

Université Mohamed khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique  
Référence : / 2018

جامعة محمد خيضر - بسكرة  
كلية العلوم والتكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية والري  
المرجع: 2018 /



**Mémoire de Master**  
**Spécialité : Génie Civil**  
**Option : Structure**

**Thème :**

**Etude d'un Bâtiment (R+7) à usage  
Multiple contreventement mixte**

**Etudiant:**

• Merdj mouatez billah

**Encadreur :**

• MEGHEZZI LARAFI

ISMAIL

**Promotion: Juin 2018**

# Remerciement

Je remercie **ALLAH** le tout puissant de m'avoir accordé la vie et atteint de ce stade.

Je remercie vivement, mon encadreur **meghezzilarafii** **smail** de m'avoir pris en charge, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils Et tout le monde.

# *Résumé*

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment contreventement mixte à usage multiple constitué d'un Rez de chaussée plus (07) étages, implanté à la wilaya de SETIF . Cette région est classée en zone de élevée sismicité III selon le RPA99 version 2003.

Cet ouvrage est une structure contreventé par voile, le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément aux règlements parasismiques (RPA99V2003) et règlement B.A.E.L91 (modifié99). L'étude dynamique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul ROBOT 2009, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements

## **المخلص:**

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى متنوع يتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى طابق (07) يقع في ولاية الجزائر. تصنف هذه المنطقة في منطقة IIa المرتفعة زلزالية وفقاً لإصدار RPA99 2003

هذه البنية هي بنية مدعمة بأشعة ، وقد تم إجراء الأبعاد المسبقة للعناصر الحاملة وفقاً للأنظمة الزلزالية (RPA99V2003) تم تنفيذ الدراسة الديناميكية للهيكل بواسطة برنامج حساب ROBOT لعام 2009 ، لتحديد متطلبات التحميل المختلفة

# ***SOMMAIRE***

## ➤ **Chapitre I : Présentation de projet**

I.1. Introduction .....	01
I.2. Description de l'ouvrage .....	01
I.3. Règles de calcul .....	01
I.4. Caractéristiques de matériaux .....	02

## ➤ **Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE**

II.1. Le Pré dimensionnement .....	09
II.1.1 Introduction .....	09
II.1.2. Planchers à Corps Creux .....	09
II.1.3. Les poutres principales : .....	10
II.1.4. Les poutres secondaires .....	11
II.1.5. Les poteaux .....	11
II.1.6. Les voiles .....	12
II.1.7. L'escalier .....	13
II.2. La Descente des charges .....	15
II.2.1. Principe .....	15
II.2.2. Détermination des charges appliquées .....	15
II.2.3. Mur extérieurs en maçonnerie .....	16
II.2.4. Les balcons .....	17
II.2.5. L'acrotère .....	17
II.2.6. Loi de dégression .....	18
II.2.7. Descente des charges sur le poteau intermédiaire .....	19
II.2.8. Vérification de la section de poteau .....	21
II.2.10. Descente des charges sur voile sans ouvertures .....	23
II.2.11. Vérification de la résistance des voiles à la compression .....	24

## ➤ **Chapitre III. LES ELEMENTS SECONDAIRES**

III.1.Introduction.....	25
III. 2. l'acrotère.....	25
III. 3. Les balcons.....	31
III. 4.L'Escalier .....	34
III.5.Poutre paliere:.....	42
III.6. Etude des planchers.....	47

## ➤ **Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE**

IV. 1.Etude du vent .....	61
IV.1.1. Introduction .....	61
IV.1.2.Application des R N V 99.....	61
IV.1.3. Détermination de la pression due au vent.....	66
IV.2.L'étude parasismique.....	68
IV.2.1.Introduction.....	68
IV.2.2.Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1).....	68
IV.2.3.1.Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003.....	69
IV.2.3.2.Spectre de réponse de calcul.....	70
IV.2.4. Représentations des résultats de la méthode modale spectral etCommentaires.....	71

## ➤ **Chapitre V : FERRALLIAGE DES ELEMENTS PORTEURS**

V. 1. Introduction.....	89
V.2.Les combinaisons d'actions : .....	89
VI. 3.Ferraillage des elements porteurs.....	90
V. 3.1.Ferraillage des poteaux.....	90
V. 3.2. Ferraillage des poutres.....	100
V. 3.3. Ferraillage des voiles.....	110

## ➤ **Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

VI. 1. Introduction.....	120
VI. 2. Présentation de rapport de sol.....	120
VI. 3. Calcul des fondations.....	120
VI. 4. Radier général.....	121
VI .5.Caractéristique géométriques du radier.....	126
VI.6.Vérification de stabilité.....	126
VI.7.Ferraillage du radier.....	128
VI.8.Calcul des armatures.....	131
VI.9.Etude du débord du radier.....	132
VI.10.LES sollicitation sur les nervures.....	133
VI.11.Calcul du ferraillage.....	134
VI.12.Etat limite de déformation.....	136
VI.13.La dalle flottante.....	140

## ➤ **CONCLUSION GENERALE**

### ➤ **Bibliographie.**

## *Introduction Générale*

---

Jusqu'à nos jours, des constructeurs et des ingénieurs en génie civil sont censés investir tout leur savoir faire dans l'étude et la conception des ouvrages.

Continuant leurs recherches dans le domaine de la construction afin d'aboutir à des méthodes de calcul précises tout en tenant compte des différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité, assurer la durabilité et le confort.

Les constatations faites dans le monde après les séismes, ont montré que les structures à base de portiques doivent supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs. En revanche, il a été constaté que de nombreux bâtiments en béton armé à contreventement mixte ont bien résisté sans endommagement exagéré.

Pour ce la tout ouvrage doit être réalisé conformément aux règlements parasismiques et les règlements en vigueur.

Le présent projet de fin d'étude consiste à étudier la structure d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation à Sétif.

Cette structure est contreventée par un système mixte (voile plus portique).

On s'est penché sur le calcul des éléments structuraux de notre bâtiment, à travers VII chapitres présentant les étapes suivantes : présentation de l'ouvrage, le prédimensionnement, la descente de charge, l'étude dynamique, le ferraillement des éléments structuraux et calcul de l'infrastructure. Il faut souligner que la modélisation de la structure et le calcul des sollicitations a été faite à l'aide du logiciel Robot et en respectant quelques règlements, à savoir, le BAEL91 et RPA 99 version (2003), CBA93.

## **1-Introduction:**

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en R+7, composé d'un rez-de-chaussée et 7 étages à usage multiple. Il est implanté dans la wilaya de SETIF.

La structure du bâtiment est mixte (voile + portique) en béton armé.

L'ouvrage se situe dans une région classée en Zone IIa (wilaya de SETIF), de faible sismicité selon Le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 version 2003).

La circulation verticale (escaliers).

## **2- Description de l'ouvrage:**

Le bâtiment à étudier est caractérisé par les données suivantes :

- Longueur totale :..... L= 22.90 m
- Largeur totale : ..... B= 21.85m
- Hauteur totale (sans l'acrotère) :..... H=24.48 m
- Hauteur RDC : .....h RDC = 3.06
- Hauteur étage : ..... h<sub>étage</sub>= 3,06 m

### **b) Description technique du bâtiment :**

Structure principale :

Le bâtiment est mixte (voile + portique) en béton armé.

Structure secondaire:

- Planchers en corps creux en béton armé.
- Escaliers en béton armé.
- Balcon on béton armé.

### **c) Maçonnerie:**

- Les cloisons intérieures sont réalisées en briques creuses de (10 ÷ 15) cm.
- Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses en double paroi de 30cm (15+5+10).

## **3-Règle de calcul :**

On utilise pour le calcul de projet le règlement suivant:

- Règles Parasismique Algérienne (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).



- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton armé suivant la Méthode des États Limites (BAEL91).

#### **4- Caractéristiques de matériaux :**

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/version2003.

##### **➤ 4-1. Béton :**

Le béton est un matériau qui est constitué par un mélange de ciment, de granulats et d'eau respectant des rapports bien définis.

La composition courante d' 1m<sup>3</sup> de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment de CPJ 425.
- 400 kg de sable  $\phi \leq 5$  mm
- 800 kg de gravillons 7/15 et 15/25.
- 175 L d'eau de gâchage.

##### **4-1-1. Résistance du béton à la compression:**

Le béton est défini par sa contrainte déterminée à 28 jours d'âge, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Elle est notée  $f_{c28}$ .

Pour notre cas on prendra  $f_{c28} = 25$  Mpa.

##### **4-1-2. Résistance du béton à la traction:**

La résistance du béton à la traction, pour un béton d'une contrainte de compression

Inférieure à 40 Mpa est défini par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}.$$

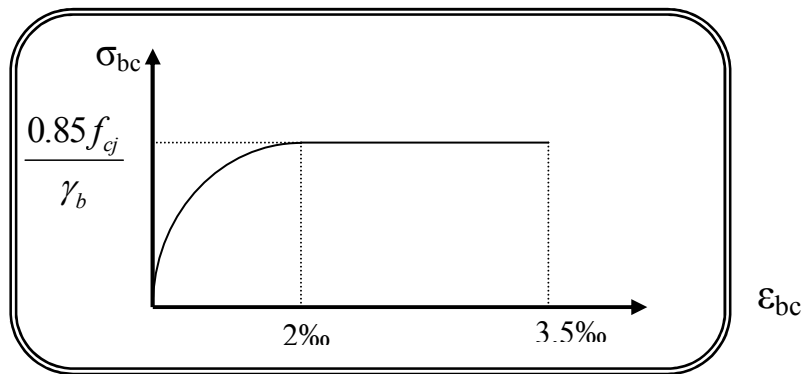
D'où  $f_{t28} = 2.1$  Mpa.

##### **4-1-3. Contrainte limite:**

a) Etat limite ultime :

- Contrainte ultime de béton :

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



**Figure 1.1: Diagramme parabole rectangle**

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

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

- $\overline{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$
- Pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$   $\overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

#### ➤ 4-2. L'acier:

##### 4-2-1. Définition:

Le matériau acier est un alliage (Fer + Carbone en faible pourcentage), l'acier est un matériau caractérisé 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: 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: 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 rectangulaires pouvant aller 75, 100, 125, 150, 200, 250,300

#### 4-2-2. Caractère mécanique:

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est limite d'élasticité garantie désignée par  $\langle f_e \rangle$

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égale à :  $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

#### 4-2-3. 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 du 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.

#### 4-2-4. 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 :

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

$\eta$  : 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.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{ronds lisses} \\ \eta = 1.6 & \text{haute adhérence} \end{cases}$$

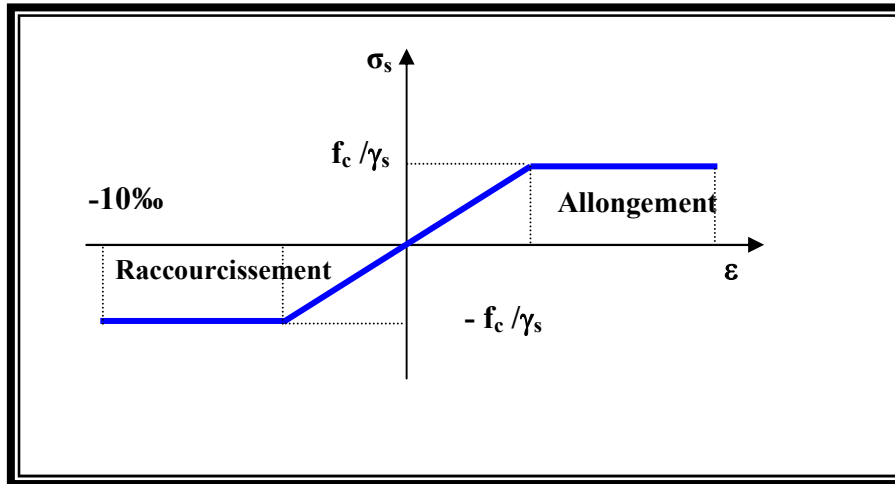
**Cas où la fissuration est très préjudiciable:**

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:

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

**4-2-5. Diagramme déformation contrainte:**

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



**Fig 2:diagramme contrainte déformation d'acier**

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

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

Les notations utilisées sont les suivantes

$f_c$  = limite élastique de l'acier

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

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 : \text{situation accidentelles} \\ 1.15 : \text{les autres cas} \end{cases}$$

$E_s$  = 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.

#### 4-2-6. Actions et Sollicitations:

##### 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 dans le temps. Elle 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 phénomènes rares, tels que séisme ou chocs.

##### Les sollicitations :

Les sollicitations sont les moments de flexion, les moments de torsion, efforts normaux et efforts tranchants- résultat des actions

##### Principes et Justifications :

Les justifications font intervenir :

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

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

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

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

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \alpha_{Q1} \cdot Q_1 + \sum_{i=2}^n 1.3 \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_i$$

$\alpha_{Q1} = 1,5$  dans le cas général

$\alpha_{Q1} = 1,35$  dans les cas particuliers (température ... et)

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

Les combinaisons à considérer sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} \cdot Q_1 + \sum_{i=2}^n \Psi_{2i} \cdot Q_i$$

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

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

$\sum \Psi_{21} \cdot Q_1$  = valeur quasi permanente d'une autre action variable

**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).

**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.

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

Les sollicitations de calcul à considérer et la nature des justifications à présenter sont précisées à l'article A.4.4 du règlement B.A.E.L91.

## II.1. Pré dimensionnement

### II.1.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements **RPA99/version 2003** et **BAEL91**

### II.1.2. Planchers à Corps Creux :

Plancher à corps creux : cette solution très communément employée dans les bâtiments d'habitation, elle consiste à utiliser des hourdis creux aux corps creux.

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).

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

-le rapport  $h/L$  est au moins égale  $1/22,5$ .

$L$  : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ( $L = 475$  cm).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 19,55 \text{ cm.}$$

On choisit un plancher à corps creux de type (16+4)

$$\left\{ \begin{array}{ll} h = 16 \text{ cm} & \longrightarrow \text{corps creux} \\ h_0 = 4 \text{ cm} & \longrightarrow \text{dalle de compression} \\ h_t = 20 \text{ cm} & \longrightarrow \text{la hauteur totale du plancher} \end{array} \right.$$

➤ **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

-Soit  $b_0 = 10$  cm.

-le corps creux choisis est normalisé de hauteur 16 cm et de Longueur 55 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} ; \frac{L}{10} \right\}$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} ; \frac{440}{10} = 44 \text{ cm} \right\}$$

$L_n$  : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

$L$  : la longueur de la nervure.

Donc on prend  $b_1 = 27.5$  cm.

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

Soit  $b = 65$  cm.

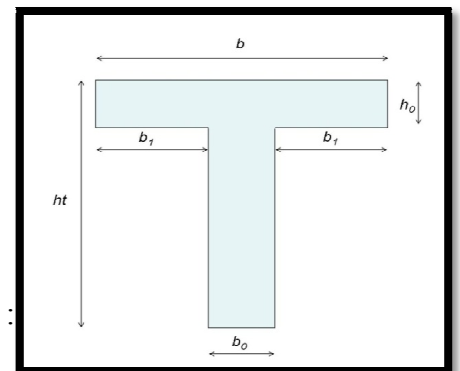


Fig .II. 1 .Schéma de poutrelle.



• Tableau récapitulatifs :

$h_t(\text{cm})$	$h_0(\text{cm})$	$b(\text{cm})$	$b_1(\text{cm})$	$b_0(\text{cm})$
20	4	65	27.5	10

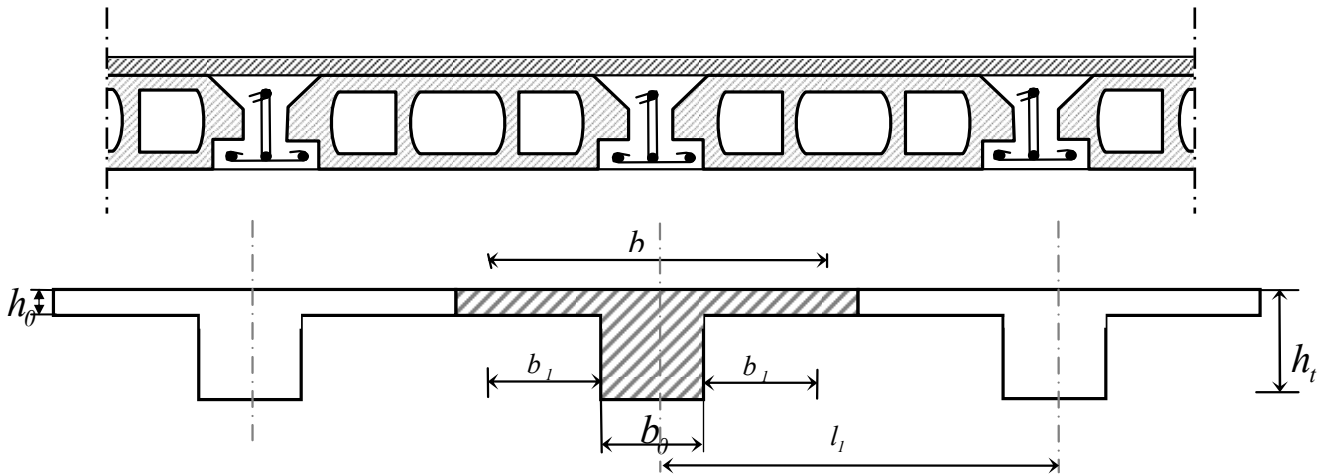


Fig.II.2 . Schéma de la dalle corps creux.

### II.1.3.Les poutres principales :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction, conçue pour résister à la flexion.

➤ Condition de la portée :

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

$L_{\max}$  : la plus grand portée = 505 cm

$h = (28 \div 42) \text{ cm}$  On prend:  $h = 40 \text{ cm}$ .

$b = (0,3; 0,4) h = (12; 16)$ . On prend :  $b = 30 \text{ cm}$ .

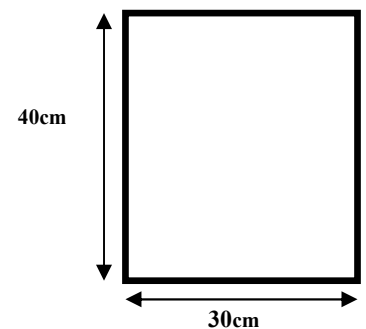
➤ Condition de RPA 99(article 7.5.1) :

$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm}$  condition vérifier.

$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$  —————> condition vérifier.

$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 < 4,0$  —————> condition vérifier.

Donc les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une section de poutre principale égale à  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .



**II.1.4. Les poutres secondaires :**➤ **Condition de portée :**

$$h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

$L_{\max}$  : la plus grande portée = 475 cm

$$h = (1/15; 1/10) 475$$

$$h = (0.31; 47.5) \text{ cm.} \quad \text{On prend: } h = 35 \text{ cm}$$

$$b = (0.3; 0.4) h$$

$$b = (0.3; 0.4) 35$$

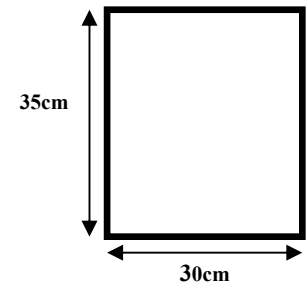
$$b = (10.5; 14) \quad \text{On prend : } b = 30 \text{ cm}$$

➤ **Condition de RPA : (article 7.5.1)**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 35/30 = 1.17 < 4.0 \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$



Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre transversale de section  $(30 \times 35) \text{ cm}^2$ .

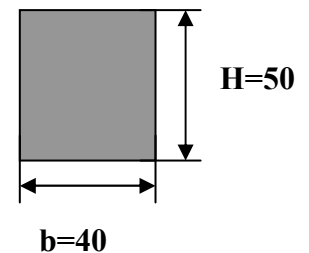
**II.1.5. Les poteaux**

Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone II

$$\diamond \text{ Min } (b_i; h_i) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}.$$

$$\text{Min } (b_i; h_i) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{256}{20} = 12.8 \leq 40.$$

$$\diamond \frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow 0.25 < 0.8 < 4.$$



On adopte une section de **(40x50)**.

**Remarque:** La section sera adoptée après avoir la descente de charge sur les poteaux par niveau.

### II.1.6. Les voiles : RPA99/version 2003 (article 7.7.1)

Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition  $L \geq 4a$  :

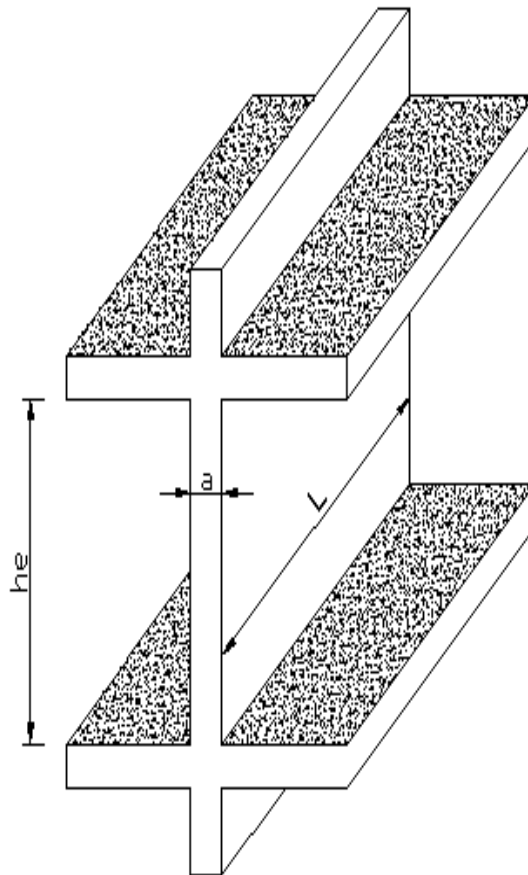
$L$  : Longueur du voile.

$a$  : Épaisseur du voile.

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

L'épaisseur minimale est de 15 Cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de

La hauteur d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :



**Fig.II.3 . Coupe de voile en élévation.**

Pour le dimensionnement des voiles on applique la règle préconisée par les RPA99 version 2003 (article 7.7.1)

- **étage courant + RDC** ( $h_e = 3.06$  m)

$$e \geq \left( \frac{h_e}{20} \right) = \frac{3.06}{20} = 15.3 \text{ cm}$$

On prend  **$e = 20$  cm**

**II.1.7. L'escalier :**

- **La marche et la contre marche :**

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

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contre marche

g: largeur de marche.

➤ **On prend:**

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

$$g = 30 \text{ cm}$$

Formule de BLONDEL :  $59 \leq g+2h \leq 66$

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \quad (\text{c.v})$$

- **Nombre de contre marche:**

$$n = \frac{H}{h}$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$$n = \frac{306}{17} = 18$$

Pour deux volées n=18

Pour une volée n=9

- **Longueur de la volée:**

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

- **Inclinaison de la paillasse:**

$$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.5$$

H:hauteur d'étage =3.06 m

L:Longueur de la volée =2.40 m

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos 32.5} = 2.85 \text{ m}$$

- **Épaisseur de la paillasse :**

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

On à l= 400 cm

$$\frac{l}{40} \leq e \leq \frac{l}{30}$$

$$\frac{400}{40} \leq e \leq \frac{400}{30} \rightarrow 10 \leq e \leq 13,33 \rightarrow e = 15\text{cm}$$

- Longueur du palier de repos:  $4,00 - 2,4 = 1,6\text{ m}$

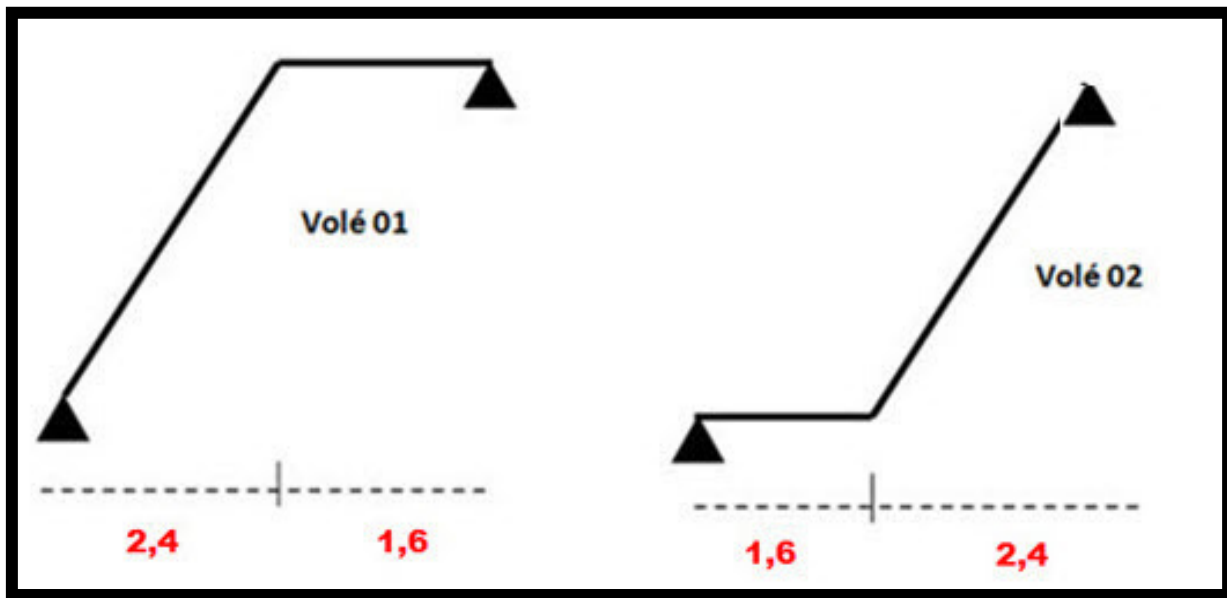


Fig.II.4 . Schéma statique de l'escalier.

