 40\text{cm}$**

Et :  $0.3 \times 40 \leq b \leq 0.6 \times 40$

D'où  $12 \text{ cm} \leq b \leq 24\text{cm} \implies$

On choisit :  **$b = 30\text{cm}$**

**Selon le RPA 99(ver 2003) (article 7.5.1) p(51) :**

les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $h \geq 30 \text{ cm} \implies h = 40 \text{ cm}$  **vérifiée.**

- $b \geq 20 \text{ cm} \implies b = 30 \text{ cm}$  **vérifiée.**
- $h/b < 4 \implies 40/30 = 1.33 \text{ cm} < 4$  **donc vérifiée.**
- $b_{\text{mix}} \leq 1,5 h + b_1 \implies b_{\text{Max}} = 1.5 \times 40 + 30 = 90 \quad b_{\text{Max}} = 35 \text{ cm}$
- $30 \text{ cm} < 90 \text{ cm}$  **donc vérifiée**

les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées donc les dimensions finales des poutres sont :

- Les poutres principales :  $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$
- Les poutres secondaires :  $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

### II 3- planchers :

**Pré dimensionnement des planchers** : dans notre bâtiment on a utilisé un seul type de planchers :

#### 3.1 Planchers à Corps Creux :

**Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).**

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche : L : est la plus grande

CBA.93

$$e \geq \frac{L}{22.5}$$

e: épaisseur de plancher (corps creux+dalle compression)

$$L = \min(5.5; 5.5) = 5.5 \text{ m} \implies L = \min(L_X \text{ Max}; L_Y \text{ Max})$$

portée parallèle aux poutrelles (nervure) (L= 550 cm)

$$e = \frac{550}{22.5} = 24$$

On choisit un plancher à corps creux de type (20+4) constitués d'entre vous (Corps-creux) de (20cm) d'épaisseur et d'une dalle de compression de (4cm) de l'épaisseur Condition de résistance ce BAEL :

$55 \leq h \leq 36.66.$   $e = h = 24\text{cm}$  condition vérifiée  $\frac{LX}{10} \leq h \leq \frac{LX}{15} = \frac{550}{10} \leq h \leq \frac{550}{15}$

Dimension des poutrelles : selon BAEL91

$0.3ht \leq b_0 \leq 0.2ht \leq 0.6ht$

$ht = 20 + 4 = 24$

$b_1 = \min(L_0/2; L_{Max}/10)$

Alors :  $7.2 \leq b_0 \leq 14.4$   $b_0 = 12\text{cm}$

$L_0 = 65 - 12 = 53\text{ cm}$

$b_1 = \min(53/2; 550/10) = \min(26.5; 55) = 26.5\text{cm}$

$b_1 = 26.5\text{cm}$

$b = b_0 + 2b_1$

la largeur de table compression  $b = 12 + 2 \cdot (26.5) = 65\text{cm}$

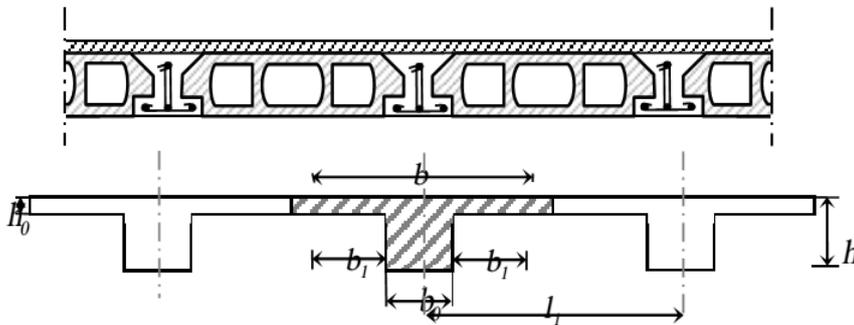


Figure6: Schéma de la dalle corps creux.

**II 4-Acrotère :**

**Définition :** L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse,

Le calcul des armatures se fait sur une bande de **1m** de largeur

**Surface:  $SG = S1 + S2 + S3$**

$S1 = 0.1 \times 0.6 = 0.06\text{m}^2$

$S2 = 0.07 \times 0.1 = 0.007\text{m}^2$

$$S3 = 1/2 \times (0.03 \times 0.1) = 0.0015 m^2$$

Alors:

$$SG = 0.06 + 0.007 + 0.0015 = 0.0685 m^2$$

**Charge :**  $G$  : poids de L'acrotère par mètre linéaire  
 $G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ dan}$

D'après D.T.R.BC.2.2

**Surcharge:**  $Q$  : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m  
 $Q \times 1m = 100 \text{ Kg}$

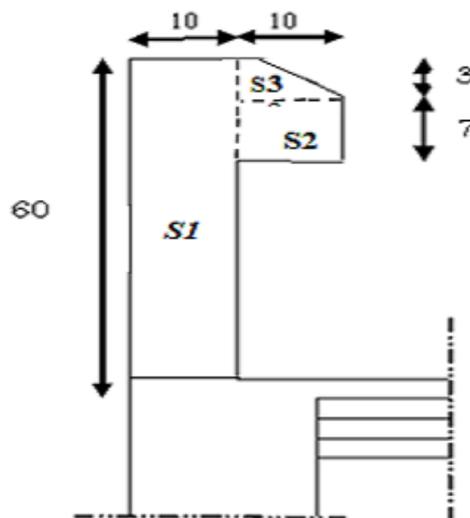
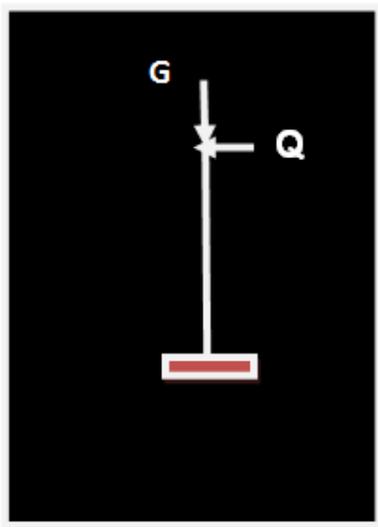
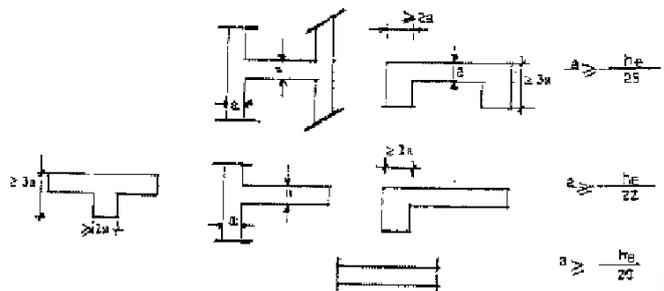


Fig7 : Acrotère

**II -5.Les voiles: RPA99/version2003 (article 7.7.1):**

**Définition :** L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de



rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure : **fig8 : type les voiles**

**Les conditions :**  $e = h_e / 20$

hauteur de RDC ET ETAGE  $h_e = 3.06\text{m}$  alors :  $3.06 - 0.4 = 2.71\text{m}$

donc :  $e \geq 13.80\text{cm}$

$$\frac{271}{20} = 13.80\text{cm}$$

**E = 15cm**

**Vérification de la largeur :** D'après le RPA 99 (Art 7.7.1)

Les éléments satisfaisant à la condition suivante seule considérée comme étant des voiles

L : porté du voile. Et a : épaisseur du voile.

$$L_{\min} \geq 4a$$

$550 \geq 60\text{cm}$  **cv**  $\Rightarrow$  On à  $L_{\min} = 550\text{cm}$  donc :  $550 \geq 4 \times 15$

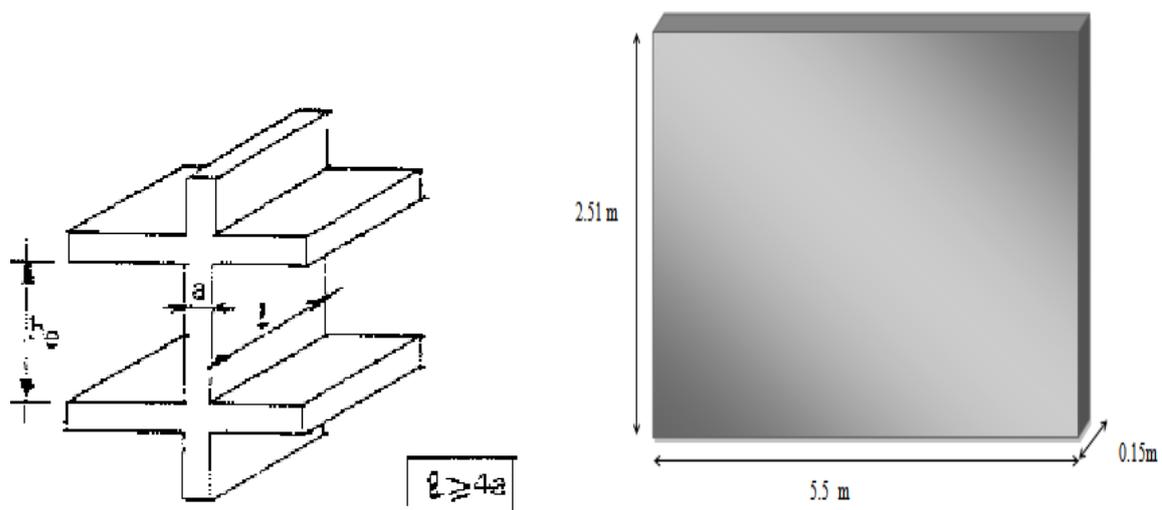


fig. 9: Coupe le voile en élévation

## II -6 Balcon: (dalle plane)

**Défiions:** Le balcon est une dalle pleine étudiée comme une console encastrée dans les poutres soumise à la flexion simple.

Il ya 1seul type de balcon:

Une dalle plein encastrée dons cotés et libre dons les autres cotés.

L'épaisseur de la dalle plane sera déterminée Par la condition suivante:

$$\frac{l}{15} \leq e \leq \left(\frac{l}{20}\right) + 7 \quad \text{on a } \frac{120}{15} \leq e \leq \frac{120}{20} + 7 = 8 \leq e \leq 13$$

$l:120\text{cm}$  ; on prend une épaisseur:

$$E=15\text{m}$$

## II -7. Les escaliers :

**Définitions:** L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession de gradins, et permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un ( étage) . L'escalier de notre bâtiment est en béton armé coulé sur place, ou l'escalier symétrique se compose de (2voilée + palier de repos)

**La marche et la contre marche :**

$$\begin{cases} 14 \leq h \leq 18 \text{ cm} \\ 24 \leq g \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

- ✓ H : demi-hauteur d'étage.
- ✓ Lt: longueur totale d'escalier.
- ✓ g : le giron ; h : hauteur de la contre marche.

Formule de BLONDEL :

$$59 \leq g+2h \leq 66$$

**On prend:**  $h = 17 \text{ cm}$   $g = 30 \text{ cm}$

$$g+ 2h = 30+ 2 \times 17 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66$$

$$n = \frac{H}{h} \Rightarrow n = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre marche.}$$

- ✓ n : nombre de contre marche
- ✓ h : hauteur de la contre marche
- ✓ H : hauteur d'étage.

**Largeur de volée :**

$$L = (n-1)g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

**Inclinaison de la pailasse:**

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{9 \times 17}{8 \times 30} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \tan^{-1} 0.6375 = 32.51^\circ \rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

- ✓ L: =5.5 m
- ✓ H: hauteur d'étage =3.06 m
- ✓ Longueur des marches et des paliers on prend **1.20m**

**Longueur de la volée (pailasse):**

**Déterminations de l'épaisseur de la pailasse :** Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

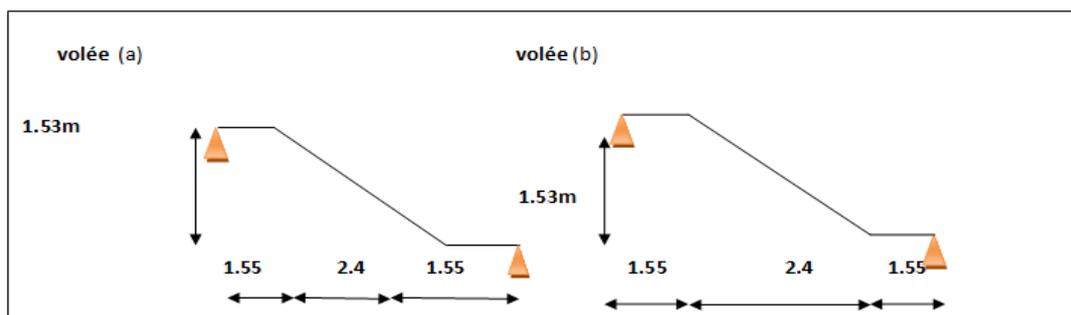
$$L_{\max} = 5.50 \text{ m}$$

$$e = \left( \frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) L_{\max}$$

$$\frac{550}{30} \leq e \leq \frac{550}{20} \rightarrow 18.33 \leq e \leq 27.5 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

Longueur de la volée  $l' = 2.4 \text{ m}$

$$L_t = L' + l' = 2.4 + 3.1 = 5.50 \text{ m}$$



**Fig 10: Schéma statique d'escalier**

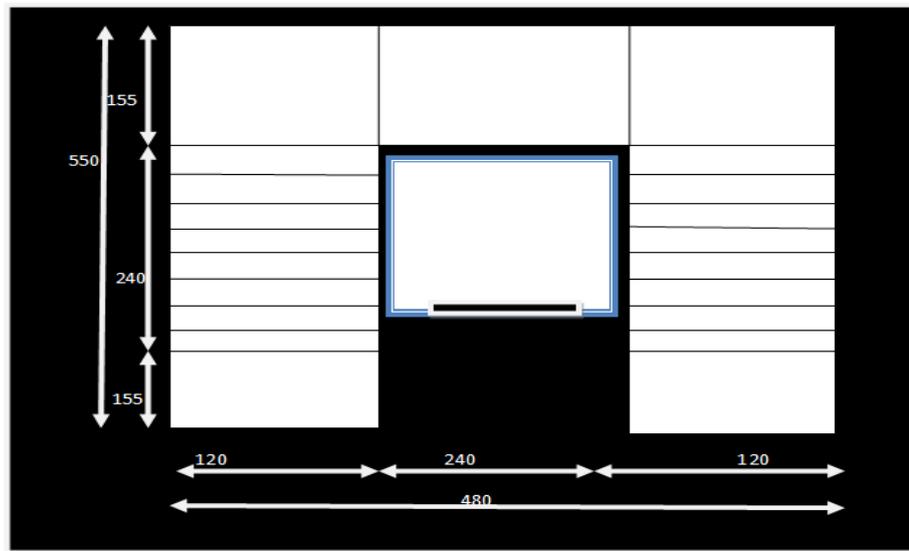


Fig.11: schéma d'escalier

## II -8 DESCENTE DES CHARGES :

La descente de charges est l'opération que consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur de puis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

### 8-1 Le but :

- ❖ Evaluation des charges  $Q$  et  $G$  revenant aux fondations.
- ❖ Vérification de section des éléments porteurs ( poteaux et voiles)

Depuis :DTR B.C 2.2 Loi de dégression suivant

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- ✓ Pour la toiture ou terrasse :  $Q_0$
- ✓ Pour le dernier étage :  $Q$
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,9Q$

✓ Pour l'étage immédiatement inférieur :  $0,8Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à  $0,5Q$  (valeur conservée pour les

$Q =$  charge d'exploitation

$G =$  charge permanente

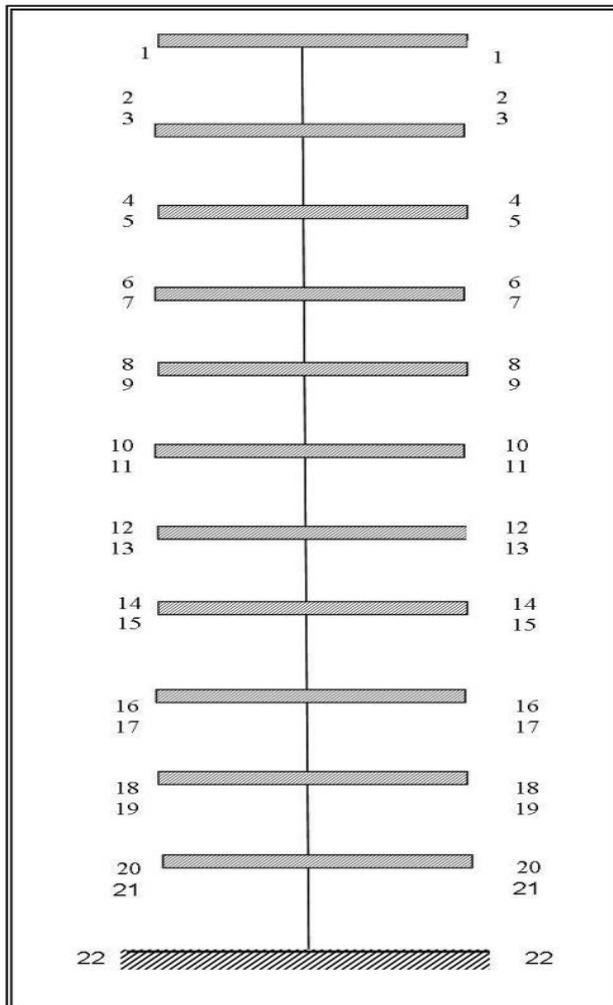


Fig. 12: désignations des niveaux du poteau (D-3)

**Détermination de charges appliquées :**

**Charges et surcharges :**

**-ESCALIER:**

Tableau.3 :Charge permanente de pour la paillasse :

Charge permanente :DTR B.C2.2				
N0	Désignation	e(m)	$\gamma\left(\frac{kN}{m^3}\right)$	Charge(kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage+mortier de pose	0.02	22	0.44
2	Poids des marches	0.17	22	3.74
3	Poids de la paillasse	0.25	25	6.25
4	Enduit en plâtre	0.02	1000	0.2
				<b>G=10.63</b>

Tableau.4 : Charge permanente de Pour le palier de repos :

Charge permanente :DTR B.C2.2				
N0	Désignation	e(m)	$\gamma\left(\frac{N}{m^3}\right)$	Charge(N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage+mortier de pose	0.02	22	0.44
2	Poids de la palier	0.25	25	6.25
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
4	Maritr de pose	0.02	20	0.4
				<b>G=7.49KN/m<sup>2</sup></b>
				<b>Q=2.5kN/m<sup>2</sup></b>

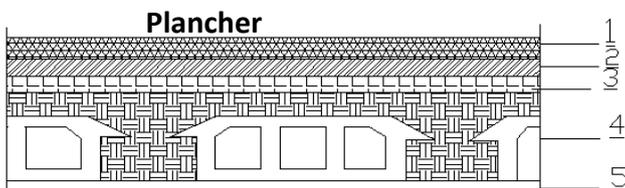


fig.13 : Plancher étage courant

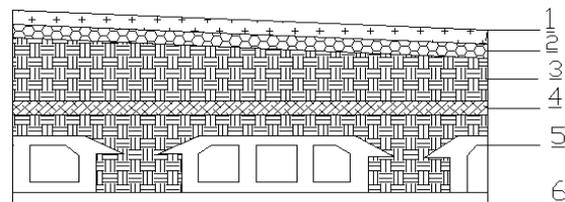


fig14: Plancher terrasse

Tableau.5 : Charge permanente de plancher terrasse :

Charge permanente :DTR B.C2.2				
NO	Désignation	e(m)	$\gamma\left(\frac{kN}{m^3}\right)$	Charge(kN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.05	20	1
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pont	0.08	22	1.76
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Plancher à corps creux	4+20	/	3.20
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Q= 1(kN /m <sup>2</sup> )			G=6.44 (kN/m <sup>2</sup> )	

Tableau .6 : Charge permanente de Planches étage

Charge permanente :DTR B.C2.2				
N°	Désignation	e(m)	$\gamma\left(\frac{kN}{m^3}\right)$	Charge(kN/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en corps creux	0.24	/	3.00
5	enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons	/	/	1
Q=1.50(KN/m <sup>2</sup> )				G=5.56

Tableaux 7: Charge permanente d'un mur extérieur:

N	Désignation	e(m)	$\gamma \left( \frac{kN}{m^3} \right)$	Charge(N/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment	0.02	20	0.4
2	Briques creuses	0.10	/	0.9
3	Briques creuses	0.15	/	<b>1.3</b>
<u>4</u>	Lamed'aire	0.05	/	/
<u>5</u>	Enduite	0.02	10	<b>0.2</b>
G=2.80				

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double mur avec 30 % d'ouverture.

Avec 30 %d'ouverture :  $2.80 \times 0,7 = 196\text{KN/m}^2$

Tableau. 8 : Balcon en étage courant :

<u>N</u>	Désignation	e(m)	$\gamma \left( \frac{kg}{m^3} \right)$	Charge(N/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	18	0.03	0.54
4	Dalle en dalle plein	0.16	25	4
5	enduit de ciment	0.01	20	0.2
<b>Q=3.5KN/m<sup>2</sup></b>				<b>G=5.58</b>

Tableau.9 Delle plaine

Désignation	e(m)	$\gamma$ ( $kg/m^3$ )	Charge(N/m <sup>2</sup> )
Béton arme	0.18	25	4.5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Enduit de ciment	0.02	22	0.44
<b>Gex= 4.33KN</b>		<b>Gin=3.75+0.2*2=5.14kN</b>	

Tableau. 10 : dalle de l'ascenseur :

Désignation	e(m)	$\gamma$ ( $kg/m^3$ )	Charge(KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.04	20	0.8
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pont	0.05	4	0.2
Isolation thermique	0.04	22	0.88
dalle plein	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.01	10	0.1
<b>Q=1.00(kn/m<sup>2</sup>)</b>			<b>G=5.85(kN/m<sup>2</sup>)</b>

Tableau .11 récapitulant les dimensions des éléments de construction:

les elements	L'épaisseur et section
Poteaux	<b>(50× 55)cm<sup>2</sup></b>
Poutre principale	<b>(40× 35)cm<sup>2</sup></b>
Poutre secondaire	<b>(40× 30)cm<sup>2</sup></b>
Plancher corps creux	<b>e=24cm</b>
Balcon	<b>e=16cm</b>
Voile	<b>e=18cm</b>
Escalier	<b>e=16cm</b>

Acrotère	<b>ST = 0.0685 m<sup>2</sup></b>
Asansile	<b>s=(190× 210)cm<sup>2</sup>e=15cm</b>

Tableau Récapitulatif.12 :

Elément	Q(KN/m)	G(kN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse	<b>1</b>	<b>6.44</b>
Plancher corps creux	<b>1.50</b>	<b>5.56</b>
&Escalier palier de repos	<b>2.5</b>	<b>5.04</b>
Escalier paillasse	<b>2.5</b>	<b>8.38</b>
Mur	/	<b>2.80</b>
Le voile	/	
Balcon en etage courant	<b>1</b>	<b>4.58</b>
Acrotère	<b>1.00</b>	<b>1.71125</b>
L'ascenseur	<b>1.00</b>	<b>5.85</b>

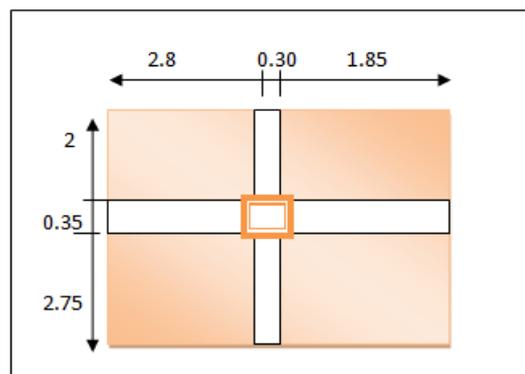
Designation	Estimation	(m)
Poids du Poteau	.05* 0.55*25*3.06	<b>21.0375</b>
Poutre principale	0.4*0.35*4.27* 25	<b>16.62</b>
Poutre secondaire	0.4*0.3*4.25*25	<b>12.75</b>
Plancher terrasse	20.18*4.55	<b>129.20</b>
Plancher étage courant	20.18*5.4	<b>112.20</b>
1*Q	1*23.23	<b>23.23</b>
1.5*Q1	1.5*22.995	<b>34.432</b>
Pp +PS+pl.trss	12.75+16.62+129.20	<b>159.35</b>
Pp+PS+pl.cou	12.75+16.62+112.20	<b>141.57</b>

**Calcul poteau intermodulé : (3D)****Surface afférente :**

$$SG=4.25*4.75=20.18m^2$$

$$SQ=4.5*5.05=23.23m^2$$

$$SQ1=23.23-(0.55-0.5)=22.955 m^2$$

**Fig 15: Poteau (D3)****Tableau.13 : Descente des charges sur le Poteau intermédiaire (D3) : Suivant (DTR**

B.C.2.2 (6.3)

Niveau	Élément	G(kn/m <sup>2</sup> )	Q(kn/m <sup>2</sup> )
1-1	Pp+ps+pl.terrasse	159.329	23.23*1KN
2-2	<b>Vent 1-1      159.329</b>		
	Poteau 21.0375	180.336	23.23
3-3	Pp+ps+pl.cor 141.57	321.936	57.66
	Q=1.5Q=34.432		
4-4	<b>Vent 3-3      321.936</b>		
	Poteau 21.0375	342.973	57.662
5-5	<b>Vent4-4      342.973</b>		

	Pp+ps+pl.cor 141.57 Q=0.9Q=30.98	484.54	88.642
6-6	<b>Vent 5-5 484.54</b>		
	Poteau	505.581	88.642
7-7	<b>Vent 6-6 505.581</b>		
	Pp+ps+pl.cor 141.57 Q=0.8Q=27.545	647.515	116.187
8-8	<b>Vent7-7 647.515</b>		
	Poteau	668.188	116.187
9-9	<b>Vent8-8 668.188</b>		
	Pp+ps+pl.cor 141.57 Q=0.7Q=24.097	809.75	140.28
10-10	<b>Vent 9-9 809.75</b>		
	Poteau	830.79	140.28
11-11	<b>Vent10-10 830.79</b>		
	Pp+ps+pl.cor 141.57 Q=0.6Q=20.65	972.366	160.93
12-12	<b>Vent 11-11 972.366</b>		
	Poteau	993.403	160.93
13-13	<b>Vent 12-12 993.403</b>		
	Pp+ps+pl.cor 141.57 Q=0.5Q=17.21	1134.97	178.144
14-14	<b>Vent 13-13 1134.97</b>		
	Poteau	1156.010	178.144
15-15	<b>Vent 14-14 1156.010</b>		

