



Université Mohamed Khider de Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie Civil et d'Hydraulique

# MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies  
Génie civile  
Structures

Réf. : S21

---

Présenté et soutenu par :  
**Radouane Samir**

Le : Judi 28 juin 2018

Calcul d'un bâtiment(R+07) à usage d'habitation  
Contre ventement mixte en BA à Bordj Bouararidje

---

## Jury :

Dr.	Mabrouki Abdelhak	MCA	Université de Biskra	Examineur
Dr.	Ounis Abdelhafid	Pr	Université de Biskra	Président
Dr.	Chebili Rachid	Pr	Université de Biskra	Rapporteur

### *Remerciements*

*Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.*

*Nous remercions nos familles mon père Mohammed Tayeb et ma mère Louiza Bahlat et aussi mon fiancer Roukaia ben Hamed-Om Mohammed Bilal-qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.*

*Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à mon encadreur*

*Pr Chebili Rachid sans oublier tous les profs d'université et surtout les prof génie civil d'avoir accepté de nous guider dans ce travail.*

*Nos remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.*

*Notre sincère gratitude va vers tous ce qui ont participé de près ou de loin à ce travail.*

*Mes remerciements les plus sincères et le plus profonds sont adressés à :*

*Tous les responsable et le personnel pour leur entières disponibilités et coopérations lors de la réalisation de ce travail  
Je remercie mis ami de génie civil*

# Résumé

Thème : Calcul d'un bâtiment(R+07) à usage de d'habitation

Contreventé mixte en BA à Bordj Bou Arreridj

Présenté par : Radouane Samir

Encadré par : Pr. Chebili Rachid

Diplôme préparé : Master 2 Génie Civil

L'objectif de ce projet de fin d'études, est d'étudier un bâtiment (R+7)

Les résultats obtenus après dimensionnement et modélisation de la structure montrent que :

L'influence de notre cas d'étude est insignifiante à cause de la

Faible hauteur de la structure qui est de 25.08m et sa grande rigidité, mais cela ne nous a pas empêcher de donner une idée générale de ce qui est vraiment l'effet. La disposition des voiles influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations. La modélisation des escaliers dans la superstructure influe directement sur la nature des modes de vibration.

Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.

L'infra structure du bâtiment a abouti à une fondation de type radier

# Sommaire

## Introduction générale

### Chapitre I : I -PRESENTATION DE PROJET

.1. -Introduction .....	01
2-Description de l'ouvrage :.....	01
3 -Caractéristique de l'ouvrage.....	01
3-1 : Caractéristiques géométriques et architecturales :.....	02
3-2 : Caractéristiques géométriques structurale :.....	02
<b>3-3. Caractéristiques des matériaux</b> .....	03
<b>3-4. Caractéristiques Mécaniques de Matériaux :</b> .....	03
<b>4-Actions et sollicitations:</b> .....	011
<b>4-1 -Les Actions</b> .....	11
4-2-Les sollicitations :.....	11

### Chapitre II : 1 : Prédimensionnement des éléments de l'ouvrage

1 : Introduction.....	13
2 : 2 : Planchers :.....	13
2.1 : Planchers à Corps Creux :.....	13
2-1-1 :Plancher terrasse inaccessible .....	13
2-1-2 : Plancher étage courant, RDC :.....	14
3: Les Murs : .....	14
4 : Acrotère.....	16
.5: Les escaliers.....	16
<b>2-Le pré dimensionnement des éléments principaux.....</b>	<b>18</b>
1- Les caractéristiques géométriques des poutrelles.....	18
2 Les dalles pleines :.....	<b>19</b>
3 : Balcons .....	<b>20</b>
4. Les poteaux .....	20
5. Les poutres :.....	22
6 :Les voiles.....	<b>23</b>
7 : cage d'ascenseur.....	24
<b>2 : Descente de charge</b> .....	<b>25</b>
1 : Introduction .....	25
2 :Rôle de descente de charge .....	25
3 :Loi De Degression : DTR B.C.2.2.....	25
4-1 :- Descente des charges sur le poteau intermédiaire (C2).....	<b>27</b>
Vérifications.....	29
4.2-Descente des charges sur le voile son ouverture.....	30
Vérification de la résistance des voiles à la compression :.....	32

<b>Chapitre III : Calcul des éléments secondaires</b>	
III.1 : Etude des planchers.....	33
III.2 : Etude des escaliers.....	62
III.3 : Etude de l'acrotère.....	84
III.4 : Etudes de BALCONS.....	91
<b>Chapitre IV : Etude dynamique</b>	
Etude au vent selon le règlement algérien .....	108
Etude dynamique .....	122
<b>Chapitre V : Calcul des éléments structuraux</b>	
1 Les combinaisons d'actions.....	110
2 Ferrailage des éléments porteurs	
V.1 : Etude des Poteaux.....	112
V.2 : Etude des Poutres.....	125
V.3 : Etude des Voiles .....	138
<b>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</b>	
<i>1-Présentation du rapport d'étude de sol.....</i>	<i>172</i>
2 : type de fondation.....	172
3.Choix de type de fondation .....	<b>172</b>
4/Radiers .....	174
5.Combinaison d'action .....	175
6.Etude du radier général .....	175
7. Ferrailage du radier : .....	181
8/Etude de la nervure .....	187
La Longrine.....	194
<b>La dalle flottante.....</b>	<b>196</b>
<b>Conclusion Générale</b>	
<b>Bibliographie</b>	
<b>Annexes</b>	



# Sommaire

## Introduction générale

### Chapitre I : I -PRESENTATION DE PROJET

1. -Introduction .....	01
2-Description de l'ouvrage :.....	01
<b>3 -Caractéristique de l'ouvrage.....</b>	<b>01</b>
<b>3-1 : Caractéristiques géométriques et architecturales :.....</b>	<b>02</b>
<b>3-2 : Caractéristiques géométriques structurale :.....</b>	<b>02</b>
<b>3-3. Caractéristiques des matériaux .....</b>	<b>03</b>
<b>3-4. Caractéristiques Mécaniques de Matériaux :.....</b>	<b>03</b>
<b>4-Actions et sollicitations:.....</b>	<b>011</b>
<b>4-1 -Les Actions .....</b>	<b>11</b>
<b>4-2-Les sollicitations :.....</b>	<b>11</b>

### Chapitre II : 1 : Prédimensionnement des éléments de l'ouvrage

1 : Introduction.....	13
2 : 2 : Planchers :.....	13
2.1 : Planchers à Corps Creux :.....	13
2-1-1 :Plancher terrasse inaccessible .....	13
2-1-2 :Plancher étage courant ,RDC :.....	14
3: Les Murs : .....	14
4 : Acrotère.....	16
.5: Les escaliers.....	16
<b>2-Le pré dimensionnement des éléments principaux.....</b>	<b>18</b>
1- Les caractéristiques géométriques des poutrelles.....	18
2 Les dalles pleines :.....	19
3 : Balcons .....	20
4. Les poteaux .....	20
5. Les poutres :.....	22
6 :Les voiles.....	23
7 : cage d'ascenseur.....	24
<b>2 : Descente de charge.....</b>	<b>25</b>
1 : Introduction .....	<b>25</b>
2 :Rôle de descente de charge .....	25
3 :Loi De Degression : DTR B.C.2.2.....	25
4-1 :- Descente des charges sur le poteau intermédiaire (C2).....	<b>27</b>
Vérifications.....	29
4.2-Descente des charges sur le voile son ouverture.....	30
<i>Vérification de la résistance des voiles à la compression :.....</i>	<i>32</i>