## II.2.LA DESCENTE DES CHARGES

### II.2.1.Principe :

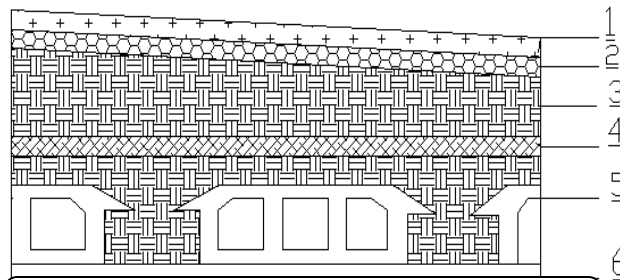
La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades ..... Etc) et les charges d'exploitations.

#### **Rôle de descente des charges :**

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

### II.2.2.Détermination des charges appliquées :

#### **II.2.2.1.Plancher terrasse non accessible :**



**Fig .II.5 . Planché terrasse.**

N°				<i>pois(Kg/m<sup>2</sup>)</i>
01	<b>gravier</b>	<b>0.05</b>	<b>2000</b>	<b>100</b>
02	<b>Etanchéité multicouche</b>	<b>0.02</b>	<b>600</b>	<b>12</b>
03	<b>Forme de pente</b>	<b>0.1</b>	<b>2000</b>	<b>200</b>
04	<b>Isolation thermique</b>	<b>0.04</b>	<b>400</b>	<b>16</b>
05	<b>Dalle en corps creux</b>	<b>16+4</b>	<b>-</b>	<b>280</b>
06	<b>Enduit en plâtre</b>	<b>0.02</b>	<b>1000</b>	<b>20</b>

Total :	628kg /m <sup>2</sup>
---------	-----------------------

Surcharge d'exploitation : (DTR .BC2-2)

$$Q_t = 100 \text{ Kg /m}^2 = 100 \times 1 \text{ m} = 100 \text{ Kg/ml}$$

#### II.2.2.2. Plancher étage courant :

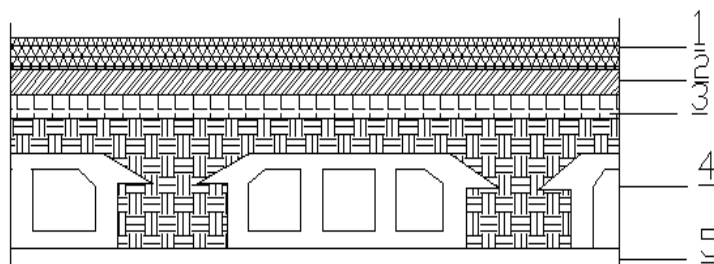


Fig.II.6 . Plancher étage courant.

N°	Désignations	e (m)	$\gamma$ (Kg/m <sup>3</sup> )	Charges (Kg/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Dalle en corps creux	0.16+0.04	-	280
5	enduit de plâtre	0.02	1000	20
6	Cloisons	-	-	100
Total :				520 Kg/m <sup>2</sup>

$$G = 520 \text{ Kg/m}^2$$

Surcharge d'exploitation : DTR .BC2-2

$$Q = 150 \text{ Kg/m}^2$$

#### II.2.3. Mur extérieurs en maçonnerie :

N°	Désignations	e (cm)	Charges (Kg/m <sup>2</sup> )
1	Enduit	2	40
2	Briques creuses	10	90
3	Briques creuses	15	130
	<b>Total</b>		<b>260(kg/m<sup>2</sup>)</b>

*Charge permanente :*

30% D'ouvertureur  $\Rightarrow G = 182 \text{ kg/m}^2$

#### II.2.4.Les balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a : } L = 1,2\text{m} \Rightarrow 7,33 \leq e \leq 12,5$$

Avec des considérations pratiques (expérience); on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas suffisante, alors on doit majorer à  $e = 16 \text{ cm}$ .

#### Balcon accessible:

N°	Designations	e (m)	$\gamma \text{ (kg/m}^3\text{)}$	Charges (kg/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	2200	44
2	mortier de pose	0.02	2000	40
3	Dallepleine	0.16	2500	400
4	Enduit en plâtre	0.02	1000	20
	<b>TOTAL</b>			<b>504 (kg/m<sup>2</sup>)</b>

*Charge permanente  $G = 504 \text{ Kg/m}^2$ .*

*Charge d'exploitation  $Q = 350 \text{ Kg/m}^2$*

#### II.2.5.L'acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors des opération d'entretien de la terrasse.

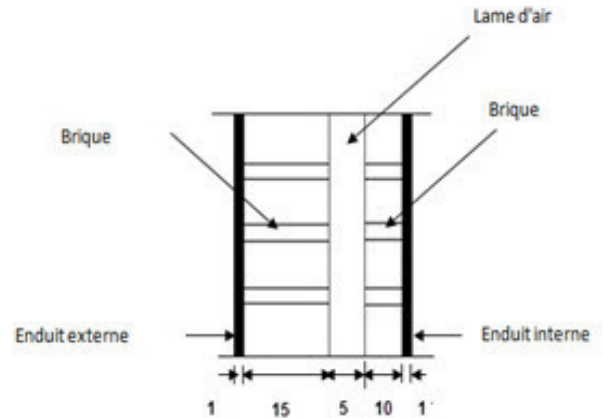


Fig.II.7. Schéma de mur.

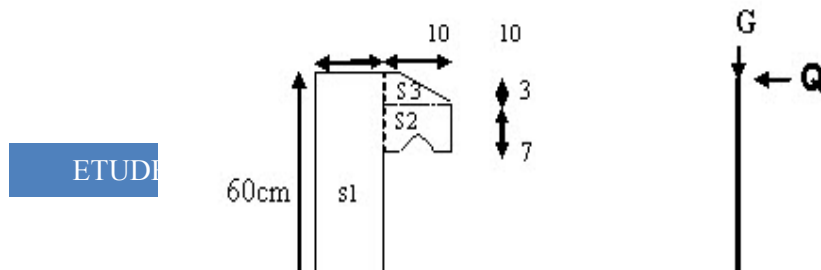




Fig.II.8. Schéma statique de l'acrotère.

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

**Surface:**

$$S_1 + S_2 + S_3 = (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5)$$

$$S_T = 0.0685 \text{ m}^2$$

**Charge:**

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire

$$G = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN}$$

**Surcharge:**

D'après D.T.R.BC.2.2

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

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

**Charges et surcharges**

	Charge permanentes	Surcharges
Plancher – terrasse	628 kg/m <sup>2</sup>	100 kg/m <sup>2</sup>
Plancher d'Etage courant	520 kg/m <sup>2</sup>	150 kg/m <sup>2</sup>
Murs extérieurs	182 kg/m <sup>2</sup>	-
Acrotère	171.25 kg/ml	100 kg/m <sup>2</sup>
Balcon	504 kg/m <sup>2</sup>	350 kg/m <sup>2</sup>

**II.2.6.Loi de dégression**

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 étages inférieurs suivants).

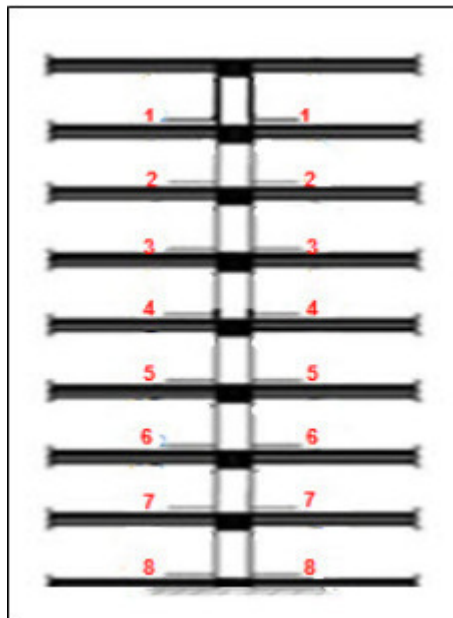


Fig.II.9 .Descente des charges.

### II.2.7. Descente des charges sur le poteau intermédiaire (C2)

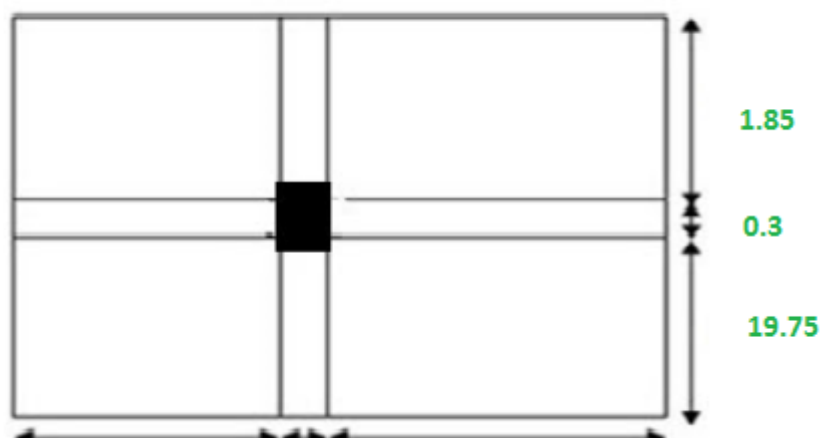


Fig.II.10. La surface afférente par poteau intermédiaire.

**Surface afférentes :**

$$S_G = (1.85 + 1.975) \times (2.375 + 1.975) = 16.638 m^2$$

$$S_{Q.T} = ((1.85 + 1.975) + 0,3) \times ((2.375 + 1.975) + 0,3) = 19.18 m^2$$

$$S_{Q.ETAGE} = 19.18 - (0,4 \times 0,5) = 18.98 m^2$$

Niveaux	Eléments		G(KN)	Q(KN)
1_1	Surface			
	plancher terrasse :	16.64	628	10450
	poutre p :	(0,3*0,40*4.35)	2500	1305
	poutre s :	(0,3*0,35*3.8)	2500	997.5
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	2500	1530
	surcharge : (*1)	19.18	100	
	Total		14282.5	1918
2_2	Venant 1-1		14282.5	1918
	Plancher étage :	16.64	520	8653
	poutre p:	(0,3*0,40*4.35)	2500	1305
	poutre s :	(0,3*0,35*3,8)	2500	997.5
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	2500	1530
	surcharge : (*1)	18.98	150	
	Total		26768	4765
3_3	Venant 2-2		26768	4765
	Plancher étage :	16.64	520	8653
	poutre p:	(0,3*0,40*4.35)	2500	1305
	poutre s :	(0,3*0,35*3,8)	2500	997.5
	poteaux :	(0,40*0,50*3,06)	2500	1530
	surcharge : (*0,9)	18.98	150	
	Total		39253.5	7327
4_4	Venant 3-3		39253.5	7327
	Plancher étage :	16.64	520	8653
	poutre p :	(0,3*0,40*4.35)	2500	1305
	poutre s :	(0,3*0,35*3,8)	2500	997.5

	potaux :	(0,40*0,50*3,06)	2500	1530	
	surcharge : (*0,8)	18.98	150		
	Total			51739	9604.6
5_5	Venant 4-4			51739	9604.6
	Plancher étage :	16.64	520	8653	1992.9
	poutre p :	(0,3*0,40*4.35)	2500	1305	
	poutre s :	(0,3*0,35*3,8)	2500	997.5	
	potaux :	(0,40*0,50*3,06)	2500	1530	
	surcharge : (*0,7)	18.98	150		
	Total			64224.5	11597.5
6_6	Venant 5-5			64224.5	11597.5
	Plancher étage :	16.64	520	8653	1708.2
	poutre p :	(0,3*0,40*4.35)	2500	1305	
	poutre s :	(0,3*0,35*3,8)	2500	997.5	
	potaux :	(0,40*0,50*3,06)	2500	1530	
	surcharge : (*0,6)	18.98	150		
	Total			76710	13305.7
7-7	Venant 6-6			76710	13305.7
	Plancher étage :	16.64	520	8653	1423.5
	poutre p :	(0,3*0,40*4.35)	2500	1305	
	poutre s :	(0,3*0,35*3,8)	2500	997.5	
	potaux :	(0,40*0,50*3,06)	2500	1530	
	surcharge : (*0,5)	18.98	150		
	Total			89195.5	14729.2
8-8	Venant 7-7			89195.5	14729.2
	Plancher étage :	16.64	520	8653	9490
	poutre p :	(0,3*0,40*4.35)	2500	1305	
	poutre s :	(0,3*0,35*3,8)	2500	997.5	
	potaux :	(0,40*0,50*3,06)	2500	1530	
	surcharge : (*0,5)	18.98	500		
	Total			101681	24219.2

### II.2.8.Vérification de la section de poteau : BAEL91 (B.8.4,1)

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

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

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

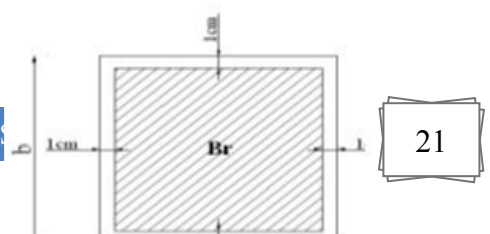
$$- N_u = 1.35 \cdot 10168 + 1.5 \cdot 24219.2$$

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

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

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

D'HABITATION A



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

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

$$L_f = 0.7L_0$$

$$b=h \longrightarrow \lambda_x = \lambda_y$$

❖ Poteau (40×50) :

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.045}{0.4} = 18.45 \quad \lambda_y = \sqrt{12} \frac{0.7 \times 3.045}{0.5} = 14.76$$

$$\lambda = 14.76 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.820 < 50$$

Pas de risque de flambement.

- $B_r$  : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmérique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = (40-2).(50-2) = 1824 \text{ cm}^2.$$

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

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

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

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

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

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 400 \times 500}{100} = 400 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(400+500)}{100} = 72 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

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

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (400 \times 500) = 1600 \text{ mm}^2$$

❖ Tableau Récapitulatif :

Niveau	$N_u$ (N)	$A_{\min}^{\text{BAEL}}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{\min}^{\text{RPA}}$ (mm <sup>2</sup> )	$A$ (mm <sup>2</sup> )	$B_r$ (mm <sup>2</sup> )	$\bar{N}$ (N)	condition
RDC+7	<b>173597.85</b>	400	1600	1600	182400	3134370,203	vérifiée

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages (40\*50)

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

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

Où:

$N_d$ : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

$B_c$ : est l'aire (section brute) de cette dernière

$F_{cj}$ : est la résistance caractéristique du béton

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

$$\nu = \frac{N_d}{0,4 \times 0,5 \times f_{c28}} \Rightarrow \nu = \frac{1.17834}{0,4 \times 0,5 \times 25} \equiv 0,235$$

$$\nu = 0,235 < 0,30 \dots \dots \dots \text{conditn.verifier}$$

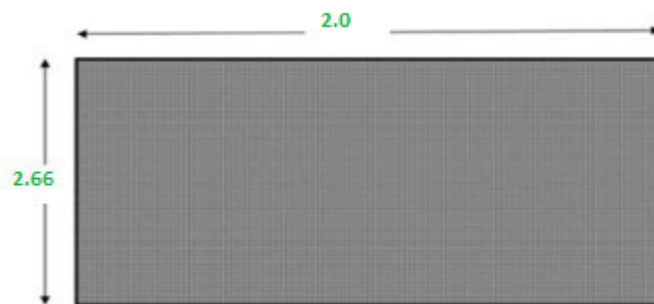
II.2.10. descente des charges sur voile sans ouvertures

Fig.II.11.Schéma de voile.

$$S = 4 \times 2,66 = 10,64 \text{ m}^2$$

Niveau	Élément	G (kg)	Q (kg)
1-1	Plancher Terrasse: $628 \cdot (10,64) = 6681,92$ l acrotère: $171 \cdot 25 \cdot (4) = 685$	7366,92	$10,64 \times 100 = 1064$

1-1	Venant 1-1 : 7366,92 Voile : (0,15).(2,66).(4)2500=3990	11356,92	1064
2-2	Venant 2-2 : 11356,92 Plancher E.C : 10,64.(520)=5532,8	16889,72	1064+(10,64×150) =2660
2-2	-Venant 3-3 : 16889,72 Voile : 3990	20879,72	2660
3-3	-Venant 4-4 : 20879,72 Plancher E.C: 5532,8	26412,52	2660+(1596×0,9) =4097,75
3-3	-Venant 5-5 : 26412,52 Voile : 3990	30402,25	4097,75
4-4	-Venant 6-6: 30402,25 Plancher E.C : 5532,8	35935,32	4097,75+(1596×0,8) =5374,55
4-4	-Venant 7-7 : 35935,32 Voile : 3990	39925,32	5374,55
5-5	-Venant 8-8: 39925,32 Plancher E.C : 5532,8	45458,12	5374,55+(1596×0,7) =6491,75
5-5	-Venant 9-9 : 45458,12 - Voile : 3990	49448,12	6491,75
6-6	-Venant 10-10: 49448,12 Plancher E.C : 5532,8	54980,92	6491,75+(1596×0,6) =7449,35
6-6	-Venant 11-11 : 54980,92 - Voile : 3990	58970,92	7449,35
7-7	-Venant 12-12 : 58970,92 Plancher E.C : 5532,8	64503,72	7449,35+(1596×0,5) =8247,35
7-7	-Venant 13-13 : 64503,72 Voile : 3990	68493,72	8247,35
<b>Total</b>		<b>76825.37</b>	<b>8532.64</b>

### Vérification de la résistance des voiles à la compression :

Il faut que :  $\frac{P_u}{A} \leq f_{c28}$

Tel que :  $P_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q$

$$P_u = 1,35(76825.37) + 1,5(8532.64)$$

$$P_u = 116511.70 \text{ N}$$

$$A = 150.30000 = 4500000 \text{ mm}^2..$$

$$\Rightarrow \frac{P_u}{A} = \frac{116511.70}{6000000} = 0,025 \text{ Mpa} < f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

**La condition est vérifiée, alors pas de modification de section.**

### III.1.INTRODUCTION:

Dans ce calcul on veut assurer la stabilité et la résistance des éléments secondaires de notre ouvrage (acrotère, balcon, escalier, plancher) vis-à-vis aux effets des actions vertical (permanente et exploitation) par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le BAEL 91 et RPA99/V2003.

C'est à partir de la contribution de chaque élément dans la résistance aux actions sismiques ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage qu'on puisse classer les différents éléments structuraux (principaux ou secondaires).

### III.2. L'ACROTERE

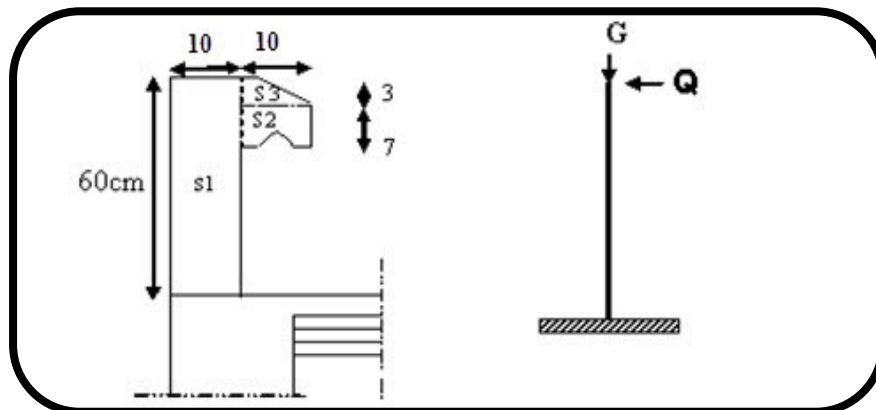
#### III.2.1.Mode de réalisation :

L'acrotère se comporte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surcharge horizontale due à la main courante Q

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur  $b=100\text{cm}$
- Hauteur  $H=60\text{cm}$
- Epaisseur  $e=10\text{cm}$



**Fig.III.1: Schéma statique de l'acrotère.**

**Surface:**  $S_1 + S_2 + S_3 = (0,1.0,6+0,07.0,1+0,1.0,03.0,5)$

$$S_T = 0.0670 \text{ m}^2$$

Les charges G et Q de l'acrotère sont :

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

$$Q=1000 \text{ N}$$



**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 (IIa) 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 :

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

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

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

$$M_Q = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

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

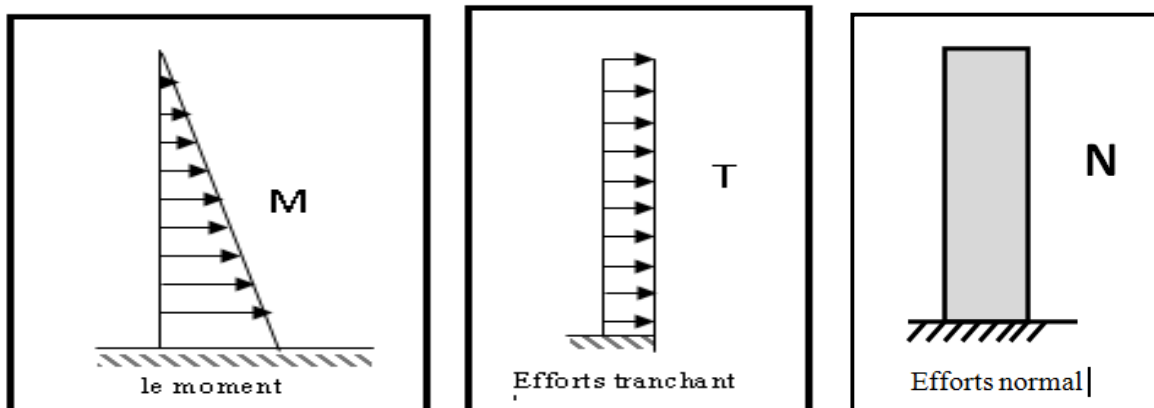


fig.III.2 : schéma statique de M ,N,T

**III.2.2.Sollicitation:**

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M_Q = q \times h = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.m}$$

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

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

**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.

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

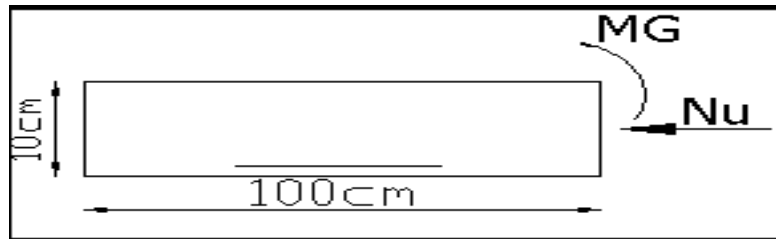
$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/m}\ell$$

- **E.L.S :**

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

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

### **III.2.3.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 .

- **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 :**

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

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{934.25}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.01342 < \mu \ell = 0.392 \quad \Rightarrow \sigma_b = \frac{0.85}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

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

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

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

$$A_1^u = \frac{934.25}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.386 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$M_1(\text{N.m})$	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_1^u (\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$
936.65	0.01342	0.017	0.993	0.386	0.336

### III.2.4.Vérification :

- E.L.U :
- Condition De Non Fragilité :

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

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

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

- E.L.S :

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

Fissurations Préjudiciables :  $\overline{\sigma_s} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$