	Pp+ps+pl.cor 141.57 Q=0.5Q=17.21	1297.580	195.35
16-16	<b>Vent15-15</b>		<b>1297.58</b>
	Poteau	1318.618	195.35
17-17	<b>Vent 16-16</b>		<b>1318.618</b>
	Pp+ps+pl.cor 141.57 Q=0.5Q=17.21	1460.188	212.564
18-18	<b>Vent17-17</b>		<b>1460.188</b>
	Poteau	1481.225	212.564
19-19	<b>Vent18-18</b>		<b>1481.225</b>
	Pp+ps+pl.cor 141.57 Q=0.5Q=17.21	1622.79	229.77
20-20	<b>Vent 19-19</b>		<b>1481.225</b>
	Poteau	1643.833	229.77
21-21	<b>Vent 20-20</b>		<b>1643.833</b>
	Pp+ps+pl.cor 141.57 Q=0.5Q=17.21	1785.403	246.98
22-22	<b>Vent 21-21</b>		<b>1785.403</b>
	Poteau	1806.44	246.98
La Somme		<b>1806.44</b>	246.98

### Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4.1)

#### Condition stabilité de forme:

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

L'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

L'effort normal agissant ultime  $N_u$  d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$- N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$- N_{ser} = Q + G$$

$$N_u = 1.35 \cdot 1806.44 + 1.5 \cdot 246.98 = 2053.420 \text{ KN/m}$$

$$N_{ser} = 1806.44 + 246.98 = 2809.1649 \text{ KN/m}$$

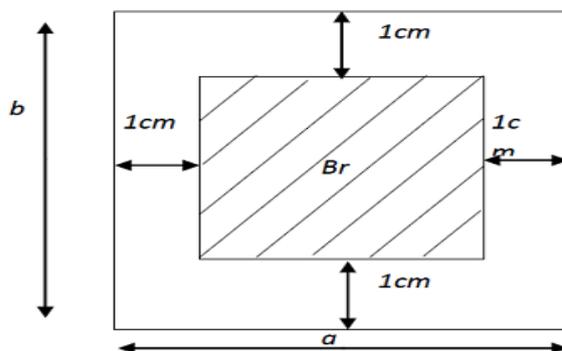


fig .16:Br section brute

-  $\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élançement mécanique  $\lambda$ , qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50;$$

$$\alpha = 0,60 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70.$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

$$AN: 0.7 \cdot 3.06 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.045}{0.55} = 13.49 \quad \lambda_y = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.045}{0.5} = 14.84$$

$$\lambda = 14.84 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.820 < 50$$

**$\alpha = 0.820$  : Pas de risque de flambement.**

-**B<sub>r</sub>** : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = (55-2).(50-2) = 2544 \text{ cm}^2.$$

$$-\gamma_b = 1.50 \quad ; \quad \gamma_s = 1.15 \quad .$$

$$-F_{c28} = 28 \text{ MPa}$$

-**A** : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max ( A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}} )$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max ( 4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0.2\%B )$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 550 \times 500}{100} = 550 \text{ cm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(550+500)}{100} = 84 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.8 \% B \quad (\text{zone II})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (550 \times 500) = 2200 \text{ mm}^2$$

❖ **Tableau Récapitulatif.14 :**

Niveau	N(N)	$A_{\min}^{\text{BAEL}}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^{\text{RPA}}$ (mm <sup>2</sup> )	A (mm <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (mm <sup>2</sup> ) )	(N) $\bar{N}$	Condition
RDC+1	2714039	55000	22000	2750000	254400	4490580	Vérifié
0		0	0	0			

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages (50\*55)

❖ **Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 50) :**

$$\text{Formula : } \nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N<sub>d</sub>: désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B<sub>c</sub>: est l'aire (section brute) de cette dernière

F<sub>cj</sub>: est la résistance caractéristique du béton

**Conclusion :**

Après que nous avons fin le pré dimensionnement de élément des structure et que nous avons fait toutes vérification nécessaires, nous avons adopté la section poteaux (50\*55) cm<sup>2</sup>

# CHAPITRE 03:



## ETUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

### III - Etude des éléments secondaires.

**III 1-Introduction:** Dans structure, on distingue Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement qu'on peut énumérer comme suit :

- Acrotère
- Balcones
- Planchers
- Escaliers

**III 2-L'acrotère:** L'acrotère se comporte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse et travaillant à la flexion composée, elle est soumise à l'action de : Net Q

Q la surcharge horizontale

N l'effet normale appliquée au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "G "

**Méthode calculé :**

❖ Diminution:

**Tableau 15: diminution l'acrotère:**

Largeur	Hauteur	Epaisseur
100cm	60cm	12cm

**Les charges appliqués:**

**Surface de l'acrotère** =  $(0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5)$   $\implies$  **SG = 0.0685 m<sup>2</sup>**

**G** =  $0.0685 \times 25000 \times 1 = 1712.5 \text{ N/ml}$

Surcharge : **D'après D.T.R.BC.2.2**

**Q** : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N /m}$

**D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)**

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

la formule :  $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$

A : coefficient d'accélération de zone.

$C_p$  : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (II a) donc :

A=0.15 selon le tableau 4.1(RPA 99/2003)

$C_p=0.80$  élément en console tableau 6.1(RPA 99/2003) donc :

$F_p=4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1712.5 \Rightarrow F_p= 822 \text{ N/ml}$ .

$F = \max (Q, F_p) \Rightarrow F = Q= 1000\text{N/ml}$ .

$G = 171.25 \text{ da N/ml}$      $Q=100 \text{ da N/ml}$ .

$M_Q = D'$ une force tranche  $T = Q = 1000\text{N}$ .

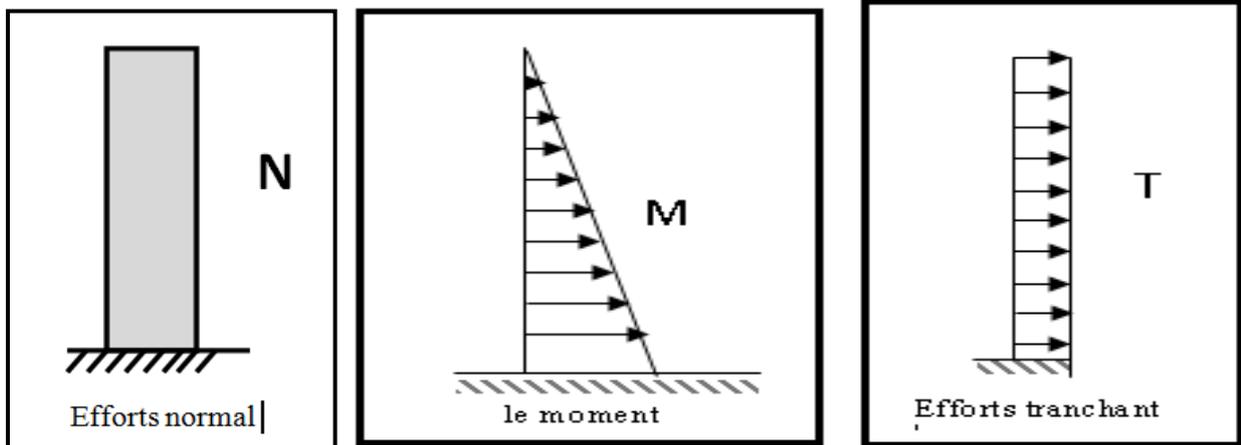


Fig.17 le les forces

$N_G = G= 1712.5 \text{ N}$ .

$T = q = 1000\text{N}$

**Combinaison d'action :**

**E.L.U:**

$N_u = 1 \times N_G = 1712.5 \text{ N/ml}$  ;

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$

$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N. ml}$

**E.L.S:**

$$N_{ser} = N_G = 1712.5 \text{ N/ml}$$

$$M_{ser} = M = 600 \text{ N.ml}$$

**Calcul de ferrailage :**

La section de calcul est rectangulaire de largeur  $b = 100 \text{ cm}$  et de hauteur

$$h = 10 \text{ cm}$$

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

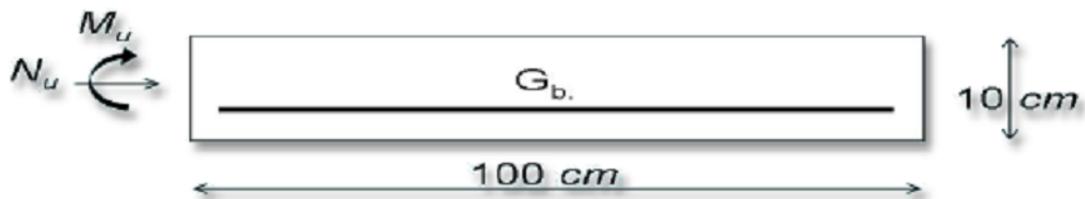


Fig 18: section à ferrailer

**Armatures longitudinales :****E.L.U :****Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1712.5} = 0.52 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.52 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment  $M_1$  égale au moment par rapport aux armatures tendues.

**Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = M_u + N_u \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1712.5 \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 934.25 \text{ N.m}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85}{\gamma b} \times f_{c28} \quad \sigma$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{934.25}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.01342 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.017$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A' = 0$ ).

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.993$$

**Tableau récapitulatif**

**Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

$$N \text{ est un effort de compression } \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s}, \quad A' = A'_1 = 0$$

$$A = 0.386 - \frac{1712.5}{100 \times 348} = 0.336 \text{ cm}^2$$

**Vérification:**

**Condition De Non Fragilité :**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left[ \frac{e_G - 0.455 \times d}{e_G - 0.185 \times d} \right]$$

$$AN : A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[ \frac{52 - 0.455 \times 7}{52 - 0.185 \times 7} \right] = 0.813 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.813 \text{ cm}^2$$

**Tableau:** Tableau Récapitulatif

$M_1(N.)$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_1^u$ ( $\text{cm}^2$ )	$A(\text{cm}^2)$
936.6	<b>0.0134</b>	<b>0.01</b>	<b>0.99</b>	<b>0.38</b>	0.33
5	<b>2</b>	<b>7</b>	<b>3</b>	<b>6</b>	6

**E.L.S :**

**La contrainte de traction d'armature :** BAEL91 A.4.5,33)

$$\text{Fissurations Préjudiciables : } \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$\eta$  : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

**Détermination du centre de pression :**

$$G_b c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1712.5} = 0.350 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

**Calcul de la section a la flexion simple:**

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 600 + 1712.5 \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 634.25 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{634.25}{15 \times 100 \times (7)^2} = 0.00862 < \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A' = 0$ ).

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.0108$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.995$$

$$A_1'' = \frac{634.25}{201.63 \times 0.995 \times 7} = 0.451 \text{ cm}^2$$

**Condition De Non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} !$$

$$A^{\min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

**Pourcentage minimal d'armature longitudinale : BAEL(B.5.3.1)**

$$A_L \geq 0.0025 b \cdot h = 0.0025 \cdot 100 \cdot 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

Donc :  $A = \max (A^{cal}; A^{\min}; A_L) \Rightarrow A = A_L = 2.5 \text{ cm}^2$

On adopte :  $A_L = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$ .

**Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots \text{Ou : } b_0 = b$$

$$v_u = F \times 1.5 = 1000 \times 1.5 = 1500 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ Mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4Mpa \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 0,21Mpa$$

$$\tau_u = 0,0214 \leq \bar{\tau}_u = 0,21Mpa \dots \dots \dots (condition.verifier)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**a. Armatures de répartition : BAEL(A.8.2.41)**

$$A_r = \left( \frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) \cdot A^1 = (0,625 \div 1,25)$$

On adopte ;  $A_r = 3\phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2$

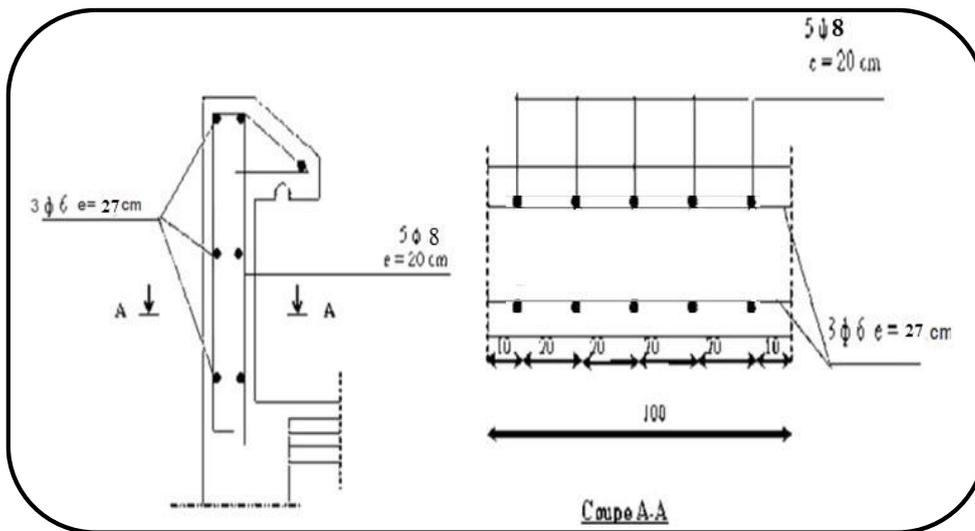
**b. Espacement des armatures : BAEL(B.5.3.3)**

$$S_L \leq \min (3 \cdot h ; 33 \text{ cm}) = \min (30 ; 33) \text{ cm.}$$

$$A_l = 5\phi 8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3\phi 6 \rightarrow S_t = \frac{54}{2} = 27 \text{ cm}$$

**.présentation du ferrailage :**



Figur 19 : ferrailage de L'acrotère

**III 3. Les balcons**

- **Méthode de calcul** : Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

**G : Charge permanente:**

**Q : Surcharge d'exploitation Q = 3500 N/m<sup>2</sup>.**

p : charge concentrée due au poids des mur extérieurs et l'acrotère

Tous les balcons seront calculés en flexion simple avec une fissuration préjudiciable à dans l'E.L.S.

Evaluation des charges : D'après le DTR .B.C. 2.2 (art c1.2) P36.

Tableau17: la charge

	G(N/ml)	Q(N/ml)	P(N)
Terrasse	6380*1m	1000*1m	Poids de l'acrotère=1712.5
Etage courant	5580*1m	3500*1m	Poids du mur exr 1.6*1m*2800=4480

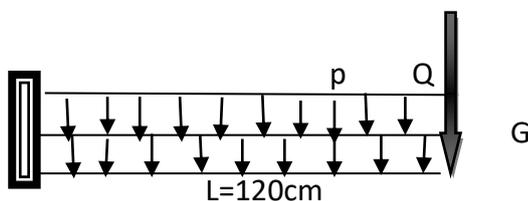


Fig 20 : Schéma statique de la dalle plane

Calcul des sollicitations :

- Terrasse :

$$M_g = g l^2 / 2 \longrightarrow 6380 * (1.2)^2 / 2 = 4593.6 \text{ N.m}$$

$$M_q = q l^2 / 2 \longrightarrow 1000 * (1.2)^2 / 2 = 720 \text{ N.m}$$

$$M_p = p * l \longrightarrow 1712.5 * 1.6 = 2740 \text{ N.m}$$

$$T_g = g * l \longrightarrow 1.2 * 6380 = 7656 \text{ N}$$

$$T_q = q * l \longrightarrow 1.2 * 1000 = 1200 \text{ N}$$

$$T_p = p = 1712.5 \text{ N}$$

- Étage Courant:

Tableau 18 récapitulatif

Mg	Mq	Mp	Tg	Tq	Tp
4017.6	2520	2560	6698	4200N	1600

Les COMBINAISONS D'ACTION:

ELU:

$$M_u = 1.35(M_g + M_p) + 1.5M_Q$$

$$T_u = 1.35(T_g + T_p) + 1.5T_q$$

ELS:

$$M_{ser} = M_g + M_p + 1.5M_Q$$

**Tableau 19: Tableau récapitulatif**

		Terrasse	étage courant
ELU	Mu(N.m)	10980.36	12659.76
	Tu(N)	14447.475	17502.3
ELS	Mser(N.m)	8413.6	10357.6

### Calcul du FERRILAGE :

- Armatures Longitudinales

#### 1-Terrasse : E.L.U



**Fig 21.:** Section à ferriller.

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrillage pour les autres balcons.

-fissuration peu nuisible

On prend :  $C = 2 \text{ cm}$  ;  $d = h - C = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{10980.36}{14,2 \times 100 \times (14)^2} = 0,0394 < \mu^l = 0,392$$

La hauteur du mur :  $h = 3.06 - 0,16 = 2,90 \text{ m}$ .

On prend une bande de 1 m.

$$P=1820 \times 2,90=7540\text{N/m}$$

$$M_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L^2 / 2 + 1,35 \cdot p \cdot L$$

**III.3.3. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :**

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.05026 \rightarrow \alpha = 0.05026$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.974$$

$$\mu = 0,0394 \rightarrow \alpha = 0,05026 \rightarrow \beta = 0,9798$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10980.36}{348 \times 0.9798 \times 14} = 2.3002 \text{ cm}^2$$

$$A=2.300\text{cm}^2$$

**E.L.S :**

-La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE 400, la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \alpha' = (\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100) \quad ) \quad f_{c28} = 25\text{Mpa} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

**Tableau. 20** Tableau récapitulatif

Mu (N.m)	Mser(N.m)	$\Gamma$	$\alpha$	$\alpha'$	condition
10980.36	8413.6	<u>1.30</u>	<u>0.05026</u>	<u>0.4025</u>	<u>V</u>

**III.3.3.1. Vérification :**

- Vérification à l'E.L.U :

-Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23.100.14\frac{2,1}{400} = 1,69\text{cm}^2.$$

-Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.5.3,1)

$$A_L \geq 0,001.b.h = 0,001.100.16 = 1,6\text{cm}^2.$$

**21 Tableau récapitulatif A = max (Au, Amin ; A' min )**

Au (cm2)	Amin (cm2)	A' min (cm2)	A (cm2)	Adap (cm2)
2.300	1.7	1.6	2.300	3T10 = 2.36

Étage courant

E.L.U :

**Tableau 22: Tableau récapitulatif**

Mu (N.m)	$\mu$	$\mu e$	$\beta$	Au (cm2)
12659.76	0.045	0.392	0.976	2.65

E.L.S :

**Tableau 23: Tableau récapitulatif**

Mu (N.m)	Mser(N.m)	$\Gamma$	$\alpha$	$\alpha'$	Condition
12659.76	10357.6	1.2	0.0575	0.35	<u>Cv</u>

**24 Tableau récapitulatif A = max (Au, Amin ; A' min)**

Au (cm2)	Amin (cm2)	A' min (cm2)	A (cm2)	Adap (cm2)
2.65	1.6905	1.6	2.300	2T14 = 3.08

-Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)

$$T_u = 14447.475 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{14447.475}{1000 \times 140} = \mathbf{0,103 \text{ MPa}}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :  $\bar{\tau}_\mu = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.254 \text{ MPa}$ .

$$\bar{\tau}_\mu = 3.25 \text{ MPa} > \tau_u = 0,103 \text{ MPa} \rightarrow \mathbf{CV.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

#### -Les Armatures De Répartition :

$$\text{Terrasse: } A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 3 \emptyset 6 = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Étage courant : } A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.08}{4} = 0.77 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_r = 3 \emptyset 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

#### -Espacement des armatures :

A) armature longitudinal Terrasse

$$S_T = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_T = 30 \text{ cm}$$

Étage courant

$$S_T = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_T = 33.33 \text{ cm}$$

#### -Les armatures transversales :

Terrasse et Étage courant

$$S_T = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm} \quad \text{soit : } S_T = 33.33 \text{ cm}$$

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieurs aux valeurs max données par :

Terrasse :  $S_r \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) \quad 30 \leq S_r = 33 \text{ cm}$

Étage courant :  $S_r \leq \min(3h; 45 \text{ cm}) \quad 25 \leq S_r = 45 \text{ cm}$

**Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1)**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{120} = 0.13 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad M_t = M_0 \quad (\text{c. v})$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{3.08}{F_e}$$

Terrasse :  $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2.36}{F_e} \rightarrow 0.23 < \frac{2.36}{400} = 5.9 (\text{c. v})$

Étage courant :  $\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{3.08}{F_e} \rightarrow 3.08 < \frac{3.08}{400} = 7.7 (\text{c. v})$

Remarque : Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

**Ferraillage des balcons :**

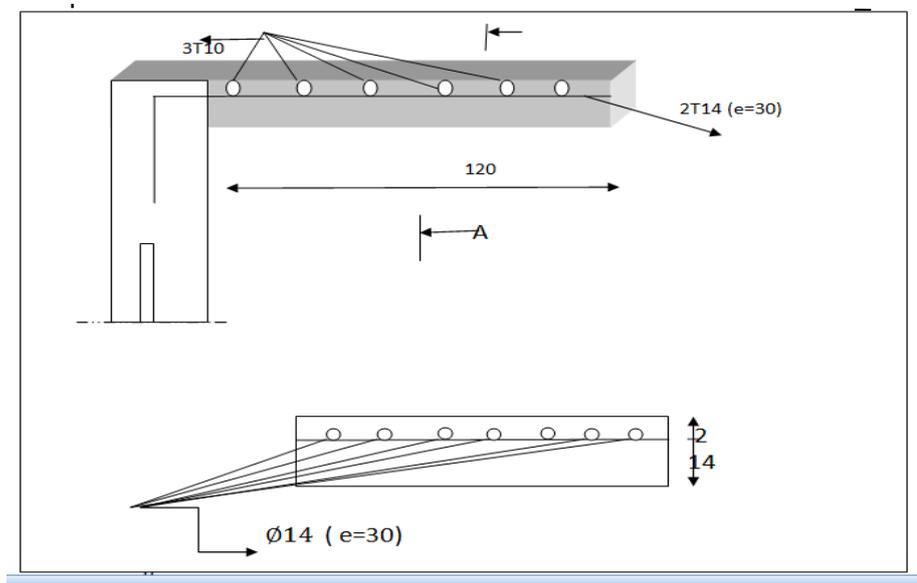


Fig 22 : Plan de ferraillage du balcon type1

### III 5-LES PLANCHERS:

#### 5.1 Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges d'utilisation. Ils s'appuient sur

- Le mur de façade
- Les refends transversaux et murs pignons
- Les refends longitudinaux et murs de façade
- Les poutres de rive
- Les poutres intérieures
- Des points d'appuis isolés (poteaux)
- Les murs et la poutre

#### Justification du choix des planchers à corps creux :

- Absence des charges concentrées importantes sur les planchers creux
- Exécution simple.
- Bonne isolation thermique et phonique par rapport à la dalle pleine.

#### Méthode de calcul :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple méthodes forfaitaire et méthode de Caquot

Exacte.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir le bon résultat c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire pour chaque élément secondaire.

### **Plancher à corps creux :**

Il est constitué de :

- Hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales.
- Poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.

Poutre principale recevant les poutrelles et reposant

### **-Les méthodes approchées :**

#### **-Méthode forfaitaire :**

Domaine d'application c'est une méthode qui s'applique pour les éléments fléchis : les poutres continues et dalle portant dans un sens ( $L_x/L_y \leq 0.4$ ) des planchers des courantes ( $Q \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$ ).

-Condition d'application de la méthode **forfaitaire : il faut que :**

- La fissuration est peu nuisible (non préjudiciable).
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- Les portées successives sont dans un rapport que le rapport :

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

### **Calculs des moments:**

- **M<sub>0</sub>** : Moment isostatique d'une travée.
- **M<sub>t</sub>** : Moment d'une travée.
- **M<sub>g</sub>** : Moment gauche.
- **M<sub>d</sub>**: Moment droite.

$$M_0 = ql^2/8$$

Et soit :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$  avec  $\alpha$  : est les des charges

$$\text{Si } \begin{array}{l} Q=0 \\ Q=2G \end{array} \quad \begin{array}{l} \alpha = 0 \\ \alpha = 2/3 \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} Q=0 \\ Q=2G \end{array}} \right\} 0 \leq \alpha \leq 2/3$$

### .Les moments en appui :

0.2M<sub>0</sub> pour appui de rive

0.6M<sub>0</sub> pour poutre de deux travées

0.5M<sub>0</sub> pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées

0.4M<sub>0</sub> pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)

### b. Les moments en travées :

$$M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha)) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

$$M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée de rive}$$

$$M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée intermédiaire}$$

### - Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- $Q > 2G$  et  $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
- Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants

### Dimensionnement des poutrelles :

$$h = 26.5 \text{ cm} ; \quad h_0 = 4 \text{ cm} ;$$

$$b_0 = 12 \text{ cm} ; \quad b = 65 \text{ cm} ;$$

**.Les combinaison d'action :**

- **Plancher étage courant (habitation):** D'après le (DTR BC 2.2)

$$\text{Charge permanente } = G = 6440 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Surcharge d'exploitation } = Q = 1500 \text{ N/m}^2$$

- **Plancher terrasse (habitation) :** D'après le (DTR BC 2.2)

$$\text{Charge permanente } : G = 5560 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Surcharge } : Q = 1000 \text{ N/m}^2$$

- **Plancher RDC:** D'après le (DTR BC 2.2)

$$\text{Charge permanente } : G = 5560 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Surcharge } : Q = 5000 \text{ N/m}^2$$

Remarque : on a utilisé logiciel « robot 2009 » très facile pour calculer les moments et l'effort tranchant sur appuis et sur travée .

**Calcul des planchers à corps creux :**

On a 2 types des poutres contenues dans la plancher d'étages courants et le

plancher terrasse :

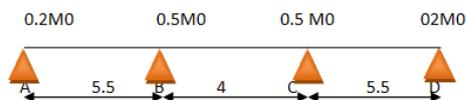
**Plancher terrasse :**

$$Q = 1000 \text{ N/m}^2 \quad ; \quad G = 6440 \text{ N/m}^2$$

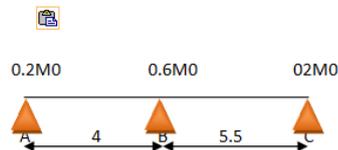
**Plancher étage courant :**

$$Q = 1500 \text{ N/m}^2 \quad ; \quad G = 5560 \text{ N/m}^2$$

Type 1:



Type2 :



Détermination de sollicitations:

Le résultats adopter logiciel et présenter par tableaux suivent :

Plancher terrasse :

Type N°1 :

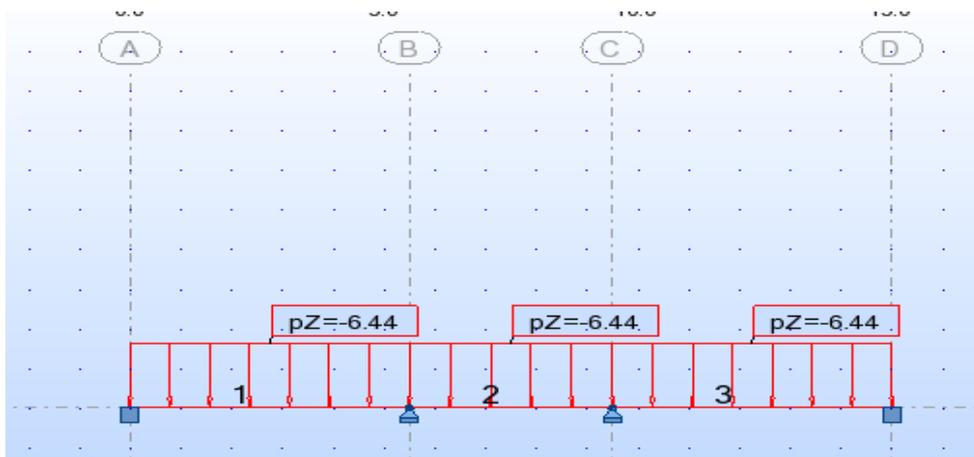


Fig 23 schéma de poutrelle type 1.