<b>Chapitre III : Calcul des éléments secondaires</b>	
III.1 : Etude des planchers.....	33
III.2 : Etude des escaliers.....	62
III.3 : Etude de l'acrotère.....	84
III.4 : Etudes de BALCONS.....	91
<b>Chapitre IV : Etude dynamique</b>	
Etude au vent selon le règlement algérien.....	108
Etude dynamique .....	122
<b>Chapitre V : Calcul des éléments structuraux</b>	
<b>1 Les combinaisons d'actions.....</b>	<b>110</b>
<b>2 Ferrailage des éléments porteurs</b>	
V.1 : Etude des Poteaux.....	112
V.2 : Etude des Poutres.....	125
V.3 : Etude des Voiles .....	138
<b>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure</b>	
<b>1-Présentation du rapport d'étude de sol.....</b>	<b>172</b>
2 : type de fondation.....	172
3.Choix de type de fondation .....	<b>172</b>
4/Radiers_ .....	174
5.Combinaison d'action .....	175
6.Etude du radier général .....	175
7. Ferrailage du radier : .....	181
8/Etude de la nervure .....	187
<b>La Longrine.....</b>	<b>194</b>
<b>La dalle flottante.....</b>	<b>196</b>
<b>Conclusion Générale</b>	
<b>Bibliographie</b>	
<b>Annexes</b>	



# *Introduction générale*

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'intervention: structures, géotechnique, hydraulique, transport, et environnement.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le Bâtiment.

Il comprend notamment :

- Le gros œuvre en général, quel que soit le type de construction ou de bâtiment, comme les gratte-ciel.
- Les constructions industrielles : usines, entrepôts, réservoirs, etc...
- Les infrastructures de transport : routes, voies ferrées, ouvrages d'art, ports, tunnels, etc.
- Les constructions hydrauliques : barrages, digues, jetées, etc...

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (R+07), il regroupe à la fois commerces et logements d'habitations et il est contreventé par un système mixte (voiles portiques).

Nos trois premiers chapitres se résument au calcul statique, ensuite nous entamons l'étude dynamique dans le IV chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place d'une disposition bien choisie des voiles porteurs.

Une fois que la disposition est adoptée, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V et le calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre VI.

Enfin le calcul des devis quantitatifs et estimatifs des gros œuvres fera l'objet du chapitre VII

Le manuscrit se termine par une conclusion générale qui résume les différents résultats obtenus et les contraintes rencontrées au cours de l'élaboration de ce travail.

## **I -PRESENTATION DE PROJET**

### **1-Introduction:**

L'ouvrage faisant l'objet de la présente calcul d'un bâtiment R+7 à usage d'habitation en B.A , il sera implanter dans la wilaya de Bordj Bouararidje ville classé comme une zone de moyenne sismique( IIa) selon règlement algérienne (RPA99 version2003)

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

L'ouvrage à étudier est un bâtiment(R+7) à usage d'habitation en B.A à BBA. Il est composé d'un rez-de-chaussée (RDC) à usage habitation

- 07 étages sont tous à usage d'habitation

La structure l'ouvrage est mixte en portiques et voiles avec un contreventement mixte.

### **3 : Caractéristique de l'ouvrage**

#### **3-1 : Caractéristiques géométriques et architecturales :**

Les caractéristiques de la structure sont :

Longueur totale du bâtiment (entre axe): **27.90** m.

❖ Largeur totale du bâtiment (entre axe): **16.20** m.

❖ Hauteur totale du bâtiment (avec acrotère): **25.08** m.

❖ Hauteur du RDC: **3.06** m.

❖ Hauteur d'étage courant: **3.06** m.

❖ La circulation en élévation dans le bâtiment est assurée d'un coté par un escalier et un ascenseur et de l'autre par un escalier et 01 ascenseurs.

❖ Les cloisons et les murs sont en briques creuses, en façade il a été prévu des murs rideau.

❖ La terrasse est inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

### ❖ **Données du site:**

- ❖ Le bâtiment est implanté dans la ville d'bordj bouararidje classée comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) par le RPA 99/version 2003.
- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage (2): bâtiment considéré comme bâtiment à usage d'habitation dont la hauteur dépasse 26.54 m
  - ❖ Le sol est considéré comme ferme (S2)
  - ❖ Rapport de sol ;  $\sigma = 1.8$  bars

## **3-2 : Caractéristiques géométriques structurale :**

### **A) L'ossature :**

Etant donné que le bâtiment est situé en zone sismique (2-a) et qu'il dépasse les 14m de hauteur, alors l'ossature doit être en système de contreventement mixte assurée par des voiles et des portiques (article 3-4-A-1-a révisé)

### **A-a. Choix du contreventement :**

Conformément au R.P.A 99 VERSION 2003 (page 19) notre bâtiment Est contreventée par un système mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile ( $S_v < 20\%$ ). Pour ce genre de contreventement il y a lieu également de vérifier un certain nombre de conditions :

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

**B) Les planchers** : constitués de corps creux (16+4) cm soit 20 cm.

avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments de contreventement.

**C) Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

**D) Les façades et les cloisons** :

- les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 30 cm  
Séparées par une âme d'air de 5cm.
- les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm

**E) L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible.

### **3-3. Caractéristiques des matériaux :**

Notre projet est un bâtiment à usage d'habitation, construit en béton armé.

#### **LE BETON ARME =BETON+ACIERS**

Le béton armé est un mélange bien proportionné de deux matériaux différents

- Un matériau hétérogène qui est le béton.
- Un matériau homogène qui est l'acier.

### **3-4. Caractéristiques Mécaniques de Matériaux :**

Les matériaux retenus doivent présenter une résistance à la traction et au cisaillement suffisante ainsi qu'une ductilité, leur permettant de conserver leur caractéristique mécanique sous les déformations consécutives aux mouvements sismiques. Les assemblages sont conçus de manière à ne pas présenter de points faibles.

#### **A-Béton :**

##### **A.1. Définition :**

Le béton est un mélange d'agrégat (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement.

Le dosage en ciment varie entre (300...400Kg/m<sup>3</sup>) de béton mis en œuvre, au dessous de300Kg/m<sup>3</sup>

Les règles **BAEL91** ne sont plus applicables.

##### **A.2.Composition du béton:**

Le dosage est fonction des composants et de la résistance caractéristique souhaitée.  
Pour obtenir une résistance à 28 jours de **25 Mpa**, on utilisera pour **1 m<sup>3</sup>** de béton :

❖ **Ciment Portland : 350 kg**

-On choisit un ciment type **CPJ 42,5**

❖ **Sable** : 400 litre/m<sup>3</sup> (dimension :  $\Phi \leq 5$  mm).

Poids :  $G_s = \gamma_s \cdot V_s = 1,6 * 400 = 640$  kg /m<sup>3</sup>  
 $\gamma_s$ : La masse volumique de sable.