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

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

$$\Rightarrow \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa}$$

### 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:**

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

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

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

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

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

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

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

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

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

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

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

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

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

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

**III.2.5.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 :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 0.21 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.0214 \leq \bar{\tau}_u = 0.21 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{condition.verifier})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

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

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

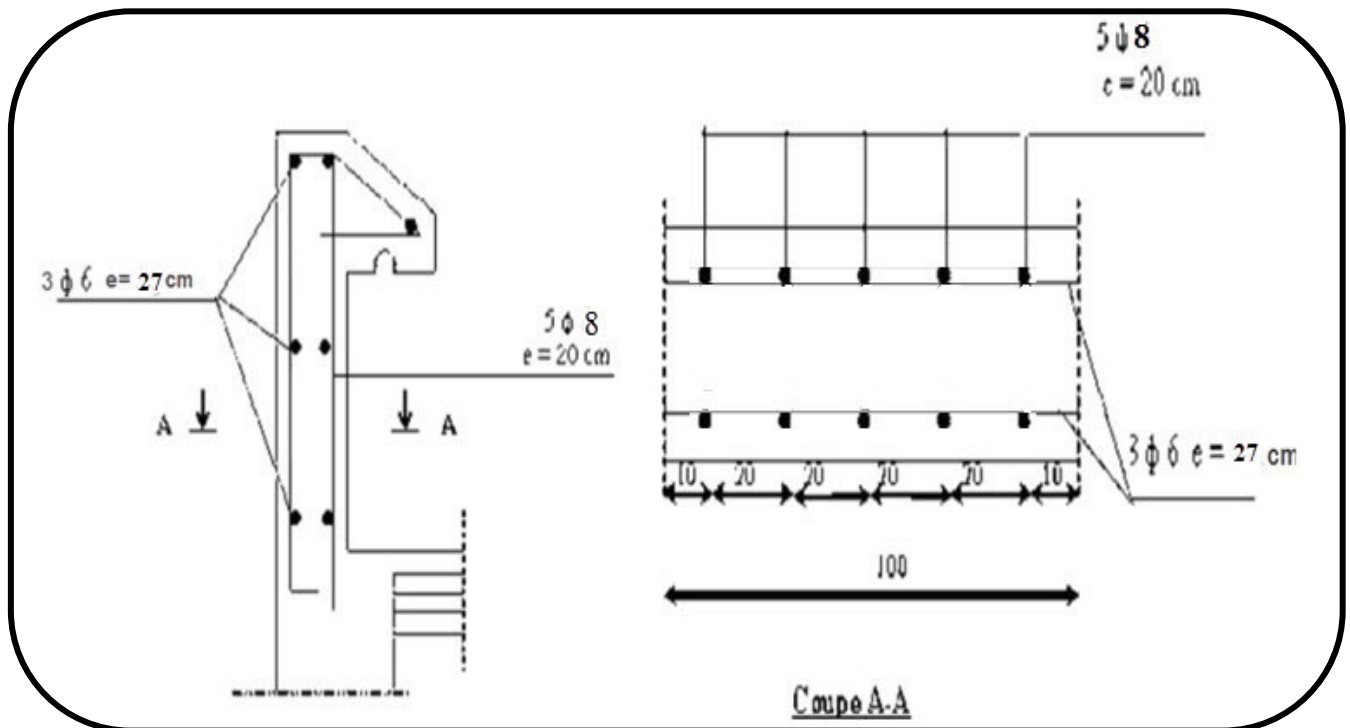
On adopte ;  $A_r = 3\emptyset 6 = 0,85 \text{ cm}^2$

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

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

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

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

**III.2.7.présentation du ferrailage :**

**Fig.III.3: schéma de ferrailage de l'acrotère**

### III.3.LES BALCONS

#### III.3.1. Étage courant type (1) :

**Charge permanente:** On a :  $G=5040 \text{ N/m}^2$

**Surcharge d'exploitation:**  $Q = 3500 \text{ N/m}^2$

#### III.3.2. Calcul des sollicitations

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

On prend une bande de 1 m.

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

$$\begin{aligned} M_u &= (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L^2 / 2 + 1,35 \cdot p \cdot L \\ &= (1,35 \times 5040 + 1,5 \times 3500) \times \frac{1,10^2}{2} + 1,35 \times 7540 \times 1,10 \end{aligned}$$

$$\rightarrow M_u = 18489,6 \text{ N.m.}$$

$$\begin{aligned} T_u &= (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L + 1,35 \times p \\ &= (1,35 \times 5040 + 1,5 \times 3500) \times 1,10 + 1,35 \times 7540 \end{aligned}$$

$$\rightarrow T_u = 23438,4 \text{ N.m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{ser}} &= (G + Q) \times L^2 / 2 + p \times L \\ &= (5040 + 3500) \times \frac{1,10^2}{2} + 7540 \times 1,10 \end{aligned}$$

$$\rightarrow M_{\text{ser}} = 13460,7 \text{ N.m}$$

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

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

-fissuration peu nuisible

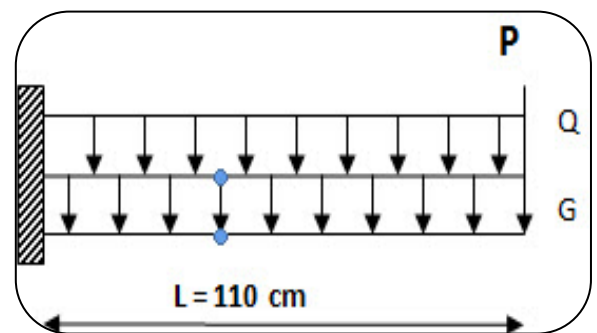
On prend :  $C = 2 \text{ cm}$  ;  $d = h - C = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{18489,6}{14,2 \times 100 \times (14)^2} = 0,066 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,066 \rightarrow \alpha = 0,085 \rightarrow \beta = 0,966$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{18489,6}{348 \times 0,966 \times 14} = 3,93 \text{ cm}^2$$



**Fig.III.4.Schéma statique des charges de balcon.**

**III.3.3.1. Vérification :**

- **Vérification à l'E.L.U :**

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

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_L \geq 0,001 \cdot b \cdot h = 0,001 \cdot 100 \cdot 16 = 1,6 \text{ cm}^2.$$

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

$$T_u = 23438,4 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{23438,4}{1000 \times 140} = 0,167 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_\mu = \min \left( \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_\mu = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,167 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}.$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification à l'E.L.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 :

$$\alpha \leq (\gamma - 1)/2 + (f_{c28}/100)$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{18489,6}{13460,7} = 1,37$$

$$\alpha = 0,100 \leq (1,37 - 1) / 2 + (25/100) = 0,436 \rightarrow (\text{condition vérifier})$$

-Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de  $\sigma_b$ .

-Comme la fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de  $\sigma_s$ .

-Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{\min} ; A_L) = \max (3,93 ; 1,69 ; 1,6) \text{ cm}^2.$$

$$A = 3,93 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit: } A = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2.$$

**-Armature de réparation :**

$$A_r = A_{ad}/4 = 4,52/4 = 1,13 \text{ cm}^2.$$

Soit :  $A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

**-Espacement des armatures :**

A) armature longitudinal

$$S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (48 ; 33) \text{ cm.}$$

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

soit :  $S_L = 25 \text{ cm}$

B) armature de répartition

$$S_r \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (64 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_L = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

Soit :  $S_r = 25 \text{ cm.}$

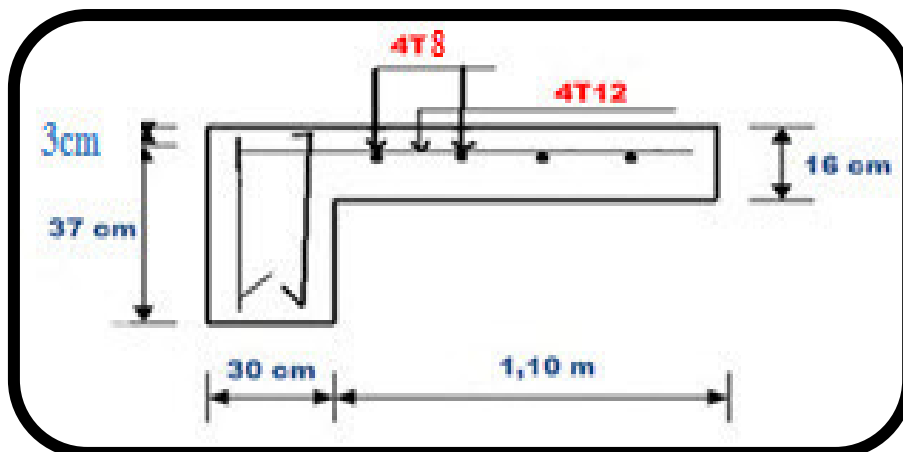
**III.3.4. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1)**

$$* \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{100} = 0.16 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{c. v})$$

$$* \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.20}{F_e} \rightarrow 0.00347 < \frac{4.20}{400} = 0.011 (\text{c. v})$$

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

**III.3.8. Ferrailage des balcons :**



**Fig.III.5: Plan de ferrailage du balcon type (1).**



### III.4. L'ESCALIER

#### III.4.1.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.

#### III.4.2.Définition les éléments 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.

#### III.4.3.Evaluation des charges :

- ♦ Charges permanentes : DTR(B.C2.2)

- Charges et surcharges des escaliers :

##### A. Palier:

	$\gamma \text{ (kg/m}^3\text{)}$	$e \text{ (m)}$	$\text{Charges (kg/m}^2\text{)}$
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,05	100
Poids propre de palier	2500	0,15	375
Enduit ciment	2000	0,02	40

$G =$	559	$(\text{kg/m}^2)$
$Q =$	250	$(\text{kg/m}^2)$

##### B. Paillasse:

	$\gamma \text{ (kg/m}^3\text{)}$	$e \text{ (m)}$	$\text{Charges (kg/m}^2\text{)}$
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Poids des marches	1100	0,17	187
Paillasse	2500	$0,15 / \cos \alpha$	445
Enduit ciment	2000	0,02	40

$G =$	756	$(\text{kg/m}^2)$
$Q =$	250	$(\text{kg/m}^2)$

- ♦ Surcharge d'exploitation :  $q = Q \times 1\text{m} = 2500 \times 1 = 2500 \text{ N/ml}$

➤ **Combinaisons d'action :**

- E.L.U :  $P_u = 1,35G + 1,5Q$
- ELS :  $P_{ser} = G + Q$

	Palier (N/ml)	Paillasse (N/ml)
ELU	11296,5	13956
ELS	8090	10060

➤ **La charge équivalente :**

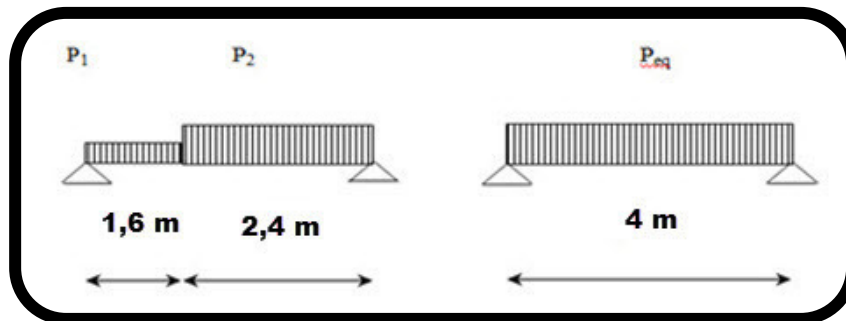


Fig.III.6 : schéma des charges équivalent

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

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

➤ **tableau recapitulatif :**

	$P_{eq}$ (N/ml)	$M_o$ (N.m)	$M_a = 0,3 M_o$	$M_t = 0,85 M_o$	$T_u$ (N)
ELU	12892,2	25784,4	7735,32	21916,74	25784,4
ELS	9672	18544	5563,2	15762,4	19344

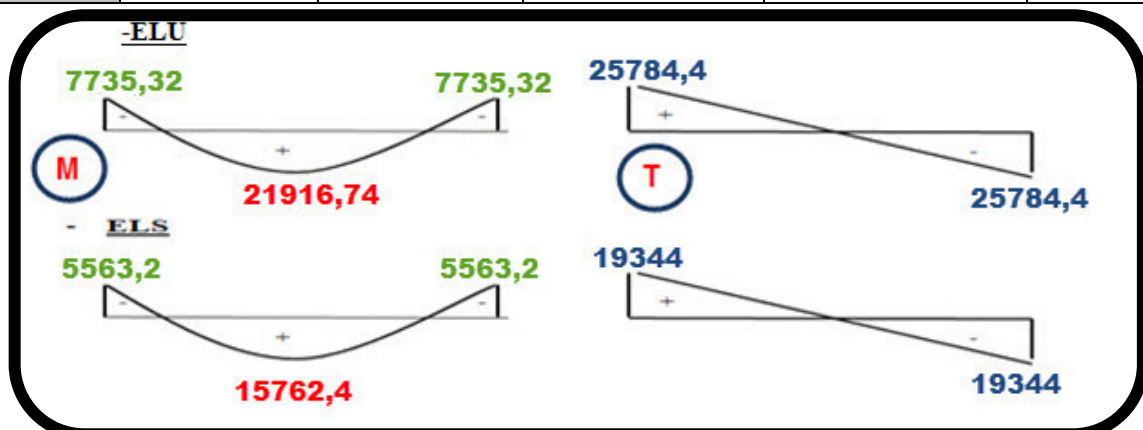


Fig.III.7: schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier

### III.4.4.Calcul de ferrailage :

#### III.4.4.1.Armatures longitudinales:

- E.L.U :

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

$$\mu_\ell = 0.392 , \quad \mu < \mu_\ell \Rightarrow \dot{A} = 0 ; \text{ avec : } \mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$L' \text{enrobage : } c=2 \rightarrow e=15 \text{ cm} \quad d=13 \text{ cm} = 1.0 \text{ m}$$

$$\beta = (1 - 0,4 \alpha) , \quad \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) , \quad A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	21916,74	0,0913	0,119	0,952	5,08
<b>Appuis</b>	7735,32	0,0322	0,040	0,983	1,73

- 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 :

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

	$M_u$ (N.m)	$M_{\text{ser}}$ (N.m)	$\gamma$	$f_{c28}$ (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
<b>En travée</b>	21916,74	15762,4	1,39	25	0,446	<b>vérifier</b>
<b>Sur appuis</b>	7735,32	5563,2	1,39	25	0,446	<b>vérifier</b>

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

➤ Section minimal d'armatures :

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

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A^2_{\min} \geq 0,001.100.15 = 1.5\text{cm}^2 \quad \text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{\min})$$

	$A_u (\text{cm}^2)$	$A^1_{\min} (\text{cm}^2)$	$A^2_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
<b>Appuis</b>	1,73	1,569	1,5	1,73	2,01=4T8
<b>Travée</b>	5,08	1,569	1,5	5,08	5,65=5T12

#### III.4.4.2.les armatures de répartitions :

$$A_t = A_l / 4$$

Elément	$A_l (\text{cm}^2)$	$A_t (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
<b>Travée</b>	5,08	1,41	1,51 $\text{cm}^2$ =3T8
<b>Appuis</b>	2,01	0,5025	0,85 $\text{cm}^2$ =3T6

#### III.4.5.Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2)

##### a- Armatures longitudinale :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min (45 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

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

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

##### b-Armatures répartition :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 15; 33 \text{ cm}) = \min (60 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

$$\text{-Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm}$$

#### III.4.6.vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} = \frac{25784,4}{1000 \times 130} = 0,198$$

$$= 0,198\text{MPa.}$$

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

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

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

$$\tau_u = 0,198 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

### **III.4.7.Vérification de la flèche:**BAEL91 (art B.6.5, 1)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M0} \Rightarrow \frac{15}{400} = 0,0375 < 0,1 \dots\dots\dots \text{(condition non vérifier)}$$

$$2/ \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,00}{Fe} \Rightarrow \frac{5,08}{100 \times 13} = 0,00391 < \frac{4,00}{400} = 0,01 \dots\dots\dots \text{(condition vérifier)}$$

$$3/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{400} = 0,0375 < 0,0625 \dots\dots\dots \text{(condition non vérifier)}$$

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

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

Avec :  $f_{adm} = L / 500$ , pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (BAEL 91(art B.6.5, 3).

### **III.4.8.Evaluation des charges :**BAEL 91 (art B.6.5,2)

#### ▪ Position du l'axe neutre :

$$\frac{(b \times y^2)}{2} - 15A(d - y) \longrightarrow \frac{(100 \times y^2)}{2} - 15 \times 5,08(13 - y)$$

$$= 50y^2 + 76,2 y - 990,6 = 0$$

La racine positive donne  $y = 3,75 \text{ cm}$

#### ▪ Moment d'inertie

$$I = \frac{(b \cdot y^3)}{12} + 15A(d - y^2)$$

$$I = (100 \times 3,75^3)/12 + 15 \times 5,08(13 - 3,75)$$

$$I = 3341,568 \text{ cm}^4$$

#### ▪ Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left( 2 + 3 \frac{b_0}{b} \right) \times \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{5,08}{100 \times 13} = 0,00390$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{(2+3) \times 0,00390} = 5,38$$

▪ **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2+3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \Rightarrow \lambda_v = 2/5 \lambda_i \lambda_v = 2,15 \rightarrow$$

### III.4.9. Calcul des moment fléchissant à E.L.S :

**g:** C'est l'ensemble des charges permanentes.

**j :** Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

**P:** C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g_{eq} = \frac{(5590 \times 1,6) + (7560 \times 2,4)}{2,4 + 1,6} = 6772 N/ml$$

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

$$j_{eq} = \frac{(4450 + 1870 \times 2,40) + (3500 \times 1,6)}{2,4 + 1,6} = 3634,5 N/ml$$

$$P = g_{eq} + j_{eq} = 6772 + 2500 = 9272 N/ml$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{6772 \times (4,0)^2}{8} = 13544 N.m$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{3634,5 \times (4,0)^2}{8} = 7269 N.m$$

$$M_P = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = \frac{9272 \times (4,0)^2}{8} = 18544 N.m$$

▪ **Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :**

$$\sigma_g^s = \frac{(d-y)}{I} \times 15 M_g = \frac{(13-3,75)}{3341,568} \times 15 \times 13544 = 562,379 Mpa$$

$$\sigma_j^s = \frac{(d-y)}{I} \times 15 M_j = \frac{(13-3,75)}{3341,568} \times 15 \times 7269 = 301,826 Mpa$$

$$\sigma_P^s = \frac{(d-y)}{I} \times 15 M_P = \frac{(13-3,75)}{3341,568} \times 15 \times 18544 = 769,992 Mpa$$

▪ **Calcul du coefficient  $\mu$  :**

$$\rho = A/(b_0 \times d) = 0.00390$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0039 \times 562,379 + 2,1} = 0,33798$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0039 \times 301,826 + 2,1} = 0,53976$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0039 \times 769,992 + 2,1} = 0,26041$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 3341,568) / (1 + 2,15 \times 0,33798) = 2128,8100 \text{ cm}^2$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 3341,568) / (1 + 5,38 \times 0,33798) = 1304,2197 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 3341,568) / (1 + 5,38 \times 0,53976) = 941,5498 \text{ cm}^2$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 3341,568) / (1 + 5,38 \times 0,26041) = 1530,9104 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcule de la flèche:**

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

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

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10 E_v \cdot I_{fv}^g = 13544 \times (400)^2 / 10 \times 10818,87 \times 2128,8100 = 9,4091 \text{ mm}.$$

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fi}^g = 13544 \times (400)^2 / 10 \times 32164,2 \times 1304,2197 = 5,1658 \text{ mm}.$$

$$f_v^j = M_j \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fv}^j = 7269 \times (400)^2 / 10 \times 32164,2 \times 941,5498 = 3,8404 \text{ mm}.$$

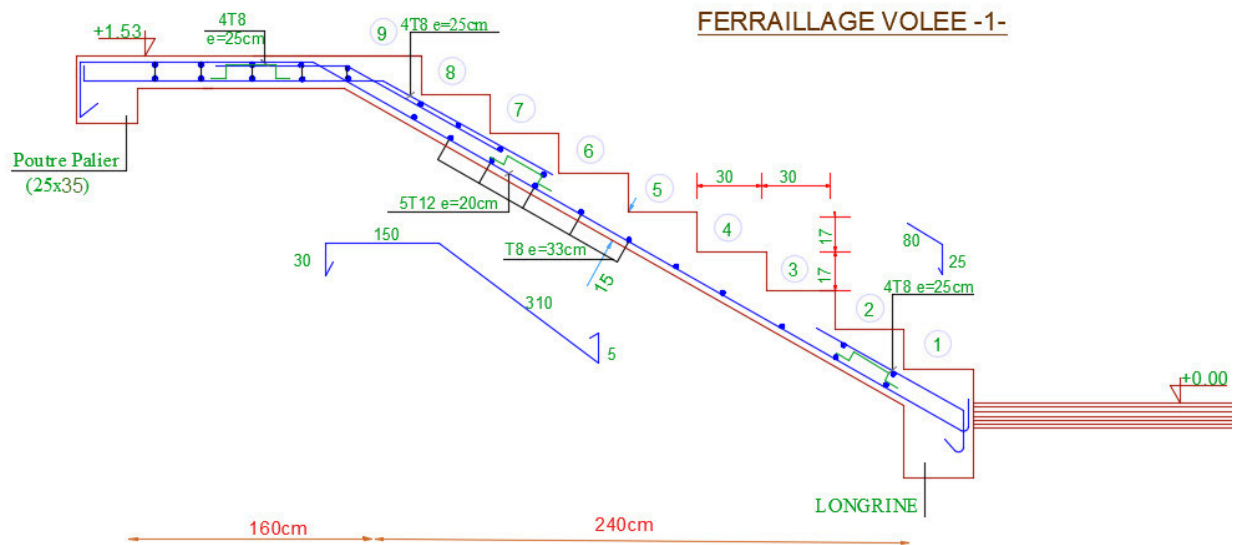
$$f_i^p = M_p \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fv}^p = 18544 \times (400)^2 / 10 \times 32164,2 \times 1530,9104 = 6,0256 \text{ mm}.$$

▪ **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_v^g - f_i^g - f_v^j + f_i^p = 9,4091 - 5,1658 - 3,8404 + 6,0256 = 6,4285 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = 6,4285 \text{ mm} < \bar{f} = L / 500 = 4000 / 500 = 8,00 \text{ mm}.$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.



**Fig.III.8: Schéma de ferrailage de l'escalier**



### **III.5.POUTRE PALIERE**

#### **III.5.1.Définition :**

La poutre palier 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.

#### **III.5.2.Pré-dimensionnement:**

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

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

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

$$- \frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4 \text{ vérifie}$$

- Donc la section de la poutre palier est  $(25 \times 35)cm^2$

#### **III.5.3.Evaluation des charges :**

- Poids propre de la poutre :  $0,25 \times 0,35 \times 25 = 2,18KN/ml$

- poids du mur :  $2,66 \times 1,82 = 4,84 KN/ml$

- Poids de plier:

$$G = 5,59KN/m^2$$

- Poids de la paillasse

$$G_p = 7,56KN/m^2$$

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

$$q_{du} = 5,59 \times 1 = 5,59KN/ml$$

$$q_{pu} = 7,56 \times 1 = 7,56KN/ml$$

$$\text{Donc } q_u = \frac{5,59 \times 1,6 + 7,56 \times 2,4}{2} + 2,18 + 4,84 = 20,65KN/ml$$

#### ➤ **Combinaison d'action :**

$$Q = 2,5KN/m^2$$

$$- \text{À l'ELU : } P_u = 1,35 \times 20,65 + 1,5 \times 2,5 = 31,63KN/ml$$

$$- \text{À l'ELS : } P_{ser} = 20,65 + 2,5 = 23,15KN/ml$$

**III.5.4.Ferraillage (ELU) :**

$$\text{- En travée : } M_t = \frac{P \times L^2}{24} = \frac{31,63 \times 4,00^2}{24} \Rightarrow 21,09 \text{ KN.m}$$

$$\text{- En appui : } M_a = \frac{P \times L^2}{12} = \frac{31,63 \times 4,00^2}{12} \Rightarrow 42,17 \text{ KN.m}$$

$$T = \frac{P \times L}{2} = \frac{31,63 \times 4,00}{2} \Rightarrow 63,26 \text{ KN.m}$$

**- En travée :**

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{21090}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,054 < \mu_{lu} = 0,392 ;$$

On n'a pas besoin d'armatures comprimées.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,054}) = 0,069$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,972$$

$$A = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{21090}{348 \times 0,972 \times 33} = 1,89 \text{ cm}^2.$$

$$4\text{T}12 \text{ avec } A_s = 4,52 \text{ cm}^2$$

**- En appui :**

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{42170}{25 \times 33^2 \times 14,2} = 0,109$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,109}) = 0,144$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,942$$

$$A = \frac{M_{ut}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{42170}{348 \times 0,942 \times 33} = 3,89 \text{ cm}^2.$$

**-Vérification à ELS :**

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} L^2}{8} = 23,15 \text{ KN.m}$$

**-En travée :**

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{50}{36,448} = 1,37$$

$$\alpha = 0,069 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{C28}}{100} = 0,435$$

-Section rectangulaire

- Fissuration peut préjudiciable

Donc aucune vérification à l'ELS.