Tableau 25 : Récapitulatif pour moment en travées et appuis pour les autres type de poutrelles :

ELS			
N°travée	1	2	3
Mt(Kn)	17.38	2.19	17.38
Ma	- 34.33	- 21.71	- 34.33

ELU			
N°travée	1	2	3
Mt(Kn)	30.09	3.78	30.09
Ma	- 59.34	- 37.59	- 59.34

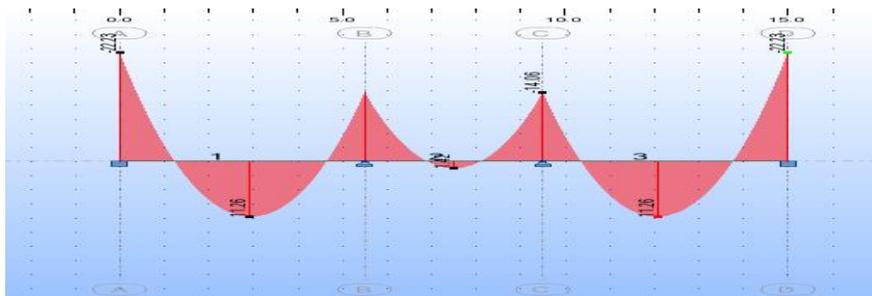


FIG 24: Diagramme des moments a ELU ET ELS

Type N°2 :

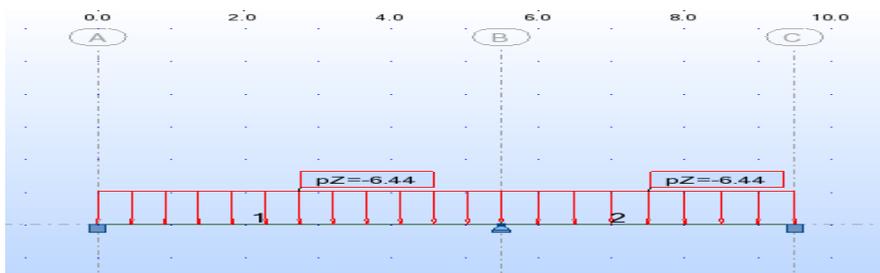


Fig 25 schéma de poutrelle type 2

TABLEU.26 : Récapitulatif pour moment en travées et appuis pour l'autre type de poutrelles ELU-ELS :

ELS		
N° Travée	1	2
Mt(KN.m)	16.66	6.31
Ma(KN.m)	-33.11	-24.15

ELU		
N° Travée	1	2
Mt(KN.m)	28.85	10.92
Ma(KN.m)	-57.33	-41.85

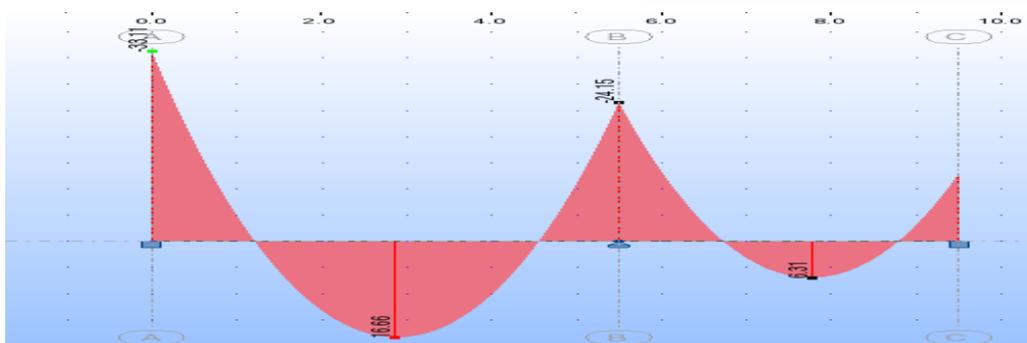


FIG 26 Diagramme des moments a ELU ET ELS

Plancher étage courant :

Les résultats adopter logiciel et présenter par tableaux suivent

**Type N°1 :**

Tableau .27 Récapitulatif pour moment en travées et appuis pour l'autre type de poutrelles :

ELU				ELS			
N°travée	1	2	3	N°travée	1	2	3
Mt(Kn)	28.90	3.63	28.90	Mt(Kn)	16.74	2.11	16.74
Ma	-57.08	-36.11	-57.08	Ma	-33.07	-20.92	-33.07

TABLEAU :28 Récapitulatif pour moment en travées et appuis pour l'autre type de poutrelles ELU-ELS :

ELU		
N° Travée	1	2
Mt(KN.m)	27.71	10.49
Ma(KN.m)	-55.06	-40.16

ELS		
N° Travée	1	2
Mt(KN.m)	16.05	6.08
Ma(KN.m))	-31.90	-23.26

tableaux 29:les moments max dans les poutrelles sont :

Cas	ELU			ELS		
	mt(kn.m)	ma(kn.m)	t(kn)	mt(kn.m)	ma(kn.m)	t(kn)
Moment	30.09	59.34	60.87	17.83	34.33	35.15

**.Calcul du Ferrailage:**

**Dimensionnement des poutrelles :**

$h = 26.5 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm} ;$

$b_0 = 12 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ;$

**L'enrobage :**

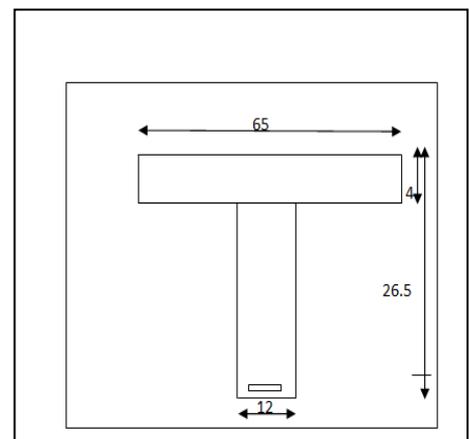


Fig.30: poutrelles

$$C \geq C_0 + \frac{\Phi}{2}$$

$C_0 = 1\text{cm}$  (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.

$$\Phi = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{ cm} \quad (\text{BAEL91.A.7.2.1})$$

$$C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2\text{ cm}$$

\* Donc on adopte  $C = 2\text{cm}$ .  $\rightarrow d = h - c = 26.5 - 2 = 24.5$

$$\boxed{d = 24.5\text{cm}} \quad ; \quad \boxed{c = 2\text{cm}}$$

**E.L.S**

$$\left. \begin{array}{l} M_{\max(\text{appui})} = 34330\text{N.m} \\ M_{\max(\text{travée})} = 17830\text{N.m} \\ T_{\max} = 35150\text{N} \end{array} \right\}$$

**E.L.U !**

$$\left. \begin{array}{l} M_{\max(\text{appui})} = 59340\text{N.m} \\ M_{\max(\text{travée})} = 30090\text{N.m} \\ T_{\max} = 60870\text{ N} \end{array} \right\}$$

Les armatures longitudinales :

• **En Travée :**

Le moment fléchissant  $M_0$  équilibré par la table est :

$$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \cdot \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

**AN :  $M_0 = 14.2 \cdot 65 \cdot 4 \cdot (24.5 - 4/2) = 83070\text{N.m}$**

$$M_t^{\max} = 30090\text{N.m} \leq M_0 = 83070\text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur  $b = 65\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{30090}{14.2 \cdot 65 \cdot 24.5^2} = 0.0543 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.0543 \quad \mu_1 = 0.392 \quad \Longrightarrow \quad \alpha = 0.069 \Rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_u = \frac{M_t}{(\sigma_s \cdot b \times \beta \times d)} = \frac{30090}{348 \times 0.972 \times 24.5} = 3.630 \text{ cm}^2$$

Tableau:30 savant résumé:

<b>M<sub>a</sub></b> <b>(N.m)</b>	<b>μ</b>	<b>μ<sub>1</sub></b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>A</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>
<b>N</b>	<b>0.0543</b>	<b>0.392</b>	<b>0.069</b>	<b>0.972</b>	<b>3.630</b>

• **Sur Appuis :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

Tableau31

<b>M<sub>a</sub></b> <b>(N.m)</b>	<b>μ</b>	<b>μ<sub>1</sub></b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>A</b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>
<b>N</b>	<b>0.032</b>	<b>0.392</b>	<b>0.0408</b>	<b>0.983</b>	<b>2.12</b>

**-E. L. S :**

D'après le BAEL83

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent  $\sigma_s$ .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

suivante est vérifiée : avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

**Tableau récapitulatif :**

	<b>A</b>	<b>M<sub>u</sub></b> <b>(N.m)</b>	<b>M<sub>ser</sub></b> <b>(N.m)</b>	<b>γ</b>	<b>f<sub>c28</sub></b>	<b>ᾱ</b>	<b>Condition</b>
<b>En Travée</b>	<b>3.630</b>	30090	17830	<b>1.68</b>	<b>25</b>	<b>0.59</b>	<b>cv</b>
<b>Sur App</b>	<b>2.12</b>	59340	34330	<b>1.72</b>	<b>25</b>	<b>0.61</b>	<b>Cv</b>

- **Condition de non fragilité** : BAEL (A.4.2, 1)

$$A_{rmin} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

En Travée :.  $A_{rmin} \geq 0.23 \times 65 \times 24.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.922 \text{ cm}^2$

Sur Appuis :.  $A_{rmin} \geq 0.23 \times 12 \times 24.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.355 \text{ cm}^2$

- **Percentage minimal** : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0.001 \times b \times h$$

En Travée :  $A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 24.5 = 1,59 \text{ cm}^2$ .

Sur Appuis :  $A_m' \geq 0.001 \times 12 \times 24.5 = 0,245 \text{ cm}^2$

$$A = \max (A^{cal}; A_{min}; A_m')$$

Tableau.32 Récapitulatif :

<i>Eléments</i>	<i>Au<sub>cal</sub></i> ( <i>cm</i> <sup>2</sup> )	<i>A<sub>min</sub></i> ( <i>cm</i> <sup>2</sup> )	<i>A<sub>min</sub>'</i> ( <i>cm</i> <sup>2</sup> )	<i>Au<sub>max</sub></i> ( <i>cm</i> <sup>2</sup> )	<i>A<sub>adop</sub></i> ( <i>cm</i> <sup>2</sup> )
<i>Travée</i>	3.6 3	1.9 22	1.5 9	3.6 3	3T12 = 3.39
<i>Appuis</i>	2.1 2	0.3 55	0,2 94	2.1 2	2T14 = 3.08

- **Diamètre minimale  $\Phi t$**  : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_l \leq \min \left( \frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10} \right)$$

$\Phi l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\Phi l \leq \min \left( \frac{245}{35}; 10; \frac{120}{10} \right) \rightarrow \Phi l \leq \min(7; 10; 12)$$

Soit :  $\Phi l = 8 \text{ mm}$  FeE235 (BAEL(A.6.1,252))

$$A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2.$$

**Espacement des cadres  $S_t$ :** BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_{t1} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(22.05.; 40) \text{ cm}$$

$$S_{t1} = 22.05 \text{ m}$$

$$S_{t2} \leq A_t \times f_c / 0,4 \times b_0 = 1.01 \times 235 / 0,4 \times 12 = 49.44 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq [0,9 \times f_c (\cos\alpha + \sin\alpha) A_t] / [10 \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k)]$$

$k = 1 \rightarrow$  flexion simples

$$S_{t3} \leq (0,9 \times 235 \times 1 \times 1.01) / [10 \times 1,15(1,11 - 0,3 \times 2,1 \times 1)] = 22.36 \text{ cm}$$

$$\text{Suit: } S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_t \leq \min(22.05 ; 33,48 ; 22.36) \rightarrow S_t = 22.05 \text{ cm}$$

Alors on prend :  $S_t = 20 \text{ cm}$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 20 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

• **Vérification de l'effort tranchant** : BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = T_U / (b_0 \times d) \dots \dots \dots \text{BAEL91 (A.5.1, 1)}$$

$T_u$  : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

$b_0$  : Désigne la largeur de l'âme.

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$T_U = 60870 \text{ N} \quad \tau_u = \frac{35150}{120 \times 245} = 1.19 \text{ Mpa}$$

- Les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaires la fibre moyenne), donc  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 MPa \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL91 (A.5.1, 211))}$$

$$= \min [0,20 \cdot (25/1,5) ; 5Mpa] = \min (3,333 ; 5Mpa) = 3,333 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 1.19 \leq \bar{\tau}_u = 3,333 \text{ Mpa} \quad (c.v)$$

**Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91**

(A.5.1,31)

- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que L'on a :

$$T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Au maximum a = 0,9.d = 22.05 cm.

$$T_u = 35150N$$

$$T_u \leq 0.267 \times 22.05 \times 12 \times 100 \times 25 = 176620.5N \dots cv$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} \quad A = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2$$

$$A \geq \gamma_s \frac{TU}{f_e} = 1.15 \times \frac{35150}{400} = 101.05 \text{ mm}^2$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 \geq 101.05 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots cv$$

- **Vérification de la flèche** :BAEL91 (B.6.8, 424)

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{24}{550} = 0,0445 \geq 0,0444 \dots \dots \dots (c.v)$$

$$2/ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15.M0} \Rightarrow \frac{24}{400} = 0,044 \geq 0,0241 \dots \dots \dots (c.v)$$

$$3/ \frac{A}{b0 \times d} \leq \frac{3,60}{Fe} \Rightarrow \frac{2,26}{65 \times 24,5} = 0,0014 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \dots \dots (c.v)$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

- **La dalle mince (Table de compression)** : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm.

Il est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE 235 →  $f_e = 400$  Mpa

L'écartement L entre axes des nervures égal à 65cm donc :  $L_n = 65$ cm

$$50\text{cm} < L_n < 80\text{cm}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 400 = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adapte } 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

\***Espacement** : n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

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

\***Pour les armatures parallèles aux nervures** :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.98 / 2 = 0.49$$

$$\text{On adopte } 3\emptyset 5 = 0.59 \text{ cm}^2$$

\***Espacement** :

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33,33 \text{ cm}$$

$S_t=30$  cm

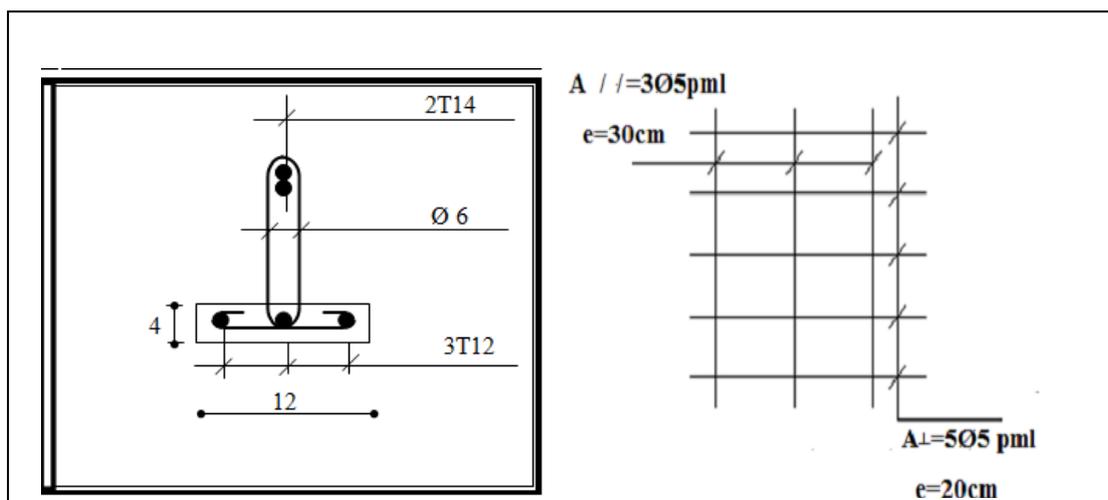


Fig.II. 31 Ferrailage des planchers.

### III-ESCALIER

**-1.Introduction:** Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment. Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

**.Définition les éléments d'un escalier :**

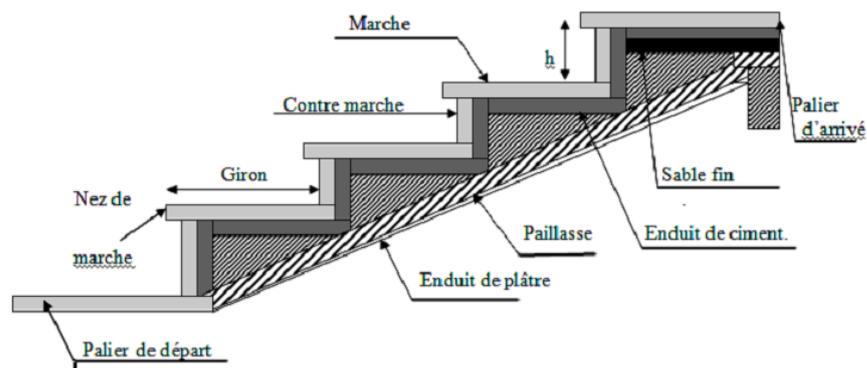


Fig 32 Détail d'un escalier.

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins.

$h$  : Hauteur de la marche.

$g$  : Largeur de la marche.

$L$  : Longueur horizontale de la paillasse.

$H$  : Hauteur verticale de la paillasse.

**Evaluation des charges** : Charges permanentes : DTR(B.C2.2) !

• Charges et surcharges des escaliers :

**A. Pallier**

$$G=5.54\text{KN/m}^2$$

$$Q=2.5\text{KN/m}^2$$

**B. Paillasse:**

$$G=8.88\text{KN/m}^2$$

$$Q=2.5\text{KN/m}^2$$

**Surcharge d'exploitation** :  $Q = Q \times 1\text{m} = 2.5 \times 1 = 2.5\text{KN/ml}$

**Méthode de calcul :**

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur.

Remarque : ici nous l'escalier symétrique puisque la travée est grande, nous divisons le palier en deux palier pour éviter la flèche

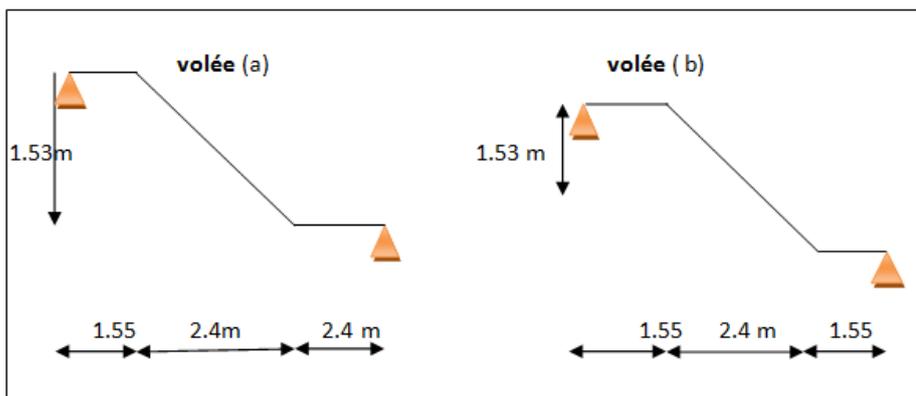


Fig.33 schéma statique d'escalue

Combinaisons d'action :

- E.L.U :  $P_u = 1,35G + 1,5Q$

- ELS :  $P_{ser} = G + Q$

	Pallier (KN/mℓ)	Paillasse (KN/mℓ)
ELU	11.229	15.738
ELS	8.04	11.38

AN :  $P_u = 1.35 \cdot 8.88 + 1.5 \cdot 2.5 = 15.738 \text{ (KN/ml)}$

$P_{ser} = 8.88 + 2.5 = 11.38 \text{ (kN/ml)}$

La charge équivalente :

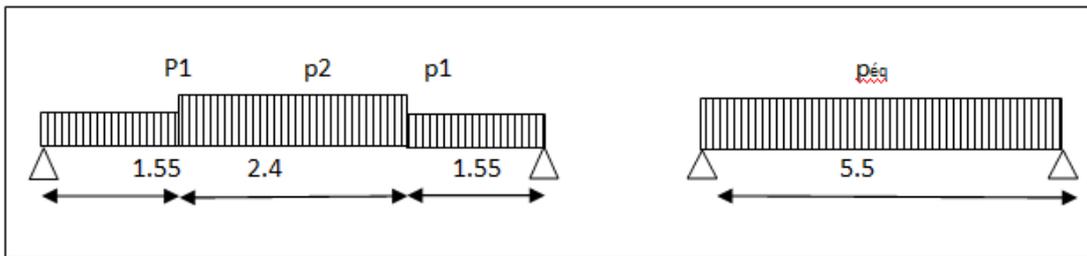


Fig 34: schéma des charges équivalent :

La charge équivalente :  $P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + 2 \times (P_2 \cdot L_2)}{L_1 + 2L_2}$

Le moment isostatique  $M_o = P_{eq} \frac{L^2}{8}$

- Moment en appuis :  $M_a = 0,3 \cdot M_o$

- Moment en travée :  $M_t = 0,85 \cdot M_o$

- L'effort tranchant :  $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

AN :  $P_e(u) = (15.788 \cdot 2.4) + 2(11.229 \cdot 1.55) / (3.1 + 2.4) = 13.19 \text{ kN / ml}$

$M_o = 13.19 \cdot (5.5^2 / 8) = 49.87 \text{ kN/ml}$

$M_a = 0.3 \cdot 49.87 = 14.96 \text{ kN/ml}$

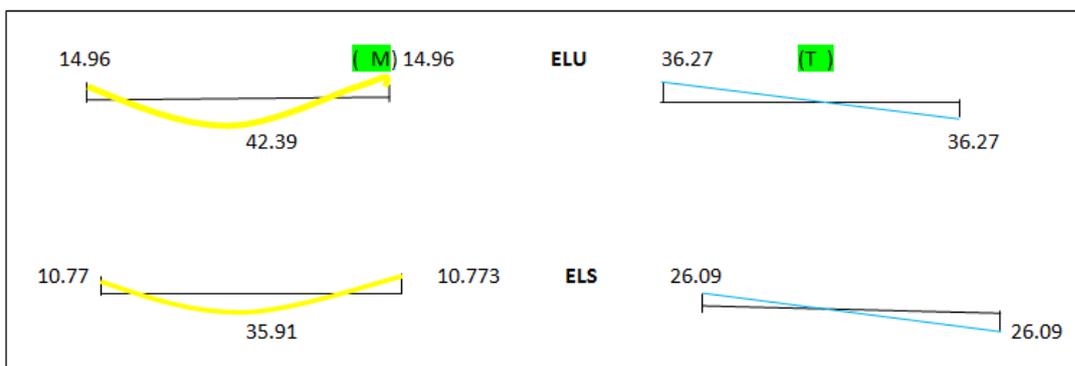
$M_t = 0.85 \cdot 49.87 = 42.96 \text{ KN/m}$

$T_u = 15.71 \cdot 5.5 / 2 = 36.27 \text{ KN}$

**Tableau33 récapitulatif**

	$P_{eq}$ (KN/mℓ)	$M_o$ (KN.m)	$M_a = 0,3 M_o$	$M_t = 0,85 M_o$	$T_u$ (KN)
<b>ELU</b>	13.19	49.87	14.96	42.39	36.27
<b>ELS</b>	9.49	35.91	10.77 3	30.52	26.09

**Moments et l'effort tranchant de l'escalie**



**Fig.35 schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier**

**Calcul de ferrailage :**

**Armatures longitudinales:**

- **E.L.U :**

$f_e = 400 \text{ MPa}$  ,  $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$  ,  $\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$

$\mu_e = 0.392$  ,  $\mu < \mu_e \Rightarrow \lambda = 0$  ; avec :  $\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$

L'enrobage :  $c = 2 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$   $d = 23 \text{ mc}$   $b = 1.0 \text{ m}$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Ferraillage en travée: **M travées =42.397KN.m**

**AN:**  $\mu = 4239 / (14.2 \cdot 1000 \cdot 160^2) = 0.0116 \quad \lambda = 0$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0116}) = 0,0145$$

$$\beta = (1 - 0,4 \cdot 0,0127) = 0,964$$

$$A = 423900 / (0,965 \cdot 230 \cdot 348) = 7,65 \text{ cm}^2$$

**Tableau récapitulatif 34**

	Mt(KN.m )	$\mu$	A	$\beta$	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	42.39	0.011	0,0145	0,96	7.657=7 T12=
<b>e</b>		6		4	7.92
<b>Appuis</b>	14.96	0.031	0.052	0.97	2.744=4T12= 4.5
<b>s</b>		3		9	

- **E.L.S :**

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n’y a aucune vérification

Concernant  $\sigma_s$ .

la vérification de la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité

suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**AN:**  $\gamma = 50.49 / 36.507 = 1.383$

$$\alpha=(1.383-1)/2+(25/100)=0.44$$

35 Tableau récapitulatif

	M <sub>ser</sub> KN.m	M <sub>u</sub> kN.m	f <sub>c28</sub>	γ	$\bar{\alpha}$	condition
En travée	30.52	42.39	25	1.383	0.441	Cv
Sur appuis	10.77	14.96	25	1.383	0.441	Cv

condition de non fragilité :BAEL91 (art A.4.2,1)

➤ Section minimal d'armatures :

$$- A^1_{\min} \geq 0,23.b.d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$- \text{AN } A^1_{\min} \geq 0.23*100*16*2.1/400=1.932\text{cm}^2$$

➤ Percentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$- A^2_{\min} \geq 0,001.b.h$$

$$- \text{AN } A^2_{\min} \geq 0,001.100. 18= 1.8\text{cm}^2$$

$$- \text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{\min}) \quad A=\max(1.932 ;1.8)=1.932\text{cm}^2$$

Tableau 36 récapitulative du ferrailage

	A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> )	A(cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
Appuis	2.65	1.93	2.74	4.52=4T1
		2		2
Travée	7.65	1.93	7.65	7.92=7T1
		2		2

**les armatures de répartitions :**

$$A_t = A_l / 4$$

$$\text{AN } A_t = 7.92/4 = 1.707 \text{ cm}^2$$

Tableau 34 le armateur de de répartitions :

Elément	$A_l$ (cm <sup>2</sup> )	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	7.92	1.98	2.01 cm <sup>2</sup> = 4T8
Appuis	4.52	1.13	2.01 cm <sup>2</sup> = 4T8

**III.4.5. Espacement entre les armatures :** BAEL91 (art A.8.2, 4.2)**a- Armatures longitudinale :**

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 18; 33 \text{ cm}) = \min(54; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{-Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{-Travée: } S_t = \frac{100}{7} = 14.28 \text{ cm}$$