❖ **Gravier** : 800 litre/ m<sup>3</sup> (dimension :  $\Phi \leq 25$  mm).

- poids :  $G_G = \gamma_G \cdot V_G = 1,5 \times 800 = 1200$  Kg/ m<sup>3</sup>  
 $\gamma_G$  :la masse volumique de gravier

❖ **Eau** : 175 litre /m<sup>3</sup>

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre **2400 Kg/m<sup>3</sup>**.et **2500 Kg/m<sup>3</sup>**.

### A.3.Résistance du béton à la compression:

Le béton est défini par sa contrainte à la compression déterminée à 28 jours d'âge notée  $f_{c28}$ .

Pour un dosage de 350Kg/m<sup>3</sup>,  $f_{c28}$  est prise égal 25Mpa, la résistance caractéristique à la compression d'un béton d'âge inférieur à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{cj} = 0.685 f_{c28} \text{ Log}(j+1)$$

### A.4.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 définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{D'où: } f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

### A.5.déformation longitudinale du béton:

#### 1. Le module de déformation longitudinale instantané:

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h

On admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours.

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton  $E_{ij}$  est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où: } E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$$

### 2/ Le module de déformation longitudinale différé:

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (f_{c28} = 25 \text{ MPa}) \text{ d'où: } E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$$

### 3/ Module d'élasticité $\epsilon$

C'est le rapport entre les contraintes appliquées  $u$  et la déformation relative  $\epsilon = \frac{\Delta L}{L}$

Ce module n'est définissable que, dans la phase élastique (1 phase) où il y a proportionnalité Des contraintes et des déformations.

### 4/Module de déformation transversale

Sa valeur est donnée par la formule suivante:

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

#### A.6. Coefficient de dilatation thermique

$\alpha = 10^{-5} \cdot 1/i$  (Béton armé). Ce coefficient peut varier de 0,8 à  $1,2 \cdot 10^{-5}$  selon la composition du béton et la nature du granulat.

#### A.7. Coefficient de Poisson:

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson  $\nu$  par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta d / d_0}{\Delta L / L_0} = \frac{\xi_t}{\xi_L}$$

Avec:  $\xi_t$ : déformation limite transversale.

$\xi_L$ : déformation limite longitudinale.

$\nu = 0.0$  dans le cas des ELU (section fissurée)

$\nu = 0.2$  dans le cas des ELS (section non fissurée)

La relation qui lie le coefficient de poisson et le module de glissement  $G$  est:

$$G = \frac{E \times (1 + \nu)}{2} \Rightarrow \begin{cases} G_{ELU} = 15411,21MPa \\ G_{ELS} = 18493,45MPa \end{cases}$$

**Remarque :**

La résistance d'un béton à la rupture par compression varie avec le dosage en ciment (elle augmente avec ce dosage).

**A.8. Contraintes limites:**

Selon le **B.A.E.L** on distingue deux états limites :

- Etat limite ultime **E.L.U**
- Etat limite de service **E.L.S**

L'état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite, et cessait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

**a. États limites ultimes E.L.U**

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante dont le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Les états correspondants à la limite sont :

- L'équilibre stable
- La résistance de l'un de ses éléments
- La stabilité de forme

L'état limite ultime correspond à l'équilibre entre les sollicitations résistantes calculées en supposant que le matériau atteigne les limites de rupture minorées.

La contrainte de béton à l'état limite ultime est :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 : \text{cas des combinaisons accidentelles} \\ 1.5 : \text{les autres cas} \end{cases}$$

$$f_{cj} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa} : \text{action courantes} \\ 18.45 \text{ MPa} : \text{action accidentelles} \end{cases}$$

0.85 = coefficient réducteur

Contrainte limite de cisaillement: elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- Fissuration peu nuisible :  $\overline{\tau_u} = \min(0.13f_{cj}, 4Mpa)$
- Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\overline{\tau_u} = \min(0.1f_{cj}, 3Mpa)$
- Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors  $\overline{\tau_u} \leq \min(0.18f_{cj}, 5.5Mpa)$
- Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90°, la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec}$$

Avec  $V_u$  = effort tranchant ultime de calcul  
 $b_0$  = largeur de la pièce  
 $d$  = hauteur de la pièce

### **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:

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

Pour  $f_{c28}=25\text{MPa}$   $\bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$

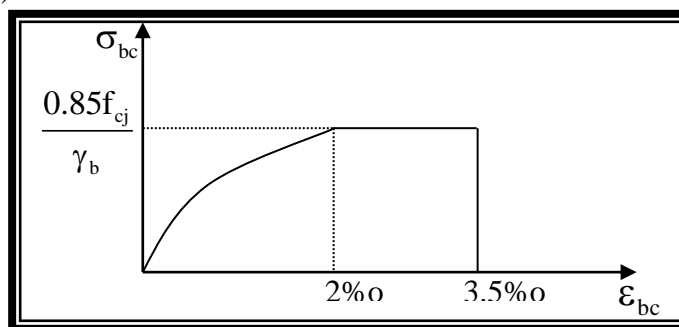
### **A.9. Diagramme contrainte déformation:**

Si l'on exerce une sollicitation de compression sur une éprouvette de béton et que l'on enregistre l'évaluation de la déformation  $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$  au fur et à mesure qu'augmente la

contrainte  $\sigma = \frac{F}{S}$  on obtient une courbe dont l'allure est présentée ci-dessous (fig.

#### **Diagramme Parabole rectangle**

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U.R on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "parabole rectangle". Ce diagramme qui représente la contrainte de béton en fonction de son raccourcissement (fig.1) est constitué comme suit:



**Fig.1 diagramme parabole rectangle**

On a entre 0 et 2% un arc de parabole passant par l'origine  $\left( \varepsilon_{bc} = 2\%, \sigma_{bc} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj} \right)$

en pratique  $f_{cj} = f_{c28}$  : entre 2% et 3,5% par une parallèle à l'axe des déformations et tangente en "S" à la parabole

- Le raccourcissement du béton est limité à 3,5%
- Pour le calcul à l'E.L.S on suppose que l'on reste dans le domaine élastique. (fig.1).
- La contrainte de béton est limitée à  $\sigma_{bc} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{cj}$
- Le coefficient de sécurité,  $\gamma_b$  a pour valeur



- ❖  $\begin{cases} \gamma_b = 1.15 & \text{pour les situations accidentales} \\ \gamma_b = 1.5 & \text{pour les autres cas} \end{cases}$

### **A.10. Déformation différée:**

**Retrait** : c'est le phénomène de raccourcissement différé dû principalement au départ de l'eau libre interne. Il se produit d'autant plus lentement que la pièce est très grande (dimensions importantes) et que l'humidité ambiante est plus élevée.

**Fluage** : lorsqu'une pièce en béton est soumise à une compression de longue durée, sa déformation augmente avec le temps ; l'intensité du fluage dépend de plusieurs facteurs :

- Composition du béton
- Géométrie de la pièce
- Conditions atmosphériques
- L'âge du béton lors de l'application de la charge.