**-En appui :**

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

-Section rectangulaire -Fissuration peut préjudiciable

Donc pas de vérification à l'ELS.

-Vérification :

$$A \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,996 \text{ cm}^2 \leq 3,89 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL 91 (art A.4.2))}$$

$$A_s \geq 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 25 \times 35 = 4,375 \text{ cm}^2 \text{ (RPA ( art 7.5.1.2))}$$

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

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

$$\text{Donc on adopte ; } 3\text{T}14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

**III.5.5.Vérification :****-Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{63,26}{0,25 \times 0,33} \Rightarrow \tau_U = 766,78 \text{ KN} / \text{m}^2 = 0,767 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_U = 0,767 \text{ Mpa}$$

**Exigence du RPA :**

**armatures transversales :**

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

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

$$A_t = 0,003 \times 8,75 \times 35 = 0,9187 \text{ cm}^2, \text{ dans la zone nodale on adopte } 2\text{T}8 (1,01 \text{ cm}^2)$$

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

$$A_t = 0,003 \times 17,5 \times 35 = 1,83 \text{ cm}^2, \text{ donc on adopte } 4\text{T}8 (2,01 \text{ cm}^2).$$

**- vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{400} = 0,0875 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition. vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,0875 > 0,033 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$4,0 \frac{b \times d}{f_e} > A_s \Rightarrow 4,0 \frac{25 \times 33}{400} = 8,25 > A_s = 4,37 \text{ -----condition vérifiée.}$$

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.

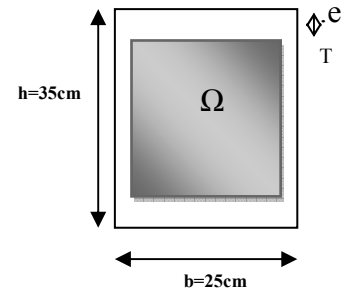
$\Omega$  : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

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

$$e = \frac{b}{6} = \frac{25}{6} = 4,16 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (25 - 4,16)(35 - 4,16) = 642,70 \text{ cm}^2$$

Le moment de torsion est :  $M_{TOR} = M_{APPUIS} = 7735,32 \text{ N.m}$

$$\text{Donc } \tau_U = \frac{7735,32}{2 \times 642,26 \times 4,16} \Rightarrow \tau_t = 1,447 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$



**Fig.: Coupe Poutre palière**

#### -Armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} ; \quad \text{Avec } U : \text{périmètre } \Omega$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(25 - 4,16) + (35 - 4,16)] = 103,36 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{103,36 \times 7735,32}{2 \times 642,26 \times 348} = 1,78 \text{ cm}^2$$

SECTION	FLEXION	TORSION	$A_T (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$	BARRES
Appuis	3,89	$\frac{1,78}{2} = 0,89$	4,78	4,375	5,75	3T12+3T10
Travée	1,89	$\frac{1,78}{2} = 0,89$	2,78	4,375	5,75	3T12+3T10

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

#### Armatures transversales :

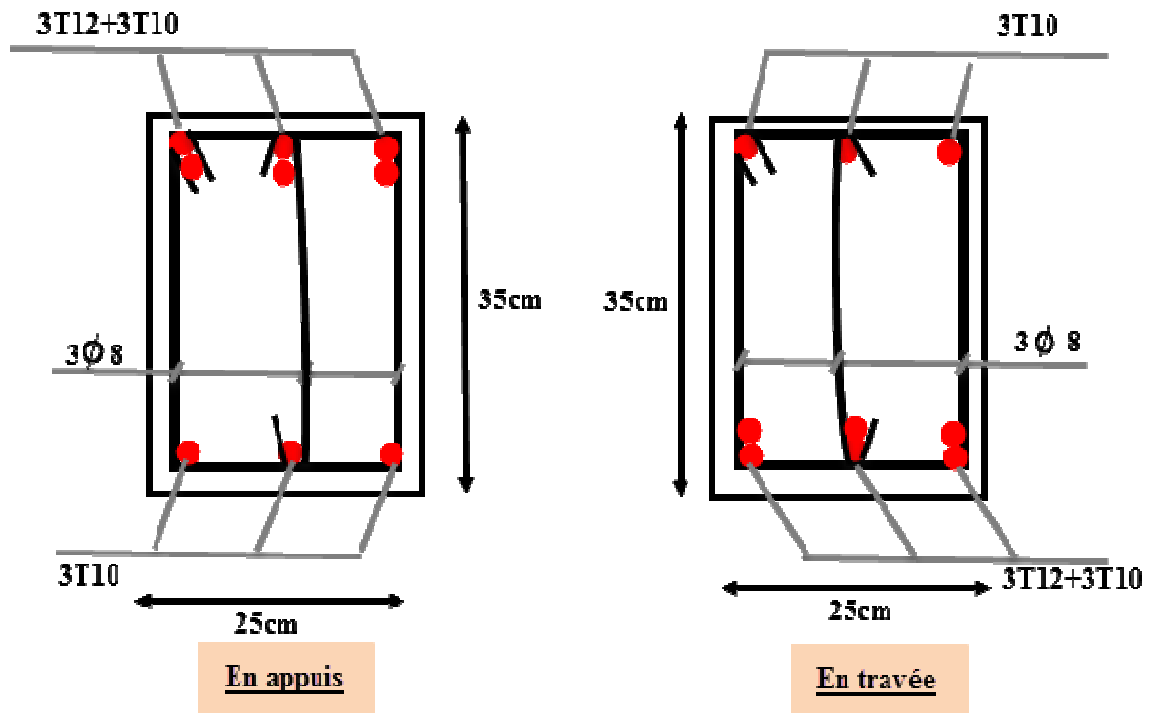
$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{7912,77}{2 \times 642,26 \times 347,8} = 0,018 \text{ cm}^2$$

$A_t$  : Section d'armature transversale.

$S_t$  : L'espaceement d'armature.

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

### III.5.7.dessin de ferrailage de la poutre palière :



**Fig.III 9: Schéma de ferrailage de la poutre palière.**

### **III.6.ETUDES DES PLANCHERS**

#### **III.6.1.Introduction :**

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions  $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$ , avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

#### **III.6.2.Méthode de calcul:**

Plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de caquot.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bon résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature 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.

#### **III.6.3.Calcul des poutrelles :**

##### **a-méthode forfaitaire**

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées  $Q \leq 2G$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

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

**b- Méthode de Caquot :****Condition d'application :**

- $Q > 2G$  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

**III.6.4.Calcul des moments:****a.Les moments en appui :**

- $0.2M_0$  pour appui de rive
- $0.6M_0$  pour poutre de deux travées
- $0.5M_0$  pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées
- $0.4M_0$  pour les appuis intermédiaires (plus trois travées)

**b. Les moments en travées :**

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

- $M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$  travée de rive
- $M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$  travée intermédiaire

**c .Dimensionnement des poutrelles :**

$$h = 20 \text{ cm} ; \quad h_0 = 4 \text{ cm} ;$$

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; \quad b = 65 \text{ cm} ;$$

**III.6.5.Les combinaison d'action :**

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

Charge permanente =  $G = 5200 \text{ N/m}^2$

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

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

Charge permanente :  $G = 6280$

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

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

Charge permanente :  $G = 5200$

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

➤ **E.L.U**

$$P_{uEC} = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65 = (1,35 \times 5200 + 1,5 \times 1500) \times 0,65 = 6025,5$$

$$P_{uEC} = 6025,5 \text{ N/ml}$$

$$P_{u\text{terrasse}} = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65 = (1,35 \times 6280 + 1,5 \times 1000) \times 0,65 = 6485,7$$

$$P_{u\text{terrasse}} = 6485,7 \text{ N/ml}$$

➤ **E.L.S**

$$P_{sEC} = (G + Q) \cdot 0,65 = (5200 + 1500) \times 0,65 = 4355$$

$$P_{sEC} = 4355 \text{ N/ml}$$

$$P_{s\text{terrasse}} = (G + Q) \cdot 0,65 = (6280 + 1000) \times 0,65 = 4732$$

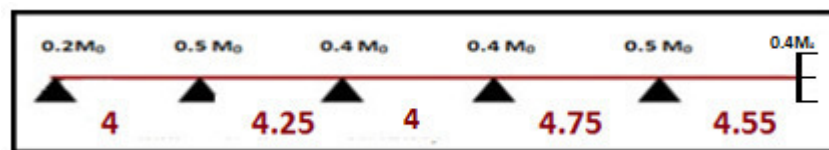
$$P_{s\text{terrasse}} = 4732 \text{ N/ml}$$

Remarque : la méthode de calcul que nous choisissons est \*la méthode forfaitaire\* parce que toutes les conditions sont vérifiées.

### **III.6.6.Calcul des planchers à corps creux type 1**

Nous avons deux types des poutrelles continues dans le plancher étage courant et le plancher terrasse

**- poutre repose sur 6 appuis :**



- $1000 \leq 2 \times 6280 = 12560 \text{ N}$  (condition vérifier)
- Inertie constante.(condition vérifier)
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1,24 \quad (\text{condition.vérifier})$$

- Fissuration non préjudiciable.(condition vérifier)



**III.6.7.Valeur des efforts tranchants :**

$$T^d = -\frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l} \quad T^g = \frac{pl}{2} + \frac{Md - Mg}{l}$$

$T_d$  = l'effort tranchant a droite de la travée

$T_g$  = l'effort tranchant a gauche de la travée

**III.6.8. Détermination des sollicitations :****III.6.8.1.Plancher terrasse :**

Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

-ELU

Ma	1	2	3	4	5	6
Valeur	2594.3	7321.7	5857.3	7316.5	9145.7	6713.4

-ELS

Ma	1	2	3	4	5	6
Valeur	1892.8	5341.98	4273.6	5338.3	6672.8	4898.2

Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

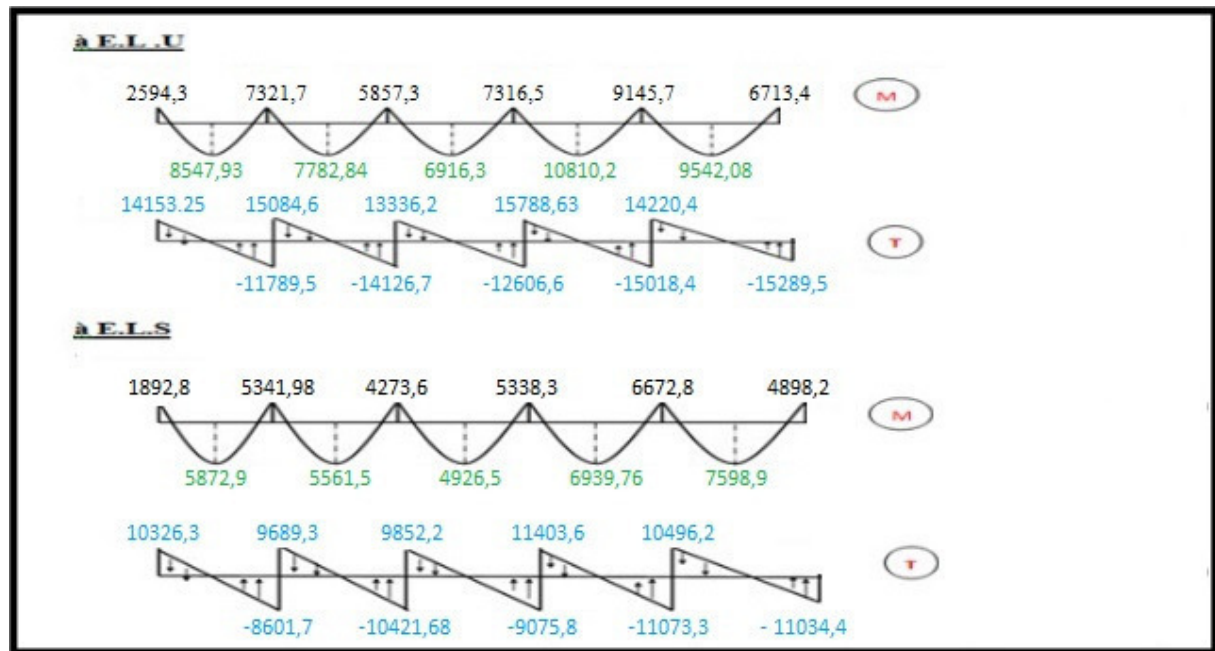
-ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	4	4,25	4	4,75	4,55
Pu(N)	6485.7	6485.7	6485.7	6485.7	6485.7
M0(N.M)	12971.4	14643.4	12971.4	18291.41	16783.51
Mg(N.M)	2594.3	7321.7	5857.3	7316.5	9145.7
Md(N.M)	7321.7	5857.3	7316.5	9145.7	6713.4
Mt(N.M)	8547.93	7782,84	6916.3	10810.2	9542.08
Tg(N)	14153.25	15084.6	13336.2	15788.63	14220.4
Td(N)	-11789.5	-14126.7	-12606.6	-15018.4	-15289.5

-ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	4	4.25	4	4.75	4.55
Ps(N)	4732	4732	4732	4732	4732
M0(N.M)	9464	10683.9	9464	13345.7	12245.5
Mg(N.M)	1892.8	5341.9	3785.6	5338.3	6122.75

<b>Md(N.M)</b>	5341.9	3785.6	5338.3	6122.75	4898.2
<b>Mt(N.M)</b>	5872.9	5561.50	4926.5	6939.76	7598.9
<b>Tg(N)</b>	10326.3	9689.3	9852.2	11403.6	10496.2
<b>Td(N)</b>	-8601.7	-10421.68	-9075.8	-11073.3	-11034.4



**Fig.III.10; Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse**

### **III.6.8.2.Planchers étage courant :**

- $Q=1500 \text{ N}$  ;  $G=5200 \text{ N}$   
 $1500 \leq 2 \times 5200 = 10400 \text{ N}$  (condition vérifier)  
 $Q \leq (2.G ; 5000 \text{ N/m}^2)$ .
- Inertie constante. (condition vérifier)
- Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \leq \frac{l_n}{l_{n+1}} \leq 1,25 \quad (\text{condition.vérifier})$$

Fissuration non préjudiciable. (condition vérifier)

**Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:**

-ELU

Ma	1	2	3	4	5	6
Type	2410.2	6802.2	4820.4	6797.5	7796.4	6237.12

-ELS

Ma	1	2	3	4	5	6
Type	2107,8	4355	3750,2	4215,6	4215,6	3750,2

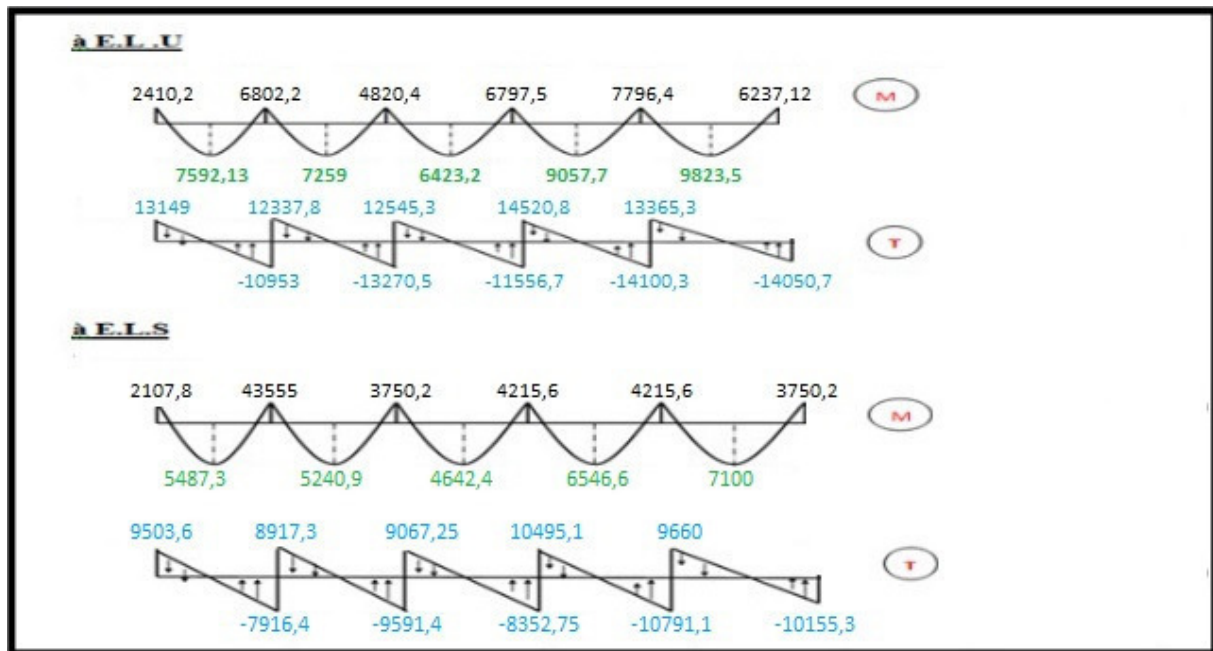
Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

-ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	4	4.25	4	4.75	4.55
Pu(N)	6025.5	6025.5	6025.5	6025.5	6025.5
M0(N.M)	12051	13604.4	12051	16993.8	15592.8
Mg(N.M)	2410.2	6802.2	4820.4	6797.5	7796.4
Md(N.M)	6802.2	4820.4	6797.5	7796.4	6237.12
Mt(N.M)	7592.13	7259	6423.2	9057.7	9823.5
Tg(N)	13149	12337.8	12545.3	14520.8	13365.3
Td(N)	-10953	-13270.5	-11556.7	-14100.3	-14050.7

-ELS

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
L(m)	4	4.25	4	4.75	4.55
Ps(N)	4355	4355	4355	4355	4355
M0(N.M)	8710	9832.8	8710	12282.5	11270
Mg(N.M)	1742	4916.4	3484	4913	5635
Md(N.M)	4916.4	3484	4913	5635	4508
Mt(N.M)	5487.3	5240.9	4642.4	6546.6	7100
Tg(N)	9503.6	8917.3	9067.25	10495.1	9660
Td(N)	-7916.4	-9591.4	-8352.75	-10191.1	-10155.3



### III.6.11. Calcul des planchers à corps creux type 3 :

- poutre repose sur 3 appuis :



Détermination des sollicitation :

#### III.6.11.1. Plancher terrasse :

Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

-ELU

Ma	1	2	3
Valeur	5188.56	8786.1	5857.4

-ELS

Ma	1	2	3
Valeur	3785.6	6410.4	4273.5

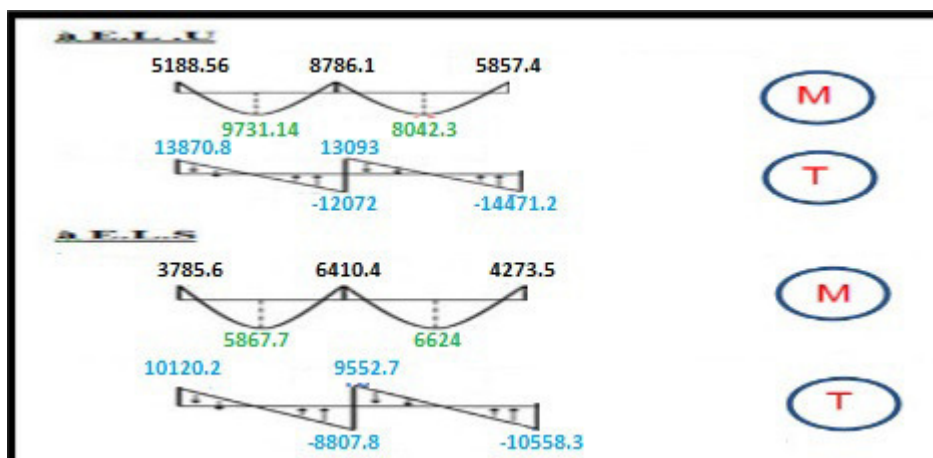
**Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :**

-ELU

Travée	1-2	2-3
L(m)	4	4.25
Pu(N)	6485.7	6485.7
M0(N.M)	12971.4	14643.5
Mg(N.M)	5188.56	8786.1
Md(N.M)	8786.1	5857.4
Mt(N.M)	9731.14	8042.3
Tg(N)	13870.8	13093
Td(N)	-12072	-14471.2

-ELS

Travée	1-2	2-3
L(m)	4	4.25
Ps(N)	4732	4732
M0(N.M)	9464	10683.9
Mg(N.M)	3785.6	6410.4
Md(N.M)	6410.4	4273.5
Mt(N.M)	5867.7	6624
Tg(N)	10120.2	9552.7
Td(N)	-8807.8	-10558.3

**Fig.III.12:Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau**

**III.6.11.2.Planchers étagé courant :**

Tableau récapitulatif pour Les moments' sur appuis:

-ELU

Ma	1	2	3
Type	4820.4	8162.6	5441.8

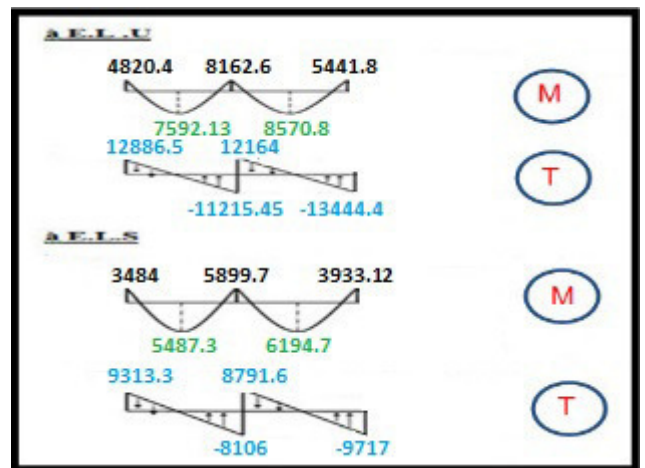
-ELS

Ma	1	2	3
Type	3484	5899.7	3933.12

Tableau récapitulatif pour Les moments en travées :

-ELU

Travée	1-2	2-3
L(m)	4,00	4,25
Pu(N)	6025.5	6025.5
M0(N.M)	12051	13604.4
Mg(N.M)	4820.4	8162.6
Md(N.M)	8162.6	5441.8
Mt(N.M)	7592.13	8570.8
Tg(N)	12886.5	12164
Td(N)	-11215.45	-13444.4



-ELS

Travée	1-2	2-3
L(m)	4,00	4 ,25
Pu(N)	4355	4355
M0(N.M)	8710	9832.8
Mg(N.M)	3484	5899.7
Md(N.M)	5899.7	3933.12
Mt(N.M)	5487.3	6194.7
Tg(N)	9313.9	8791.6
Td(N)	-8106	-9717

**III.6.11.3.Calcul du Ferrailage :**

$$b = 65\text{cm} \quad ; \quad b_0 = 10\text{cm}$$

$$h = 20\text{cm} \quad ; \quad h_0 = 4\text{cm}$$

**- l'enrobage :**

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

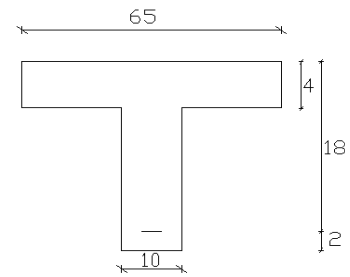
$C_0 = 1\text{cm}$  (fissuration peu préjudiciable). (BAEL91.A.7.1)

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

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

\* Donc on adopte  $C = 2\text{cm}$ .

$$\rightarrow d = h - c = 20 - 2 = 18$$



$$d = 18\text{cm} \quad ; \quad c = 2\text{cm}$$

**E.L.U.E.L.S**

$$M_{\max(\text{appui})} = 9145.7\text{N.m}$$

$$M_{\max(\text{travée})} = 10810.2\text{N.m}$$

$$T_{\max} = 15788.63 \text{ NT}_{\max} = 11403.6 \text{ N}$$

$$M_{\max(\text{appui})} = 8786.1\text{N.m}$$

$$M_{\max(\text{travée})} = 7598.9\text{N.m}$$

**Les armatures longitudinales :****• En Travée :**

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

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

$$M_0 = 14,2 \times 65 \times 4 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right) = 59072 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 10810.2\text{N.m} \leq M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t}{\overline{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{10810.2}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.036 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\mu = 0.068 \Rightarrow \alpha = 0.0458 \Rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10810.2}{348 \times 0.981 \times 18} = 1.76 \text{ cm}^2$$

• **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  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .

$M_a \text{ (N.m)}$	$\mu$	$\mu_1$	$\alpha$	<b>B</b>	<b>A (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>9145.7 N</b>	<b>0,0305</b>	<b>0,392</b>	<b>0.0387</b>	<b>0.9878</b>	<b>1.488</b>

**-E. L. S :**

D'après le BAEL83

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

$$\text{suivante est vérifiée : } \alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	<b>A</b>	<b>Mu (N.m)</b>	<b>M ser (N.m)</b>	<b><math>\gamma</math></b>	<b><math>f_{c28}</math></b>	<b><math>\bar{\alpha}</math></b>	<b>Condition</b>
<b>En Travée</b>	<b>1.76</b>	<b>10810.2</b>	<b>7598.9</b>	<b>1.42</b>	<b>25</b>	<b>0.46</b>	<b>Condition vérifié</b>
<b>Sur Appui</b>	<b>1.488</b>	<b>9145.7</b>	<b>8786.1</b>	<b>1.04</b>	<b>25</b>	<b>0.27</b>	<b>Condition vérifié</b>

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

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

$$\text{En Travée : } A_{tmin} \geq 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.10}{400} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

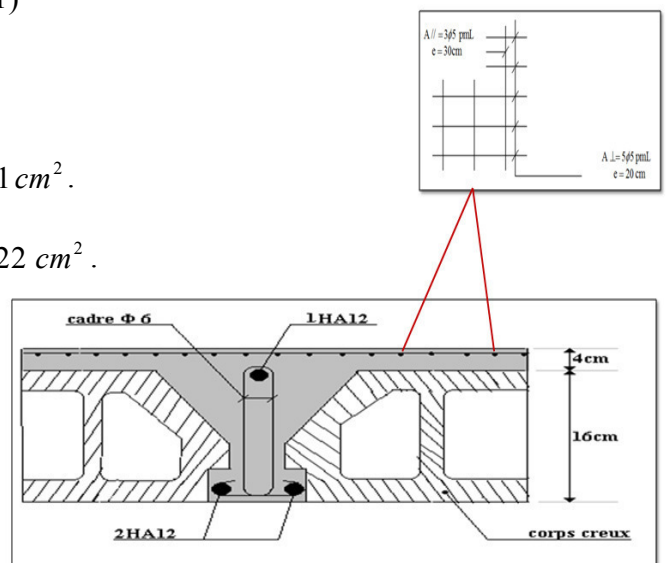
$$\text{Sur Appuis : } A_{tmin} \geq 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.10}{400} = 0.22 \text{ cm}^2.$$

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

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

$$\text{En Travée : } A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur Appuis : } A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2.$$





• **Tableau Récapitulatif :**

Eléments	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{min'} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$
Travée	1,76	1,41	1,30	1,76	2HA12 = 2,26
Appuis	1,488	0,22	0,20	1,488	1HA14 = 1,54

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

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

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

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

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{200}{35}; 10; \frac{100}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min (5,71; 10; 10)$$

Soit :  $\phi_t = 6mm$  FeE235 (BAEL(A.6.1,252))

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,57 cm^2.$$

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

$$S_{t1} \leq \min (0,9d; 40cm) = \min (16,2; 40) cm$$

$$S_{t1} = 16,2 cm$$

$$S_{t2} \leq A_t \times f_e / 0,4 \times b_0 = 0,57 \times 235 / 0,4 \times 10 = 33,48 cm$$

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

$k = 1 \rightarrow$  flexion simples

$$S_{t3} \leq (0,9 \times 235 \times 1 \times 0,57) / [10 \times 1,15 (1,11 - 0,3 \times 2,1 \times 1)] = 21,84 cm$$

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

$$S_t \leq \min (16,2 ; 33,48 ; 21,84) \rightarrow S_t = 16,2 cm$$

Alors on prend :  $S_t = 15 cm$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 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.

$$T_U = 20040,8$$

$$\tau_u = \frac{20040,8}{100 \times 180} = 0,666 \text{ Mpa}$$

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

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

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

$$\tau_u = 1,11 \leq \bar{\tau}_u = 3,333 \text{ Mpa} \quad (\text{c.v.})$$

**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  $a = 0,9 \cdot d = 16,20 \text{ cm.}$

$$T_u = 20040,8$$

$$T_u = 20040,8 \leq 0,267 \times 16,2 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135 \text{ N} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A = 2T_{12} = 2,26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1,15 \times \frac{20040,8}{400} = 50,1 \text{ mm}^2$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 \geq 50,1 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (\text{c.v.})$$

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

$$1/\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{20}{475} = 0,045 \geq 0,0444 \dots \dots \dots (\text{c.v.})$$

$$2/\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \cdot M_0} \Rightarrow \frac{20}{440} = 0,045 \geq 0,0393 \dots \dots \dots (\text{c.v.})$$

$$3/ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,60}{F_e} \Rightarrow \frac{2,26}{65 \times 18} = 0,0019 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \dots \dots (\text{c.v.})$$

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 5 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 →  $f_e = 500 \text{ Mpa}$

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

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

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

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 500 = 0.52 \text{ cm}^2$$

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

**\*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 :**

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

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

**\*Espacement** :

$$S_t = 100 / n = 100 / 3 = 33.33 \text{ cm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension  $(20 \times 30) \text{ cm}^2$ .

## 1. Introduction

Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction supposées horizontales, ces forces peuvent engendrer des effets dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques de la structure. Ces forces dépendent aussi de plusieurs autres paramètres :

- la région.
- le site.
- l'altitude.
- les dimensions de l'ouvrage.

L'objet de cette étude est l'évaluation des sollicitations agissant sur la structure, telle que moment fléchissant et effort tranchant qui sont engendrés par l'effet du vent.

On utilise le règlement NV99 pour le calcul du vent.

## 2. Application des R N V 99 :

### ❖ la vérification de la stabilité d'ensemble:

Les RNV 99 impose un calcul dans les deux directions du vent lorsque le bâtiment présente une géométrie rectangulaire.

\* Notre construction est de **catégorie I** (art 1.1.3 RNV99)

La vérification à la stabilité d'ensemble de notre construction doit passer par les étapes suivantes :

### 2.1. Détermination du coefficient dynamique $C_d$ :

Données relatives au site:

Site plat :

$$C_t = 1$$

Zone I : (tab 2.3) P46 :

$$q_{\text{réf}} = 375 \text{ N/m}^2$$

Terrain de catégorie I

$$K_T = 0.24$$

$$Z_0 = 1 \text{ m}$$

$$Z_{\text{min}} = 16 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 0.46$$

### Valeur $C_d$ :

Notre bâtiment est en béton armé .donc On utilise la figure 3.1, page 51 pour:

- **Sens x-x:**

$h = 24.48 \text{ m}$  et  $b = 22.60 \text{ m}$  donne (après interpolation)

$$C_d \approx 0.94$$

- **Sen y-y**

$h = 24.48 \text{ m}$  et  $b = 21.55 \text{ m}$  donne (après interpolation)

$$C_d \approx 0.94$$

**Cd** : les deux directions est inférieur à 1.2 ; donc notre structure est peu sensible aux excitations dynamiques.

### 2.2 Détermination de la pression dynamique $q_{dyn}$ :

$$q_{dyn} = q_{réf} * C_e(Z_{eq})$$

$$q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$$

$C_e$  : est le coefficient d'exploitation dépend aux nature de la structure.

Dans notre cas le coefficient d'exploitation données par :

$$C_e(Z_{eq}) = C_t(Z_{eq})^2 * C_r(Z_{eq})^2 * \left[ 1 + \frac{7 * K_T}{C_t(Z_{eq})^2 * C_r(Z_{eq})^2} \right]$$

- $C_t(Z_{eq})$  : est le coefficient de topographié =1
- $C_r$  est le coefficient de rugosité il est définit par la loi logarithmique (logarithme

Népérien), ce coefficient traduit l'influence de la rugosité sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r(Z_{eq}) = K_T * Ln\left(\frac{Z_j}{Z_0}\right) \quad \text{Pour } Z_{\min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

- $K_T$ : facteur de terrain
- $Z_0$ : paramètre de rugosité
- $Z_{\min}$ : la hauteur minimale
- $Z_j$  : la distance verticale à partir du sol au centre de l'élément

$Z_j$	$C_r$	$C_e$	$q_{dyn}$
1.53	0.10	0.25	93.75
4.59	0.36	0.29	108.75
7.65	0.49	0.51	191.25
10.71	0.57	0.67	251.25
13.77	0.63	0.80	300
16.83	0.68	0.925	346.9
19.89	0.72	1.02	382.5
22.95	0.75	1.10	412.5
23.55	0.76	1.13	423.75

**Tableau (1)**

### 2.3 Détermination des coefficients de pression $C_p$ :

#### ➤ Coefficient de pression intérieur $C_{pi}$ :

Dans le cas de bâtiment avec cloisons intérieur :  $C_{pi} = 0.8$  et  $-0.5$

#### ➤ Coefficient de pression extérieur $C_{pe}$ :

Le coefficient de pression dynamique dépend de la surface chargée de la paroi considérée

$$C_{pe} = C_{pe,1}$$

si la surface  $S < 10 \text{ m}^2$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + (C_{pe,1} - C_{pe,10}) \cdot \log_{10}(S)$$

si la surface:  $1 \text{ m}^2 < S < 10 \text{ m}^2$

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

si la surface  $S \geq 10 \text{ m}^2$

#### a) les parois verticales :

##### a – 1) sens x-x

$$C_{pe} = C_{pe,10}$$

si la surface  $S \geq 10 \text{ m}^2$

$$h = 24.48 \text{ m} \quad b = 22.60 \text{ m}$$

$$e = \min(b ; 2h) = 22.60 \text{ m}$$

$d < e$  donc on adopte le 2<sup>ème</sup> cas

A'	B'	D	E
$C_{pe10}$	$C_{pe10}$	$C_{pe10}$	$C_{pe10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

##### a – 2) sens y-y

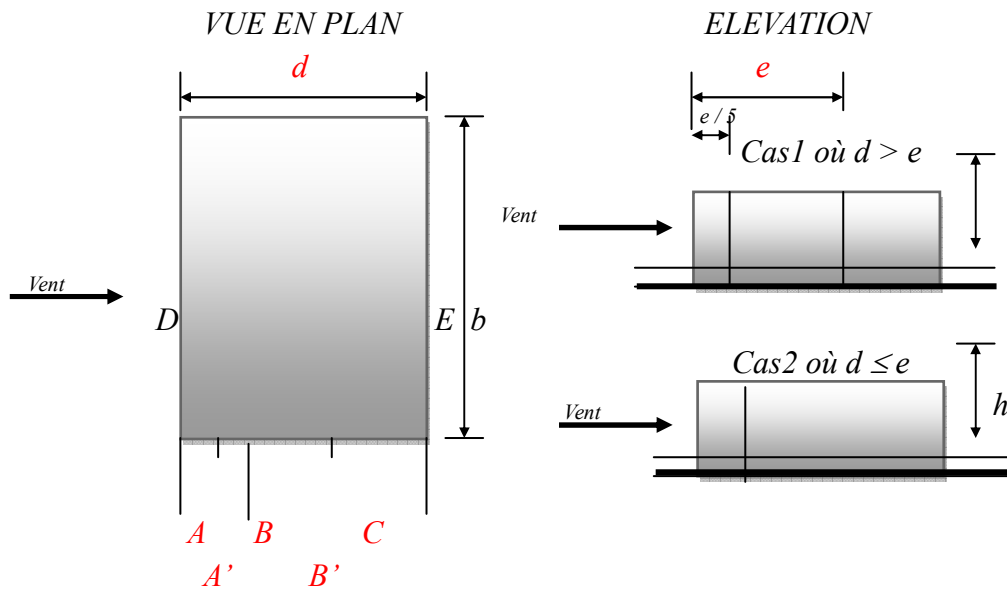
$$h = 24.48 \text{ m} \quad b = 21.55 \text{ m}$$

$$e = \min(b ; 2h) = 21.55 \text{ m}$$

$d > e$  donc on adopte le 1<sup>ère</sup> cas

A	B	C	D	E
$C_{pe10}$	$C_{pe10}$	$C_{pe10}$	$C_{pe10}$	$C_{pe10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 2.2. Les valeurs de  $C_{p10}$  sont données dans le tableau (5.1) P 65.



**Fig. (2) répartition des coefficients de pression (paroi verticale)**

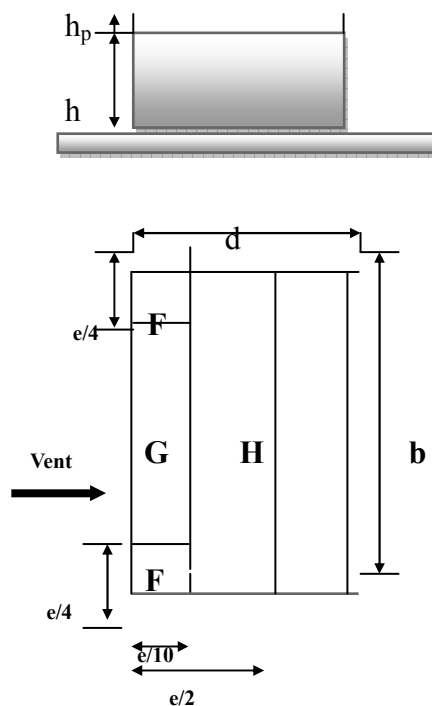
### b) Toitures :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4°. Il convient de diviser l'acrotère comme l'indique la figure .2. Le coefficient  $C_{pe10}$  est donné par l'interpolation dans le tableau (5.2) P 65 .

$$h_p/h = 0.6/24.48 = 0.024$$

/	/	F	G	H	I
/	/	$C_{pe10}$	$C_{pe10}$	$C_{pe10}$	$C_{pe10}$
Avec acrotère	$h/h_p=0.025$	-1.6	-1.1	-0.7	+ -0.2
	$h/h_p=0.05$	-1.4	-0.9	-0.7	+ -0.2
	$h/h_p=0.1$	-1.2	-0.8	-0.7	+ -0.2

**Tableau (2)**

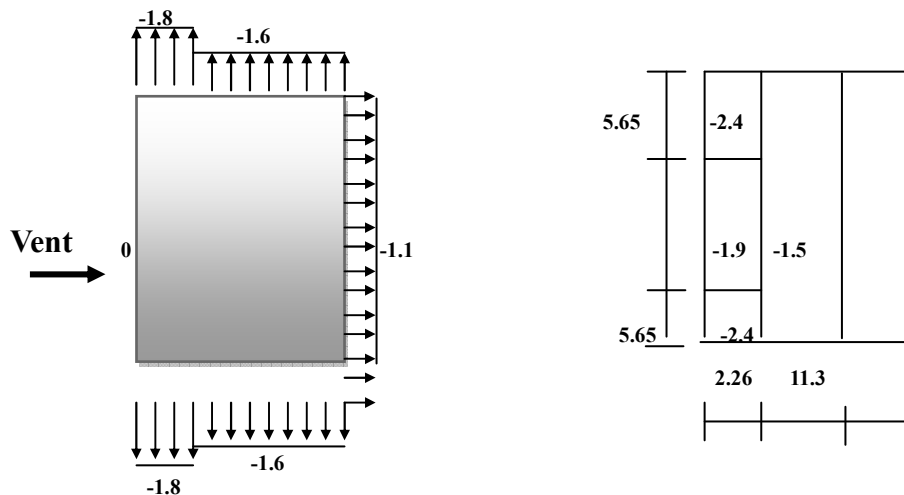


**Fig. (2) répartitions des coefficients de pression (Acrotère)**

Zone	$C_{pi}$	$C_{pe}=C_{pe10}$	$C_p$
A. A'	0.8	-1.0	-1.8
B. B'	0.8	-0.8	-1.6
C	0.8	-0.5	-1.3
D	0.8	+0.8	0
E	0.8	-0.3	-1.1
F	0.8	-1.6	-2.4
G	0.8	-1.1	-1.9
H	0.8	-0.7	-1.5

**Tableau (3)**





**Fig (4) répartitions des coefficients de pression**

### 3. Détermination de la pression due au vent :

La pression due au vent  $q_j$  qui s'exerce sur un élément de surface  $j$  est donnée par la formule 2.1 du RNV99 :

$$q_j = C_d \times W(z_j)$$

$C_d$  : est le coefficient dynamique de la construction

$W$  : est la pression nette exercée sur l'élément de surface  $j$  calculée à la hauteur  $z_j$  relative à l'élément de surface  $j$ .  $W(z_j)$  est donnée par la formule suivante :

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

**D'où** 
$$q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times C_p$$

L'ensemble des résultats est porté dans le **tableau (4)**

- Calcul des forces de frottement :**

Cette étape a pour but de tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent.

La construction pour lesquelles les forces de frottement doivent être calculées est celle pour laquelle soit le rapport  $d/b \geq 3$ , ou le rapport  $d/h \geq 3$

Dans notre structure cette condition n'est pas vérifiée

- Détermination de la Force résultante:**

La force résultante  $R$  se décompose en deux forces :

➤ Une force globale horizontale  $F_w$  qui correspond à la résultante des forces horizontales

Agissant sur les parois verticales de la construction et la composante horizontale des forces appliquées à l'acrotère ;

➤ Une force de soulèvement  $F_u$  qui est la composante de force résultante  $R$  est donnée par la formule suivante :

$$R = \sum (q_j \times S_j)$$

L'ensemble des résultats est porté dans le tableau 6.3

$C_d = 0.94$  pour la direction (x-x)

$C_d = 0.94$  pour la direction (y-y)

h (m)	Zone	S(x-x)	S(y-y)	$q_{dyn}$	$q_{j(x-x)}$	$q_{j(y-y)}$	R(x-x)	R(y-y)
1.53	E : $C_p = -1,1$	69.15	65.94	93.75	-96.93	-96.93	-6702.70	-13818.9
4.59	E : $C_p = -1,1$	69.15	65.94	108.75	-112.4	-112.4	-7772.46	-25058
7.65				191.25	-197.8	-197.8	-13677.87	-31664.4
10.71				251.25	-259.8	-259.8	-17965.17	-35992.6
13.77				300	-310.2	-310.2	-21450.33	-39409.9
16.83				346.9	-358.7	-358.7	-24804.10	-38312.3
19.89				382.5	-395.5	-395.5	-27348.82	-44421.5
22.95				412.5	-426.5	-426.5	-29492.47	-46471.8
23.55	F : $C_p = -2,4$	13.56	12.93	423.75	-956	-956	-12963.36	-21928.3
	G : $C_p = -1,9$				-756.8	-756.8	-10262.20	-17359.8
	H : $C_p = -1,5$				-597.5	-597.5	-8102.10	-13705.1

**Tableau (4)**

D'où on obtient

$$R_y = 426.32 \text{ kN}$$

$$R_x = 634.25 \text{ kN}$$

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme, on remarque que ces derniers sont plus importants. Et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible .et pour cela on peut négliger l'effet du vent au ferrailage.

### **IV.1.Introduction:**

Le séisme ou tremblement de terre correspond à une vibration de sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau.

Cette vibration du sol a pour origine, selon les géologues; le mouvement des plaques terrestres appelé aussi la **dérive des continents**. Car ils pensent que la planète est morcelée en six à quinze principales plaques appelées **plaques tectoniques** et de plusieurs plaques secondaires.

### **But de l'étude parasismique:**

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.

### **IV.2.Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- \* par la méthode statique équivalente.
- \* par la méthode d'analyse modale spectrale.
- \* par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes .

### **IV.2.1.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 :

- a.** 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.
- b.** 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.

**IV.2.2.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».

**IV.3.1Classification 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**.

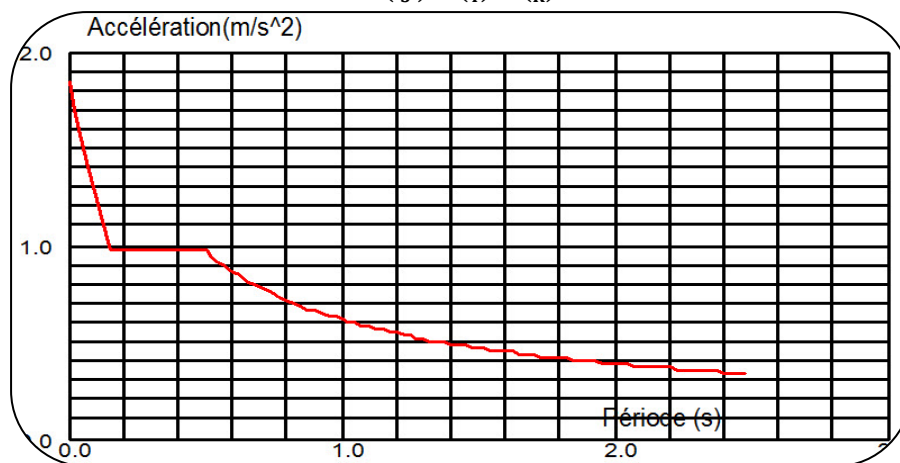
Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

✚ La hauteur de structure :  $h = 33.66 > 23 \text{ m}$  ( zoneIIa )

#### IV.3.2.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 .IV.1: Courbe de spectre de réponse.**

Avec :

$S_a / g$  : Accélération spectrale

$g$  : accélération de la pesanteur.

$A$  : coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7 \quad (4.3)$$

$\xi(\%)$  : pourcentage d'amortissement critique; fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. **Tableau (4.2)RPA2003 .**

On prend :  $\xi = 7$   $\eta = \sqrt{7/(2 + 7)} = 0,882 \geq 0,7$

**R** : coefficient de comportement global de la structure donnée par le **Tableau (4.3)RPA2003** , en fonction de système de contreventement.

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.  $Q$  : facteur de qualité.

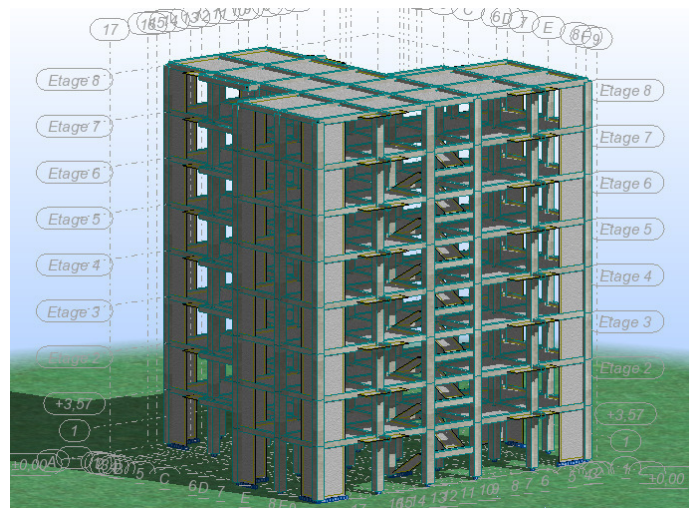
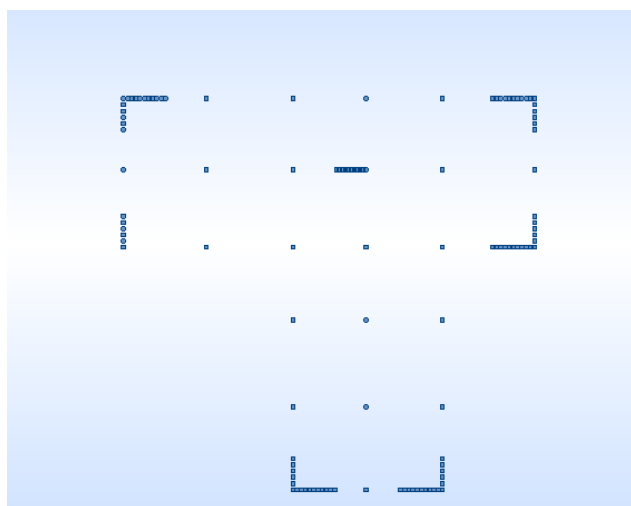
#### IV.4. Représentations des résultats de la méthode modale spectral et commentaires .