**b-Armatures répartition :**

$$S_t \leq \min(4h; 48 \text{ cm}) = \min(4 \times 23; 33 \text{ cm}) = \min(72 ; 48) = 48 \text{ cm}$$

$$\text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 44 \text{ cm}$$

$$\text{-Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 44 \text{ cm}$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte tangente  $\tau_u$  : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

**AN**  $\tau_u = \frac{36.27}{1000 \times 160} = 0.022 \text{ MPa}$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \longrightarrow \text{(BAEL91 art A.5.1,211)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0227 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa. (condition vérifier)}$$

**.Vérification de la flèche:** BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0} \Rightarrow 0.418 \geq 0.084 \dots \dots \dots \text{(Condition non vérifié)}$$

$$2/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,00}{Fe} \Rightarrow \frac{7.92}{100 * 16} = 0,0085 < \frac{5.50}{400} = 0,01375 \dots \dots \text{(Condition vérifié)}$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{18}{550} = 0.0327 < 0.0625 \dots \dots \dots \text{(Condition non vérifié)}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_g^v - f_j^i - f_g^i + f_p^i < f_{adm}$$

La flèche admissible est: [BAEL 91 . Art.B.6.5.3 BAEL 91 ]

$$f_{adm} = \bar{f} = L / 500 = 0.011 \quad \text{si } L < 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} = 0.5 + L / 1000 = 0.550 \quad \text{si } L > 5 \text{ m}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :  $C \geq 1 + 1 = 2$  on choisit  $C = 2 \text{ cm}$

$$\emptyset \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} \Rightarrow \emptyset = 25 \text{ mm}$$

$$C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2} ; \emptyset \leq \frac{h}{10} ; C_0 \geq 1$$

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

$$h = 25\text{cm}$$

$$d = h - c = 18\text{ cm}$$

**Evaluation des charges** :BAEL 91 (art B.6.5,2)

**Position du centre de gravité de la section homogène**

$$Y_G \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}$$

Avec :  $\eta$  coefficient d'équivalence ( $\eta = 15$ )

**AN** :  $Y_G = \frac{100 \times 18 \times \frac{18}{2} + 15 \times 7.92 \times 16}{100 \times 18 + 15 \times 7.92} = 9.43\text{ cm}$

Alors :  $Y_G' = h - Y_G = 18 - 9.43 = 8.56\text{cm}$

$$\delta = d - Y_G = 16 - 9.43 = 6.57\text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b}{3} \times [Y_G^3 + Y_G'^3] + \eta \times A \times \delta^2$$

**AN**:  $I_0 = \frac{100}{3} \times 56) + 15 \times 7.92 \times 6.57^2 = 53987.45\text{cm}^4$

➤ **Déformations instantanées :**

Pour les déformations instantanées :  $b_0 = b$  ;  $f_{t28} = 2.1\text{ MPa}$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

**AN** :  $\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{792}{16 \times 100} = 0.00494$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{100}{100}) \times 0.00494} = 4.25$$

➤ **Déformation de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{100}{100}) \times 0.00494} = 1.70$$

➤ **Calcul du moment fléchissant d'ELS :**

- g** : c'est l'ensemble de la charge permanente.
  - J** : charge permanente sans revêtement.
  - p** : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.
- G pali=5540N/ml      G paille = 8880N/ml

$$g = \frac{2.(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{(2.L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}})}$$

AN:  $g = \frac{2.(5540 \times 1.55) + (8880 \times 2.4)}{(2.155 + 2.4)} = 6697.45 \text{ N/ml}$

$$j_{eq} = \frac{(G_{\text{dalle pleine}} \times 2L_{\text{palier}}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{\text{paillasse}}}{2L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}}}$$

AN:  $j = \frac{(2 \times 1.55 \times 4000) + (3740 + 6250) \times 2.4}{5.5} = 4884.50 \text{ N/ml}$

$$p = g + Q = 6697.45 + 2500 = 9497.45 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6697.45 \times (5.5^2)}{8} = 15699.088 \text{ N.m}$$

$$M_p = \frac{0.85 P \cdot l^2}{8} = \frac{(0.85 \times 9497 \times (5.5^2))}{8} = 30525.39 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 j_{eq} \cdot l^2}{8} = \frac{0.85 \times 4884.50 \times (5.5^2)}{8} = 21257.19 \text{ N.m}$$

**Calcul des contraintes de traction:**

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 100 \times 0.00494 = 0.494$$

D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

- On tire la valeur  $\rho_1 = 0.296 \Rightarrow \beta_1 = 0.894$  (tableau BAEL 83)

$$\sigma_s^g = \frac{M_g}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{2249.24}{0.894 \times 7.92 \times 16} = 199.02 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_j}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{15699.088}{0.894 \times 7.92 \times 16} = 138.56 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_p}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{30525.39}{0.894 \times 7.92 \times 16} = 269.44 \text{ Mpa}$$

**Calcul du coefficient  $\mu$  :**

$$= A / (b_0 \times d) = 0.00494$$

$\rho$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_g + ft28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00494 \times 199.02 + 2,1} = 0.389$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_j + ft28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00494 \times 138.56 + 2,1} = 0,239$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_p + ft28} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00494 \times 269.44 + 2,1} = 0.50$$

**Calcul des inerties**

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 53987.45) / (1 + 1.7 \times 0.389) = 38763.83$$

cm<sup>4</sup>

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 53987.45) / (1 + 4.25 \times 0.389) = 22709.82$$

cm<sup>4</sup>

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 53987.45) / (1 + 4.25 \times 0,239) =$$

29461.09cm<sup>4</sup>

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 53987.45) / (1 + 4.25 \times 0,50) = 1900358cm^4$$

▪ **Calcul de la flèche:**

- Module de deformation longitudinal instantaneity

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa}$$

- Module de déformation longitudinale différée

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

**Flèche correspondent:**

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_v \cdot I_{fv}^g = 15699.088 \times (550)^2 / 10 \times 10818,87 \times 38763.83 = 0.16$$

cm

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fi}^g = 15699.088 \times (550)^2 / 10 \times 32164,20 \times 22709.82 = 0.93$$

cm

$$= M_j \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fv}^j = 21257.19 \times (550)^2 / 10 \times 32164,20 \times 29461.09 = 0.5 \text{ cm} \cdot f_v^j$$

$$= M_p \cdot \ell^2 / 10E_i \cdot I_{fv}^p = 36512.32 (550)^2 / 10 \times 32164,20 \times f_i^p$$

19003.58=1.5

**La flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_v^g - f_i^g - f_v^j + f_i^p = 0.16 - 0.93 - 0.5 + 1.5 = \mathbf{0.23 \text{ mm}}$$

$$\Delta f_t = 0.23 \text{ cm} < \bar{f} = 0.5 + L / 1000 = 550.5 / 1000 = 0.55$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

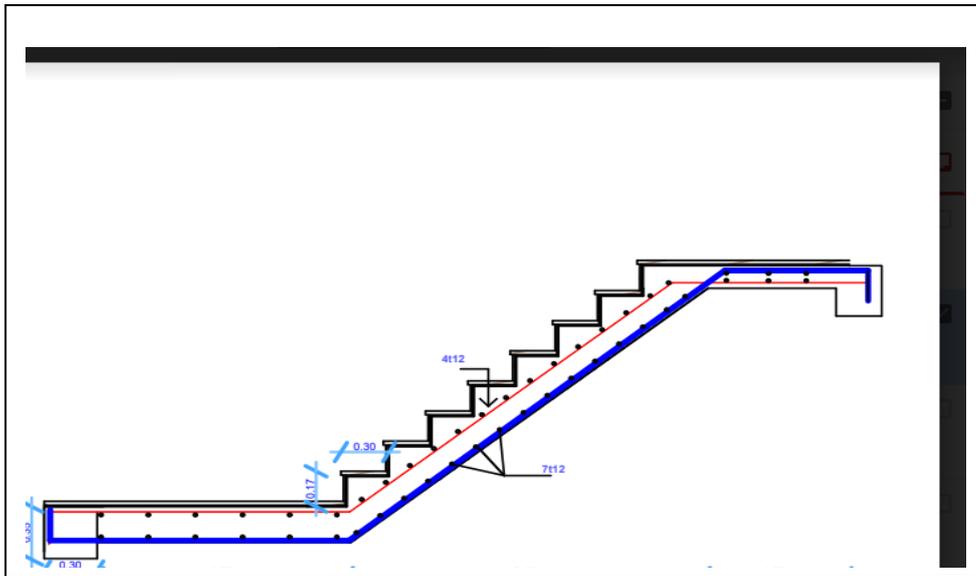


Fig .34 schéma ferrailage d'escaliers

## 6-CALCUL DE LA POUTRE PALIERE

### 6.1-1 Définition :

La poutre palière est un élément qui est soumis à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appuis sont situées à gauche d'une section.

#### Méthode de calcul:

La poutre palière est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- ✓ poids propre  $g$
- ✓ La réaction de la volée
- ✓ Poids du mur extérieur

#### Pré-dimensionnement:

D'après le RPA  $h \geq 30cm$  ; Donc on prend  $h = 35cm$

; On prend  $b = 25cm$   $0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 14 \leq h \leq 28$

D'après le RPA : -  $b \geq 20cm$  (vérifié)

$$- \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \text{ vérifie}$$

- Donc la section de la poutre palière est  $(30 \times 35) \text{cm}^2$

### Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre :  $0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{KN/ml}$

poids du mur :  $1,96 \times 2200 = 4,312 \text{KN/ml}$  -

Poids de plier:

$$G = 5,56 \text{KN/m}^2$$

-Poids de la paille

$$G_p = 8,88 \text{KN/m}^2$$

On prend une largeur d'escalier qui est:  $b = 1 \text{m}$  donc les charges sont

$$q_{du} = 5,54 \times 1 = 5,54 \text{KN/ml}$$

$$q_{Pu} = 8,88 \times 1 = 8,88 \text{KN/ml}$$

$$\text{Donc } q_u = \frac{5,54 \times 3,1 + 8,88 \times 2,4}{2} + 2,62 + 4,312 = 26,173 \text{KN/ml}$$

### **Combinaison d'action : ➤**

$$Q = 2,5 \text{KN/m}^2$$

$$\text{À l'ELU : } P_U = 1,35 \times 26,26 + 1,5 \times 2,5 = 39,07 \text{N/ml} \quad -$$

$$\text{À l'ELS : } P_{ser} = 26,26 + 2,5 = 28,54 \text{KN/ml} \quad -$$

### Ferraillage (ELU) :

$$- \text{En travée : } M_t = \frac{P \times L^2}{24} = \frac{39,07 \times 5,5^2}{24} \Rightarrow 49,24 \text{KN.m}$$

$$- \text{En appui : } M_a = \frac{P \times L^2}{12} = \frac{39,07 \times 5,5^2}{12} \Rightarrow 98,4811 \text{KN.m}$$

$$T = \frac{P \times L}{2} = \frac{39,20 \times 5,5}{2} \Rightarrow 107,8 \text{KN.m}$$

### - En travée :

$$\mu = \frac{M_{Ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{49240}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 1,06 < \mu_{lu} = 0,392 ;$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 1,06}) = 1,32$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,999$$

$$A = \frac{Mut}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{49240}{348 \times 0,999 \times 33} = 4,29 \text{ cm}^2.$$

4T12 avec  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$

**- En appui :**

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{98810}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,255$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,127}) = 0,376$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,849$$

$$A = \frac{Mut}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{98480}{348 \times 0,849 \times 33} = 8,58 \text{ cm}^2.$$

**-Vérification à ELS :**

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} L^2}{8} = 28,54 \text{ KN.m}$$

**-En travée :**

Aucune vérification à l'ELS si :  $\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100}$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{49,24}{35,97} = 1,36$$

$$\alpha = 0,069 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0,431$$

-Section rectangulaire

- Fissuration peut préjudiciable

Donc aucune vérification à l'ELS.

**-En appui :**

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{98,81}{72,24} = 1,36$$

$$\alpha = 0,144 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0,435$$

-Section rectangulaire -Fissuration peut préjudiciable

Donc pas de vérification à l'ELS.

-Vérification :

$$A \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 1.195 \text{ cm}^2 \leq 3,89 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91 (art A.4.2))}$$

$$A_s \geq 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2 \text{ (RPA ( art 7.5.1.2))}$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} \text{ (RPA)} = 4,375 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max ( 4,375 ; 3,89 ) \Rightarrow A_s = 4,375 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte ; **3T14 = 4,62 cm<sup>2</sup>**

**Vérification :**

**-Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{107.44}{0,30 \times 0,33} \Rightarrow \tau_U = 1023.23 \text{ KN / m}^2 = 1.023 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_U = 1.023 \text{ Mpa}$$

**Exigence du RPA :**

**armatures transversales :**

D'après le RPA (art.7.5.2.2) :  $A_t = 0,003 S b$

$$. S = \min \left( \frac{h}{4}, 12 \phi_L \right) = \min \left( \frac{35}{4}, 12 \phi_L \right) \Rightarrow S = 8,75 \text{ cm}$$

$A_t = 0,003 \times 8,75 \times 35 = 0,9187 \text{ cm}^2$  , dans la zone nodale on adopte

**2T8 (1,01 cm<sup>2</sup>)**

.  $S \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$  , Dans la zone courante

$A_t = 0,003 \times 17,5 \times 35 = 1,83 \text{ cm}^2$  , donc on adopte **4T8 (2,01 cm<sup>2</sup>)**.

**- verification de la fleche :**

D'après le BAEL 91 on doit vérifier les 3 conditions suivantes :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{550} = 0,0636 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition. vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,0636 > 0,033 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$4,0 \frac{b \times d}{f_e} > A_s \Rightarrow 4,0 \frac{30 \times 33}{400} = 6 > A_s = 4,375 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la flèche est vérifiée.

**III.5.6. Calcul de la poutre palière a la torsion :**

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH (BAEL91 (art .A.5.4)) :

$$\tau_U = \frac{M_{TOR}}{2\Omega e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

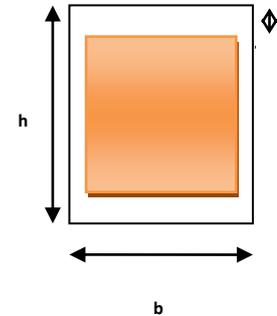
$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5cm \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(35 - 5) = 750cm^2$$

Le moment de torsion est :

$$M_{TOR} = M_{APPUIS} = 14.96N.m$$

$$\text{Donc } \tau_U = \frac{14960}{2 \times 750 \times 5} \Rightarrow \tau_i = 1.99MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa$$



**Fig.35 Coupe Poutre**

**-Armatures longitudinales :**

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \quad U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (35 - 5)] = 110cm$$

$$A_l = \frac{110 \times 14960}{2 \times 750 \times 348} = 3.152cm^2$$

Tenant compte des aciers de flexion :  $A_T = A_l + A_s$

Tableau36 : le armature

SECTION	FLEXI ON	TORSION	$A_T (cm^2)$	$A_{min} (cm)$	$A_{adop} (cm^2)$	BARRES
Appuis	8.58	$\frac{3.15}{2} = 1.57$	10.15	4,375	8.58	6T14
Travée	4.29	$\frac{3.15}{2} = 1.57$	5.86	4,375	4.29	3T12+2T14

**Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{98480}{2 \times 750 \times 347,8} = 1.2cm^2$$

$A_t$  : Section d'armature transversale.

$S_r$  : L'espacement d'armature.

On prend un espacement de 15cm Soit :  $3\emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2$

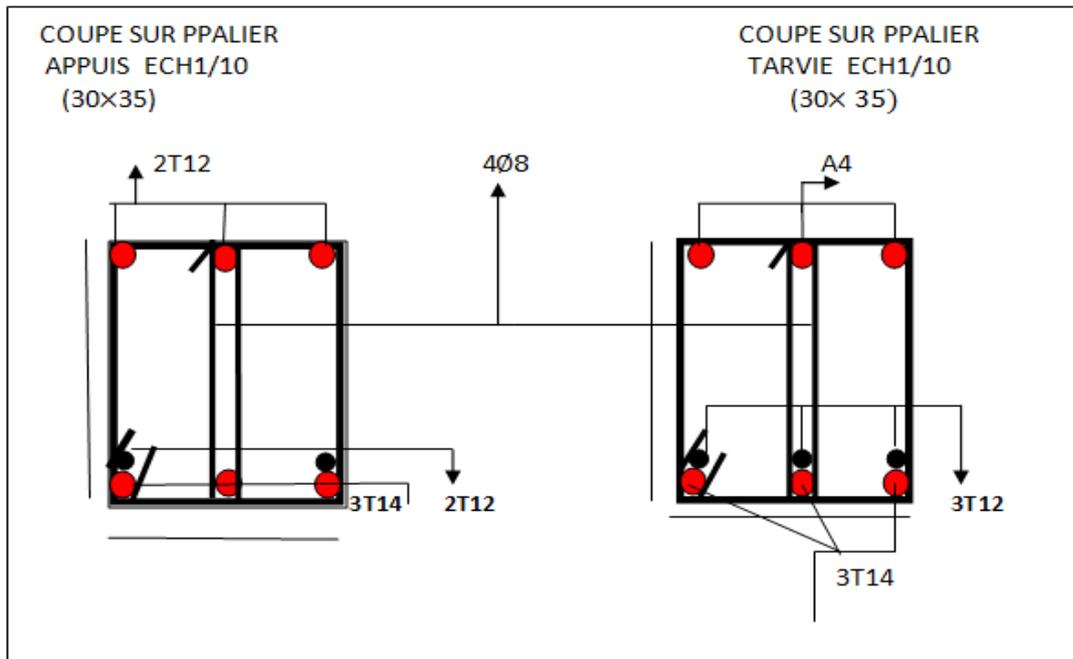


Figure 36 : ferrailage poutre pallié

CHAPITRE 04:

**ETUDE**  
**DYNAMIQUE**

**IV-ETUDE DYNAMIQUE****IV 1-Introduction**

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (**zone II a**) dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion.....).

La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul.

L'utilisation d'un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « **SAP2000, ETABS, ROBOT...** » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel **ROBOT version 2020** du fait qu'il soit disponible et présente plus de facilité d'exécution et de vérification.

**2 Présentation du logiciel de calcul :** Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel ROBOT Structural analyses Professional.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

**2.-Description de logiciel ROBOT :**

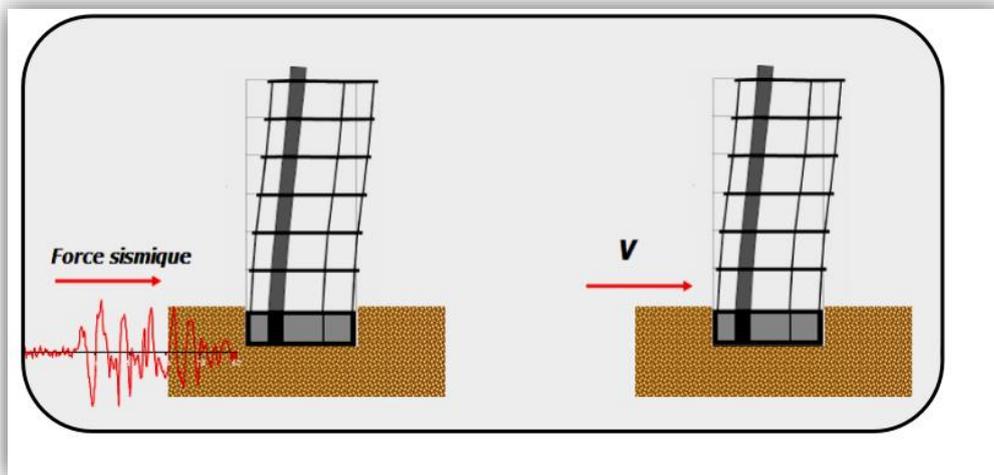
- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.
- Il permet une descente de charge automatique et rapide
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (chaque nœud ayant (06) degré de liberté).
- Les Plancher sont considérés rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.

**A buts de l'analyse dynamique**

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure, lors de ses **Vibrations Libres Non Amorties**
- Déterminer les modes et les périodes propres.

**3. L'étude parasismique** va permettre à l'ingénieur ou le concepteur d'une étude génie civil de déterminer théoriquement les sollicitations engendrées par un éventuel **séisme** à différent niveau de la structure.

**ROBOT** considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considéré concentrées au niveau de chaque plancher. -La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharges d'exploitation ..... ( $\beta = 0,2$ ) **tab.4.5.RPA99-v2003**



**Fig. 37** Simulation de la force sismique.

**Choix de la méthode de calcul :** -

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- Par la méthode statique équivalente .
- Par la méthode d'analyse modale spectrale .
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes..

**.Méthode statique équivalente :RPA99 (Art. 4.1.2)****a- Principe de la méthode :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

**b-Condition d'application de la méthode statique équivalent :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en Élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.

. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant,

Outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires Suivantes :

**Zone I :**

- tous groupes.

**Zone IIa :**

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

**Zone IIb et III :**

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

**A La méthode dynamique:**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets

Engendrés dans la structure par les forces sismique représentés par un spectre de réponse de

Calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour offrir plus de performance, de capacité de calcul de vitesse d'exécution et de précision Pour l'analyse dynamique ; on utilise le logiciel «ROBOT».

**Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003**

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de **Constantine** donc en Zone **IIa**.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation donc classé dans le Groupe 2.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol

**Meuble** catégorie**S3**.

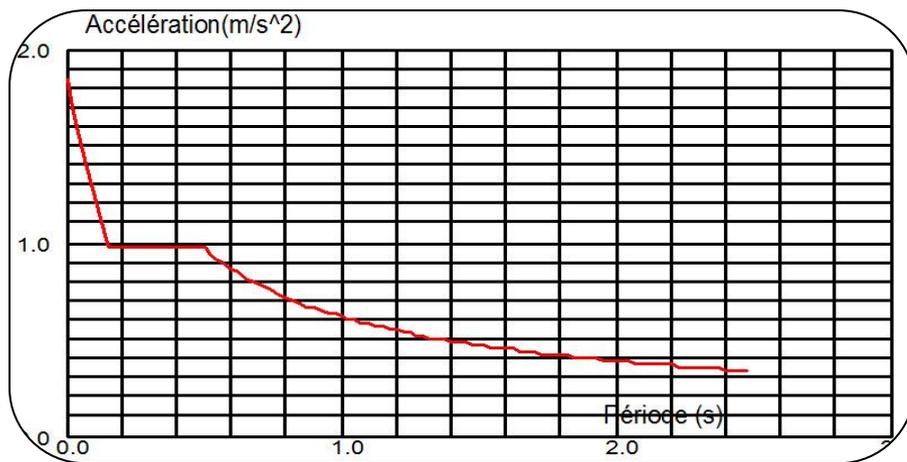
Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

- La hauteur du structure :  $h = 33.66 > 23$  m( zone**IIa** )

**A Spectre de réponse de calcul.**

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction Suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \cdot \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \cdot \left( \frac{Q}{R} \right) \cdot \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta (1,25A) \cdot \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot \left( \frac{Q}{R} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$



**Fig 38: Courbe de spectre de réponse.**

Avec :

Sa /g : Accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

□ : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (4.3)$$

ξ(%) : pourcentage d'amortissement critique; fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. *Tableau (4.2)RPA2003*.

On prend : ξ = 7                       $\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,882 \geq 0,7$

**R** : coefficient de comportement global de la structure donnée par le *Tableau (4.3)RPA2003*, en fonction de système de contreventement.

**T1, T2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. **Q** : facteur de qualité.

**4. Représentations des résultats de la méthode modale spectral et commentaires .**

On a prit en considération le plan d'architecture et le nombre minimale des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment. La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

Après l’analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

3.4. Analyse de la structure

.Premier variante :

Après l’Analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tire les résultants suivant :

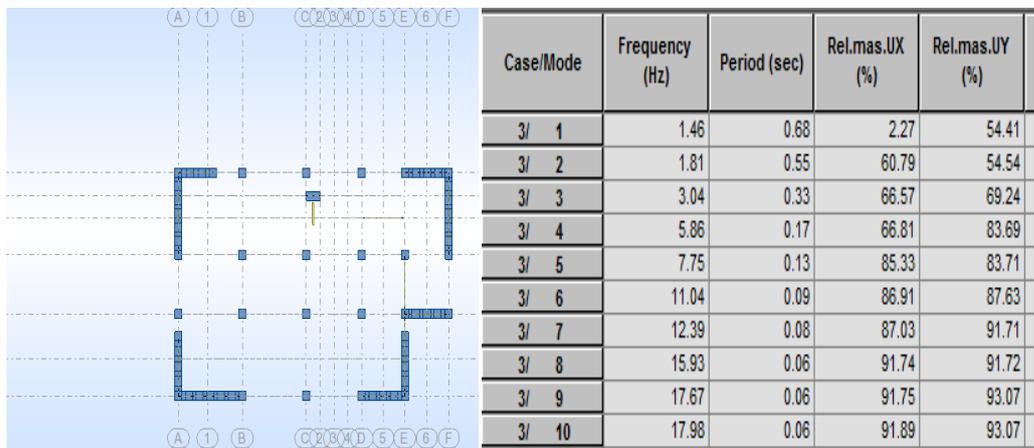


Fig39 : Premier variante .

fig 40: Périodes et factures da

participation massique modale(Premier variante).

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable, cas dans :

Le mode(1) -il ya une torsion avec la translation..(non admissible)

Le mode(2) -il ya une torsion avec la translation..(non admissible)

Le mode(3) -il ya une torsion:

Remarque :

On remarque que la période empirique **Tey** plus grande que la période dynamique

Donc : on va proposer le changement de position des voiles.

Et c’est la dernière bonne tentative lors du changemtde position des voile

Fig. :.Deuxième Variante

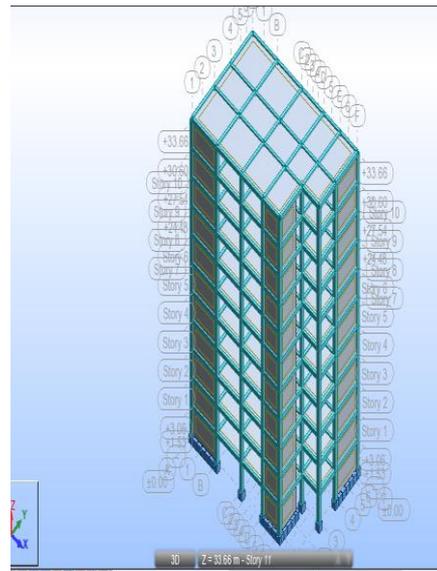
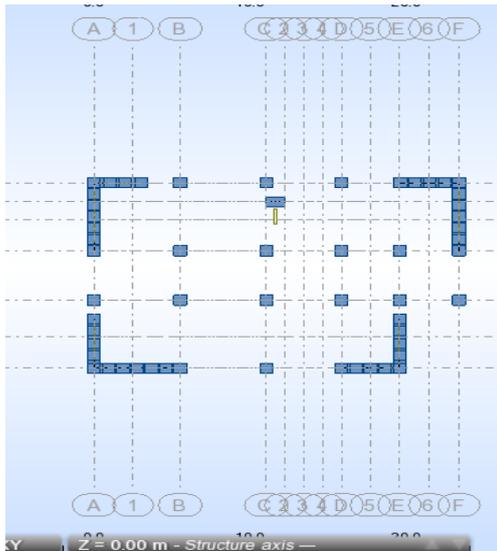


fig.41:..Deuixième variante des voiles.