### **B- L'acier:**

#### **B.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 :

#### **1/ Acier rond lisse RL:**

Acier naturel feE240 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%

#### **2/Acier de haute adhérence HA:**

Ce sont des aciers de type 1 de nuance feE400 caractérisée par :

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

**3/Treillis soudés** : on trouve en rouleaux si ( $\phi \leq 5\text{mm}$ ) ou en panneaux ; ils sont en mailles rectangulaires ou carrées pouvant aller 75, 100, 125, 150 ,200, 250, 300

## **B.2.Caractère mécanique:**

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est limite d'élasticité garantie désignée par  $< f_e >$

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

## **B.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 strictement satisfaite.

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

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

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

### **B.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 sont exposés aux intempéries ou à des condensations ou 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 :

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

$\eta$  : 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)

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

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

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

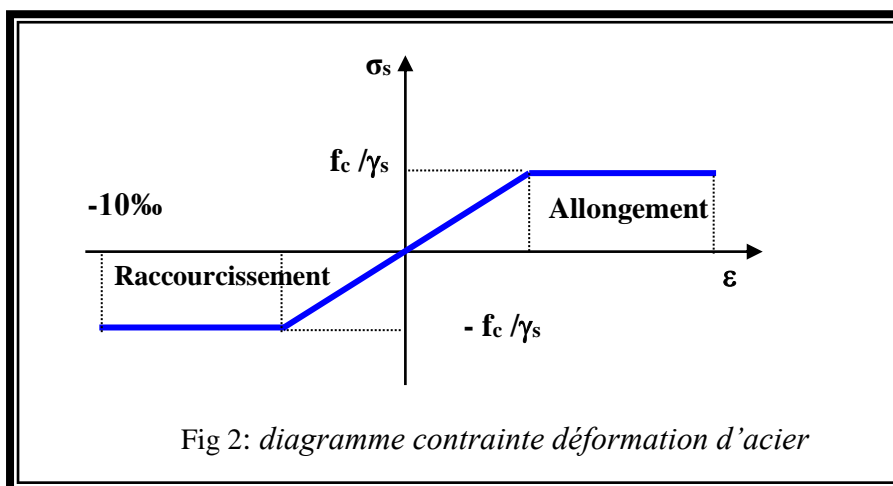
### Cas où la fissuration est très préjudiciable:

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

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

### B.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



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

- À l'origine A :  $\left( \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}; \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$  une droite d'équation  $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$

- Du point A au point B : une horizontale d'ordonnée  $\frac{f_e}{\gamma_s}$

Les notations utilisées sont les suivantes

$f_e$  = limite élastique de l'acier

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

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

$E_s$  = module d'élasticité de l'acier - L'allongement maximal de l'acier est limité à 10 %

$E_s = 2.105 \text{MPa}$

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

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

#### **4-Actions et Sollicitations:**

##### **4-1 -Les Actions :**

Les actions sont les forces et dues 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
- ❖ Les actions variables, notées Q, dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;
- ❖ Les actions accidentelles, notées F A, provenant de phénomène rares, tels que séisme ou chocs.

##### **4-2-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, a leurs valeurs nominales
- Les combinaisons d'actions, qui sont spécifiques aux états limites considères

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

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

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

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

$Q_i = 1,5$  dans le cas général

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

❖ **Combinaisons accidentelle** : Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques les combinaisons a considères sont les suivante :

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

$F_A$  = 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 j'article A.4.4 du règlement B.A.E.L91

## II Prédimensionnement

### 1 : Prédimensionnement des éléments de l'ouvrage

#### 1 : Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en respectant les règlements RPA99/version 2003 et CBA93

#### 2 : Planchers :

##### 2.1 : Planchers à 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).

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour les quelles le rapport  $h/L$  est au moins égal à  $L/22,5$ .

$L$  : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ( $L= 4,55$  m).

$$=4.55/22.5= 20.22 \text{ cm. } \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

en adopte  $h_t = 20$  cm (16+4).

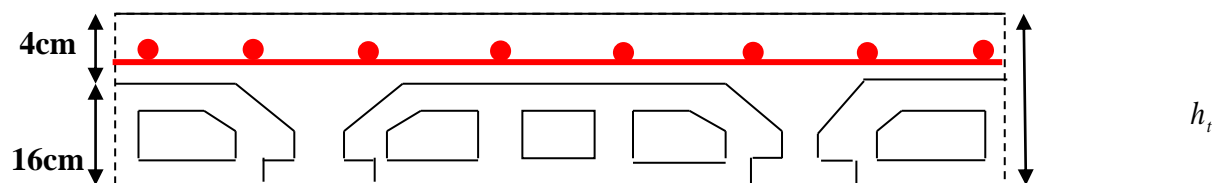


Figure II.1 : **Plancher à corps creux**

Tel que :

4 cm : hauteur de la dalle de compression

16 cm : hauteur du corps creux

##### 2-1-1 :Plancher terrasse inaccessible

##### harges et surcharges :

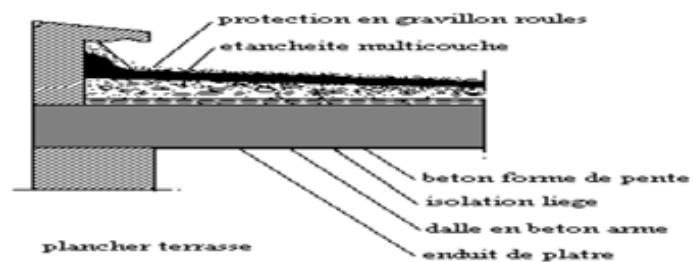


Figure.II.2.Plancher terrasse (inaccessible)

Tableau .II. 1. : Charge permanente revenant au plancher terrasse inaccessible.

les différentes couches		e(m)	$\gamma(\text{kn/m}^3)$	P(kn/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.08	22	1.76
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Planche corps creux	16+4		2.85
Le poids total				5.89
Charge permanente G			589	Kg/m <sup>2</sup>
Charge exploitation Q ( DTR B.C.2.2 )			100	Kg/m <sup>2</sup>

2-  
1-

**2 :Plancher étage courant ,RDC :**

Figure .II. 3 : plancher étage courant et RDC

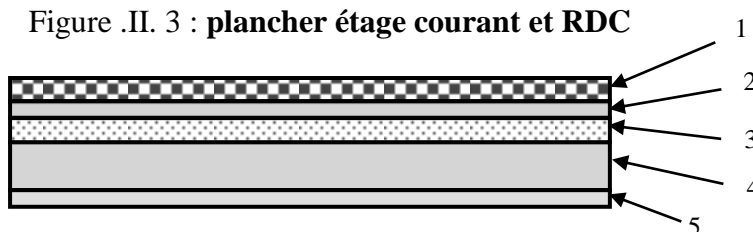


Tableau .II. 2 : Charge permanente revenant aux planchers EC et RDC.

les différentes couches		e(m)	$\gamma(\text{kn/m}^3)$	P(kn/m <sup>2</sup> )
1	Dallage céramique	0.02	46.66	0.93
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	dalle en corps creux	16+4	—	2.85
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
5	Cloison intérieure	—	—	0.1
Le poids total				5.38
Charge permanente G			538	Kg/m <sup>2</sup>
Charge exploitation Q ( DTR B.C.2.2 )			150	Kg/m <sup>2</sup>