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.

**Tableau .IV.1: Périodes et facteurs de participation massique du modèle .**



**Figure IV.5.disposition des voiles**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/ 1	1,29	0,78	0,09	74,91	0,09	74,91
4/ 2	1,55	0,65	71,53	75,00	71,44	0,08
4/ 3	1,98	0,51	74,42	75,00	2,89	0,00
4/ 4	4,53	0,22	74,42	88,67	0,00	13,67
4/ 5	5,58	0,18	88,71	88,67	14,29	0,01
4/ 6	7,32	0,14	89,08	88,68	0,36	0,00
4/ 7	8,93	0,11	89,08	93,99	0,00	5,31
4/ 8	9,99	0,10	89,11	93,99	0,03	0,00
4/ 9	11,35	0,09	94,05	93,99	4,94	0,00

Mode	Période	Facteurs de Participation Massique (en%)				Nature
		U <sub>x</sub>	U <sub>y</sub>	ΣU <sub>x</sub>	ΣU <sub>y</sub>	
1	<b>0,78</b>	0,09	<b>74.91</b>	0,09	74.91	Trans.y
2	0,65	<b>71.44</b>	0,08	71.53	75.00	Trans.x
3	0,51	<b>0.89</b>	<b>0,00</b>	74.42	75.00	Torsion
4	0,22	0.00	13.67	74.42	88.67	/
5	0,18	14.29	0.01	88.71	88.67	/
6	0,14	0,36	0,00	89.08	88.68	/
7	0,11	0.00	5.31	93,51	93.99	/
8	0,10	0,03	0.00	<b>89.11</b>	<b>93.99</b>	/
9	0,09	4.94	0,00	94.05	93.99	/

**Remarques:**

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- ♦ La période fondamentale **T<sub>y</sub>(dyn)= 0,78 s.**
- ♦ La période fondamentale **T<sub>x</sub>(dyn)= 0,65 s.**

RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4), qu'il faut que la valeur de T<sub>dyn</sub> calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur  $T_e = 0,05 \times (24.99^{\frac{3}{4}}) = 0,559$  estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 24.99}{\sqrt{22.90}} = 0.47 \Rightarrow T_x = 0.47 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 24.99}{\sqrt{21.85}} = 0.48 \Rightarrow T_y = 0.48 \text{ sec}$$

On a dans le sens x-x: **T<sub>analytique</sub> > 1.3 T<sub>empirique</sub>**

Alors on choisit la période **T=1.3T<sub>empirique</sub>**

site ferme (S<sub>2</sub>) → T<sub>2</sub> = 0,40 sec

on a  $T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s}$   $D_x = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$

donc : D<sub>x</sub> = 1.37

On a dans le sens y-y: **T<sub>analytique</sub> > 1.3 T<sub>empirique</sub>**

Alors on choisit la période **T=1.3T<sub>empirique</sub>**

site ferme (S<sub>2</sub>) → T<sub>2</sub> = 0,40 sec

on a  $T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s}$   $D_y = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3}$

donc :  $D_y = 1.37$

R : coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3)

➤  $R = 5$

Q : facteur de qualité, il est déterminé par la forme :  $Q = 1 + \sum_1^b P_a$

$P_q$  : 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 :

$Q_x = 1.20$

$Q_y = 1.20$

W : poids de la structure, comprend la totalité des charges permanentes, en plus 20% des charges d'exploitation (R.P.A 99)

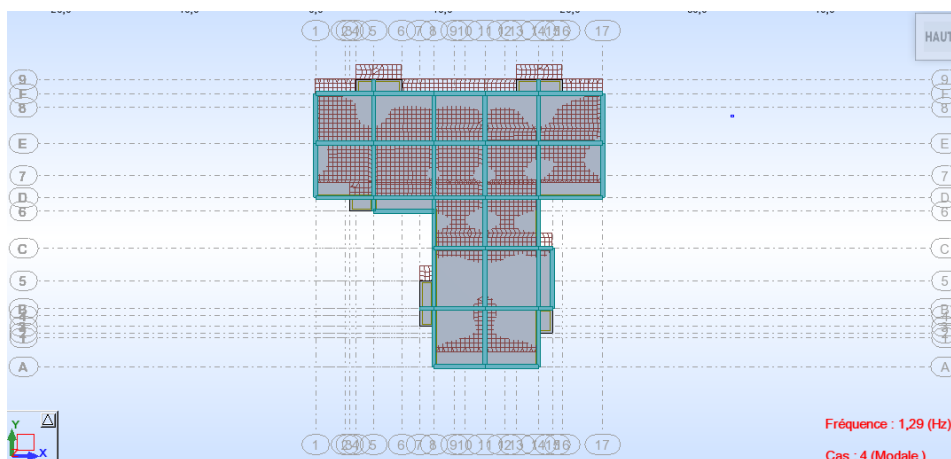
(selon le **RP A99 version 2003**).

#### -Les schémas des trois premiers modes de vibration.

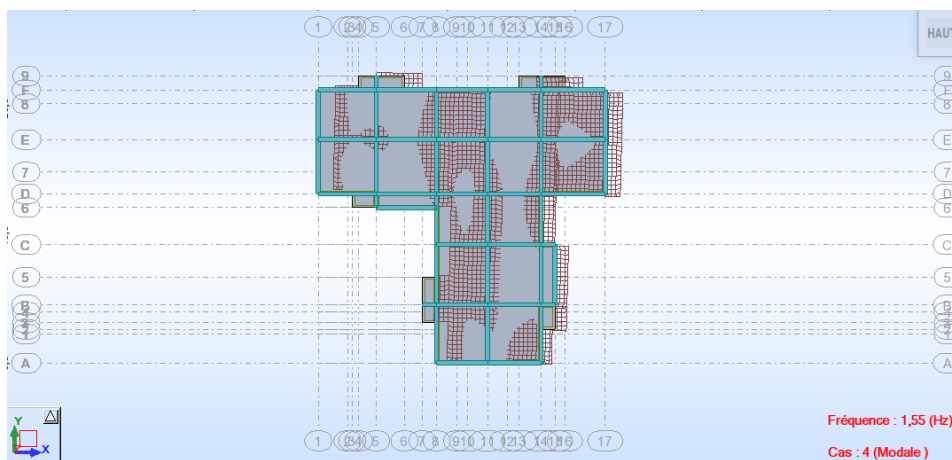
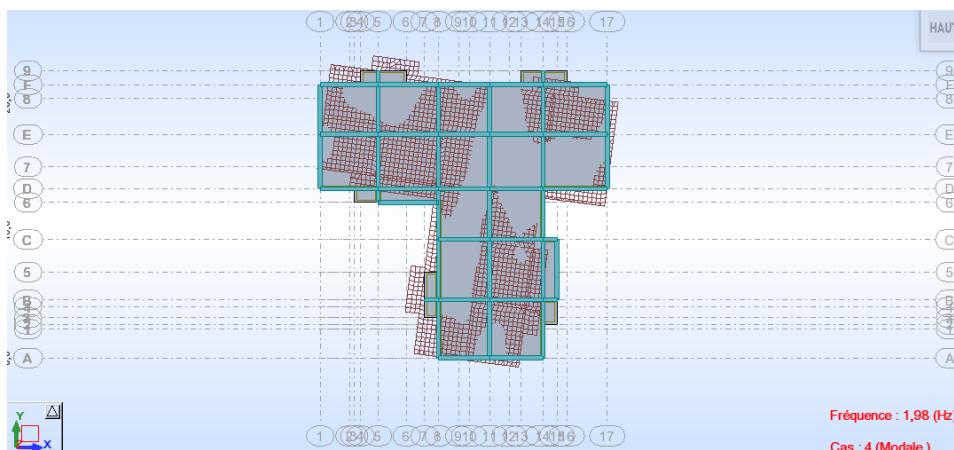
- ◆ Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles

Cas 22 (C)	G+0.2Q					
Somme totale	0,00	0,00	32111,55	69,15	-155,42	-1,82
Somme réacti	0,00	0,00	32111,55	422175,96	-384959,73	0,02
Somme effort	-0,00	-0,00	-32111,55	-422175,97	384959,74	-0,00
Vérification	0,00	0,00	-0,00	-0,01	0,01	0,02

On a  $W = 17766.3 \text{ KN}$ .





**Figure. IV.6 Premier mode de vibration. Vue en plan (T1=0,78)****Figure. IV.7Deuxième mode de vibration. Vue en plan (T2=0.65)****Troisième mode de vibration. Vue en plan T3 = (0.51)****-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 XX**

FX [T]	FX sur les poteaux [T]	FY [T]	FY sur les poteaux [T]	FZ [T]	FZ sur les voiles [T]

<b>234,00</b>	<b>60,49</b>	<b>227,03</b>	<b>93,94</b>	<b>-1175,86</b>	<b>-235,26</b>
---------------	--------------	---------------	--------------	-----------------	----------------

Cas/Etage	FX [kN]	FY [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
7/ 1	800,41	84,28	-453,29	1253,69	44,15	40,12	5295,78	4854,09	441,69
7/ 2	643,38	106,99	-488,83	1132,21	65,60	41,38	3889,19	3654,95	234,24
7/ 3	399,02	110,36	-552,74	951,76	77,15	33,20	2848,72	2695,40	153,32
7/ 4	227,40	104,57	-566,51	793,91	79,08	25,50	2008,68	1897,39	111,29
7/ 5	94,36	94,25	-541,11	635,47	75,08	19,17	1387,24	1306,97	80,28
7/ 6	-29,43	81,77	-490,97	461,54	69,14	12,64	973,91	919,40	54,51
7/ 7	-150,99	61,44	-430,65	279,66	55,62	5,81	684,70	650,69	34,01
7/ 8	-297,73	66,73	-445,97	148,23	62,30	4,43	253,39	241,01	12,39

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{45.33}{170.7} = 26.6\% > 25\%$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{ytotal}} = \frac{44.15}{84.28} = 52.4\% > 25\%$$

$$\frac{F_{zvoiles}}{F_{z.total}} = \frac{441.69}{5295.78} = 8.4\% < 20\%$$

**Tableau 2 : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles sens YY**

FY[T]	FY sur les poteaux [T]	FZ [T]	FZ sur les voiles [T]
<b>1525.28</b>	<b>420.64</b>	<b>-5077.37</b>	<b>-364.76</b>

Cas/Etage	FX [kN]	FY [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
8/ 1	-22,35	1525,28	-61,57	39,21	420,64	1104,63	5077,37	4712,62	364,76
8/ 2	-29,71	1452,06	-66,33	36,63	571,71	880,35	3408,96	3361,76	47,20
8/ 3	-42,73	1332,72	-74,15	31,42	627,85	704,87	2599,65	2448,49	151,16
8/ 4	-47,46	1198,69	-73,50	26,04	624,51	574,18	1960,84	1751,62	209,22
8/ 5	-47,85	1037,34	-68,19	20,34	581,50	455,84	1499,63	1265,66	233,97
8/ 6	-46,97	845,58	-60,84	13,88	513,84	331,75	1156,00	924,33	231,66
8/ 7	-41,85	625,21	-48,87	7,02	417,42	207,79	842,25	644,75	197,50
8/ 8	-27,63	546,03	-32,87	5,24	422,56	123,47	320,15	249,91	70,24

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{ytotal}} = \frac{420.64}{1525.28} = 27.6\% > 25\%$$

$$\frac{F_{zvoiles}}{F_{ztotal}} = \frac{364.76}{5077.37} = 7.2\% = 20\%$$

**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 .

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Donc notre système de contreventement est mixte (portiques-voiles) .

#### **IV.5.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 :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W$$

- ♦ **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
<b>1A</b>	0,15	0.25	0.30	0.40
<b>1B</b>	0.12	0.20	0.25	0.30
<b>2</b>	0.1	<b>0,15</b>	0.20	0.25

	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	

<b>3</b>	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 ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

- ♦ Avec **T<sub>2</sub>** : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7** du RPA99/ version 2003, (site ferme S<sub>2</sub>) : **T<sub>2</sub>(S<sub>2</sub>) = 0.4sec**

$\eta$  : 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.

Dense	7	5	10
-------	---	---	----

$\xi$  est

donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :  $\xi = 7 \%$

D'où  $\eta = 0,882 > 0.7$

$\eta = 0,882$

### 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.

**Tableau. IV.4 : Valeur de  $\xi(\%)$  RPA 99**

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<sub>N</sub>** : hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

**H<sub>N</sub>** = 33.66 m

- ♦ **C<sub>T</sub>** : 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  $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (24.99)^{3/4} = 0.559 \text{ s}$$

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

**L** : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 24.99}{\sqrt{22.90}} = 0.47 \Rightarrow T_x = 0.47 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 24.99}{\sqrt{21.85}} = 0.48 \Rightarrow T_y = 0.48 \text{ sec}$$

- Sens longitudinal :  $T_x = 0.47 \text{ s}$  ( $T_2 \leq T_x \leq 3,0$ )
- Sens transversal :  $T_y = 0.48 \text{ s}$  ( $T_2 \leq T_y \leq 3,0$ )

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction

- Sens longitudinal :  $T_x = 0.47 \text{ s}$  ( $T_2 \leq T_x \leq 3,0$ )

- Sens transversal :  $T_y = 0.48 \text{ s}$  ( $T_2 \leq T_x \leq 3,0$ )

$$D_x = 2,5 \times 0,882 \left( \frac{0,4}{0,48} \right)^{2/3}$$

$$D_y = 2,5 \times 0,882 \left( \frac{0,4}{0,47} \right)^{2/3}$$

$$D = \begin{cases} D_x = 1.98 \\ D_y = 1.95 \end{cases}$$

- **R** : coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 4.3 (RPA99)

Pour une structure mixte portiques voiles avec interaction  $\Rightarrow R = 5$

- **Q** : est le facteur de qualité et est fonction de :

Sa valeur est déterminé par la formule :  $Q = 1 + \sum P_q$

**Tableau. IV.5 : Valeurs des pénalités  $P_q$**

Critère q »	$P_q$		
	Observé	N/observé	condition
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	✓ 0	0,05	observé
2. Redondance en plan	✓ 0	0,05	observé
3. Régularité en plan		✓ 0,05	N. observé
4. Régularité en élévation	✓ 0	0,05	observé
5. Contrôle de la qualité des matériaux		✓ 0,05	N. observé
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		✓ 0,10	N. observé

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 on trouve :  $Q = 1.2$

- **W** : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids  $W_i$  calculés à chaque niveau (i) .

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]
1/ 1	Etage 1	231679,87	11,99 12,89 2,6	11,97 12,19 2,6
1/ 2	Etage 2	215171,95	11,99 12,91 5,9	11,97 12,19 5,9
1/ 3	Etage 3	215171,95	11,99 12,91 8,9	11,97 12,19 8,9
1/ 4	Etage 4	215223,40	11,99 12,91 12,	11,97 12,19 12,
1/ 5	Etage 5	215223,40	11,99 12,91 15,	11,97 12,19 15,
1/ 6	Etage 6	215223,40	11,99 12,91 18,	11,97 12,19 18,
1/ 7	Etage 7	215223,40	11,99 12,91 21,	11,97 12,19 21,
1/ 8	Etage 8	215136,35	11,96 12,96 24,	11,97 12,19 24,

$$W=w_i \quad \text{Avec : } W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes

$W_{Qi}$  : la charge d'exploitation

$\beta$ : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation  $\Rightarrow \beta = 0.20$

Donc à chaque niveau :  $W_i=W_{Gi}+0,2W_{Qi}$  Avec :  $W_i=W_{Gi}+\beta W_{Qi}$

Donc :  $W = \sum w_i = 17766.3 \text{ (T)}$

### Résumé des résultats :

Tableau. IV.6:les résultats des forces sismiques

sens	A	D	R	Q	W(KN)	V(KN)	0,8V
longitudinal	0.15	1.98	5	1.20	17766.3	1266.38	1013.10
transversal	0.15	1.95	5	1.20	17766.3	1247.20	997.75

Donc :  $V_{dyn} > 0,8 \times V_{stat}$  (RPA99 art 4.3.6)  $\Rightarrow$  Condition vérifier

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]
1/ 1	Etage 1	231679,87	11,99 12,89 2,6	11,97 12,19 2,6
1/ 2	Etage 2	215171,95	11,99 12,91 5,9	11,97 12,19 5,9
1/ 3	Etage 3	215171,95	11,99 12,91 8,9	11,97 12,19 8,9
1/ 4	Etage 4	215223,40	11,99 12,91 12,	11,97 12,19 12,
1/ 5	Etage 5	215223,40	11,99 12,91 15,	11,97 12,19 15,
1/ 6	Etage 6	215223,40	11,99 12,91 18,	11,97 12,19 18,
1/ 7	Etage 7	215223,40	11,99 12,91 21,	11,97 12,19 21,
1/ 8	Etage 8	215136,35	11,96 12,96 24,	11,97 12,19 24,

ETAGE	Mi	hi	mi . hi	$\sum mi . hi$	F <sub>ix</sub>	F <sub>iy</sub>
-------	----	----	---------	----------------	-----------------	-----------------

<b>RDC</b>	<b>231.67</b>	<b>3.06</b>	<b>708.90</b>	<b>5373.02</b>	<b>167.08</b>	<b>164.55</b>
<b>Etage 1</b>	<b>215.17</b>	<b>3.06</b>	<b>685.42</b>		<b>685.42</b>	<b>159.10</b>
<b>Etage 2</b>	<b>215.17</b>	<b>3.06</b>	<b>685.42</b>		<b>685.42</b>	<b>159.10</b>
<b>Etage 3</b>	<b>215.22</b>	<b>3.06</b>	<b>658.57</b>		<b>155.21</b>	<b>155.21</b>
<b>Etage 4</b>	<b>215.22</b>	<b>3.06</b>	<b>658.57</b>		<b>155.21</b>	<b>155.21</b>
<b>Etage 5</b>	<b>215.22</b>	<b>3.06</b>	<b>658.57</b>		<b>155.21</b>	<b>155.21</b>
<b>Etage 6</b>	<b>215.22</b>	<b>3.06</b>	<b>658.57</b>		<b>155.21</b>	<b>155.21</b>
<b>Etage 7</b>	<b>215.36</b>	<b>3.06</b>	<b>659</b>		<b>155.32</b>	<b>152.96</b>

*[Attirez l'attention du lecteur avec une citation du document ou utilisez cet espace pour mettre en valeur un point clé. Pour placer cette zone de texte n'importe où sur la page, faites-la simplement glisser.]*

**Sens X :**

$F_{07}$   
 $F_{06}$

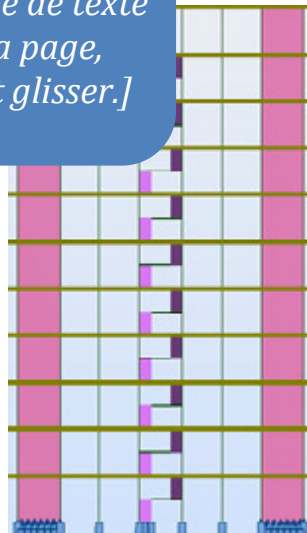
$F_{04}=155.21$

$F_{03}=155.21$

$F_{02}=685.42$

$F_{01}=685.42$

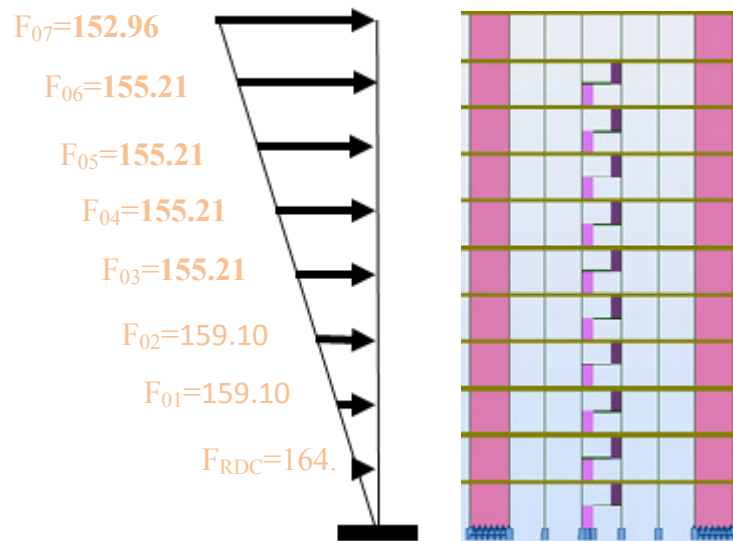
$F_{RDC}=167.08$



Force sismique par niveau [T]



**sens YY:**



**Force sismique par niveau [T]**

#### 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 4.2.5 RPA99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

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  $i$ ;  $j$

#### IV.7. Verification les déplacements:

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$  : Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$

R : coefficient de comportement = 5

$\Delta_K$  : 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 ( EX et EY ) .

**Tableau .IV.7 : Déplacements absolus pour les deux directions principales.**

Etage	$\delta_{kx}(cm)$	$\Delta x_{(cm)} = \delta_k - \delta_{k-1}$	$\delta_{ky}(cm)$	$\Delta y_{(cm)} = \delta_k - \delta_{k-1}$
RDC	0,1	0.1	0,1	0.1
1	0,2	0.1	0,3	0.2
2	0,4	0.2	0,5	0.2
3	0,6	0.2	0,7	0.2
4	0,8	0.2	0,9	0.2
5	0,9	0.1	1,0	0.1
6	1,1	0.2	1,2	0.2
7	1,2	0.1	1,3	0.1

**Donc:**  $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$  sont inférieurs à  $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(3,06) = 0,0306m = 3.06cm$ .

#### **IV.8.Caractéristique géométrique et massique:**

##### **A.CENTRE DE MASSE :**

##### **Définition:**

Le centre de masse d'un niveau considère est simplement le centre de gravité de la structure, on peut dire aussi qu'il est calculé le point d'application de la résultante des efforts horizontaux extérieurs (vents ; séisme).il est calculé comme étant le barycentre des masses de structure dont les coordonnées sont données par rapport à un repère (globale) de la structure (XOY) par la formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

$M_i$  : masse de l'élément considéré.

$X_i$  : coordonnées du centre de gravité de l'élément  $i$  par rapport au repère  $(x, o, y)$ .

$Y_i$  : coordonnées du centre de gravité de l'élément  $i$  par rapport au repère  $(x, o, y)$ .