Fig.42 : structure

Tableau .: Périodes et facteurs de participation massique du modèle .

Case/Mode	Period (sec)	Rel.mas.UX (%)	Rel.mas.UY (%)	Cur.mas.UX (%)	Cur.mas.UY (%)
3/ 1	0.62	71.20	0.00	71.20	0.00
3/ 2	0.52	71.20	72.86	0.00	72.86
3/ 3	0.35	71.94	72.88	0.74	0.02
3/ 4	0.17	87.91	72.91	15.97	0.03
3/ 5	0.15	88.01	88.78	0.10	15.86
3/ 6	0.10	88.12	88.78	0.11	0.00
3/ 7	0.09	93.70	88.84	5.58	0.06
3/ 8	0.08	93.75	94.19	0.05	5.36
3/ 9	0.06	96.40	94.21	2.64	0.02
3/ 10	0.05	96.47	94.22	0.08	0.01

**Remarques:**

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats

- ◆ La période fondamentale **Ty(dyn)= 0,62s.**
- ◆ La période fondamentale **Tx(dyn)= 0,52 s.**

RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4), qu'il faut que la valeur de Tdyn calculée par la Méthode numérique, ne dépasse pas la valeur  $T_e = 0,05 \times (33,6^{\frac{3}{4}}) = 0,698$ . estimée par les méthodes empiriques propriétés de plus de 30%.

$$T_x = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0,09 \times 33,66}{\sqrt{23,3}} = 0,627 \Rightarrow T_x = 0,62 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0,09 \times 33,66}{\sqrt{15}} = 0,78 \Rightarrow T_y = 0,78 \text{ sec}$$

ON A :  $1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0,78 = 1,06 > T_y(\text{dyn}) = 0,62$  ( la condition est vérifiée).

**AN :**  $1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0,62 = 0,80 > T_x(\text{dyn}) = 0,52$  ( la condition est vérifiée).

- Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (yy') et (xx') successivement.
- □ Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- Les 8 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (Selon le **RPA99version 2003**).

On a dans le dens x-x:  $T_{\text{analytique}} < 1,3 T_{\text{empirique}}$

Alors on choisit la période  $T = 1,3 T_{\text{empirique}}$

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7)

site ferme (S<sub>2</sub>) → T<sub>2</sub> = 0,40 sec

on a  $T_2 \leq T \leq 3,0$  s  $D_x = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$

**AN :**  $D_y = 2,5 \cdot (0,882) \left(\frac{0,40}{0,62}\right)^{2/3} = 1,64 \text{ sec} !$

donc : **D<sub>x</sub> = 1,64**

On a dans le dens y-y:  $T_{\text{analytique}} > 1,3 T_{\text{empirique}}$

Alors on choisit la période  $T = 1,3 T_{\text{empirique}}$

site ferme (S<sub>2</sub>) → T<sub>2</sub> = 0,40 sec

on a  $T_2 \leq T \leq 3,0$  s  $D_y = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$

**AN :**  $D_y = 2.5 \cdot (0.882) \left(\frac{0.40}{0.78}\right)^{2/3} = 1.41 \text{sec}$

Donc :  $D_y = 1.41$

**R :** coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3)

- **R = 4** Structure mixte avec interaction-tableau 4.3 RPA99.
- **W :** poids de la structure qui est égal à la somme des poids **Wi** calculés à chaque niveau (i) par la formule:  
 $W = \sum W_i$  avec  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

**WGi :** poids dû aux charges permanentes

**WQi :** la charge d'exploitation

**β:** coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation =>  $\beta = 0.20$

à chaque niveau :  $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$  Avec :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

**W=51889.68KN**

- **Q :** facteur de qualité, il est déterminé par la forme :  $Q = 1 + \sum_1^b P_a$
- **Pq :** la pénalité qui dépend de l'observation ou non de la critère « q » d'après le T.A.B 4.4 (R.P.A 99) on ressortir que

Tableau: Valeurs des pénalités **Pq**

$P_q$  : Tableau 4.4 RPA99-v2003.

Critère q »	$P_q$	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	/
2. Redondance en plan	/	0.05
3. Régularité en plan	0	/
4. Régularité en élévation	0	/
5. Contrôle de la qualité des matériaux	/	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0.10

Donc :  $Q_x=1.20Q$   $y=1.20$

-Les schémas des trois premiers modes de vibration.

- ◆ Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles

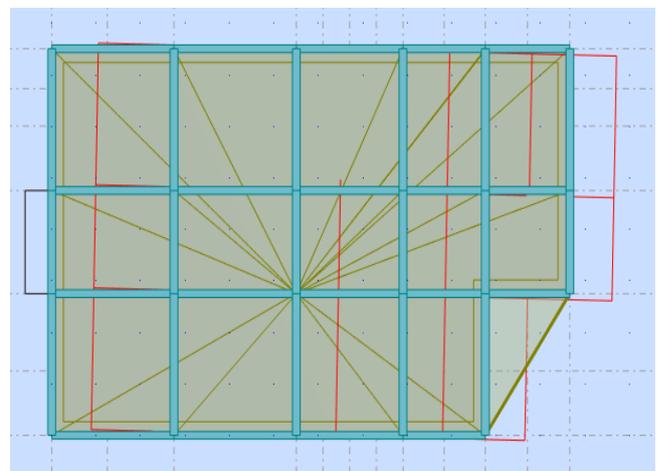
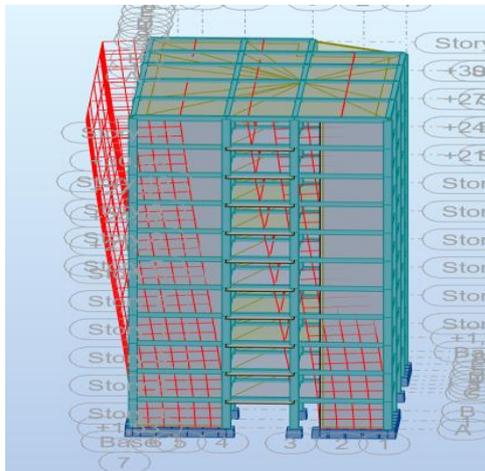


Figure 43:premier mode(1) vibration

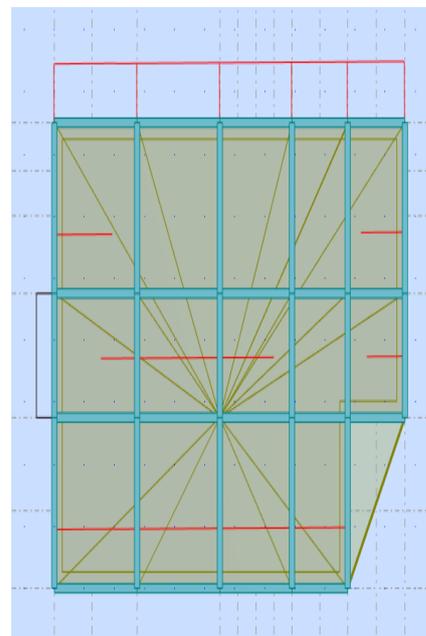
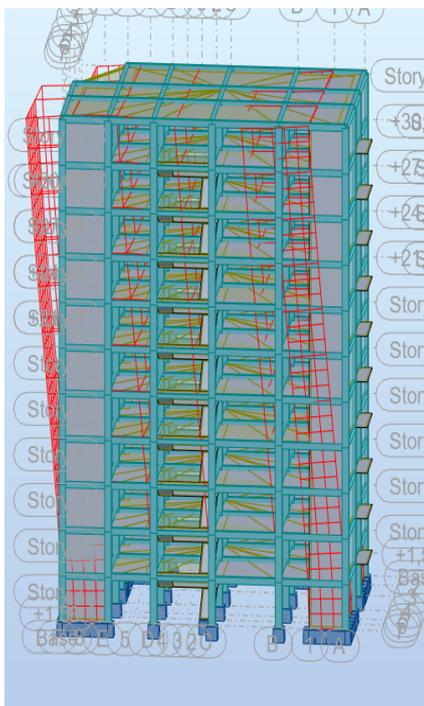


Figure 44: Deuxième mode(2) de vibration

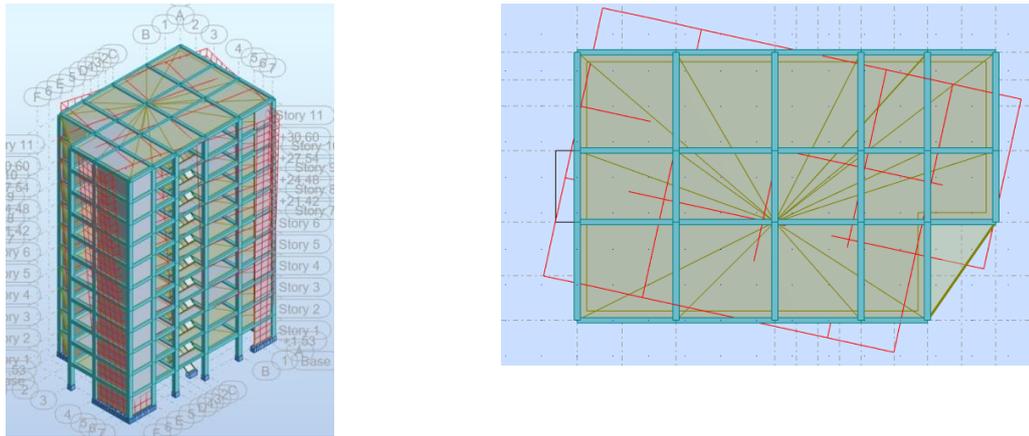


Figure45: Troisième mode(3) de vibration

**A distribution horizontale des forces sismiques:**

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule:

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$$V_{k \rightarrow F}$$

**Tableau 2 : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles sens X**

FX [KN]	FX sur les poteaux [KN]	FZ sur les voiles [KN]
4134.97	1225.12	2909.86

Cas/Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
4/ 1	4134,97	1225,12	2909,86
4/ 2	4070,64	1218,67	2851,97
4/ 3	3937,45	1416,20	2521,25
4/ 4	3749,52	1516,59	2232,93
4/ 5	3503,55	1543,89	1959,65
4/ 6	3197,39	1512,55	1684,84
4/ 7	2832,86	1434,71	1398,15
4/ 8	2402,42	1320,05	1082,37
4/ 9	1901,07	1181,43	719,63
4/ 10	1321,81	1009,61	312,21
4/ 11	869,22	1051,80	-182,58

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{ytotal}} = \frac{1225.12}{4134.96} = 29.62\% > 25\% \text{ (CV)}$$

$$\frac{Fz_{voiles}}{Fz_{total}} = \frac{17885.64}{34004.04} = 8.55\% < 20\% (CV)$$

Tableau 2 : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles sens YY

FY[KN]	FY sur les poteaux [KN]	FZ KN]	FZ sur les voiles [KN]
4689.00	1053.84	-34004.04	3635.16

Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
5/ 1	4689,00	1053,84	3635,16
5/ 2	4619,25	1112,14	3507,11
5/ 3	4474,68	1267,58	3207,10
5/ 4	4265,13	1335,97	2929,15
5/ 5	3985,19	1339,68	2645,51
5/ 6	3631,85	1291,84	2340,01
5/ 7	3206,78	1203,56	2003,22
5/ 8	2704,91	1084,31	1620,60
5/ 9	2123,68	944,46	1179,22
5/ 10	1457,86	790,40	667,46
5/ 11	949,60	726,83	222,77

$$\frac{Fypoteau}{Fytotal} = \frac{1053.84}{4689.00} = 22.47\% > 25\% (CNV)$$

$$\frac{Fz_{voiles}}{Fz_{total}} = \frac{3635.16}{34004.04} = 10.69\% < 20\% (CV)$$

Selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles dans ce système de contreventement :

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux

Donc notre système de contreventement est **mixte (portiques-voiles) .R=5**

**Alors choisi R=3.5 par coquai le**

Les conditions de l'interaction portique-voile ne sont pas vérifiées donc la structure doit être en voile porteur et le facteur de comportement est égal à 3.5.

**A Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent**

D'après l'art 4.2.3 de RPA 99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions

horizontales orthogonales selon la formule : 
$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003

en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans une Zone de type IIa et un Groupe d'usage 2.

**Tableau .IV.3:** coefficient d'accélération de zone A

Groupe D'usage	Zone			
	I	Ia	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,1	<b>0,15</b>	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Nous trouverons : **A = 0.15**

- **D** : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie

de site du facteur d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

- Avec  $T_2$  : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site fermeS<sub>2</sub>) :  $T_2(S_2) = 0.4\text{sec}$

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule .

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

Où  $\xi(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :  $\xi = 7 \%$

D'où  $\eta = 0,882 > 0.7$

$\eta = 0,882$

**A Estimation de la période fondamentale.**

$T$  : période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir des formules

Empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La méthode empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times H_N^{3/4} \text{ (Formule 4.6 du RPA)}$$

- $H_N$  : hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$H_N = 33.66 \text{ m}$

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage  
 .,Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA=>

**Donc :  $C_T = 0.05$**

**Alors :  $T = 0,05 \times (33.66)^{3/4} = 0.698 \text{ s}$**

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

**D** : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

**AN : :  $T = 0,05 \times (33.66)^{3/4} = 0.698 \text{ s}$**

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0.09 \times 33.6}{\sqrt{23.3}} = 0.62 \Rightarrow T_x = 0.62 \text{ sec}$$

**$T_x = \min(0.69; 0.62) = 0.62 \text{ sec}$**

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0.09 \times 33.66}{\sqrt{15}} = 0.78 \Rightarrow T_y = 0.78 \text{ sec}$$

**$T_y = \min(0.69; 0.78) = 0.69 \text{ sec}$**

$$\frac{T_{ey}}{t_{y(dyn)}} \leq 1.3 \quad T_{ey}.1,3 = 1.3.0.69 = 0.897 > 0.62 \text{ ( c . v ) .}$$

$$T_{ex}.1,3 = 0.62.1,3 = 0.80 > 0.62 \text{ ( c . v ) .}$$

- Sens longitudinal :  $T_x = 0.62 \text{ s}$   $(T_2 \leq T_x \leq 3,0)$
- Sens transversal :  $T_y = 0.78 \text{ s}$   $(T_2 \leq T_y \leq 3,0)$

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction :

**DONC :  $D_x = 1.64$   $D_y = 1.41$**

• **W** : poids total de la structure **W=51889.86KN**

W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) .

*Tableau masse :*

**Résumé des résultats :**

**Tableau.: les résultats des forces sismiques :**

SENS	A	D	R	Q	W(KN)	V(KN)	0,8V
LONGITUDINAL	0.15	1.64	5	1.20	51889.86	3063.57	2450.86
TRANSVERSAL	0.15	1.41	5	1.20	51889.86	2633.92	2107.136

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]
5/ 1	Story 1	495050,00	11,23 7,70 2,77	11,13 4,12 2,6
5/ 2	Story 2	494329,61	11,23 7,70 5,83	11,13 4,12 5,6
5/ 3	Story 3	494329,61	11,23 7,70 8,89	11,13 4,12 8,7
5/ 4	Story 4	494329,61	11,23 7,70 11,95	11,13 4,12 11,7
5/ 5	Story 5	494329,61	11,23 7,70 15,01	11,13 4,12 14,8
5/ 6	Story 6	494329,61	11,23 7,70 18,07	11,13 4,12 17,9
5/ 7	Story 7	494329,61	11,23 7,70 21,13	11,13 4,12 20,9
5/ 8	Story 8	494329,61	11,23 7,70 24,19	11,13 4,12 24,0
5/ 9	Story 9	494329,61	11,23 7,70 27,25	11,13 4,12 27,0
5/ 10	Story 10	319662,95	11,45 7,80 30,15	11,13 4,12 30,1
5/ 11	Story 11	521924,62	11,31 7,76 33,40	11,13 4,12 33,2

Donc :  $V_{dyn} > 0,8 \times V_{stat}$  (RPA99 art 4.3.6)  $\Rightarrow$  Condition vérifier

**IV.6. Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur :**

la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

$$V = Ft + \sum F_i$$

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{ll} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{array} \right.$$

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]
5/ 1	Story 1	495050,00	11,23 7,70 2,77	11,13 4,12 2,6
5/ 2	Story 2	494329,61	11,23 7,70 5,83	11,13 4,12 5,6
5/ 3	Story 3	494329,61	11,23 7,70 8,89	11,13 4,12 8,7
5/ 4	Story 4	494329,61	11,23 7,70 11,95	11,13 4,12 11,7
5/ 5	Story 5	494329,61	11,23 7,70 15,01	11,13 4,12 14,8
5/ 6	Story 6	494329,61	11,23 7,70 18,07	11,13 4,12 17,9
5/ 7	Story 7	494329,61	11,23 7,70 21,13	11,13 4,12 20,9
5/ 8	Story 8	494329,61	11,23 7,70 24,19	11,13 4,12 24,0
5/ 9	Story 9	494329,61	11,23 7,70 27,25	11,13 4,12 27,0
5/ 10	Story 10	319662,95	11,45 7,80 30,15	11,13 4,12 30,1
5/ 11	Story 11	521924,62	11,31 7,76 33,40	11,13 4,12 33,2

Les forces  $F_i$  sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \left[ \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum (W_j \cdot h_j)} \right]$$

Avec :

$F_i$  : effort horizontal revenant au niveau  $i$

$h_i$  : niveau du plancher où s'exerce la force  $i$

$h_j$  : niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$  : poids revenant au plancher  $i$ ;

**Tableau V. 13** :résultant des forces concentrées.

	T(sec)	V(KN)	Ft(KN)
Sens X-X	0.62	4134,97	0
Sens Y-Y	0.78	4689,00	256.01

➤ **Distribution des forces sismiques (sens X) :**

**Tableau V. 14** : Distribution des forces sismiques (sens X) au niveau de chaque étage.

Niveau	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$V_x - F_i$ (KN)	$W_i \times h_i$	$F_{ix}$ (KN)	$V_{ix}$ (KN)
<b>RDC</b>	5085,51	3,06	4134,97	15561,66	69,29	4134,97
<b>1</b>	4847,71	6,12	4134,97	29667,99	132,10	3403,99
<b>2</b>	4847,72	9,18	4134,97	44502,07	198,15	2975,47
<b>3</b>	4847,72	12,24	4134,97	59336,09	264,20	2381,02
<b>4</b>	4847,72	15,3	4134,97	74170,12	330,25	1852,63
<b>5</b>	4847,71	18,36	4134,97	89003,96	396,30	1390,28
<b>6</b>	4847,72	21,42	4134,97	103838,16	462,35	993,98
<b>7</b>	4847,72	24,48	4134,97	118672,19	528,40	663,74
<b>8</b>	4847,72	27,54	4134,97	133506,21	594,45	399,54
<b>9</b>	3145,14	30,6	4134,97	96241,28	428,52	201,39
<b>10</b>	4877,29	33,66	4134,97	164169,58	730,98	69,29
				928669,3		

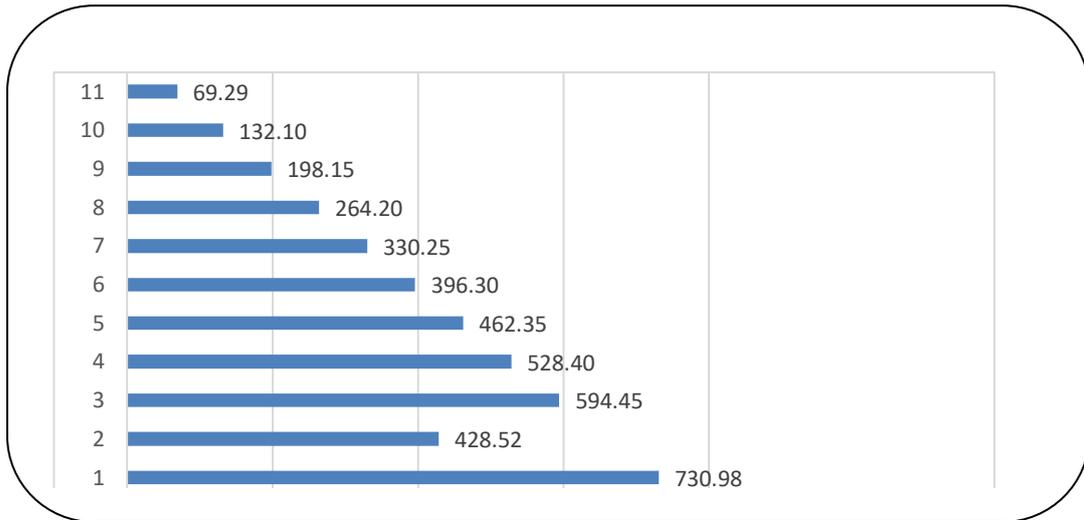


Figure 46 : Distribution de la résultante des forces sismique et l'effort tranchant sens X.

Niveau	$W_i(KN)$	$h_i(m)$	$V_Y-$ $F_i(KN)$	$W_i \times h_i$	$F_{iY}(KN)$	$V_{iY}(KN)$
<b>RDC</b>	5085,51	3,06	4432,98	15561,66	74,28	4689,00
<b>1</b>	4847,71	6,12	4432,98	29667,99	141,62	3649,32
<b>2</b>	4847,72	9,18	4432,98	44502,07	212,43	3189,92
<b>3</b>	4847,72	12,24	4432,98	59336,09	283,24	2552,63
<b>4</b>	4847,72	15,3	4432,98	74170,12	354,05	1986,15
<b>5</b>	4847,71	18,36	4432,98	89003,96	424,86	1490,48
<b>6</b>	4847,72	21,42	4432,98	103838,16	495,67	1065,62
<b>7</b>	4847,72	24,48	4432,98	118672,19	566,48	711,57
<b>8</b>	4847,72	27,54	4432,98	133506,21	637,29	428,33
<b>9</b>	3145,14	30,6	4432,98	96241,28	459,41	215,90
<b>10</b>	4877,29	33,66	4432,98	164169,58	783,66	74,28
				928669,3		

Tableau V. 14 : Distribution des forces sismiques (sens Y) au niveau de chaque étage.

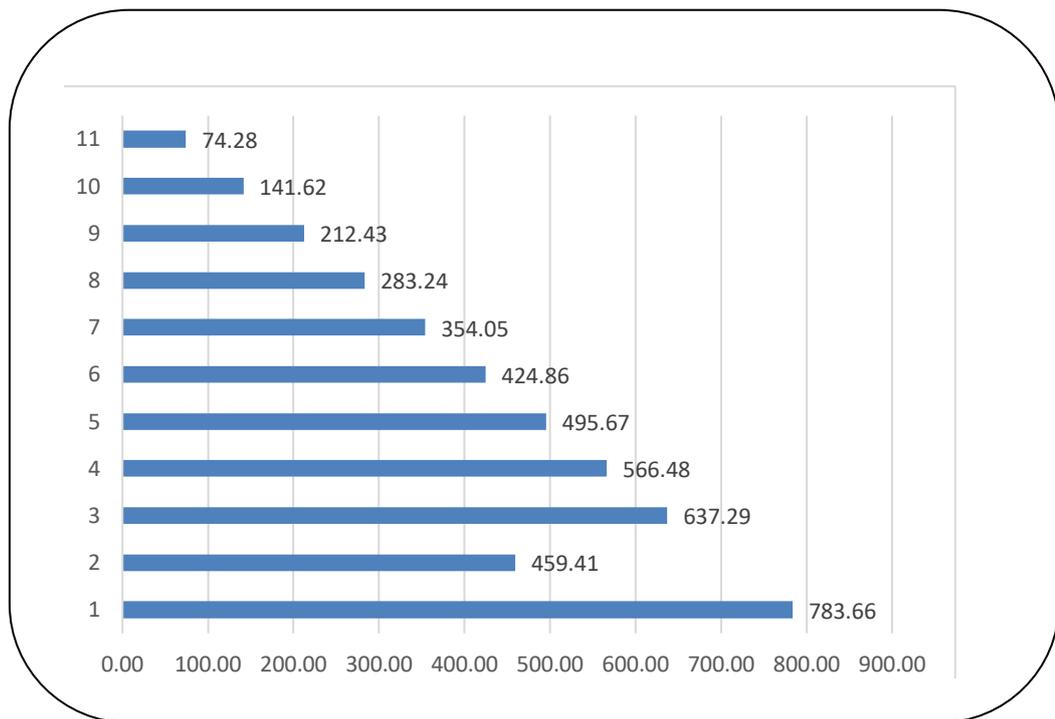


Figure 47 : Distribution de la résultante des forces sismique et l'effort tranchant sens Y.

**A. V.6.4. Vérification les déplacements : RPA99 V2003 (art 4.43)**

Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

Avec:

$\delta_k$ : Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure.

$\delta_{ek}$ : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$ .

$\Delta_K$ : Le déplacement relatif au niveau« k »par rapport au niveau« k-1 »est égal à

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}.$$

Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau (  $E_X$  et  $E_Y$ ) **l'article 5.10 du RPA99/V2003.**

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :  $\Delta_K \leq \Delta_{adm} = 0.01 \times h_e$

Avec :

**he** : étant la hauteur de l'étage considéré.

$\Delta_{adm}$  : Déplacement admissible égale à (1%he = 0.01 × 3.06 = 0.0306 m = 3.06 cm ).

**Tableau V. 1:** Déplacements absolus pour les deux sens.

Etage	$\delta_{kx}(cm)$	$\Delta x(cm)$	$\delta_{ky}(cm)$	$\Delta y(cm)$	$\Delta_{adm}(cm)$	$\delta_k < \Delta_{adm}$
<b>RDC</b>	0,246	0,246	0,221	0,221	3.06	CV
<b>1</b>	0,665	0,420	0,573	0,352	3.06	CV
<b>2</b>	1,194	0,529	1,007	0,434	3.06	CV
<b>3</b>	1,790	0,596	1,490	0,483	3.06	CV
<b>4</b>	2,422	0,632	1,997	0,507	3.06	CV
<b>5</b>	3,063	0,641	2,507	0,510	3.06	CV
<b>6</b>	3,693	0,629	3,004	0,497	3.06	CV
<b>7</b>	4,294	0,601	3,474	0,470	3.06	CV
<b>8</b>	4,857	0,563	3,910	0,436	3.06	CV
<b>9</b>	5,376	0,519	4,307	0,397	3.06	CV
<b>10</b>	5,850	0,474	4,674	0,367	3.06	CV

**Donc** : Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (**Article : 5.10**) (**Page : 63**) du **RPA99/V2003** et vérifier.