**3: Les Murs :**

**3-1 : Les Murs extérieur**

**Définition :** Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment

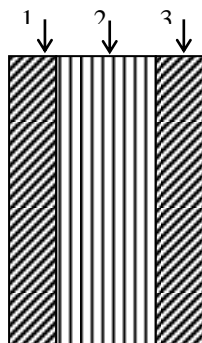


Figure II 4 · Mur intérieur

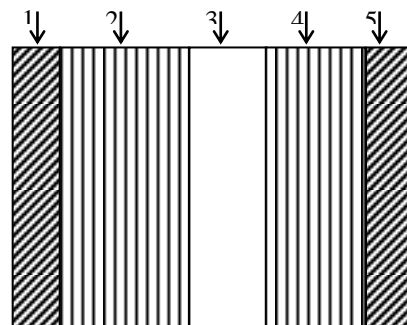


Figure II 5· Mur extérieur

Tableau .II. 3: Charge permanente revenant aux murs extérieurs.

les différentes couches		e(m)	$\gamma(\text{kn/m}^3)$	P(kn/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment extérieur	0.015	18	0.27
2	Brique creuse de 15cm	0.15	/	1.3
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse de 10cm	0.1	/	0.90
5	Enduit plâtre intérieur	0.015	10	0.15
Le poids total				2.62

charge totale est estimée G	262	Kg/m <sup>2</sup>
-----------------------------	-----	-------------------

$$G (30 \% \text{ d'ouverture}) = 183.4 \text{ kg/m}^2$$

### 3-2 :Murs intérieur :

❖ **Définition :**

Ils jouent un rôle important dans l'isolation phonique du bâtiment et de séparation.

Tableau .II. 4 : Charge permanente revenant aux murs intérieurs.

les différentes couches		e(m)	$\gamma(\text{kn/m}^3)$	P(kn/m <sup>2</sup> )
1	Enduit ciment extérieur	0.015	10	0.15
2	Brique creuse de 10cm	0.1	/	0.90
3	Enduit plâtre intérieur	0.015	10	0.15
Le poids total				1.2
charge totale est estimée G	120	Kg/m <sup>2</sup>		



#### 4 : L'acrotère

Charge permanente :

Le calcul se fait pour 1m largeur

Le poit propre de l'acrotère  $G = \rho * S$

$\rho$  :le poids volumique du béton= 25Kn/m<sup>3</sup>

$s$  = la surface transversale totale de l'acrotère

$$S = (0.03 \times 0.12)/2 + (0.07 \times 0.12) + (0.1 \times 0.6) = 0.07\text{m}^2$$

$$G = 25 \times 0.07 = 1.75\text{kn/ml}$$

charge totale est estimée G	175	Kg/m <sup>2</sup>
-----------------------------	-----	-------------------

#### 5 :Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments composes  
D'une succession de marches permettant le  
Passage d'un niveau à un autre, elles seront  
En béton armé, métallique ou en bois, dans notre  
Cas elles sont réalisées en béton coulé sur  
Place. Les différents éléments constitutants  
Un escalier sont :

(1) : e (Epaisseur du palier de repos)

(2) :  $L_0$  (Longueur totale d'escalier)

(3) : g (Giron)

(4) :  $h$  (Hauteur du contre marche)

(5) :  $H_0$  (Hauteur de la volée)

(6) :  $\alpha$  (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)

H : Hauteur d'étage

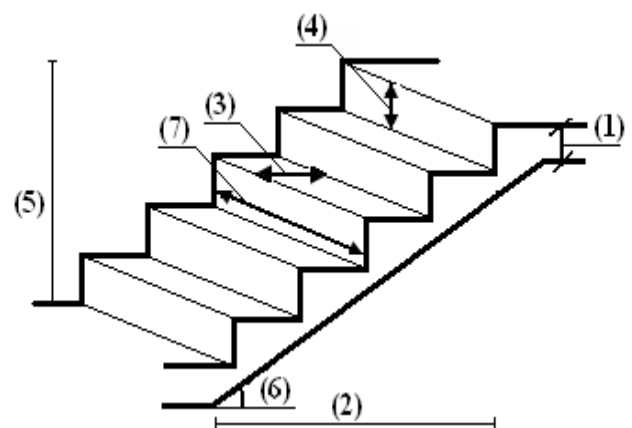


Figure .II.4. : Schema de l'escalier

Notre projet présente deux types d'escalier :  
Escalier a deux volées et un palier intermédiaire :

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation

de BLONDEL qui est la suivante :

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

– la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;

– la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

–La formule empirique de BLONDEL :

$$0.59 \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$$

Avec :

$$\begin{cases} g = \frac{L_0}{n-1} \\ h = \frac{H_0}{n} \end{cases} ; \begin{cases} n: & \text{Nombre de contremarches.} \\ n-1: & \text{Nombre de marches.} \end{cases}$$

Remplaçant dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Pour le 1<sup>er</sup> type (escalier à deux volées) :

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

$$= 3.64\text{m} \rightarrow 12\text{cm} \leq e \leq 18\text{cm} \quad L$$

Soit e = 12 cm

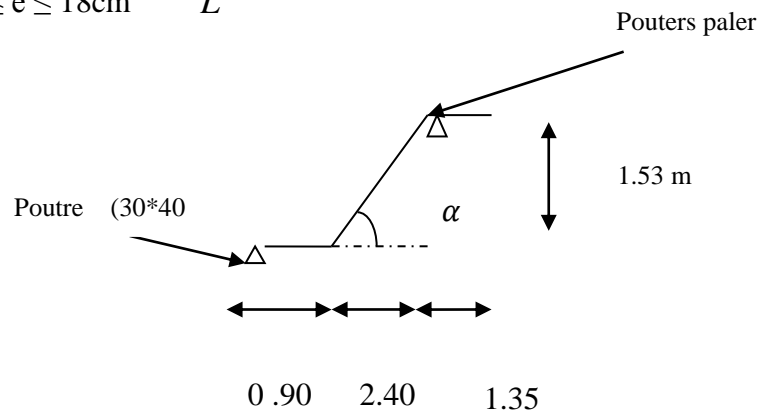


Fig 5 : schéma statique de volées d'escalier

$$H = 3.06\text{m}$$

$$= H/2 = 3.06/2 = 1.53\text{m} \quad H_0$$

Après résolution de l'équation (2) :

n= 9 nombres de contre marches.

n-1=8 nombre de marches.