### b. centre de torsion :

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

- Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.
- -Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir des formules suivantes :

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} X_J}{\sum I_{XJ}} \quad Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} Y_J}{\sum I_{YJ}}$$

**Tableau .IV.8: Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.**

	Position du centre de masse			Position du centre de Torsion	
	W [t]	X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)	X <sub>CR</sub> (m)	Y <sub>CR</sub> (m)
RDC	177.66	11.99	12.91	11.97	12.19
1	177.66	11.99	12.91	11.97	12.19
2	177.66	11.99	12.91	11.97	12.19
3	177.66	11.99	12.91	11.97	12.19
4	177.66	11.99	12.91	11.97	12.19
5	177.66	11.99	12.91	11.97	12.19
6	177.66	11.99	12.91	11.97	12.19
7		11.96	12.96	11.97	12.19

### c-excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |X_{CT} - X_{CM}|$$

$$e_y = |Y_{CT} - Y_{CM}|$$

Le tableau suivant résume les résultats :

**Tableau .IV.9 :L'excentricité**

**d-L'excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_{ax}=0.05 L_x$  avec :  $L_x= 22.99$  m  $e_{ax}= 1,15$  m
- $e_{ay}=0.05 L_y$  avec :  $L_y= 21.85$  m  $e_{ay}= 1.093$  m

L'excentricité à prendre dans le calcul :

- $e_{ax}= 0.01$  m
- $e_y= 0.73$  m

#### IV.9.Justification de l'effort P-Δ :

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	Iz [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]
1/ 1	Etage 1	231679,87	11,99 12,89 2,6	11,97 12,19 2,6	11695290,74	10744839,96	21825003,08	0,01	0,70
1/ 2	Etage 2	215171,95	11,99 12,91 5,9	11,97 12,19 5,9	10625849,51	9695840,75	19915796,08	0,02	0,73
1/ 3	Etage 3	215171,95	11,99 12,91 8,9	11,97 12,19 8,9	10625849,51	9695840,75	19915796,08	0,02	0,73
1/ 4	Etage 4	215223,40	11,99 12,91 12,	11,97 12,19 12,	10625880,62	9699491,84	19919426,33	0,02	0,72
1/ 5	Etage 5	215223,40	11,99 12,91 15,	11,97 12,19 15,	10625880,62	9699491,84	19919426,33	0,02	0,72
1/ 6	Etage 6	215223,40	11,99 12,91 18,	11,97 12,19 18,	10625880,62	9699491,84	19919426,33	0,02	0,72
1/ 7	Etage 7	215223,40	11,99 12,91 21,	11,97 12,19 21,	10625843,88	9699485,36	19919383,11	0,02	0,72
1/ 8	Etage 8	215136,35	11,96 12,96 24,	11,97 12,19 24,	10659557,52	9683429,50	19937592,79	0,01	0,77

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40

$$\theta = \frac{PK \cdot \Delta K}{VK \cdot hK} \leq 0,10$$

**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.

**hk** : hauteur de l'étage k.

**Tableau. IV. 10: Vérification de l'effet P-Δ pour le sens longitudinal**

Etage	W <sub>i</sub> ( T )	Δy	V <sub>y</sub> (T)	H(m)	Θ	Vérification
RDC	1776,58	0,2	124,715916	3,06	0,00931047	Vérifier
1	1506,35	0,4	107,25212	3,06	0,0183594	Vérifier
2	1291,2	0,5	90,64224	3,06	0,02327617	Vérifier
3	1076	0,6	75,5352	3,06	0,0279314	Vérifier
4	860,8	0,7	60,42816	3,06	0,03258663	Vérifier
5	645,57	0,7	45,319014	3,06	0,03258663	Vérifier
6	430,35	0,7	30,21057	3,06	0,03258663	Vérifier
7	215,13	0,7	15,102126	3,06	0,03258663	Vérifier

**Tableau IV.11: Vérification de l'effet P-Δ pour le sens transversal**

Etage	W <sub>i</sub> ( T )	Δy	V <sub>y</sub> (T)	H(m)	Θ	Vérification
RDC	1776,58	0,2	124,716	3,06	0,0871	Vérifier
1	1506,35	0,4	105,7457	3,06	0,01862095	Vérifier
2	1291,2	0,5	90,94	3,06	0,02319996	Vérifier
3	1076	0,6	75,53	3,06	0,02793332	Vérifier
4	860,8	0,7	60,42	3,06	0,03259103	Vérifier
5	645,57	0,7	45,32	3,06	0,03258592	Vérifier
6	430,35	0,7	30,21	3,06	0,03258725	Vérifier
7	215,13	0,7	15,1	3,06	0,03259122	Vérifier

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

#### **IV.10. Justification vis-a-vis de l'équilibre d'ensemble :**

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1,5$$

M<sub>r</sub> : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

M<sub>s</sub> : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

W : le poids total de la structure

- Sens longitudinal:

Tableau. IV.12: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens(X)

Etage	Fi (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	167.08	3,06	511.26
1	685.42	6,12	4194.77
2	685.42	9,18	6292.15
3	155.21	12,24	1899.77
4	155.21	15,3	2374.71
5	155.21	18,36	2849.65
6	155.21	21,42	3324.60
7	155.32	24,48	3802.23

Vérifications:

$$M_s = 1776.58 \times \left(\frac{22.9}{2}\right) = 20341.84 \text{ T.m}$$

$$M_r = 9679.88 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = 2.101 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

- Sens transversal :

Tableau.IV.13: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)

Etage	Fk (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	164.55	3,06	503.50
1	159.10	6,12	973.70
2	159.10	9,18	1460.54
3	155.21	12,24	1899.77
4	155.21	15,3	2374.71
5	155.21	18,36	2849.65
6	155.21	21,42	3324.60
7	152.96	24,48	3744.46

**Vérifications:**

$$M_s = 1776.58 \times (21.85) = 38818.30 \text{ T.m}$$

$$M_r = 17130.938 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = 2.26 > 1.5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

**IV.12.Conclusion:**

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique .

Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2014 ( différentes sollicitation des éléments principaux ) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux ).

## VI. LES COMBINAISONS D'ACTION

### 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 façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

### 2. LES COMBINAISONS D'ACTIONS

- **Règlement BAEL 91**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

$$1,35 G + 1,5 Q \text{ à l'E.L.U}$$

$$G + Q \text{ à l'E.L.S}$$

- **-Règlement RPA 99**

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

$$G + Q + E \quad (1)$$

$$0,8 G \pm E \quad (2)$$

-Pour les portiques

**-Les poteaux**

**À l'ELU :**  $1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots$  (BAEL 91)

**À l'ELS :**  $G + Q$

$$G + Q + E \dots\dots\dots(\text{RPA99})$$

$$0,8 G \pm E$$

Sachant que :

- La combinaison  $(G + Q + E)$  donne un effort normal maximal et un moment correspondant  $(N_{\max}, M_{\text{corr}})$ .
- La combinaison  $(0.8G + E)$  donne un effort normal minimum et un moment correspondant  $(N_{\min}, M_{\text{corr}})$ .



**-Les poutres**

À l'ELU  $1,35 G + 1,5 Q$  ..... (BAEL 91)

À l'ELS  $G + Q$

$G + Q + E$  ..... (RPA99)

$0,8 G \pm E$

- La combinaison  $(G + Q \pm E)$  donnera le moment négatif maximal en valeur absolue sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison  $(0,8G \pm E)$  donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas où le moment est positif.

**-Pour les voiles**

$G + Q + E$  ..... (RPA99)

$0,8G \pm E$

**3. FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS PORTEURS**

Le ferrailage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

**3.1. Ferrailage des 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 ». Ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

**- Caractéristiques mécaniques des matériaux**

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (Mpa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\gamma_s$	$F_e$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
<b>Durable</b>	1,5	25	14,2	1,15	400	348
<b>Accidentelle</b>	1,15	25	18.5	1	400	400

➤ **calcul du ferrailage :**

Une section soumise à la flexion composée 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

$$N \left( d - c' \right) - M_a \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot$$

(I)

(II)

**- Le Moment fictif**

$$M_a = M_g + N \left( d - \frac{h}{2} \right).$$

$$A = A^f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

**-Combinaison des charges**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

❖ **Selon le BAEL 91**

- ELU : 1,35 G + 1,5 Q

-EL.S : G + Q

❖ **Selon le RPA 99**

- G + Q + E (M<sub>max</sub> → N<sub>corr</sub>)

- 0,8 G ± E (N<sub>min</sub> → M<sub>corr</sub>)

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l'ELU.

**- Recommandation de (RPA 2003)**

1/ Pourcentage minimal (zone IIa) : 0,8 %

2/ Pourcentage maximal : 3 % en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

3/ Diamètre minimum : 12 mm.

4/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

**- Armatures transversales**

➤ **BAEL91 :(art A.8.1, 3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement :  $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm} )$

3/ La quantité des armatures transversales  $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$  en ‰ est donnée comme suit:

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \text{ ‰}$

Si  $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \text{ ‰}$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  : 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 ( $l_f = 0.7 L$ )

#### ➤ RPA99(VER2003)

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e = 235 \text{ MPa}$ ).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$\rho_a = 2.5$  Si  $\lambda_g \geq 5$ .

$\rho_a = 3.75$  Si  $\lambda_g < 5$ .

$S_t$  : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale :  $S_t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante :  $S_t \leq 15 \phi_l$

$\phi_l$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

#### - Exemple de calcul

Soit le poteau du bâtiment (dimension  $50 \times 60$ ) :

$c = c' = 4 \text{ cm}$  ;  $s = 50 \times 60 \text{ cm}^2$  ;  $H = 3.06 \text{ m}$  : hauteur totale du poteau.

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)
669.6	4.4	123.15	126.11	280.01	60.09	156.05	12.78

### - Ferrailage longitudinal

- (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 BAEL99** en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_a + e_0$$

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

$$(\text{après l'exécution}) \rightarrow e_a = \max \left( 2\text{cm}; \frac{L}{250} \right) \rightarrow e_a = \max \left( 2\text{ cm}; \frac{306}{250} \right) =$$

$$\max (2\text{cm}; 1.224) \rightarrow e_a = 2$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4400}{669600} = 0.0065\text{m} = 0.65\text{cm}$$

$e_1$  : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.65 = 2.65\text{ cm}$$

on peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f / h < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

$l$  : hauteur totale du Poteau.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.142\text{m.}$$

$$2.142 < \max (15 ; 2.508)$$

Donc , les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :  $e_2$

: excentricité due aux effets du second ordre

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) \phi$$

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre.

$\Phi$  : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 12.35$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.829$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} (2 + 2 \times 0.829) = 0.00839 \text{ m}.$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.65 + 0.839 = 3.489 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 669600 \times 0.03489 = 23364.56 \text{ N.m}$$

• **Les efforts corrigés seront**

$$N_{\text{MAX}} = 669600 \text{ N} ; M_{\text{corrigé}} = 23364.56 \text{ N.m.}$$

$$II = (0.337 h - 0.81 \text{ c'}) b.h. \sigma_b = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) 50 \times 60 \times 14.2 = 723348 \text{ N.m}$$

$$I = N_u (d - c) - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 23364.56 + 669600 \times (0.56 - \frac{0.50}{2}) = 230940.56 \text{ N.m}$$

$$I = 669600(0.56 - 0.04) - 230940.56 = 117251.44 \text{ N.m}$$

$II > I$  ; donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b d^2} = \frac{230940.56}{14.2 \times 50 \times 56^2} = 0.103$$

$$\overline{\sigma_b} = 14.2 \text{ Mpa} \rightarrow \overline{\sigma_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.137; \beta = 0.945)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{230940.56}{348 \times 0.945 \times 56} = 12.538 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 12.538 - \frac{669600}{100 \times 348} = -6.703 \text{ cm}^2$$

• (G+Q+E)

$N_{cor}$ (N)	$M_{max}$ (N.m)	$e_0 = M/N$	$e(m)$	$M_{cor}$ (N.m)	(II) (N.m)	$M_{ua}$	(I) (N.m)
126110	123150	0,976	1.0049	126730,26	723348	165824,36	6557 7,2

$II > I$ , donc la section est partiellement comprimée.

$\overline{\sigma}_b = 18.5Mpa, \overline{\sigma}_s = 400Mpa. \Leftrightarrow situation - accidentelle.$

$M_1$ (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_f(cm^2)$	$A(cm^2)$
165824,36	0,057	0.392	0,073	0,97	7,627	4.4747

• (0,8G+E)

$N_{min}$ (N)	$M_{cor}$ (N.m)	$e_0 = M/N$	$e(m)$	$M_{corrigé}$ (N.m)	(II) (N.m)	$M_{ua}(N.m)$	(I) (N.m)
280010	60090	0,214	0.243	68039.48	723348	154842,58	-9237.38

$II > I$ , donc la section est partiellement comprimée.

$\overline{\sigma}_b = 18.5Mpa, \overline{\sigma}_s = 400Mpa. \Leftrightarrow situation - accidentelle.$

$M_1$ (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_f(cm^2)$	$A(cm^2)$
154842,58	0,0533794	0.392	0,068607	0,9725572	7,1076889	0.107

**-Vérification des sections :RPA (99ver2003)**

- D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{min}=0.8\%(h.b)=0.008(60 \times 50)=24cm^2 \quad \text{Zone IIa}$$

**-Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{\min} = 0.23 d b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.381 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}}) = (0.107; 3.381; 24) = 24 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8HA20 = 25.13 cm<sup>2</sup>

### -Vérification à L'ELS

Après 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 ( $N_{\text{ser}}$ ,  $M_{\text{ser}}$ )

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 :  $\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

la contrainte d'acier est limitée par :  $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$N_{\text{ser}} = 1560050 \text{ N}$ ;  $M_{\text{ser}} = 12780 \text{ N.m}$ .

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{12780}{1560050} = 0.0082 \text{ m} \quad e_0 = 0.0082 < \frac{h}{6} = \frac{0.50}{6} = 0.1$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = h \times b + 15 (A) = 60 \times 50 + 15(25.13) = 3376.95 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b h^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = 26.85 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 50 - 26.85 = 33.14 \text{ cm}$$

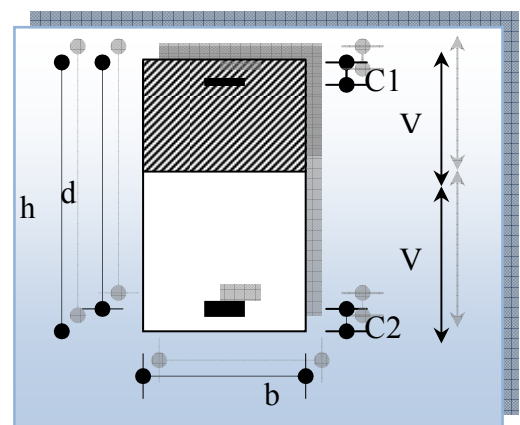


Figure VI.1 section de poteau.

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{50}{3}(26.85^3 + 33.14^3) + 15[12.565(26.85 - 4)^2 + 12.565(33.14 - 4)^2] = 1187666.83 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$M_G$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène  $\rightarrow M_G = 12780 \text{ N.m}$

$$\sigma_0 = \frac{1560050}{100 \times 3376.95} = 4.619 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{12780}{1187666.83} = 0.0107$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 4.619 + 0.0107 \times 26.85 = 4.906 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4.906 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots (cv)$$

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 :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[4.619 + 0.0107(26.85 - 4)] = 72.952 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[4.619 - 0.0107(56 - 26.85)] = 64.606 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 72.952 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 64.606 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} \dots (C.V)$$

#### - 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(  $G + Q \pm E$  ) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 185.415 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{185.415 \times 10^3}{500 \times 560} = 0.662 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau} = \min(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0.662 < \overline{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \text{ conditions vérifiées.}$$

#### -Calcul d'armature transversale

##### ▪ RPA99(VER2003) : Art 7.4.2.2

- 1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :
- $V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.



- $h_1$  : Hauteur totale de la section brute.
- $f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e = 400 \text{ MPa}$ ).
- $\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t$$

$$\lambda_g = \left( \frac{2.142}{0.50} \text{ ou } \frac{2.142}{0.60} \right) \rightarrow \lambda_g = (4,284) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

$S_t$  : c'est l'espacement des armatures transversales.

- La zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$
- La zone courante :  $S_t = 15$

$$A_t = \frac{3.75 \times 185.415 \times 0.15}{60 \times 235} = 4.93 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.93 \text{ cm}^2 \text{ soit } 10\Phi 8 A_t = 5,025 \text{ cm}^2$$

**-Vérification des armatures minimales : d'après**

➤ **RPA99 version 2003 (7.4.2.2)**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

**Dans la zone nodale  $S_t = 10 \text{ cm}$**

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 10 \times 60 = 1,8 \text{ cm}^2, \text{ la condition est vérifiée.}$$

**Dans la zone courante :  $S_t = 15 \text{ cm}$**

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 60 = 2,7 \text{ cm}^2, \text{ la condition est vérifiée.}$$

➤ **BAEL91 : (art A.8.1,3)**

$$1/ \text{ Le diamètre des armatures transversales : } \phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \rightarrow \text{CV}$$

- Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$  Condition Vérifiée

2/ leur espacement :  $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min (24 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 10 \text{ cm})$  Condition Vérifier

- Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

-Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :

POTEAUX	$A_{CAL}(\text{Cm}^2)$	$N^{mbr}$ des barres	$A_{adapt}(\text{cm}^2)$
50x60	24	8HA20	25.13

COUPE: A—A

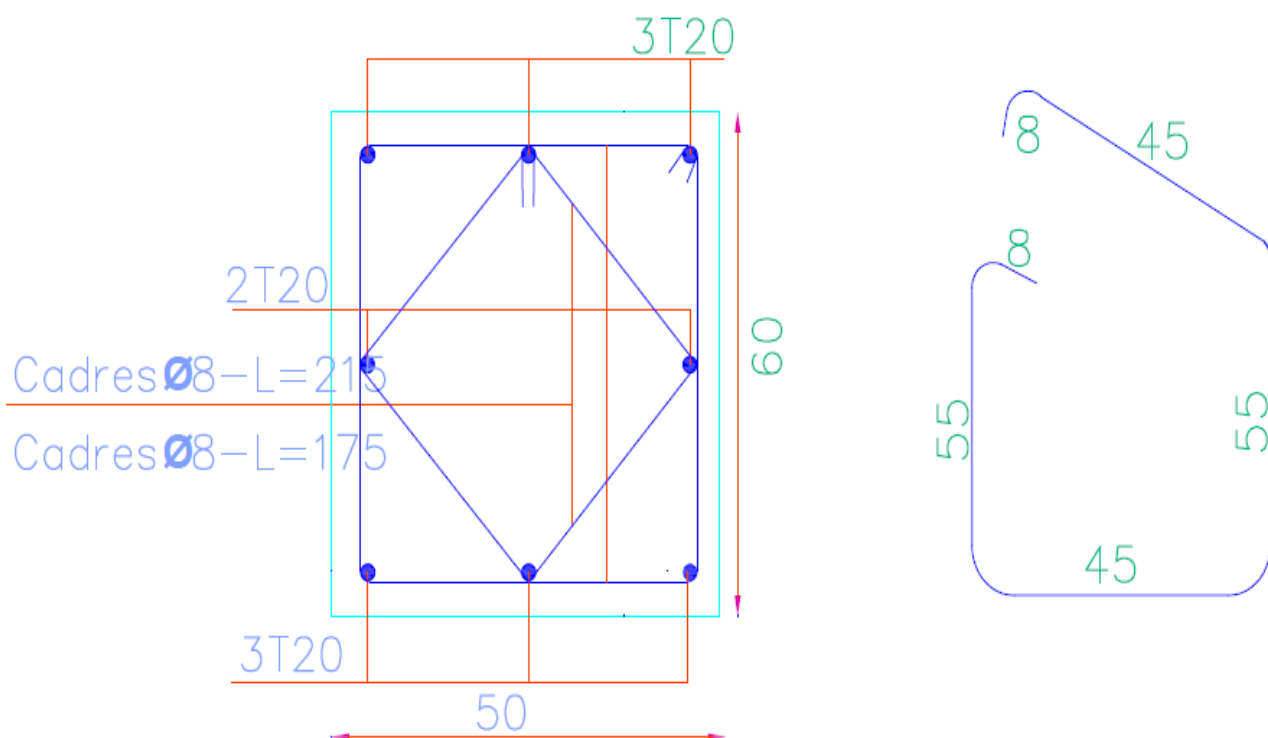


Figure VI.2. Schéma de ferrailage des poteaux.

### 3.2.Ferraillage des poutres

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'actions, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes.

#### ➤ BAEI91

$$\diamond \text{ Condition de non fragilité : } A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \quad (\text{A.4.2})$$

$$\diamond \text{ Le pourcentage minimal d'armature : } A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \quad (\text{B.6.4})$$

#### - vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d}$$

On doit vérifier que  $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$  avec :

$$\diamond \bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\diamond \bar{\tau} = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

#### - Détermination de l'armature transversale

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ .

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement  $S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm})$ .

Section minimale  $A_t$  des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 S_t} \geq 0.4 \text{ Mpa} \text{ Soit pratiquement } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0.4 \cdot b_0}$$

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures d'âme d'une poutre  $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$  d'après Le (BAEL A7.2.2.)

$h$  : hauteur totale de la poutre.

$b_0$  : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans reprise de bétonnage et avec des

armatures droites :  $K=1, \alpha = \frac{\pi}{2}$  alors :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.9 f_e}$$

**- Condition de non fragilité**

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e}$$

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

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\diamond \frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Avec

- ❖  $M_t$  : moment MAX en travée.
- ❖  $M_0$  : moment isostatique minimal.
- ❖  $B_0$  : largeur de la poutre.
- ❖  $d$  : hauteur utile.
- ❖  $A$  : Section d'armature

### - Recommandation RPA99/version2003

#### -Les armatures longitudinales :(RPA99/2003 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone nodale.

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle. La présence de ces cadres permet un bon comportement du nœud lors du séisme (évite l'éclatement du nœud)

#### -Armatures transversales : (RPA99/2003 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

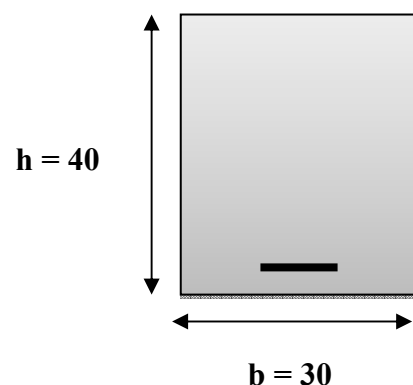
- Dans la zone nodale si les armatures comprimées sont nécessaires minimum de  $(h/4, 12\phi)$
- En dehors de la zone nodale:  $s \leq h/2$

#### - Exemple de calcul

##### a. Poutre principale 30x40

-calcul d'enrobage

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}$$



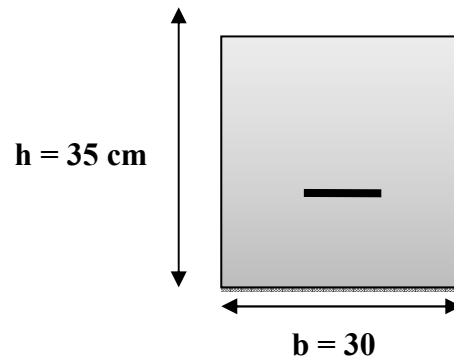
$$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$$

### b. La Poutre secondaire (30x35)

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu < \mu_1 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$



#### -E .L.S

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a 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 suivante est vérifiée

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

#### - Vérification nécessaire pour les poutres

- La condition de non fragilité

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} > 0,23 \times 30 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min} > 0,23 \times 30 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,1592 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre secondaire}$$

#### - Pourcentage minimal d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 40 \times 30 = 1,2 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 35 \times 30 = 1,05 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre secondaire}$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section :  $A_{\min} \geq 0.5\% \cdot b \cdot h$ .

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 40 \times 30 = 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 35 \times 30 = 5,25 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre secondaire}$$

$$A_{\max}^{RPA} = \begin{cases} 4\% b \cdot h & \text{en zone courante} \\ 6\% b \cdot h & \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} , A_{BAEL} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPa} ) .$$

**-En Travée**

**E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q)**

	M (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{\text{cal}}$
<b>Poutre principale</b>	10500	0,018	0.392	0,022	0,990	0,823
<b>Poutre secondaire</b>	5510	0,012	0.392	0,01589	0,993	0,498

**E.L.S : Combinaison (G + Q)**

	$M_U$	$M_{\text{ser}}$	$\alpha$	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
<b>Poutre principale</b>	10500	33700	0,074	1.905	0,7025	vérifiée
<b>Poutre secondaire</b>	5510	15510	0,045	0.335	0,413	vérifiée

**Tableau Récapitulatif**

	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min}^{BAEL} (\text{cm}^2)$	$A_{\min}^{RPa} (\text{cm}^2)$	$A_{\min}^{BAEL} \text{ cm}^2$	$A_{\max}$	$A_{\text{adopt}} (\text{cm}^2)$
<b>Poutre</b>	0.823	1.2	6	1.34	6	3T12+3T
<b>Poutre</b>	0.498	1.05	5.25	1.1592	5.25	3T14 =

**Sur Appuis**

**-Combinaison (G + Q + E)**

	M (N.m)	$\mu$	$\mu_t$	$\alpha$	$\beta$	$A_{\text{cal}}$
<b>Poutre principale</b>	100570	0,12743	0.392	0,170982	0,931	7.022
<b>Poutre secondaire</b>	90900	0,152245	0.392	0,207535	0,916	7.371

**Tableau Récapitulatif**

	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}^{BAEL}(cm^2)$	$A_{min}^{RPA/2}(cm^2)$	$A_{min}^{BAEL}(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adopt}(cm^2)$
<b>Poutre principale</b>	7.022	1.2	3	1.34	7.022	3T12+3T14= 8.01
<b>Poutre secondaire</b>	7.371	1.05	2.625	1.1592	7.371	3T12+3T14= 8.01

### Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

#### -Les Poutres Principales

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.091 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ .....cv}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00721 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ .....cv}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.091 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \text{ .....cv}$$

#### -Les Poutres Secondaires

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.094 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ .....cv}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8.01}{30 \times 32} = 0.00834 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ .....cv}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.094 \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \text{ .....cv}$$

### -Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)

#### -Les poutres Principales

$$T_u^{\max} = 185.415 \text{ KN}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{185415}{300 \times 370} = 1.67 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 1.67 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \text{ ..... (C, V)}$$

#### -Les Poutres Secondaires

$$T_u^{\max} = 15.36 \text{ KN.}$$



$$\tau_{u\max} = \frac{15360}{300 \times 320} = 0,16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)}.$$

$$\tau_{u\max} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C, V})$$

## Les Armatures Transversales

### ➤ Les Poutres Principales

-En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \min (h/4; 12\phi_l; 30\text{cm}) = 10 \text{ cm.}$$

$S_t$ : l'espacement des cours d'armatures transversales.