**B. Vérification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) :RPA99/V2003 (art 5.9) p40**

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

**P<sub>k</sub>** : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau **k**

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

**V<sub>k</sub>** : Effort tranchant d'étage au niveau **k**.

**Δ<sub>k</sub>** : Déplacement relatif du niveau **k** par rapport au niveau **k-1**.

**h<sub>k</sub>**: Hauteur de l'étage **k**.

Si :  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$ , il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés un -

facteur égale a :  $\frac{1}{1-\theta_k}$

- Si :  $\theta_k > 0,20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

**Tableau V. 2:** Vérification de l'effet P-Δ pour les deux sens.

Etage	h <sub>k</sub> [m]	P <sub>k</sub> [KN ]	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ <sub>k</sub> [m]	V <sub>x</sub> [KN]	Θ	Δ <sub>k</sub> [m]	V <sub>y</sub> [KN]	Θ
10	3.06	4877,29	0,474	869,22	0,0087	0,367	949,6	0,0062
9	3.06	8022,43	0,519	1321,81	0,0103	0,397	1457,86	0,0071
8	3.06	12870,15	0,563	1901,07	0,0125	0,436	2123,68	0,0086
7	3.06	17717,87	0,601	2402,42	0,0145	0,47	2704,91	0,0101
6	3.06	22565,59	0,629	2832,86	0,0164	0,497	3206,78	0,0114
5	3.06	27413,3	0,641	3197,39	0,0180	0,51	3631,85	0,0126
4	3.06	32261,02	0,632	3503,55	0,0190	0,507	3985,19	0,0134
3	3.06	37108,74	0,596	3749,52	0,0193	0,483	4265,13	0,0137
2	3.06	41956,46	0,529	3937,45	0,0184	0,434	4474,68	0,0133

<b>1</b>	3.06	46804,17	0,42	4070,64	0,0158	0,352	4619,25	0,0117
<b>RDC</b>	3.06	51889,68	0,246	4134,97	0,0101	0,221	4689	0,0080

✚ On remarque que les valeurs de  $\Theta_k$  inférieur à 0.1 donc l'effet  $P-\Delta_n$ 'a pas d'influence sur la structure.

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA version 2003 est vérifiée.

**Tableau V. 17 :** Moment de renversement provoqué par les charges horizontales pour les deux sens.

Etag e	hi (m)	Sens X-X		Sens Y-Y	
		$F_{ix}$ (KN)	$F_{ix} \times hi$	$F_{iy}$ (KN)	$F_{iy} \times hi$
<b>RD</b>			212,025		227,306
<b>C</b>	3,06	69,29	8	74,28	6
<b>1</b>	6,12	132,1	808,445	141,6	866,710
		0	5	2	8
<b>2</b>	9,18	198,1	1819,00	212,4	1950,10
		5	6	3	3
<b>3</b>	12,2	264,2	3233,78	283,2	
	4	0	9	4	3466,85
<b>4</b>	15,3	330,2	5052,79	354,0	5416,95
		5	5	5	4
<b>5</b>	18,3	396,3		424,8	7800,39
	6	0	7276,01	6	7
<b>6</b>	21,4	462,3	9903,47	495,6	10617,2
	2	5	8	7	3
<b>7</b>	24,4	528,4	12935,1	566,4	
	8	0	5	8	13867,4
<b>8</b>	27,5	594,4	16371,0	637,2	17550,9
	4	5	6	9	3
<b>9</b>	30,6	428,5	13112,7	459,4	14057,8
		2	6	1	1
<b>10</b>	33,6	730,9		783,6	26377,9
	6	8	24604,7	6	8
$M_r = \sum F_i \times h_i$			95329,22	/	102199,7

**C. Vérification au renversement : RPA99/V2003(art.4.41)**

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

$M_r$  : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

$M_s$  : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times (X_G ; Y_G)$$

$W$  : Le poids total de la structure.

$X_G ; Y_G$  : Dimension de la structure (Largeur ou Longueur).

➤ **Vérifications :**

- **Sens X-X :**

$$M_s = 51889,68 \times 11.65 = 604514.77 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_r^S} = \frac{604514.77}{95329.22} = 6.34 > 1.5 \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Sens Y-Y:**

$$M_s = 51889,68 \times 7.5 = 389172.3 \text{ KN.}$$

$$\frac{M_s}{M_r^S} = \frac{389172.3}{102199,7} = 3.80 > 1.5 \Rightarrow \text{C.V}$$

**D. . Caractéristique géométrique et massique :**

**E. . Centre de masse :**

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses est données par :

$$Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i} \quad X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$M_i$  : masse de l'élément considéré.

$X_i , Y_i$  : cordonnés du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère globale.

**F. Centre de torsion :**

Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, et des poteaux.

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après :

$$X_{CT} = \frac{\sum L_{Yj} \cdot Y_j}{\sum L_{Yj}} \quad X_{CT} = \frac{\sum L_{Xj} \cdot X_j}{\sum L_{Xj}}$$

$X_{CT}, Y_{CT}$  : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion.)

Avec :

$I_{xi}$  : Inertie de l'élément i dans le sens y.

$X_i$  : Abscisse de l'élément  $I_{yi}$ .

$I_{yi}$  : Inertie de l'élément i dans le sens x.

$Y_i$  : Ordonnée de l'élément  $I_{xi}$ .

**. L'excentricité théorique et accidentelle :**

➤ **L'excentricité théorique :**

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}| \quad e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

➤ **L'excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le **RPA 99/V2003(art4.2.7)** est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_{ax} = 0.05 L_x$  avec :  $L_x = 23.3$  m                       $e_{ax} = 1.16$  m.
- $e_{ay} = 0.05 L_y$  avec :  $L_y = 15.0$  m                       $e_{ay} = 3.59$  m.

L'excentricité à prendre dans le calcul :

- $e_x = 1.16$  m.
- $e_y = 3.59$  m.

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm <sup>2</sup> ]	Iy [kgm <sup>2</sup> ]	Iz [kgm <sup>2</sup> ]	ex0 [m]	ey0 [m]
4/ 1	Story 1	495050,00	11,23 7,70 2,77	11,13 4,12 2,60	12581923,37	27996385,11	39981016,94	0,10	3,59
4/ 2	Story 2	494329,61	11,23 7,70 5,83	11,13 4,12 5,66	12578480,36	27987741,67	39971147,30	0,10	3,58
4/ 3	Story 3	494329,61	11,23 7,70 8,89	11,13 4,12 8,72	12578480,36	27987741,67	39971147,30	0,10	3,58
4/ 4	Story 4	494329,61	11,23 7,70 11,95	11,13 4,12 11,78	12578480,36	27987741,67	39971147,30	0,10	3,58
4/ 5	Story 5	494329,61	11,23 7,70 15,01	11,13 4,12 14,84	12578480,36	27987741,67	39971147,30	0,10	3,58
4/ 6	Story 6	494329,61	11,23 7,70 18,07	11,13 4,12 17,90	12578480,36	27987741,67	39971147,30	0,10	3,58
4/ 7	Story 7	494329,61	11,23 7,70 21,13	11,13 4,12 20,96	12578480,36	27987741,67	39971147,30	0,10	3,58
4/ 8	Story 8	494329,61	11,23 7,70 24,19	11,13 4,12 24,02	12578480,36	27987741,67	39971147,30	0,10	3,58
4/ 9	Story 9	494329,61	11,23 7,70 27,25	11,13 4,12 27,08	12578480,36	27987741,67	39971147,30	0,10	3,58
4/ 10	Story 10	319662,95	11,45 7,80 30,15	11,13 4,12 30,14	8800119,38	19659148,53	27909215,99	0,32	3,68
4/ 11	Story 11	521924,62	11,31 7,76 33,40	11,13 4,12 33,21	13480287,96	28829460,45	41714905,64	0,17	3,65

**Conclusion**

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique. Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2009 (différentes sollicitations des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

# CHAPITRE 05:

**ETUDE**

**DE**

**FERRAILLAGE DES**

**ELEMENTS PORTEURS**

### V-1- Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailrages doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 99 nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2020)

qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

### V- 2-Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanents;
- **Q** : Charges d'exploitations
- **E** : Efforts sismiques.

❖ Combinaisons prises en compte :

➤ **BAEL 91** : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

$$1.35G + 1.5Q \longrightarrow \text{E.L.U.}$$

$$G + Q \longrightarrow \text{E.L.S.}$$

➤ **RPA99 (version2003)** : Combinaisons accidentelles;

$$0.8 \times G \pm E \left. \vphantom{0.8 \times G \pm E} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$G + Q + E$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Voiles}$$

Le tableau ci-après: Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (Mpa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

### V-3-Etude des pouters:

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donnée qu'elles subissent des efforts.

#### 3.1. Combinaison de calcul :

Après la détermination des sollicitations M et T, on procède au ferrailage avec les combinaisons les plus défavorables à savoir

- Selon BAEL91 : ELU :  $1,35G + 1,5Q$

$$\text{ELS : } G + Q$$

- Selon RPA99/2003 :  $G + Q + E$

$$0,8G \pm E$$

#### 32.Etapes à suivre :

##### 3.2.1.Les armatures longitudinales :

Recommandation du L'RPA99 (version 2003):

- Armatures minimales :  $0,5\% \times B$  en zone II.

- Armatures maximales  $\left\{ \begin{array}{ll} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone de recouvrement} \end{array} \right.$

- La longueur de recouvrement est de :  $40.\emptyset$  en zone II.

Avec  $B$  : Section de la poutre.

### 2.2.2. Les armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{tmin} = 0.003 \times S \times b$$

Avec :

$b$  : Largeur de la section .

$S$  : L'espacement des armatures transversales.

➤ L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$S = \min \left( \frac{h}{4}; 12 \times O \right)$$

- En dehors de la zone nodale :  $S = \frac{h}{2}$

### Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

### 2.3. Sollicitation du calcul :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Robot Bat", on obtient les résultats suivants :

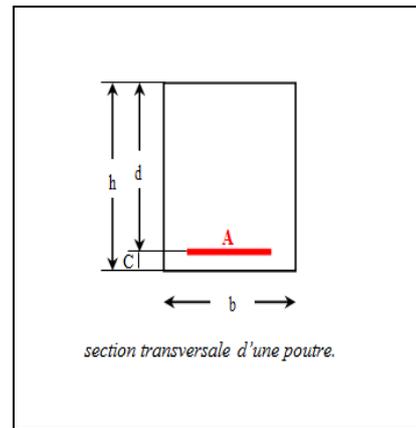
**Poutre principal :  $S = (35 \times 40) \text{ cm}^2$**

$c \geq c_0 + \emptyset / 2$ ;  $c_0 = 1 \text{ cm}$  (fissuration peu préjudiciable) [BAEL91 (Art. A.7.1)]

$$\emptyset = h/10 \rightarrow \emptyset = 40 / 10 = 4 \text{ m}$$

Donc :  $c \geq 1 + 4/2 = 3 \text{ cm};$

AN :  $C=3\text{cm} \quad d=h-c=40-3=37\text{cm}$



**Sollicitations de calcul :**

fig48 : transversale d'une charge

Tableau 46: le combinions de poutre

En travée			Sur appuis		
$M_{ELU}$ (KN.m)	$M_{ELS}$ (KN.m)	$M_{ACC}$ (KN.m)	$M_{ELU}$ (KN.m)	$M_{ELS}$ (KN.m)	$M_{ACC}$ (KN.m)
231.45	169.25	179.33	349.96	255.28	526.19

❖ En Travée

➤ ELU : 1,35G+ 1.5Q

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

AN :  $\mu = \frac{231450}{14,2 \cdot 35 \cdot 37^2} = 0.340$

$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$

$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ;$

AN :  $\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.340}] = 0.543 \quad \beta = 1 - 0,4 \cdot 0,543 = 0.782$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

AN :  $A = \frac{231450}{0.782 \cdot 37 \cdot 348} = 22.9 \text{ cm}^2$

❖ 47En Travée :

	M (kn,m)	$\mu$	$\mu l$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )
Travée	231.45	0,340	0,392	0.543	0,782	22.9

❖ En Appuis :

	M (kn,m)	$\mu$	$\mu l$	$\alpha$	$\beta$	A (cm <sup>2</sup> )
Appuis	349.96	0,514	0,392	0,100	0,959	4.26

**Remarque :** A l'appui  $\mu=0.514 > \mu l= 0,392$  alors :A  $\neq 0$  donc section avec armature comprimé

**Nous vous proposons une autre solution :**

Calcule du moment résistant du béton Mr

$$M_r = \mu l . b . d^2 . f_{bu} \longrightarrow M_r = 0.392 . 0.35 . 0.37^2 . 14,2 \cdot 10^6 = 266,714 \text{KN.m}$$

➤ Calcul de moment résiduel  $\Delta M$

$$\Delta M = M_u - M_r \longrightarrow \Delta M = 349.96 - 266.714 = 83.246 \text{KN.m}$$

➤ Calcul des armatures tendues de la section fictive 1 ( $A_{st1}$ ) :

$$A_{st1} = M_r / (\sigma_{st} . \beta_1 . d)$$

Ona:  $\epsilon_{st} = \epsilon_l \rightarrow \sigma_{st} = f_{su}$

Donc :

$$A_{st1} = M_r / (f_{su} . \beta_1 . d)$$

➤ Calcul des armatures tendues de la section fictive 2 ( $A_{st2}$ ) :

$$\Delta M = N_{st2} . (d - d')$$

$$N_{st2} = f_{su} . A_{st2}$$

$$\Delta M = f_{su} . A_{st2} . (d - d') \implies A_{st2} = \Delta M / (f_{su} . (d - d'))$$

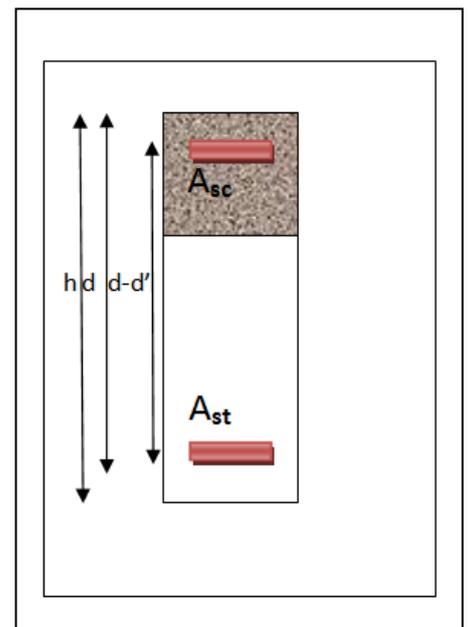


fig49 :des armatures de la section Fictive

➤ Calcul de l'armature comprimée de la section fictive 2 ( $A_{sc}$ ).

$$N_{sc} = N_{st2}$$

$$\Delta M = N_{sc} . (d - d')$$

$$A_{sc} = \Delta M / (f_{sc} . (d - d'))$$

$$N_{sc} = \sigma_{st} \cdot A_{sc}$$

$$\sigma_{sc} = f_{su}$$

➤ La section totale des armatures tendues  $A_{ST}$ :

$$A_{ST} = A_{ST1} + A_{ST2}$$

**AN:**

$$A_{sc} = \Delta M / (\sigma_{sc} \cdot (d-d')) = 83246 / (34800 \cdot 0,34) = 7.035 \text{ cm}^2$$

$$(d-d') = 37 - 3 = 34 \text{ cm}$$

$$A_{st2} = \Delta M / (f_{su} \cdot (d-d')) = 83.249 / (34800 \cdot 0,34) = 7.035 \text{ cm}^2 \longrightarrow A = 4T16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{st1} = M_r / (\sigma_{st} \cdot \beta_1 \cdot d) = 266714 / (34800 \cdot 0,987 \cdot 0,37) = 21.59 \text{ cm}^2 \longrightarrow A = 8T20 = 25.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{ST} = A_{ST1} + A_{ST2} = 7.037 + 21.59 = 28.63 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{sc} = 6T20 + 6T16 = 30,91 \text{ cm}^2$$

**48 Tableau récapitulatif :**

$M_u$ (KN.M)	$M_r$ (KN.M)	$\Delta M = M_u - M_r$	$A_{sc}$ ( cm <sup>2</sup> )	$A_{st1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{st2}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{ST} = A_{ST1} + A_{ST2}$ (cm <sup>2</sup> )
349.96	266.714	83.249	7.03	8.04	25.13	6T20+6T16 =30.91

**Vérifications nécessaires pour les poutres :**

▪ **BAEL :**

• **Condition de non fragilité ( art A.4.2) :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$$

$$A > \frac{0.23 \times 35 \times 37 \times 2.1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

• **Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :**

$$A_{min}^{RPA} = 0.01 b \times h$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.001 \times 35 \times 40 = 1.40 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{pour la poutre principale}$$

▪ **RPA99/version 2003 :**

Pourcentage d'acier exigé par le **RPA99/version 2003** :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre :

d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 35 = 7 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

4 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement}$$

**49 Tableau Récapitulatif**

	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPa</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPa</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub>	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	22.9	1.56	1.40	7	22.9	<b>4HA20+6HA16= 24.63</b>
<b>Appuis</b>	4.26	1.56	1.40	7	4.26	<b>2HA12+2HA14 = 5.34</b>

➤ **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'ya aucune vérification concernant σ<sub>s</sub>.

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifier :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

**50: Tableau Récapitulatif**

	Elements	α	M <sub>u</sub> (N.m)	M <sub>ser</sub> (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
<b>P.P</b>	<b>Travée</b>	0.543	<b>231.45</b>	<b>169.25</b>	1,36	0.430	<b>Vérifier</b>
	<b>Appuis</b>	<b>0.100</b>	<b>349.96</b>	<b>255.28</b>	<b>1.37</b>	<b>0.435</b>	<b>Vérifier</b>

**Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$M_{max}^t = 231.45 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.40}{5.5} = 0.0727 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{40}{550} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0727 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{4.52}{35 \times 37} = 0.003490 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots CV$

**Armatures transversales :**

$$\text{Choix de } \phi_T : \phi_T \leq \min \left( \frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left( \frac{400}{35}, 12, \frac{350}{10} \right) = 11.42 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance FeE235

- **Espacement :**

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):  $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$S_t \leq \min (h / 4, 12 \text{ min } \phi, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow$  dans la Zone nodale.

$S_t' \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \rightarrow$  dans la Zone courante.

On prend:  $S_t \leq \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante :  $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec :  $L' = 2h = 80 \text{ cm}$  (longueur de la zone nodale).

- **La section de ferrailage transversal**

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 20 \times 35}{235} = 1,19 \text{ cm}^2$$

**D'après RPA 99 :**

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 35 = 1,05 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 35 = 2,10 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

**4HA8**avec  $A_t = 1,51\text{cm}^2$  dans la zone nodale

**5HA8** avec  $A_t = 2,51\text{cm}^2$  en dehors de la zone nodale.

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u^{max} = 380.56 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{380560}{350 \times 370} = 2.938 \text{ Mpa} < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots \text{cv}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable.  $\overline{\tau}_u = \text{min} (0.2.f_{c28}/\gamma_b; 5\text{Mpa})$

$$\tau_u = 2.938 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \text{ (c.v)}$$

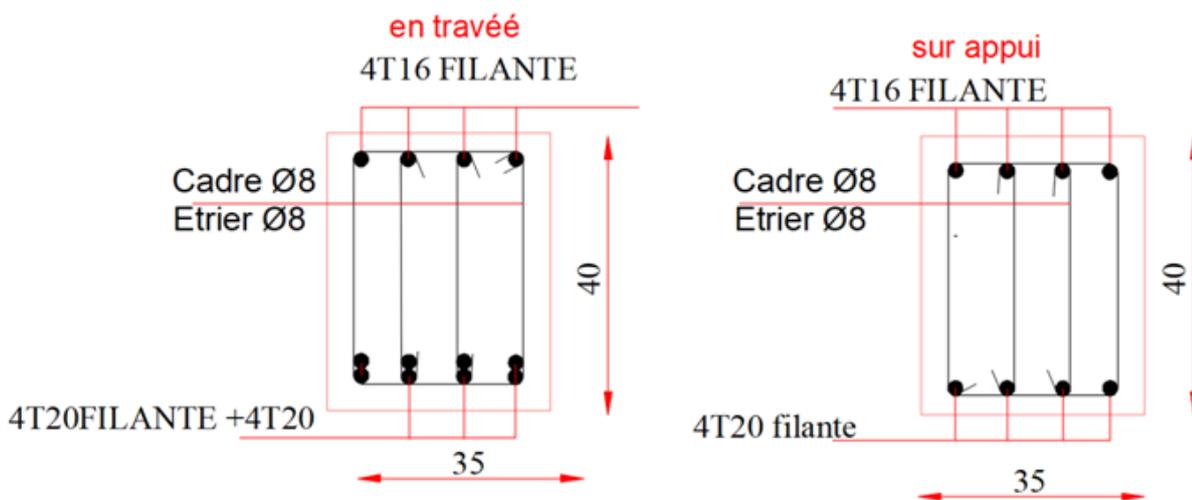


Fig50 schéma ferrailage poutre principales

**V-B Poutre secondaire :**

Tableau 51: combinaisons de charge

En travée			Sur appuis		
$M_{ELU}$ (KN.m)	$M_{ELS}$ (KN.m)	$M_{ACC}$ (KN.m)	$M_{ELU}$ (KN.m)	$M_{ELS}$ (KN.m)	$M_{ACC}$ (KN.m)
<b>188.62</b>	<b>138.61</b>	<b>150.68</b>	<b>319.74</b>	<b>255.28</b>	<b>398.86</b>

$$b = 30\text{cm}, h = 40\text{cm}, d = 0.9h = 45\text{ cm}$$

❖ **En Travée**

➤ **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]; \beta = 1 - 0.4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

**51 :Tableau Récapitulatif**

	M (kn,m)	$\mu$	$\mu_l$	A	B	A (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	319.74	0.370	0.392	0.614	0.755	27.04

❖ **En Appuis :**

**52:Tableau Récapitulatif**

	M (kn,m)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	B	A (cm <sup>2</sup> )
<b>Appuis</b>	188.62	0,218	0.392	0.312	0,875	13.76

**Vérifications nécessaires pour les poutres :**

▪ **BAEL :**

- **Condition de non fragilité ( art A.4.2) :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A > \frac{0.23 \times 30 \times 45 \times 2.1}{400} = 1,6\text{cm}^2$$

**Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :**

$$A_{\min}^{RPA} = 0.01 b \times h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.01 \times 30 \times 40 = 12 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{pour la poutre secondaire}$$

▪ **RPA99/version 2003 :**

Pourcentage d’acier exigé par le **RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre .  
d’après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

5 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement}$$

**53. Tableau Récapitulatif poutre secondaire**

	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPa</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPa</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>max</sub>	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	27.04	1.6	1.5	6	27.04	<b>6T20+2T25=28.67</b>
<b>Appuis</b>	13.76	1.6	1.5	6	13.76	<b>4HA14+4HA16 = 14.20</b>

➤ **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n’ya aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de

la contrainte max du béton n’est pas nécessaire si l’inégalité suivait vérifier :  $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} +$

$$\frac{f_{c28}}{100} \quad , \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

## 54:Tableau recapitulative:

	Elements	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\Gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
P.S	Travée	0.612	188.62	138.61	1,36	0.436	Vérifier
	Appuis	0.312	319.74	233.24	1.36	0.435	Vérifier

**Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$M_{max}^t = 190.67 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.40}{5.5} = 0.0727 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{8.01}{35 \times 31.5} = 0.002435 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.0727 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \rightarrow \dots\dots\dots CNV$

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

**Armatures transversales :**

$$\text{Choix de } \phi_T : \phi_T \leq \min \left( \frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b}{10} \right) = \min \left( \frac{400}{35}, 12, \frac{300}{10} \right) = 11.42 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance FeE235

• **Espacement :**

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):  $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$S_t \leq \min (h / 4, 12 \text{ min } \phi, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow$  dans la Zone nodale.

$S_t' \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \rightarrow$  dans la Zone courante.

On prend:  $S_t \leq \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante :  $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec :  $L' = 2h = 80 \text{ cm}$  (longueur de la zone nodale).

• **La section de ferrailage transversal**

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 20 \times 30}{235} = 1,02 \text{ cm}^2$$

**D’aprèsRPA 99 :**

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

**2T8** avec  $A_t = 0,9 \text{ cm}^2$  dans la zone nodale

**4T8** avec  $A_t = 1,8 \text{ cm}^2$  en dehors de la zone nodale.

• **Vérification de l’effort tranchant :**

$$V_u^{max} = 221,07 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{221070}{300 \times 360} = 2,04 \text{ Mpa} < \text{Min} \{3,33 ; 5\} \dots \text{c.v}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. :  $\overline{\tau_u} = \text{min} (0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa})$

$$\tau_u = 2,04 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ Mpa} \text{ (c.v)}$$

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

**55 :Les résultats du ferrailage des poutres**

Poutre	Position	Nmbr des barres	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
P.P (35×40)	Travée	4T20+6T16	24.63cm <sup>2</sup>
	Appui	6T20+6T16	30.91cm <sup>2</sup>
P.S (30×40)	Travée	6T20+2T25	28.67 cm <sup>2</sup>
	Appui	4HA14+4HA16	14.20cm <sup>2</sup>

Ferrailage de poutre secondaire :

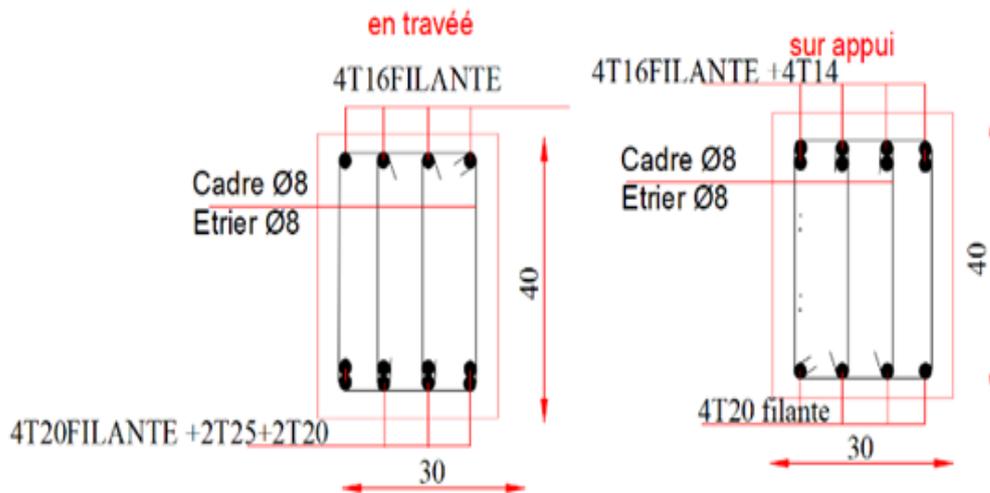


Fig. :51 schémas Ferrailage de poutre secondaire

#### V-4-Etude Poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion

« M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion Composée.