Donc : h=0.17m

$$g=240/8=30$$

$$\alpha = \arctg ((H /2)/ L_0 ) = \arctg (1.53/2.4) = 32.51^\circ$$

**5-1 : Evaluation des charges :**

**1 : Palier:**

Poids propres de palie:  $P_p = \gamma_{ba} \times e \times 1\text{m}$

$$P_p = 2500 \times 0.12 \times 1\text{m} = 300\text{Kg/m}$$

Poids de revêtement(carrelage) :  $P_{rv} = \gamma_{rv} \times e \times 1\text{m}$

$$P_{rv} = 2000 \times 0.02 \times 1\text{m} = 40\text{Kg/m}$$

Poids de mortier de pose :  $P_{mr} = \gamma_b \times e \times 1\text{m}$

$$P_{mr} = 2200 \times 0.02 \times 1\text{m} = 44\text{Kg/m}$$

poids de enduit en plâtre :  $P_{en} = \gamma_{en} \times e \times 1\text{m}$

$$P_{en} = 1400 \times 0.02 \times 1m = 28Kg/m$$

$$G_{palier} = 412Kg/m$$

### 2 : Paillasse :

pois propres de paillasse:  $P_p = \gamma_{ba} \times e' \times 1m$

$$P_p = 2500 \times (0.12 / \cos\alpha) \times 1m = 2500 \times (0.12 / \cos 32.51) \times 1m = 355Kg/m$$

pois de revêtement(carrelage) :  $P_{rv} = \gamma_{rv} \times e \times 1m$

$$P_{rv} = 2000 \times 0.02 \times 1m = 40Kg/m$$

pois de mortier de pose :  $P_{mr} = \gamma_b \times e \times 1m$

$$P_{mr} = 2000 \times 0.02 \times 1m = 40Kg/m$$

pois de enduit en plâtre :  $P_{en} = \gamma_{en} \times e \times 1m$

$$P_{en} = 1400 \times 0.02 \times 1m = 28Kg/m$$

pois de marche :  $P_m = \gamma_b \times h / 2 \times 1m$

$$P_m = 2200 \times 0.17 / 2 \times 1m = 187Kg/m$$

$$G_{paillasse} = 654Kg/m$$

TABLEAU 5

charge totale est estimée G	1066	Kg/m <sup>2</sup>
charge totale est estimée Q	250	Kg/m <sup>2</sup>

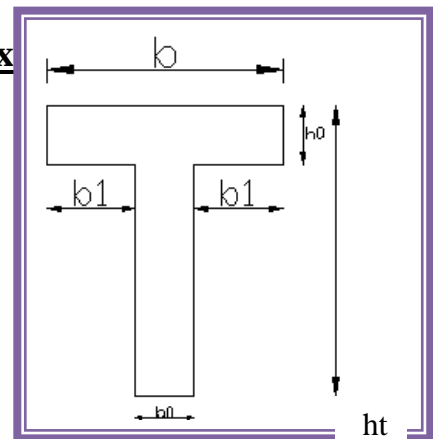
## 2 : Le pré dimensionnement des éléments principaux

### 1- Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

-Soit  $b_0 = 10$  cm.

-Le hourdis 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 :



$$b_1 = \min$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_n}{2} = \frac{55}{2} = 27,5cm \\ \frac{L}{10} = \frac{410}{10} = 41.0cm \Rightarrow \end{array} \right.$$

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

L : la longueur de la nervure.

$$b_0 = (0.3-0.5)h = (6-10)cm \quad \text{soit : } b_0 = 10cm$$

Donc on prend  $b_1 = 27.5$  cm.

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

Soit  $b = 65$  cm

Fig-6

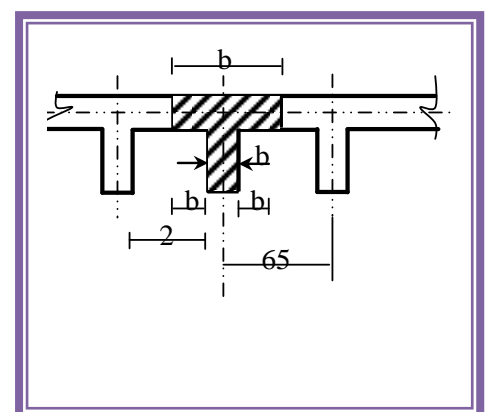


Fig-7

**2 Les dalles pleines :**

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

Son prédimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

**a) Critère de résistance :**

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

**b) Critère de coupe feu :**

$e \geq 7\text{cm}$  pour une heure de coupe-feu.

$e \geq 11\text{c}$  pour deux heures de coupe-feu.

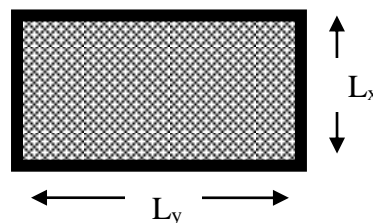
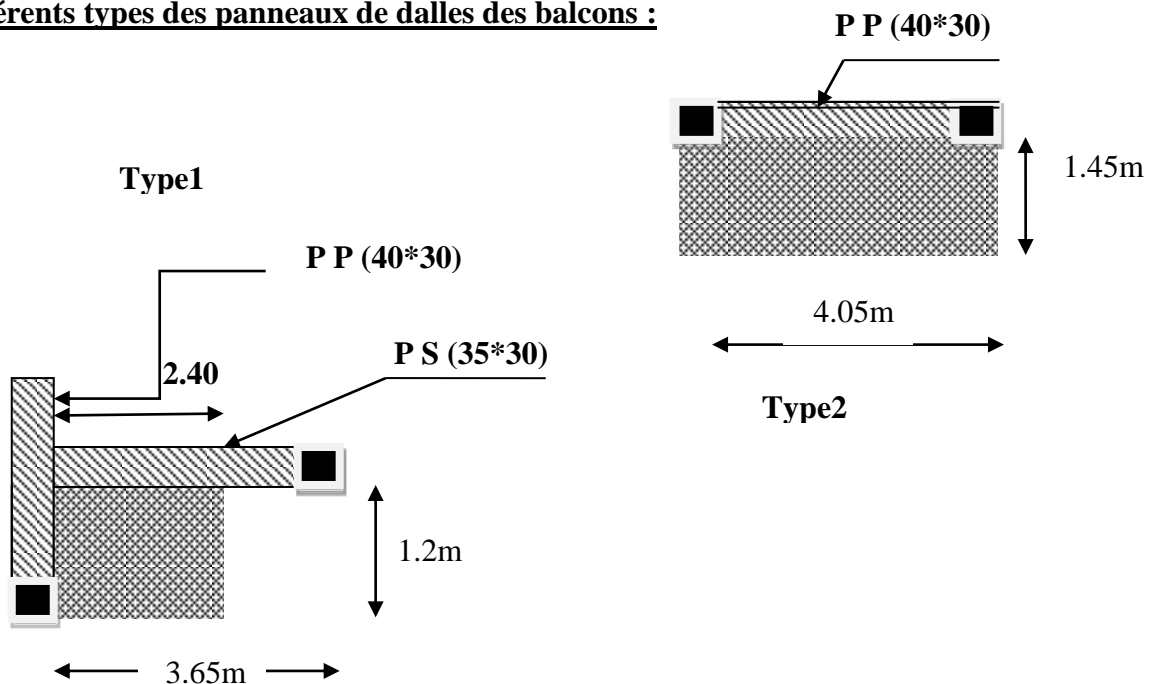


Fig 2.4 : Exemple d'un panneau de dalle sur 4 appuis

**2-2 :dalles pleines du plancher :**

La dalle pleine du plancher centrale a coté de la cage d'ascenseur sera partagée comme il est indiqué sur la figure suivante :

**Les différents types des panneaux de dalles des balcons :**



**Fig 8** : les different types des panneaux de dalles des balcons

Toutes les dalles des balcons ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe feu est la plus défavorable.