-En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 20\text{cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$h$ : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (33,3\text{cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

### - Section minimale des armatures transversales: BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

### -Condition exigée par le RPA2003

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b.$$

$$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 0,9 \text{ cm}^2 = 3\Phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

### ➤ Les Poutres Secondaires

-En zone nodale : RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_l; 30\text{cm}) = 7,5 \text{ cm.}$$

$S_t$ : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$h$ : la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min(0,9.d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(28.8\text{cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- **Section minimale des armatures transversales:** BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

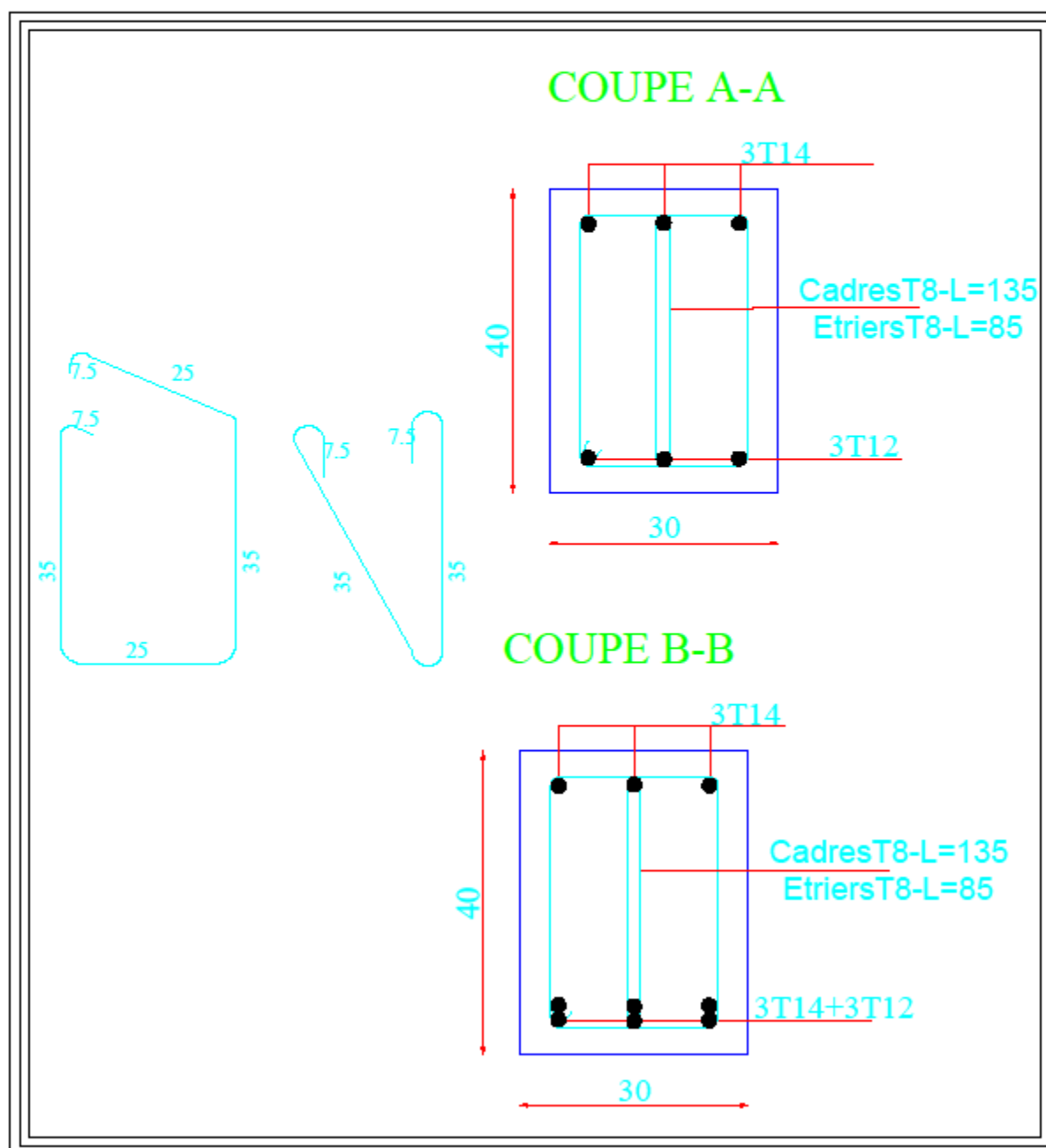
- **Condition exigée par le RPA2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

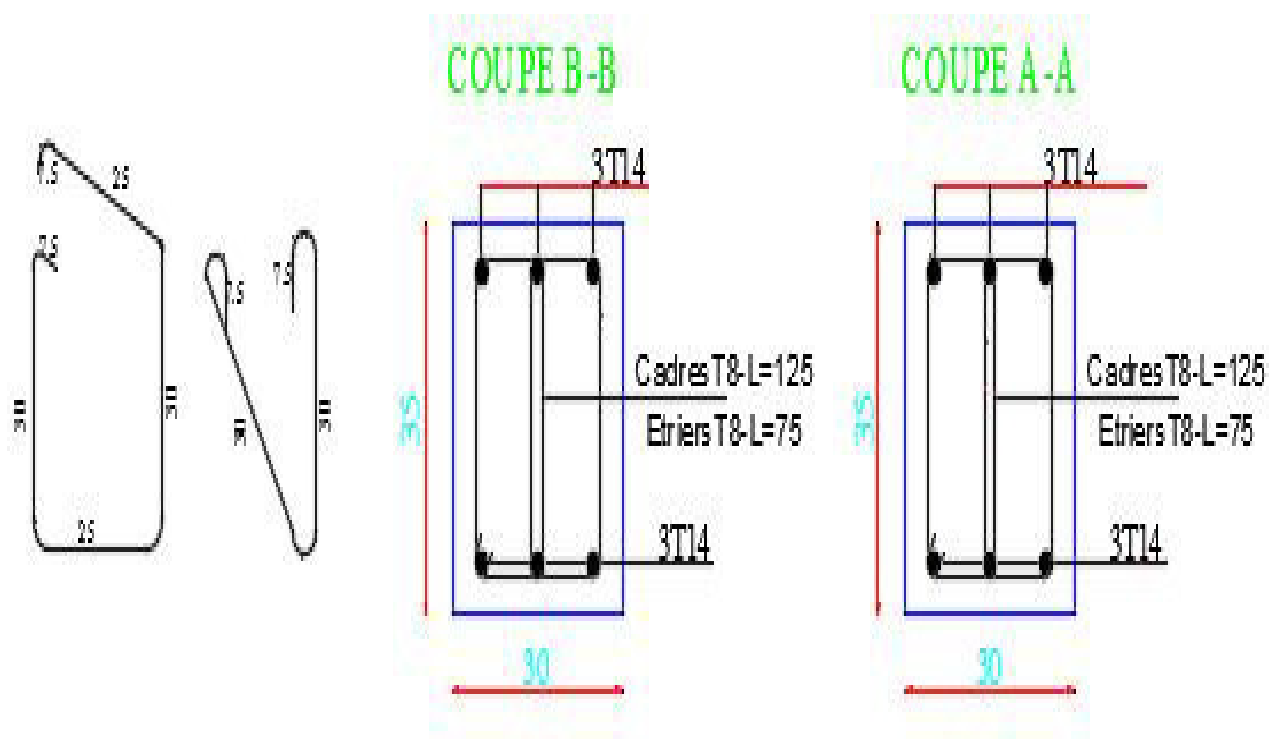
$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 7.5 \times 30 = 0.675 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 0.675 \text{ cm}^2 = 4 \Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$



**Figure VI.3.** Ferrailage de la poutre principale.



**Figure VI.4.** Ferrailage de la poutre secondaire.

### 3.3. Ferrailage des voiles

-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 ferrailé 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 transversaux.

#### -Types d'armatures

##### a- 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 %.**

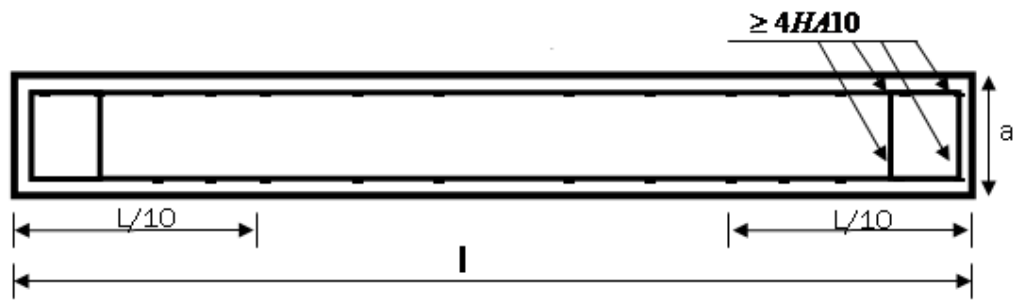
Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des 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).



**Figure VI.5.** Disposition des armatures verticales dans les voiles.

### b. Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent munies de crochets à  $135^\circ$  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.

### Règles 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 :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right\} S_t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a), \text{ avec } a: \text{ épaisseur du voile.}$$

- ❖ 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{Fe} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_{calculé}$$

- ❖ Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

### c. 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.

### -Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical)

#### -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).

#### -Etapas 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 :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

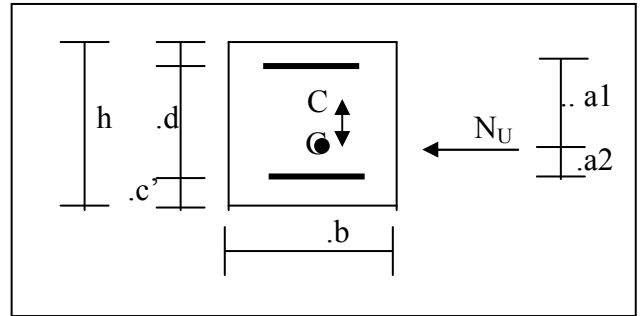
Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

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 :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

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

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec : } \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$



$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$

-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

$$\text{données par : } A=0 \quad ; \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **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 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{array} \right\} \text{ Pour les voiles pleins.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2}$$

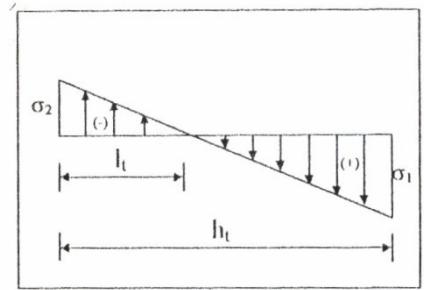


Fig.1

$$\diamond 1^{\text{er}} \text{ cas (S.P.C)} : \sigma_1 \geq 0 ; \quad \sigma_2 \leq 0 ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$\diamond 2^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.T)} : \sigma_1 \leq 0 ; \quad \sigma_2 \leq 0 ; \quad l_t = h.$$

$$\diamond 3^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.C)} : \sigma_1 \geq 0 ; \quad \sigma_2 \geq 0 ; \quad l_t = 0$$

$$\triangleright A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002.a.l_t$$

$$\triangleright A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015.a.h$$

$$\triangleright A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001.a.h \quad (\text{en zone courante})$$

### -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 :

$$\bullet N = 0,8 N_G + N_E$$

$$\bullet M = 0,8 M_G + M_E$$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

$$\bullet N = N_G + N_Q \pm N_E$$

$$\bullet M = M_G + M_Q \pm M_E$$

### -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.

$$* N_{\min} = 0,8 N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$* M = 0,8 M_g + M_e$$

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 :

$$N_{corr} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{max} = M_g + M_q + M_e$$

**-Calcul de la section d'armature :** selon les règles BAEL 91

**-Armatures verticales**

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC et tout les étages.

$$0.8G+E: \rightarrow N_{min}=1628.29KN \rightarrow M=829.23KN.m$$

$$h= 2.3 \text{ m}; c=5cm$$

$$d= h-c = 2.25 \text{ m} ; a= 0.20m$$

Détermination de l'excentricité e

$$e = \frac{M}{N} = \frac{829230}{1628290} = 0,509m$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \overline{\sigma_b}$$

$$A = (0.337 \times 230 - 0.81 \times 5) 20 \times 230 \times 14.2$$

$$A = 4798.40KN.m$$

$$B = N_u (d-c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 829.23 + 1628.29 (2.25 - 1.25) = 2457.52 \text{ KN.m}$$

$$B = 1628.29(2.25 - 0.05) - 2457.52 = 1124.718KNm$$

$B < A \Rightarrow$  donc la section est partiellement comprimée.

**-Vérification de flambement**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 0.509}{2.3} = 4.426m^2$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 2.3}{2.3} = 0.5 \rightarrow \frac{l_f}{h} = 0.5 < 15 \dots \dots \dots (c.v)$$

**- Calcul de ferrailage**

- **Calcul des armatures à la flexion simple**

$$M_A = M_u + N_u (d - \frac{h}{2}) = 2620.349 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5MPa \text{ cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400MPa (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{2630.349 \times 10^3}{18.5 \times 20 \times 225^2} = 0,1404 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0,1899$$

$$\beta = 0,924$$

$$\text{Donc } A'_f = 0$$

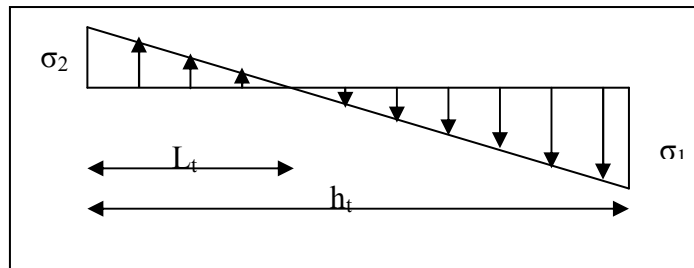
$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{2620.349 \times 10^3}{400 \times 0.924 \times 225} = 31,629 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures à la flexion composée**

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 31,629 - \frac{1628.29 \times 10^3}{100 \times 400} = -9.078 \text{ cm}^2$$

**-L'armature verticale minimale**

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1285.747 \times 10^3}{200 \times 2300} + \frac{6 \times 829.23 \times 10^6}{200 \times (2300)^2} = 7.4977 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{1285.747 \times 10^3}{200 \times 2300} - \frac{6 \times 829.23 \times 10^6}{200 \times (2300)^2} = -1.907 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.833 \text{ m}$$

$$\text{Alors } A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 7.334 \text{ cm}^2$$

**-Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :**

- globalement dans la section du voile : 0,15 %

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 230 = 6.9 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

\* Dans la zone tendue :  $A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA})$  Alors on prend  $A = 7.334 \text{ cm}^2$

En zone courante

$$h' = h - 2l_t > 0$$

$$A_{\min 2} = 0.001 . b . h' = 0.001 \times 20 \times (229.446) = 4.588 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 7.334 + 4.588 = 19.256 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 6.9 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

**d'après (RPA99 version 2003)**

$$S < \min(1.5 . a ; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) \text{ On prendre } : S = 30 \text{ cm}$$

**Dans la zone h/10 :**

$$D < S/2 = 30/2 = \min(1.5a/2; 30/2) = 15 \text{ cm} . \text{ On prendre } : D = 15 \text{ cm}$$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99.

➤ **Choix d'armature**

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = \frac{A_{\text{adap}}}{2} = \frac{19.256}{2} = 9.628 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit } : A_{\text{nap1}} = 6\text{HA}10 + 6\text{HA}10 = 9.628 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nap2}} = 6\text{HA}10 + 6\text{HA}10 = 9.628 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\overline{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{\text{cal}}}{a . d} = \frac{1.4 \times 575.49 \times 10^3}{200 \times 2300} = 1.751 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

a : épaisseur du voile (a = 20 cm)

h : longueur totale de la section tout (h = 230 cm)

➤ **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) 7.7.4.3

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1 \text{ m} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

**En zone courante**

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on prend } : A_{\text{hor}} = 8\phi 8 = 4.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

**- Les Armatures Transversales :** (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

➤ **Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »**

-Il faut que  $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 MPa$

-La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

-Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important.

-Le calcul de «  $\sigma_c$  » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

**- Navier Bernoulli**

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2}$$

❖ **Exemple de calcul**

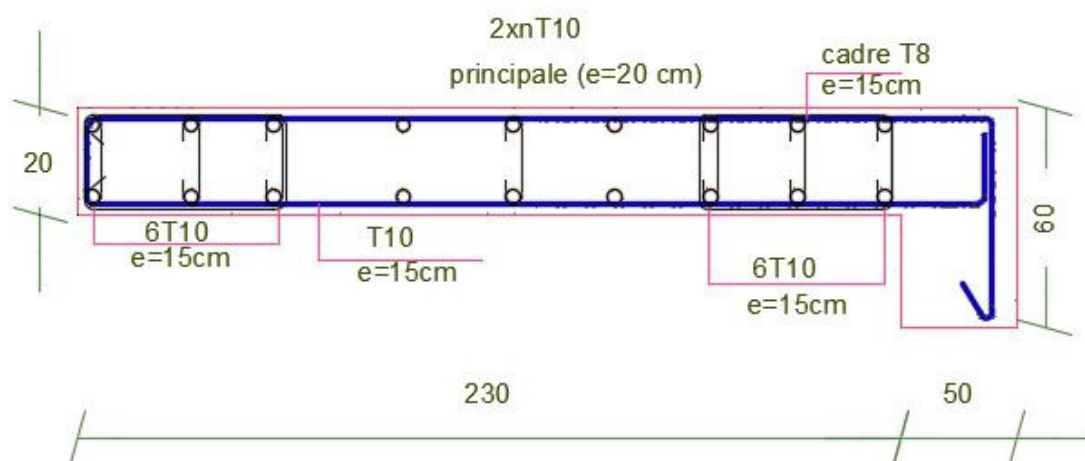
-Soit le voile  $V_{L1}$  au niveau de RDC

- La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$N_{cor} = 66.62 \text{ KN.}$$

$$M_{max} = 1035.36 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{66.62 \times 10^3}{200 \times 2300} + \frac{6 \times 1035.36 \times 10^6}{200 \times (2300)^2} = 6.0164 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa}$$



**Figure VI.6.**Ferraillage de voile.

# Liste des figures

## ➤ Chapitre I : Présentation de projet

**Figure. I.1:** Diagramme parabole rectangle.....03

**Figure. I.2:** Diagramme contrainte déformation d acier.....06

## ➤ Chapitre II : PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

**Figure .II.1** .Schéma de poutrelle.....09

**Figure .II.2**Schéma de la dale corps creux..... 10

**Figure. II.3.**coupe de voile en élévation ..... 12

**Figure .II.4.** Schéma statique de l'escalier ..... 14

**Figure. II.5.**Plancher terrasse..... 15

**Figure .II.6.**Planche étage courant..... 16

**Figure .II.7.**Schéma de mur ..... 16

**Figure .II.8.**Schéma de statique de l'acrotère..... 17

**Figure. II.9.**Descente des charges..... 19

**Figure. II.10.**La surface afférente par Poteau intermédiaire..... 24

**Figure .II.11.**Schéma de voile..... 23

## ➤ Chapitre III. LES ELEMENTS SECONDAIRES

**Figure.III.1:** Schéma statique de l'acrotère..... 25

**Figure.III.2:** schéma statique de M.N.T..... 26

**Figure.III.3.** Schéma de ferraillage de l'acrotère..... 30

**Figure.III.4.** Schéma statique des charges de balcon..... 31

**Figure.III.5.**Plan de ferraillage du balcon type..... 33

**Figure.III.6. :** Schéma des charges équivalent..... 35

**Figure.III.7.** Schéma des moments et l'effort tranchant de l'escalier..... 35

**Figure.III.8.**Schéma de ferraillage de l'escalier..... 41

**Figure.III.9. :** Schéma de ferraillage de la poutre palière ..... 46

**Figure.III.10.**Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau terrasse..... 51

**Figure.III.11.**Calcul desplanchers à creux type 3..... 53



<b>Figure.III.12..Diagramme des moments et des efforts tranchants au niveau .....</b>	<b>54</b>
---	-----------

## ➤ **Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE**

<b>Figure.IV.1.Repartition des coefficients de pression (paroi verticale).....</b>	<b>64</b>
<b>Figure.IV.2. Repartitions des coefficients de pression (Acrotère).....</b>	<b>65</b>
<b>Figure .IV. 3. Repartitions des coefficients de pression.....</b>	<b>66</b>
<b>Figure .IV.4.Courbe de spectre deréponse.....</b>	<b>70</b>
<b>Figure .IV.5.1<sup>er</sup> disposition des voiles.....</b>	<b>71</b>
<b>Figure. IV.6 .1<sup>er</sup> mode de vibration Vue 3D et vue en plan(X-Y).....</b>	<b>74</b>
<b>Figure. IV.7.2<sup>eme</sup> mode de vibration Vue 3D et vue en plan(X-Y).....</b>	<b>74</b>
<b>Figure. IV.8. 3<sup>eme</sup> mode de vibration Vue 3D et vue en plan.....</b>	<b>74</b>
<b>Figure .IV.9.force sismique par niveau sens X.....</b>	<b>81</b>
<b>Figure. IV.10. force sismique par niveau sens y.....</b>	<b>82</b>

## ➤ **Chapitre V : FERRALLIAGE DES ELEMENTS PORTEURS**

<b>Figur.V.1.section de Poteau.....</b>	<b>96</b>
<b>Figure .V.2.Schéma deFerrailage des poteaux.....</b>	<b>99</b>
<b>Figure .V.3 : ferrailage de poutre principale.....</b>	<b>108</b>
<b>Figure.V.4 : ferrailage de poutre secondaire.....</b>	<b>109</b>
<b>Figure.V.5.Disposition des armatures verticales dans les voiles.....</b>	<b>111</b>
<b>Figure.V.6 :ferrailage de voile.....</b>	<b>119</b>

## ➤ **Chapitre VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

<b>Figure.VI.1.Schéma de la section equivalent au radier general .....</b>	<b>126</b>
<b>Figure.VI.2.Diagramme des moments fléchissant a L'ELU .....</b>	<b>133</b>
<b>Figure.VI.3.Diagramme des moments fléchissant a L'ELS.....</b>	<b>133</b>
<b>Figure.VI.4.Diagramme des efforts trenchant A L'ELU.....</b>	<b>134</b>
<b>Figure .VI.5.ferrailage de radier.....</b>	<b>137</b>
<b>Figure.VI.6.ferrailage de nervures.....</b>	<b>137</b>
<b>Figure.VI.7.ferrailage de longrine.....</b>	<b>165</b>
<b>Figure.VI.7. la dale flottante.....</b>	<b>141</b>

## ***CONCLUSION GÉNÉRALE***

---

Ce projet de fin d'étude a été une opportunité, pour mettre en pratique nos connaissances techniques acquises pendant notre cycle de formation à ma filière calcul et contrôle techniques des constructions.

Ce projet nous a permis aussi d'être en face des problèmes techniques et administratifs qui peuvent se présenter dans un projet de construction d'un bâtiment. Il était aussi une grande occasion pour savoir le déroulement d'un projet de construction, en général et un projet en particulier et par conséquent l'utilisation des logiciels de calcul (ROBOT 2009) et de dessin notamment le AUTOCAD 2014 ainsi que la maîtrise des nouvelles technologies dans le domaine de calcul et contrôle techniques des constructions.

Pour notre étude nous avons appliqué rigoureusement toutes les normes, directives et recommandations liées aux domaines de construction pour contourner les contraintes rencontrées sur le terrain.

Par ailleurs, les soucis primordiaux ayant guidé notre modeste travail ont été dans un premier temps la prise en considération du confort et de la sécurité des usagers de la route et dans un second temps l'économie et l'aspect environnemental lié à l'impact de la réalisation de ce échangeur.

Ce projet nous a permis de franchir un grand pas vers la vie professionnelle.

## ***Bibliographie***

---

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé:

- ***REGLEMENTS***

- RPA99V2003: Règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- BAEL91: Béton armé aux états limites.
- D.R.T.B.C.2.2: Document technique réglementaire.

- ***Logiciels:***

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT 2009.
- AUTOCAD 2014..... Dessin.
- EXCEL 2007..... Calcul.
- WORD 2007..... Traitement du texte.