##### 4.1.Le ferrailage :

Une section soumise à la flexion composées est dite partiellement comprimée si:

-N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.

- N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$\underbrace{N(d - c')}_{(A)} < \underbrace{\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \bar{\sigma}_b}_{(B)}$$

**Le moment fictif :**

$$M_a = Mg + N \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A=A^f \rightarrow A=A^f - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$$

**Combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

**Selon le BAEL 91 :**

E.L.U. : Situation durable : 1,35 G +1,5 Q ..... (C1)

**Selon le R.P.A 99/version 2003 :** Situation accidentelle (article 5.2 page 38)

G+Q+E.....(C2)

0,8G±E.....(C3)

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

pour les deux sens X et Y comme suit :

1)  $N_{\max} \leftrightarrow M_{\text{corr}}$

2)  $M_{\max} \leftrightarrow N_{\text{corr}}$

3)  $N_{\min} \leftrightarrow M_{\text{corr}}$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

**Recommandation de l'RPA 99/Version 2003 :****Ferraillage longitudinale :**

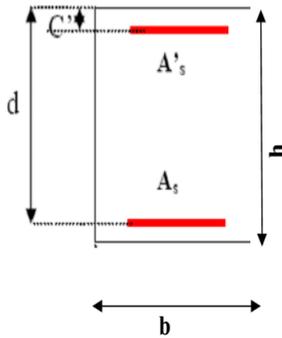
D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité

par:

- Pourcentage maximal :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4 \% \text{ en zone courante} \\ 6 \% \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

- Pourcentage minimal (zone II) : 0,8%



**Fig 56:schéma Poteau**

- Diamètre minimum : 12 mm.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
  - **Armatures transversales :RPA99 (art 7.4.2.1) :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

$\rho_a$  : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$t$  : est l'espacement des armatures transversales.

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$t$  : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale :  $t \leq \min (10 \phi_1 , 15 \text{ cm} )$

- La zone courante :  $t \leq 15 \phi_1$

$\phi_\ell$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

La quantité des armatures transversales vers soles  $\frac{A_t}{t.b_1}$  en % est donnée comme suit:

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$

Si  $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation

Tableau combinions

ELU		G+Q+E		0.8G±E		ELS	
N <sub>MAX</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.m)	M <sub>MAX</sub> (KN.m)	N <sub>COR</sub> (KN)	N <sub>MIN</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.m)	N <sub>MAX</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.m)
3939.89	8.58	262.3	2992.85	442.66	242.79	2878.29	6.34

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

**BAEL91 : (art A.8.1, 3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement :  $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

**4.2.Exemple de calcul ferrailage.**

Soit le poteau du RDC (dimension 50×55) :

$c = c' = 4 \text{ cm}$ ;  $s = 50 \times 55 \text{ (cm)}$ ;

acier Fe E400;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ MPa}$  ;

$L = 3.06 \text{ m}$  : hauteur totale du Poteau.

✓ **ELU :**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme conformément à l'article A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2; e_1 = e_a + e_0$$

$e_1$ : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$e_a$ : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

$e_2$ : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_a = \max\left\{2cm; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2cm; \frac{306}{250}\right\} = 2cm$$

$$\text{AN: } e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{8.58}{3939.89} = 0.000217 \text{ m} = 0.0217 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.0217 = 2.217 \text{ cm}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$l_f / h < \max(15; 20 \cdot e_1 / h)$$

$l$  : hauteur totale du poteau.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau

$$\text{AN: } l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m.}$$

$$l_f / h = 3,89 < \max(15; 0,724)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 13.49$$

$$\lambda \leq 50 \text{ si}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.655 \end{cases}$$

$\phi$  : Généralement égal à 2

$$\text{AN: } e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.655 \times 2) = 0.00828 \text{ m} = 0.82 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2,217 + 0,82 = 3.037 \text{ cm.}$$

$$e = 3.037 \text{ cm} = 0,0217 \text{ m.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utn}} \times e = 3939.89 \times 0,0217 = 85.49 \text{ KN.m}$$

▪ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{max}} = 3939890 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 8580 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$\text{AN : } A = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4) \cdot 50 \times 55 \times 14.2 = 597269.75 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 8580 + 3939890 \times (0.495 - 0.55/2) = 875355.8 \text{ N.m}$$

$$B = 3939890 (0.495 - 0.04) - 875355.8 = 917314.15 \text{ N.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{875355.8}{14.2 \times 50 \times (49.5)^2} = 0.0503 < \mu \ell = 0.392 \quad \cdot \bar{\sigma}_s = 348, \text{MPa} \quad \bar{\sigma}_b = 14.2$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.0645$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.974$$

$$A^f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{875355.8}{348 \times 0.974 \times 49.5} = 50.80 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 50.80 - \frac{3939890}{100 \times 348} = -62.41 \text{ cm}^2$$

✓ **G+Q+E :**

$$M_{\text{max}} = 262.3 \text{ KN} ; N_{\text{cor}} = 2992.85 \text{ KN.m.}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{262.30}{2992.8} = 0.087 \text{ m} = 8.7 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 8.7 = 10.7 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.0645 \times 2) = 0.006456 \text{ m} = 0.645 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 10.7 + 0.645 = 11.345 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 2992.85 \times 0.011345 = 33.95 \text{ KN.m}$$

▪ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{max}} = 2992850 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 262300 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4) 50 \times 55 \times 18.5 = 778133.125 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 262300 + 2992850 \times (0.495 - 0.55/2) = 920727 \text{ N.m}$$

$$B = 2992850(0.495 - 0.04) - 920727 \text{ N} = 441019.75 \text{ N.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

▪ **Situation accidentelle :**

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{920727}{18.5 \times 55 \times (49.5)^2} = 0.369 < \mu_l = 0.392 \quad \alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.610$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.755$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{920727}{400 \times 0.755 \times 49.5} = 61.59 \text{ cm}$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 61.59 - \frac{2992850}{100 \times 400} = -13.23 \text{ cm}^2$$

✓ **0,8G±E:**

$$N_{\text{min}} = 442.66 \text{ K N} ; M_{\text{cor}} = 242.79 \text{ KN.m.}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{442.66}{242.79} = 1.823 \text{ m} = 18.23 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 18.23 = 20.23 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \phi)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.610 \times 2) = 0.00805 \text{ m} = 0.805 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 20.23 + 0.805 = 21.035 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 442.66 \times 0.210 = 92.95 \text{ KN.m}$$

☒ **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{max}} = 442660 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 242790 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 4) \cdot 50 \times 55 \times 18.5 = 778133.125 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 242790 + 442660 \times (0.495 - 0.55/2) = 105719.44 \text{ N.m}$$

$$B = 442660 (0.495 - 0.04) - 4638.6 = -413797 \text{ N.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

☒ **Situation accidentelle :**

$$\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{105719.44}{18.5 \times 55 \times (49.5)^2} = 0.0424 < \mu l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 \left[ 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.0541$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.994$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{105719.44}{400 \times 0.994 \times 49.5} = 5.37 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 5.37 - \frac{442660}{100 \times 400} = -5.69 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des sections :**

-D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale :  $A_{s \min}=0,8\%(b. h)$  (zone IIa).

$$A_{s \min}=0,8\%(b. h)=0.008 \times 50 \times 55 = 22 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 50 \times 55 \times \frac{2.1}{400} = 3,32 \text{ cm}^2$$

	<b>A<sub>cal</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>min</sub> BAEL (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>RPA</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>adop</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>
ELU	-62.41 <0 A=0	3.32	22.00	<b>5HA25 =24.54 cm<sup>2</sup></b>
0,8G±E	-13.23 <0 A=0			
G+Q±E	-5.69 <0 A=0			

### 57 :Les choisit des sections

#### Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de ( $N_{ser}, M_{ser}$ )

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

La contrainte d'acier est limitée par :  $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{ser} = 2878.291 \text{ KN}; M_{ser} = 6.34 \text{ N.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{6.34}{2878.29} = 0,00220 \text{ m} = 0,022 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.03 < \frac{h}{6} = 9,16 \text{ m}$$

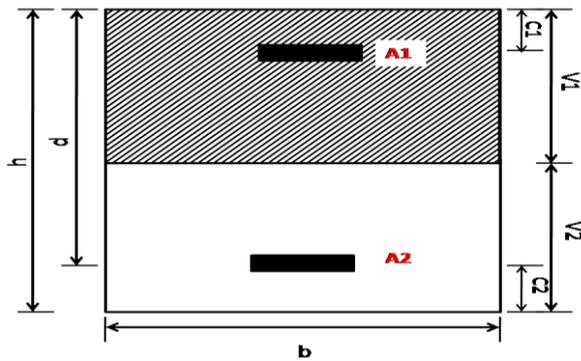
La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15(A_1 + A_2) = 50 \times 55 + 15(25,13) = 3126.95 \text{ cm}$$

$$U_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 27,42 \text{ cm}$$

$$U_2 = h - v_1 = 55 - 27,42 = 27,58 \text{ cm}$$



**Fig.58:-1-section de poteau**

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{50}{3} (27,42^3 + 27,58^3) + 15[12,57(27,42 - 4)^2 + 12,57(27,58 - 4)^2] = 904518.82 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$M_G$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_G = 6120 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{2878290}{100 \times 3126.95} = 9.202 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{6120}{904518.82} = 0.00676$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 9.20 + 0.00676 \times 27,42 = 9.39 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 9.39 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de  $\sigma_s$  à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[9.39 + 0.00676(27,42 - 4)] = 143.52 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[9.39 - 0.00676(49.5 - 27,42)] = 143.088 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 143.52 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 143.088 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

❖ **Armatures transversales :**

• **Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux.

La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 121.37 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{121.37 \times 10^3}{500 \times 495} = 0.490 \text{ Mpa}$$

RPA v2003 (7.4.3.2) :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$\lambda_g$  l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \min (l_f / a ; l_f / b) = 3,89$$

$$\lambda_g < 5 \text{ si } \rho_d = 0.04$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1.00 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.36 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1.00 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\tau = 0.36 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Calcul d'armature transversale:**

Selon (**RPA99 version 2003 :7.4.2.2**) les armatures transversales des poteaux sont calculées à

l'aide de la formule suivante : 
$$\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e$  235MPa).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$a$  et  $b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left( \frac{2.142}{0.55} \right); \lambda_g = (3,895) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3,75$$

$t$  : c'est l'espacement des armatures transversales

**RPA99/ver2003.[ Art.7.4.2.2]**

- La zone nodale :  $S_t \leq \min (10\phi_l, 15\text{cm})$ . en prend  $t = 10 \text{ cm}$

- La zone courante :  $S_t \leq 15 \phi_l$

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend :  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale et  $S_t = 15 \text{ cm}$  dans la zone courante.

✓ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 121730 \times 100}{550 \times 400} = 2.07 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courant :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_r = \frac{3,75 \times 121730 \times 150}{550 \times 400} = 3.11 \text{ cm}^2$$

Soit (3cadre T8 +3 cadre T8)

• **Vérification des cadres des armatures minimales :**

D’après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d’armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_r b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

✓ **Dans la zone nodale**  $t=10$  cm

$$\frac{A_t}{S_r b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

✓ **Dans la zone courant** :  $t=15$  cm

$$\frac{A_t}{S_r b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

**BAEL91 : (art A.8.1,3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$  ..... Condition Vérifiée

2/ leur espacement :  $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 65 \text{ cm})$ ..... Condition Vérifier

59 :Tableau : résultats d’armement de poteaux

S poteau(cm <sup>2</sup> )	A cal (cm <sup>2</sup> )	N mbr des barres	A adapté(cm <sup>2</sup> )
55x50	22.00	2HA20+4HA25	25.91

❖ **Présentation du ferrailage des poteaux:**

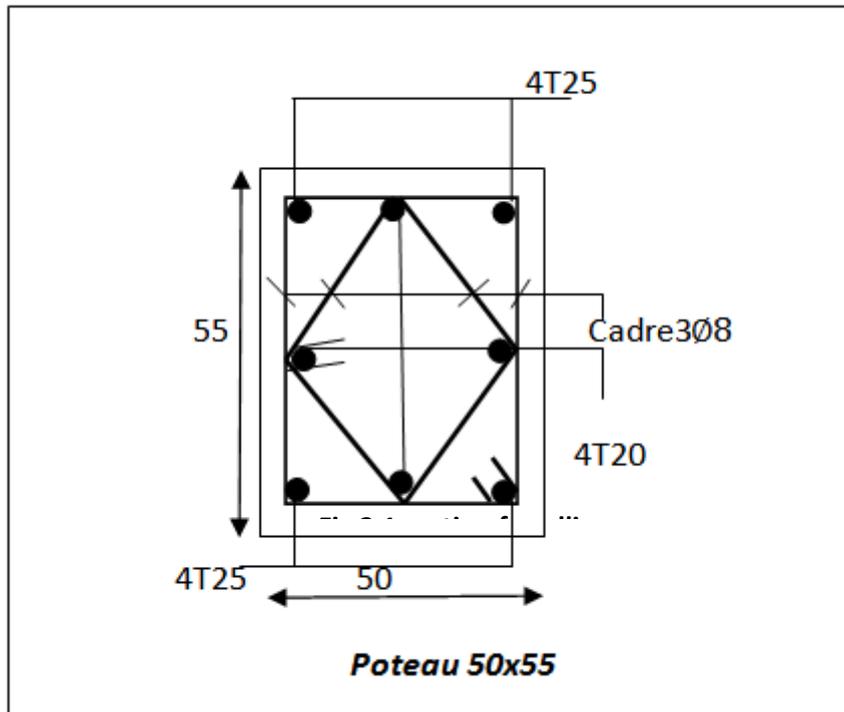


Fig 54 : scéma ferrailage de poteau .

## V-Ferrailage des voiles :

### V.1Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrillé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- ✓ Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- ✓ Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- ✓ Des aciers transverse.

#### 1) Types d'armatures :

##### 2-1-Armatures verticales:

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

- **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20% :**

Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.

### **2-2- Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

### **Regales communes :**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
  - ✓ globalement dans la section du voile 0,15%
  - ✓ en zone courante 0,10%
- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) Valeurs Suivantes :

$St \leq 1,5a$   $St \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a)$ , avec **a** : épaisseur du voile.

$St \leq 30\text{cm}$

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser **L /10** de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - ✓  $40\Phi$  : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
  - ✓  $20\Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :
 
$$V_{vj} = 1.1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{avec } V = 1.4V_{calculé}$$
- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### 2-3-Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

## 2) Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :

### 3-1- Ferrailage vertical :

Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

Entièrement tendu (S. E. T).

Entièrement comprimée (S. E.C).

Partiellement comprimée (S. P. C).

### 3-2-Etapes de calcul :

#### ✓ Détermination de la nature de la section :

- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est :  $\frac{h}{6}$ )
- Calcul de l'excentricité « e » qui égale au rapport du moment à l'effort normal

$$(e = \frac{M}{N}).$$

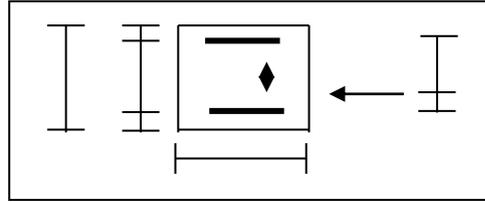
#### ✓ Calcul des sections suivant leurs natures :

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$



Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

**Remarque :** Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

**Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81.d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou :  $M_A$  : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si  $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$  Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-Si:  $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$

Les sections d'armatures sont données par :  $A=0$  ;  $A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$

$$\text{Avec :} \quad \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

**Section partiellement comprimée :** la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou :  $M_A$  : moment par rapport aux aciers inférieurs.

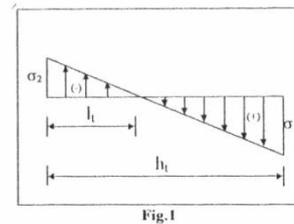
$$M_a = M_g + N \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

**Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :**

**Pour es voiles pleins.**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 = \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{array} \right.$$



☒ 1<sup>ere</sup> cas (S.P.C) :  $\sigma_1 \geq 0$  ;  $\sigma_2 \leq 0$  ;  $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

☒ 2<sup>eme</sup> cas (S.E.T) :  $\sigma_1 \leq 0$  ;  $\sigma_2 \leq 0$  ;  $l_t = h$ .

☒ 3<sup>eme</sup> cas (S.E.C) :  $\sigma_1 \geq 0$  ;  $\sigma_2 \geq 0$  ;  $l_t = 0$

○  $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$

○  $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$

○  $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001 \cdot a \cdot h$  (en zone courante)

**3) Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :**

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes:

- $N = 0,8 N_G \pm N_E$
- $M = 0,8 M_G \pm M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $N = N_G + N_Q \pm N_E$
- $M = M_G + M_Q \pm M_E$

#### 4) Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$* N_{\min} = 0,8N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$* M = 0,8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{max}} = M_g + M_q + M_e$$

#### 5) Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL .91

##### 6.1. Armatures verticales :

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC (L= 5,50 m)

G+Q± E:  $M_{\text{max}} \longrightarrow N_{\text{corr}}$

Niveau	T(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	1325	4969.04	3656.61

$$M = 3656.61 \text{ KN.m}$$

$$N = 4969.04 \text{ KN}$$

$$H = 3.06 \text{ m} ; c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 3.01 \text{ m}; a = 0,16 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3656.61}{4969.04} = 0.73m$$

$$\checkmark A = (0.337 h - 0.81 c'). \text{ b.h. } \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 3.06 - 0.81 \times 0.05) 0.16 \times 306 \times 14.2 = 688.78 \text{ KN} \cdot m$$

$$\checkmark B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$\bullet M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 3656.61 + 4969.04(3.01 - 1.53) = 11458.00 \text{ KN} \cdot m$$

$$B = 4969.04 (3.01 - 0.05) - 11458.00 = 310.27 \text{ KN}.$$

$B < A \Rightarrow$  donc la section est partiellement comprimée.

### 6.1.1. Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20e}{h} = \frac{20 \times 0.73}{3.06} = 4.77$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{5.5} = 0.278$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.278 < 4.77 \dots \dots \dots (c.v)$$

### 6.1.2. Calcul de ferrailage :

#### 6.1.2.1. Calcul des armatures à la flexion simple

$$M_A = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 4948.56 \text{ KN} \cdot m$$

**AN :**  $M_A = 3656.61 + 4969.04(3.01 - 5.5/2) = 4948.56 \text{ KN} \cdot m$

$$B = 4969.04 (3.01 - 0.05) - 4948.56 = 9759.78 \text{ KN}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa } (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

60:Tableau recapitulative:

$M_1$ (KN.m)	$\mu$	$\mu_t$	A	B	$A_f$ (cm <sup>2</sup> )
4948.56	0,0459	0,392	0.0588	0.976	41.42

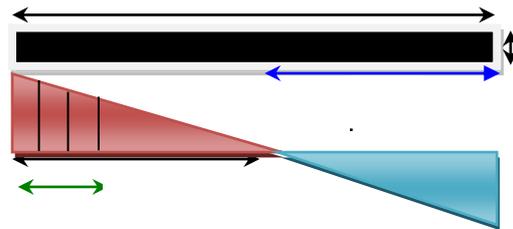
6.1.2.2.Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de compression)

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s}$$

N (N)	$A_f$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
4969.04	41.42	41.29

6.1.3. L'armature verticale minimal

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{4969.04 \times 10^3}{160 \times 3060} + \frac{6 \times 3656.61 \times 10^6}{160 \times (3060)^2} = 24.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{4969.04 \times 10^3}{160 \times 3060} - \frac{6 \times 3656.61 \times 10^6}{160 \times (3060)^2} = -4.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.46 \text{ m}$$

Alors  $A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 2.59 \times 0.20 = 1.87 \text{ cm}^2$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 16 \times 306 = 7.344 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue :  $A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA}) = \max(41.29 ; 1.87)$

Alors en prend  $A=41.29 \text{ cm}^2$

- En zone courante

$$h'=h-2lt=5.5-2*2.59 = 0.32 \text{ m}>0$$

$$A_{\min 2} = 0.001.b.h' = 0.001 \times 16 \times (32) = 0.512 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

**61 :Taboua. Armatures Des Poteaux**

Niveau	$A_{\text{tendue}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_c$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{tot}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\min}^g$ ( $\text{cm}^2$ )	Condition	$A_{\text{adopt}}$
RDC V(0,15x5.5x3,06)	<b>41.29</b>	<b>0.48</b>	<b>83.06</b>	<b>7.344</b>	Verifier	8HA25+9HA25=83.45

**L'espacement** ☒

**D'après (RPA99 version 2003)**

$$S < \min (1,5 \times a; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 16 ; 30 \text{ cm}) = 24.00 \text{ cm}$$

On prendre :  $S = 24.00 \text{ cm}$

**Dans la zone h/10 :**

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{24}{2} = \min \left\{ \frac{1.5a}{2}; \frac{30}{2} \right\} = \min\{12; 15\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre :  $D=10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport au **RPA99**.

**6.1.4. Vérification des contraintes de cisaillement :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve à la base du voile, majore de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version2003)

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{\text{cal}}}{a.d} = \frac{1.4 \times 1325.19 \times 10^3}{160 \times 3010} = 3.85 \text{ Mpa} < 5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

a : épaisseur du voile

d : Hauteur utile

## 5.2. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

**Globalement dans la section du voile : (RPA99 version 2003) 7.7.4.**

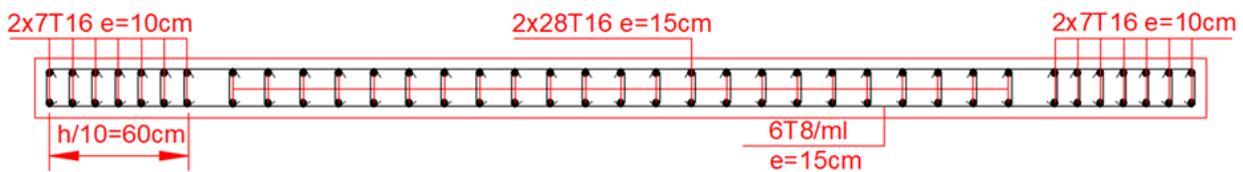
$$A_{\min}^s = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 18 \times 100 = 1.8cm^2$$

**En zone courante :**

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times 1m = 0.001 \times 18 \times 100 = 1.5cm^2$$

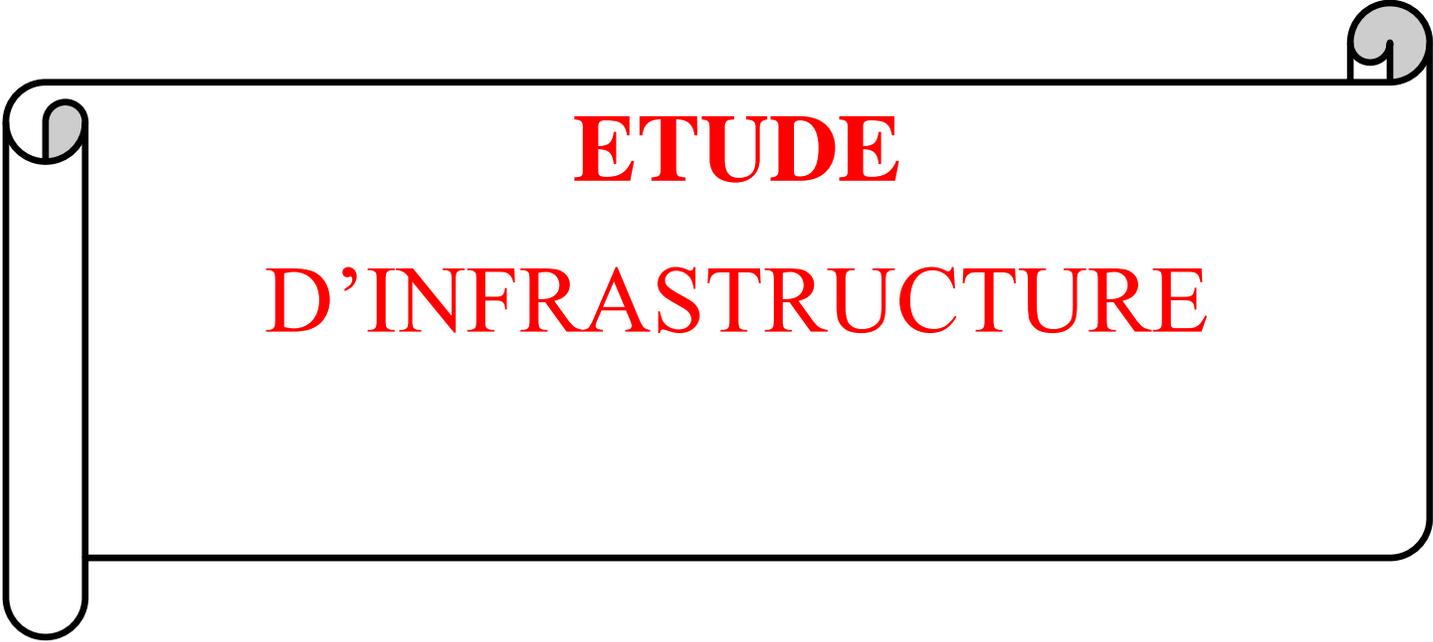
Donc on prend :  $A_{\text{hor}} = 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2 \text{ par ml}$

☒ **Présentation du ferrailage des voiles :**



**Fig. 55 : schéma ferrailage des voiles**

# CHAPITRE 06:



**ETUDE  
D'INFRASTRUCTURE**

**VIETUDE D'INFRASTRUTURE :**

**VI.1 : Introduction :** L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales. Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

**VI .2 : Définition :** Les fondations d'un ouvrage sont les éléments de la structure assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol (principalement les efforts de pesanteur). Les fondations assurent la stabilité du bâtiment. Avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte du sol ( $\sigma_{sol}$ ) à introduire dans le calcul et qui est déterminée à partir des résultats d'essais en laboratoire et/ou essais in situ). On coule généralement sous la semelle un béton de propreté d'au moins 4 cm d'épaisseur et comportant un dosage minimal de 150 Kg/m<sup>3</sup>.

**VI .3 : Le choix de type de fondation:**

- ✓ Le choix de type de fondation dépend de :
- ✓ Type d'ouvrage à construire.
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation
- ✓ La raison économique
- ✓ La facilité de réalisation.

**VI.3.1 : Différents types de fondations :**

- ✓ Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- ✓ Semi profondes (les puits).
- ✓ Profondes (les pieux).
- ✓ Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

**VI.3.2 : Choix de type de fondation :** Fondations superficielles de type :

- ✓ Semelle isolée.
- ✓ Semelle filante.
- ✓ Radier général

**VI.3.3: Combinaison d'action :**

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

**VI.4 : Calcul des fondations :**

**VI.4 .1 : Etude géotechnique :**

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : **de Sétif.**

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

-contrainte admissible : **Q=1.8 bars** pour l'ensemble du site.