On prend :  $e = 15 \text{ cm}$ .

### **3 : Balcons**

Les balcons sont des dalle pleines sur 2 ou 3 appuit

#### **A ) balcons terrasse :**

Tableau .6 : Charge permanente revenant au balcons terrasse inaccessible.

les différentes couches		e(m)	$\gamma(\text{kn/m}^3)$	P(kn/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.8
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.08	22	1.76
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
5	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Planche en dalle pleine	0.12	25	3
Le poids total				6.04
Charge permanente G			604	Kg/m <sup>2</sup>
Charge exploitation Q ( DTR B.C.2.2 )			100	Kg/m <sup>2</sup>

#### **A ) balcons EC est RDC :**

Tableau .7 : Charge permanente revenant au balcons terrasse inaccessible.

les différentes couches		e(m)	$\gamma(\text{kn/m}^3)$	P(kn/m <sup>2</sup> )
1	Dallage céramique	0.02	46.66	0.93
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	dalle en dalle pleine	12	25	3
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
5	Cloison intérieure	_____	_____	0.1
Le poids total				5.53
Charge permanente G			5.53	Kg/m <sup>2</sup>
Charge exploitation Q ( DTR B.C.2.2 )			150	Kg/m <sup>2</sup>

### **4. Les poteaux :**

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations

On dimensionne la section du poteau comme suit :

Selon les règles (BAEL) on a :

$$l_f = 0.7 \times h_e$$

$$l_f = 0.7 \times 3.06 = 2.142$$

$$\text{Max}(\lambda_x, \lambda_y) \leq 70$$

$$\lambda_x = 3.46 \times \frac{l_f}{b_i}$$

$$\lambda_y = 3.46 \times \frac{l_f}{h_i}$$

$b_i$  : parallèle a l'axe x

$h_i$  : parallèle a l'axe y

$$\lambda_x = 3.46 \times \frac{l_f}{b_i} \Rightarrow b_i \geq \frac{3.46 \times 214.2}{40} = 18.52 \text{cm}$$

$$b_i \geq 14.04$$

$$\lambda_y = 3.46 \times \frac{l_f}{h_i} \Rightarrow h_i \geq \frac{3.46 \times 214.2}{40} = 18.52 \text{cm}$$

$$h_i \geq 14.04 \text{cm}$$

Donc on adopte une section de (40 x 40)

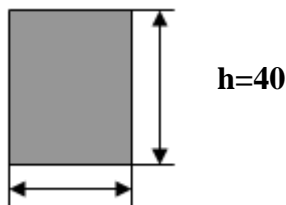
Selon les règles (RPA99/v.2003) art (7.4.1) dans la zone IIa

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

$$\diamond \text{ Min}(b_i; h_i) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{306}{20} = 15.3 \leq 40 \Rightarrow \text{CV}$$

$$\diamond \frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \quad \text{C V}$$

### Poteaux (40\*40)



$$b=40$$

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

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

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

### Remarque:

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

### 5. Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction

#### 5-1/ Les poutres transversales (principales):

Condition de portée (BAEL 91) :

$$; \quad L_{\max} = 4,20 \text{ m. } h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

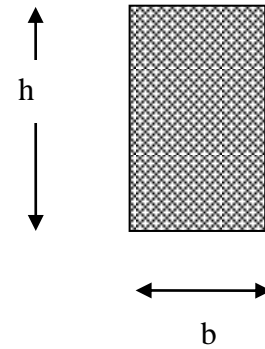
$$h = (1/15 ; 1/10) 420 = (28;42) \text{ cm.}$$

On prend : **h = 40 cm**

$$b = (0,3 ; 0,4) h = (0,3 ; 0,4) 40$$

$$b = (12 ; 16)$$

on prend : **b = 30cm**



**Fig09** : Coupe transversal dune pouter

- Condition de RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.} \\ h \geq 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.} \\ \frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 40/30 = 1.33 < 4,0 \longrightarrow \text{C.V.} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \Rightarrow 30 \leq 1.5 \times 40 + 30 = 90 \longrightarrow \text{C.V.} \end{array} \right.$$

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées, on prend une poutre longitudinale de section  
(30x40) cm<sup>2</sup>

#### 5-2 :Les poutres longitudinales (secondaires):

Condition de la portée :

$$L_{\max} = 4.15\text{m. } h = \left( \frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max}$$

$$h = ( 27.66 \div 41.5) \text{ cm} \quad \text{on prend : } h = 35\text{cm.}$$

$$b = (0,3 ; 0,4) 35 = (10.5 ; 14).$$

On prend : **b = 30 cm.**

Condition de RPA 99 :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \longrightarrow \text{C.V.}$
- $\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 1.16 < 4 \longrightarrow \text{C.V.}$

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

## 6 : Les voiles

### Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de RPA99/version 2003:

- **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  $H_e = 3.06 \text{ m}$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

Les voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$e$  : l'épaisseur de voile

$L$  : la longueur de voile

$$e \geq \text{Max} (h_e / 20, 15 \text{ cm})$$

$$h_e = 3.06 - 0.35 = 2.71 \text{ m}$$

$$a \geq \text{Max} (2.71 / 20, 15 \text{ cm}) = \text{Max} (13.55, 15 \text{ cm})$$

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

Donc soit  $e = 15 \text{ cm}$

$$L \geq 4 \times a \Rightarrow L \geq 60 \text{ cm}$$

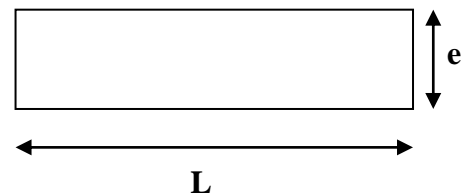


Figure .10: Vue en plan d'un voile.



Comme la hauteur d'étage est. la même pour les différent niveaux donc on va adopter la

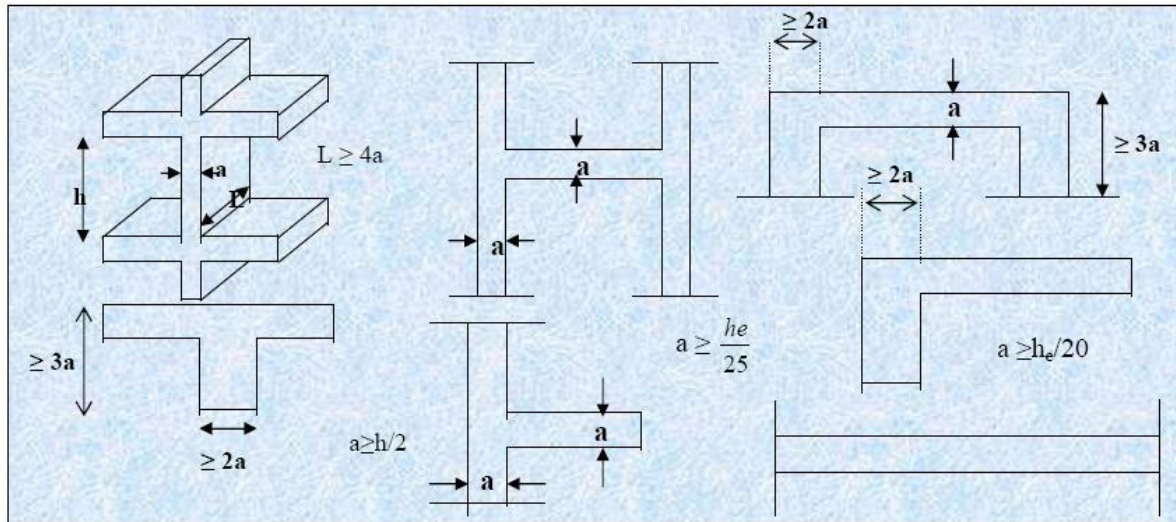


Fig 11TYPE DE VOILLE

## 7 : cage d'ascenseur

### 1-Introduction :

Les bâtiments à plusieurs étages doivent être équipés par des installations mécaniques de Transport des personnes et des marchandises. L'une de ces installations est l'ascenseur