-types de sol : classé dans la catégorie S (**sol frame**)

-ancrage des fondations : **D = 1.8m**

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que : La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ( **$S_{semelle} / S_{bâtiment} < 50\%$** ).

**VI.4 .2 : Calcul la section des semelles :**

La surface de la semelle est donnée par :

$$S \geq N / \sigma_{sol}$$

S : La surface total de la semelle

$$\sigma_{sol} = 1.8bars = 18T / m^2$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

❖ **A L'ELS**

$$N_{ser} = N_G + N_Q$$

$$N_{ser} = 56303.25 \text{ KN}$$

$$S_{semelles} = 5630,325/18 = 312.79 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface total du bâtiment : } S_{bâtiment} = 349.5 \text{ m}^2$$

**Verification :**

**AN :**  $S_{bâtiment} = 15 \times 23.3 = 349.50 \text{ m}^2$

$$S_{semelle} / S_{bâtiment} > 50\%$$

$$\frac{312.79}{349.5} = 0.8949 \rightarrow 89.49 \% > 50\%$$

surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- a réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

**VI.5 : Radier général :**

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations Du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

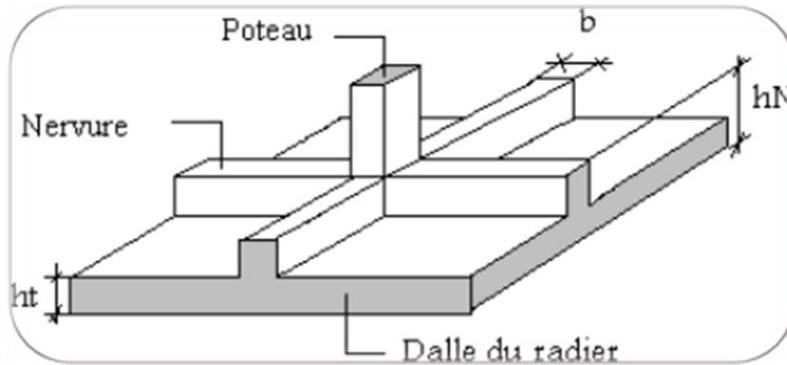


Figure 56: Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

**VI.5.1 : Pré dimensionnement du radier :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

**a. Condition forfaitaire :**

**La dalle :** La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

**Sous voiles**

$$\frac{l_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{l_{max}}{5}$$

**$l_{max}$  :** Le plus grande distance entre deux poteaux.

**$h_r$  :** Épaisseur du radier. ;

$$l_{max} = 550 \text{ cm} \rightarrow 68,75\text{cm} \leq h_r \leq 110\text{cm}$$

. On suppose une épaisseur d

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25 \text{ cm}$ ).

**Sous poteaux :**  $h \geq L_{max}/20$

Donc :  $h \geq 19 \text{ cm}$

D'où :

$$h = 550/20 = 27.5\text{cm}$$

Avec :  $L_{max} = 5.5\text{m}$ .

$h_r$  : épaisseur du radier

La nervure :

$$h \geq L_{\max} / 10$$

Donc :  $b \geq 38 \text{ cm}$

AN :  $h = 550 / 10 = 55 \text{ cm}$

**b. condition d'épaisseur minimale :**

$h = 60 \text{ cm}$

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ( $h_{\min} \geq 25$ )

**c. Condition de la rigidité :**

$$L_e \geq 2L_{\max} / \pi$$

$L_{\max}$  : Plus grande distance entre deux files parallèles des poteaux.

$L_e$  : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

$E$  : module d'élasticité.

$I$  : inertie d'une bande d'1 m de radier.  $I = bh^3 / 12$

$K$  : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à

( $K = 4000 \text{ t/m}^3$ ).

$b$  : largeur du radier (bande de 1m).

$$\text{donc : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48 K L_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

$L_{\max} = 5.5 \text{ m}$ ;  $E = 3216420 \text{ t/m}^2$ ;  $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times (5.5^4)}{32.10^6 \times 3.14^4}} = 0.1780 \text{ m} \quad \rightarrow \quad h = 0.1780 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h_r = \max(17.80 \text{ cm}, 19 \text{ cm}, 38 \text{ cm})$  On prend un épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée :

- On prend :  $h = 60 \text{ cm}$ .

### **Conclusion :**

On prend une épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée :

$h_n = 90 \text{ cm}$ ,  $d = 60 \text{ cm}$  ; pour la nervure.

$h_r = 60 \text{ cm}$  ; pour le radier.

Vérification :

$$\frac{I \times E^4}{b \times K} \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.016}{400 \times 1000}} = e l$$

$$L_e = 3.74 \text{ m}$$

$$\dots \dots \dots \text{cv} 3.74 \geq (2 \times 5.5) / 3.14 = 3.503 \text{ m}$$

### **VI.5.2 : Vérification de la surface du radier :**

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

.5.2.1 Détermination des efforts :

**ELU:**  $N_u = 7683.69 \text{ T}$

**ELS:**  $N_s = 5630.32 \text{ T}$ .

**ELU :**  $S_{\text{raider}} \geq N_u / 1.33 \sigma_{sol}$

**ELS :**  $S_{\text{raider}} \geq$

$N_s / 1.33 \sigma_{sol}$

$$S_{ru} = 7683.69 / 18.1.33 = 320.95 \text{ m}^2$$

$$S_{rs} = 5630.32 / 1.33.18 = 235.18 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 349.5 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_{ru}; S_{rs}) = 320.95 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

La surface de radier est inférieure à la surface du bâtiment On besoin pas un débordement (D).

Poids du radier :  $G_r = (395,46 \times 0,9 \times 25) \rightarrow G_r = 8897.85 \text{ KN}$

❖ **Combinaison d'action :**

$$N_{\text{tot-ELU}} = 7683.69 + 1,35 (889.785) \rightarrow N_{\text{tot-ELU}} = 88848 \text{ KN}$$

$$N_{\text{tot-ELS}} = 5630.32 + 889.785 \rightarrow N_{\text{tot-ELS}} = 65201.05 \text{ KN}$$

#### VI.5.4 : Vérifications: du radier

##### VI.5.4 .1 : Vérification au poinçonnement :

**a-vérification pour les poteaux :** Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante : **(Article A.5.2.42) BAEL 91)**

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

$N_u$  : Charge revenant poteau plus chargé.

$h$  : Epaisseur du radier.

Dans notre cas **le poteau(C8)** le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante

**393.98T.**

$$\mu_c = 2(a + b + 2hr)$$

**AN:**  $\mu_c = 2(0.55 + 0.50 + 2 \times 0.9) = 5.7 \text{ m}$

$\mu_c$  : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 0,045 \times 5,3 \times 0,9 \times 30 \times 10^2 / (1,5) = 429.3T$$

$$N_u = 393.98T \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 429.3T \dots\dots\dots \text{(condition vérifier).}$$

##### **b-vérification pour les voiles (e=15):(panneau N° 1728 ) :**

il faut vérifier que :

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Avec ;

$N_u$  : Charge revenant au voile plus chargé.

$$N_u = 434.123 \text{ T}$$

$$\mu_c = 2(2.30 + 0.16 + 2 \times 0,8) = 8.20$$

$$N_u \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 996.3T$$

$$N_u = 434.12T \leq 0.045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b = 996.3T \dots\dots\dots \text{(Condition vérifié)}$$

#### VI.5.4 .2 : Vérification de la stabilité du radier:

##### a. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifier:  $\sigma = \frac{N_T}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$N_T = N_G + N_{radier}$$

$N$  : effort normal du aux charges verticales

$N_{radier}$ : effort normal dû au poids propre du radier

Donc :

$$N_G = 4462.07T$$

$$N_{radier} = 350.08 \times 0,9 \times 2.5 = 700.16 \text{ KN}$$

$$N_T = N_G + N_{radier} = 4462.07 + 700.16 = 5162.23T.$$

$$\sigma = \frac{5162.23}{312} = 14,75 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 18T / m^2 \rightarrow \text{(condition.vérifier)}$$

##### b. Vérification a l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont

l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

avec:

**W**: poids total du bâtiment à la base du radier.

**α**: coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha = 1.5$ ).

**γ**: poids volumique de l'eau ( $\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$ ).

**h**: profondeur de l'infrastructure ( $h = 1.8\text{m}$ ).

**S**: surface de radier ( $S = 312.79\text{m}^2$ ).

**8897.85KN ≥ 5630.22KN.....Condition vérifiée**

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

**VI.5. Caractéristiques géométriques du radier:**

- Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel

**ROBOT :**

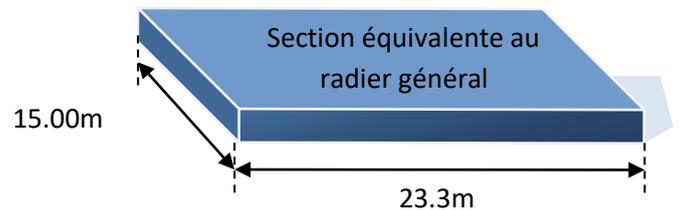
$X = \sum S_i \times X_i / \sum S_i = 11.65\text{m}$

$Y = \sum S_i \times Y_i / \sum S_i = 7.5\text{m}$

-Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{x-x} = \frac{b.h^3}{12} = 134802.8796\text{cm}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h.b^3}{12} = 288294.6045\text{cm}^4$$



**VI.6.Vérification de stabilité :**

➤ **Vérification de la stabilité de radier :**

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les Combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.

- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

➤ **Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :**

-Moment de renversement dû au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

e: l'excentricité de la résultante des charges verticales.

L= Lx ; Ly

**Sens longitudinal :**

$$\sum N_{total} = 137561.31 \text{ KN}$$

$$\sum M_x = 1056514.91 \text{ KN}$$

$$\sum M_y = 1197605.82 \text{ KN}$$

Tableau 63 Résultats de vérification de la stabilité au renversement du radier.

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
<b>N tot (KN)</b>	<b>40629.03</b>	<b>40629.03</b>
<b>M (KN.m)</b>	<b>94231.98</b>	<b>107279.68</b>
<b>e (m)</b>	<b>2.31</b>	<b>2.6</b>
<b>L / 4 (m)</b>	<b>5.46</b>	<b>5.73</b>
<b>Condition</b>	<b>Condition vérifié</b>	<b>Condition vérifier</b>

➤ **Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)**

**Sens longitudinal :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} X_G ; \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} Y_G$$

$$N = 56303.25 \text{ KN}$$

$$M_{x-x} = 541737.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{y-y} = 631975.10 \text{ KN.m}$$

$$S_{radier} = 312.79 \text{ m}^2$$

$$I_{x-x} = 11907.13 \text{ m}^4 \quad I_{y-y} = 21866.37 \text{ m}^4$$

$$X_G = 11.65 \text{ m} \quad Y_G = 7.5 \text{ m}$$

- 64 : Tableau récapitulatif des résultats :

	G+Q+E			$\overline{\sigma_{sol}}$ (T/m <sup>2</sup> )	Observation
	$\sigma_{max}$ (T/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{min}$ (T/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{moy}$ (T/m <sup>2</sup> )		
Sens (X-X)	14.49	12.79	14.07	18	Condition vérifier
Sens (Y-Y)	14.43	13.44	14.18	18	Condition vérifier

### VI.7.Ferraillage du radier :

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre

De l'ouvrage et des surcharges.

- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x, \mu_y$  qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport :  $\rho$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

➤ **Méthodes de calcul:**

- Dans le sens de la petite portée :  **$M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$**

- Dans le sens de la grande portée :  **$M_y = \mu_y \cdot M_x$**

Tel que :

**$\mu_x ; \mu_y$**  : sont des coefficients en fonction de  $\alpha = l_x/l_y$  et  $\nu$  (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des

appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

- **65 :Tableau récapitulatif des résultats :**

	<i>Le panneau de rive</i>	<i>Le panneau intermédiaire</i>
<b>Sur travail</b>	$M_{tx} = 0.85M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
<b>Sur appui</b>	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

- 66 :Tableau :Tableau récapitulatif des résultats :

ELU	ELS
$q_u=(1.35G+1.5Q)+(1,35\times\frac{N_{Ramb}+PP_{rad}}{S_{rad}})$	$q_{ser}=(G+Q)+(\frac{N_{Ramb}+PP_{rad}}{S_{rad}})$
$q_u=\frac{76836.93+1.35\times 8883.89}{312.79}$	$q_s=\frac{56303.25+8883.89}{312.79}$
$q_u= 276.96KN/m$	$q_s=203.25KN/m$

Le plus grand panneau est le panneau du 4.25×5,04

a) l'ELU :  $v = 0$  ;  $q_u= 276.96KN/m$

$\alpha = 3.8/5.5= 0.70 > 0.25 \rightarrow$  alors le panneau travaille dans les deux sens .

- A partir du tableau:

$\mu_x = 0,0683$

$\mu_y = 0.436$

- donc les moments sont:

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0683 \times 276.96 \times 3.8^2 = 273.15KN .ml.$

$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.436 \times 273.15 = 119.09KN/ml.$

$M_{ix} = 0.75 \times M_x \rightarrow M_{ix} = 0.75 \times 185877.58 = 204.86KN.ml.$

$M_{iy} = 0.75 \times M_y \rightarrow M_{iy} = 89.32.ml.$

$M_{ax} = M_{ay} = 0.30 \times M_x \rightarrow 0,30 \times 273.15 = 83.0KN.ml.$

➤ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$\sigma_b = 14.2Mpa \quad b = 100cm$

$dx = h - c - \frac{\varphi x}{2} = 45 - 5 - 2/2 = 39cm$

$dy = dx - \frac{(\varphi x + \varphi y)}{2} = 37cm$

- 67 :Tableau récapitulatif des résultats :

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
	(N.m)	(N.m)	(N.m)	(N.m)
<b>M (N.m)</b>	83.00	204.86	83.00	89.32
<b>M</b>	0,019	0,040	0,016	0,017
<b>A</b>	0,024	0,051	0,020	0,022
<b>B</b>	0,990	0,980	0,992	0,991
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	4,38	10,93	4,37	4,71
<b>As min (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	4.55	4.55	4.55	4,55
<b>Choix des barres</b>	<b>7HA12</b>	<b>7HA14</b>	<b>7HA12</b>	<b>7HA14</b>
<b>As Choix (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	7.92	10.78	7.92	10.78
<b>Espacement (cm)</b>	15	15	15	15

**P'ELS** :  $\nu = 0.2$  ;  $q_s = 203.25 \text{KN/m}$

$\alpha = 3.8/5.5 = 0.70 > 0.25 \rightarrow$  alors le panneau travaille dans les deux sens .

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0.0743 \quad ; \quad \sigma_b = 18 \text{ MPa}$$

$$\mu_y = 0.585 \quad ; \quad \sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0743 \times 203.25 \times 3.8^2 = 218.06 \text{KNml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.585 \times 218.06 = 127.56 \text{KNml.}$$

$$M_{ix} = 0.75 \times M_x \rightarrow M_{ix} = 0.75 \times 218.06 = 163.54 \text{KNml.}$$

$$M_{iy} = 0.75 \times M_y \rightarrow M_{iy} = 95.67 \text{KNml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \rightarrow 0.3 \times 218.06 = 65.41 \text{KNml}$$

**VI.8. Calcul des armatures:**

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
	(N.m)	(N.m)	(N.m)	(N.m)
<b>M (N.m)</b>	65.41	163.54	65.41	95.67
<b>M</b>	0,012	0,030	0,012	0,018
<b>A</b>	0,015	0,038	0,015	0,022
<b>B</b>	0,994	0,985	0,994	0,991
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	5,93	14,97	5,93	8,70
<b>As.min (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	4.71	4.71	4.47	4,47
<b>Choix des barres</b>	<b>5T12</b>	<b>5T20</b>	<b>5T12</b>	<b>6T14</b>
<b>As Choix (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	5.65	15.71	4.52	9.24
<b>Espacement (cm)</b>	10	15	10	15

❖ **Vérification au cisaillement: BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

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

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{276.96 \times 3.8 \times 5.5}{2 \times 5.54 + 3.8} = 391.11 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{391.11 \times 10^3}{1000 \times 550} = 0,71 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,71 \text{ MPa} < \tau = 2,5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifié n'est pas nécessaire des armatures transversales

**VI.10. Les sollicitations sur les nervures :**

• **Charge triangulaire :**

$P = \frac{q_u \times l_x}{4}$  avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

• Charge trapézoïdale :

$P = (1 - \frac{\rho}{2}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$  avec  $P$  charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

On a  $\rho = 0,71 \Rightarrow$  la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- Calcul des sollicitations :

**Calcul les moments avec logiciel ROBOT 2009**

❖ Diagrammes des sollicitations:

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **ROBOT 2009**.

A L'ELU:

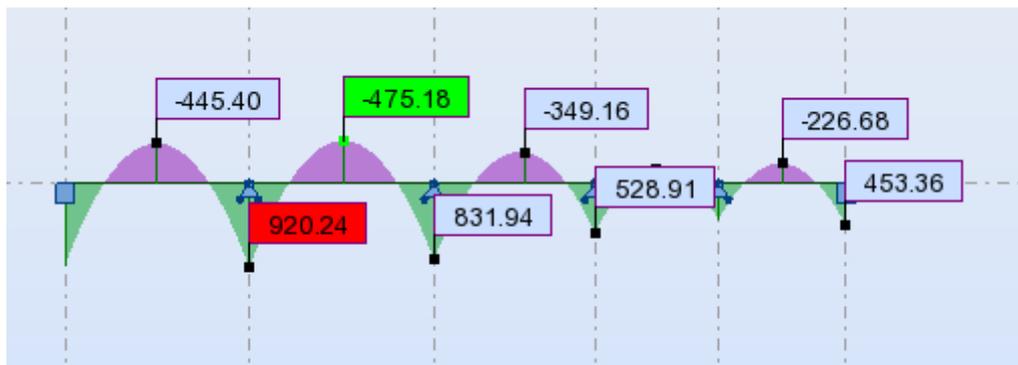
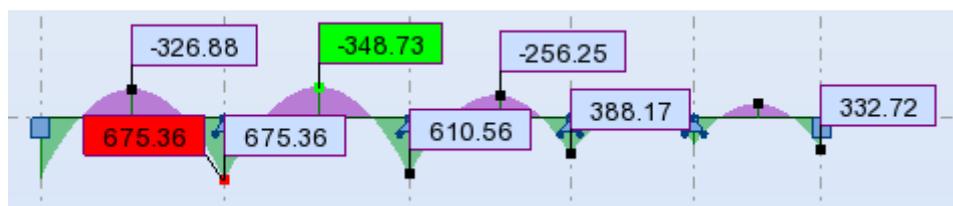


Figure.57: Diagramme des moments fléchissant



A L'ELS:

Figure.58 : .Diagramme des moments fléchissant

A L'ELU:

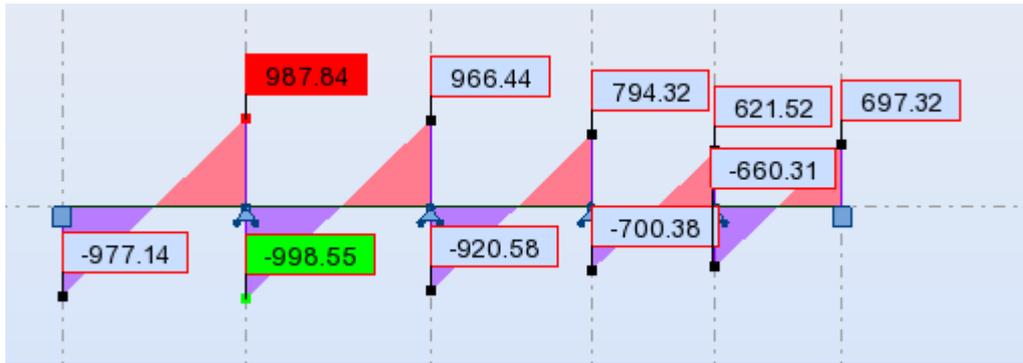


Figure.59 : Diagramme des efforts tranchant

**VI.11. Calcul du ferrailage :**

- L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{90}{10} = 9$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{9}{2} = 5.5$$

- Alors on adopte c =5.5 cm.

➤ **Moment des armatures longitudinales section ( 60X90)**

- A- En travée : Mt=475.18KN.m

Ma=920.24kn.m

-B- En appuis :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

- 68 :Tableau récapitulatif des résultats :

Elément	A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>BAEL</sup> <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adop</sub>	A <sub>adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>toale</sub>
Appuis	10.42	5.4	3.06	20	12.06	6HA16	24.12
Travée	8.87	5.4			12.06	6HA16	

- Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 b.d \frac{ft30}{f_l}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 60 \times 85 \times \frac{2.4}{400} = 3.06 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimale** : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h \quad ; \quad A'_m \geq 0.001 \times 60 \times 90 = 5.4 \text{ cm}^2$$

- **section minimale de RPA** :

$$ARPA = 0.5\% b.h = 27 \text{ cm}^2$$

- **Tableau récapitulatif des résultats** :

### E. L. S :

D'après le BAEL83

- ❖ La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- ❖ La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si

l'inégalité suivante est vérifiée :  $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ , avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	A	Mu (N.m)	Mser (N.m)	$\Gamma$	$f_{c28}$	$\bar{\alpha}$	Condition
<b>Appuis</b>	0,169	<b>920.24</b>	<b>675.36</b>	<b>136</b>	<b>30</b>	<b>0.48</b>	<b>vérifié</b>
<b>Travée</b>	0,084	<b>475.18</b>	<b>348.73</b>	<b>1.36</b>	<b>30</b>	<b>0.48</b>	<b>vérifié</b>

### VI.12.État Limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{90}{5.5} = 0,163 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$$

$$2) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe} = \frac{24.12}{50 \times 75} = 0,0064 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition.vérifier}$$

➤ Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

- :  $T_{\max}^u = 998.55 \text{KN}$

$$\bar{\tau}_u = \frac{998.55}{500 \times 750} = 0,80 \text{MPa}$$

- **La fissuration est préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{(condition vérifier)}$$

⇒ Selon BAEL les armatures transversale ne son pas nécessaire, et il font disposer des cadre des armatures minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_t \times \frac{b}{10} \right\}.$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \{25.75; 8\}$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8 \text{mm}$$

- **Espacement des armatures transversales : RPA 99.**

- dans la zone nodale  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{cm} \right)$

$$\Rightarrow S_t \leq (20 ; 19.20; 30 \text{cm})$$

$$S_t = 10 \text{cm}$$

- dans la zone courante :  $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{9}{2} \Rightarrow S'_t \leq 45 \text{cm}$   
 $S'_t = 15 \text{cm}$

- la longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 180 \text{cm} .$$

- la quantité des armatures transversales : BAEL 91 (art .A.5.1).

$$A_t \geq 0.4 b_0 \frac{S'}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.4 \times 50 \times \frac{15}{400} = 0.75$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.8 f_e} .$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{50 \times 15 \times (0,80 - 0,3 \times 2,1)}{0.8 \times 400} = 0.40 \text{cm}$$

- **RPA 99 :**

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 18 \times 60 = 3.24 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = \max (A_t^{BAEL}, A_t^{RBA}) \Rightarrow A = 3.24 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = 5T10 = 3.02 \text{ cm}^2 .$$

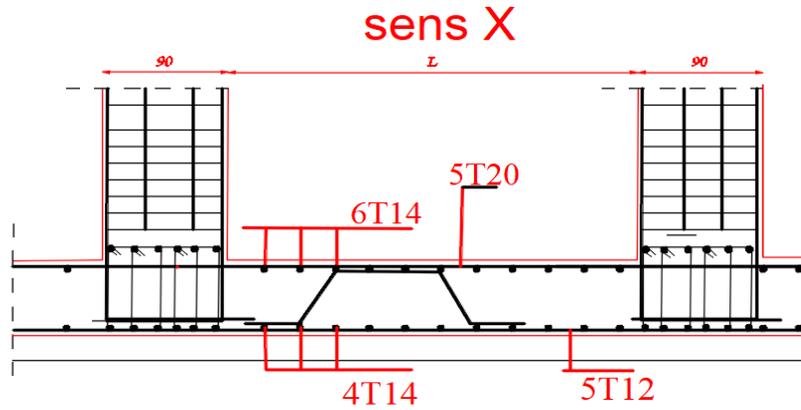


Fig.60 ferrailage de radier

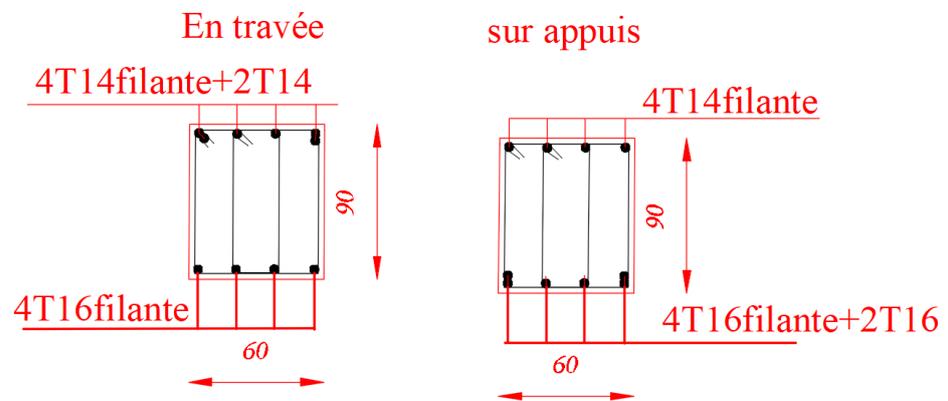


Fig.61: ferrailage de nervures

## CONCLUSION GÉNÉRALE

L'objectif notre projet intitulé « Etude d'un bâtiment (R+10) Etude d'un bâtiment(R+10) à usage multiple avec un contreventement mixte à Sétif.

Était d'élaborer avec une conception conforme aux normes imposées par l'ensemble des règlements utilisés en Algérie (RPA99v2003) et BAEL 99 tout en tenant compte du critère de l'économie et sécurité. Ce projet m'a permis d'un coté de revoir et d'assimiler les différentes techniques et connaissances acquises durant mes années d'étude d'ingénieur on plus acquérir de nouvelles et récentes recommandations dans le domaine du bâtiment, ainsi que la maîtrise des logiciels de calcul et de dessin, devenues à nos jours un outil très important dans les études des projets de bâtiment.

# BIBLIOGRAPHIE

## LES REGLEMENT :

- Règles BAEL 91. Et BAEL 83.
- Règles parasismiques Algériennes. (RPA99/version 2003).
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.

## LES LOGICIELS :

- Word 2007
- Auto desk Structural ROBOT 2009.
- AutoCAD 2014.
- EXCEL

## LIVER ET COURSE:

- Exercices de béton arme selon les règles BAEL.83, P. Charon.
- Mémoires master 2 promotions passées.
- Cours 3<sup>emé</sup> et coure Master 1 béton armé.
- Livre p- charon calcue ovrages –BA- suivant BAEL 80