### Pré dimensionnement de ascenseur :

Ascenseur est un voile n'intervient presque pas dans le contreventement

type de voile : (au niveau de la cage d'ascenseur) :

Comme ce voile n'intervient presque pas dans le contreventement, alors son épaisseur sera égale a 15cm qui est l'épaisseur minimale exigée par le RPA 99/2003.

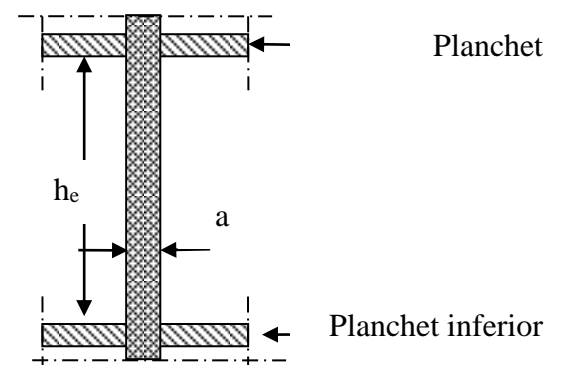


Fig 12: coupe vertical d'un voile

## II-2 : Descente des charges

### 1 : Introduction :

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

Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitations.

### 2 :Rôle de descente de charge :

-Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.

-Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

	<b>Charge permanentes</b>	<b>Surcharges</b>
Plancher – terrasse	589 kg/m <sup>2</sup>	100 kg/m <sup>2</sup>
Plancher d'Etage courant	538 kg/m <sup>2</sup>	150 kg/m <sup>2</sup>
Acrotère	175kg/ml	100 kg/m <sup>2</sup>
Escalier	1214.68kg/m <sup>2</sup>	150 kg/m <sup>2</sup>
Balcon-terrasse	604 kg/m <sup>2</sup>	100 kg/m <sup>2</sup>
Balcon d étage courant	553 kg/m <sup>2</sup>	150 kg/m <sup>2</sup>
Murs extérieurs	262 kg/m <sup>2</sup>	-

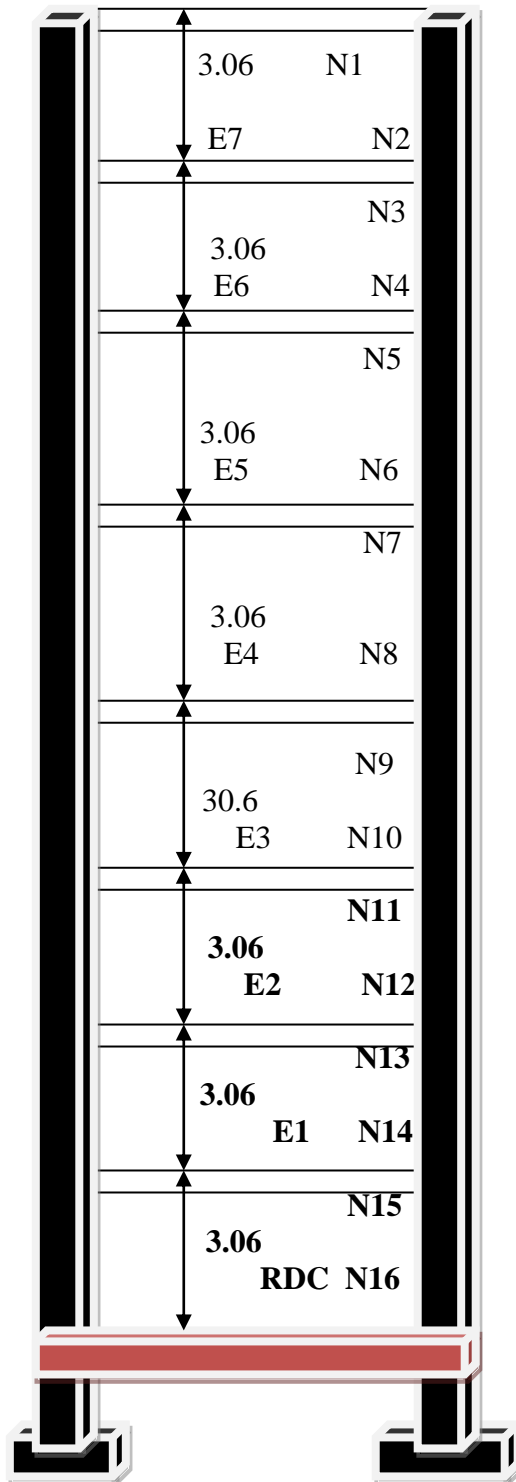
### 3 :Loi De Degression : DTR B.C.2.2

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).

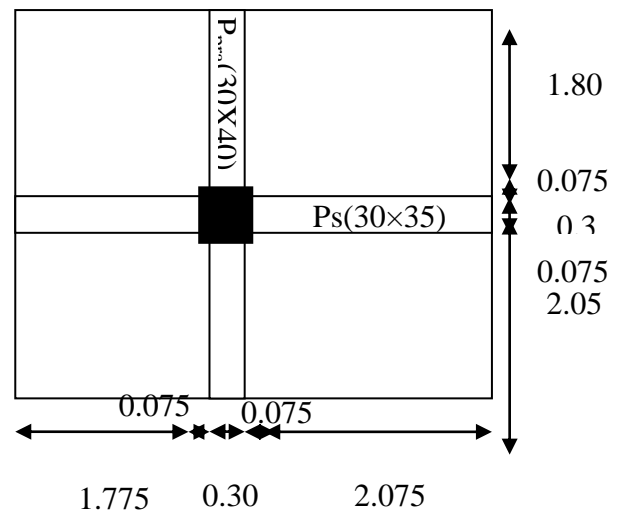
Par simplification, il est permis de prendre pour les surfaces inférieures à  $15 \text{ m}^2$  la charge de référence majorée forfaitairement de 30 %.



#### 4-Descente des charges

##### 4-1 :- Descente des charges sur le poteau intermédiaire (C2) :

Fig. -1- surface afférent



##### ❖ Surface afférente :

$$S_G = ((1.775 + 2.075 + 0.45) \times (2.05 + 1.80 + 0.45)) - ((0.3 \times (1.775 + 2.075 + 2.05 + 1.8) + (0.45 \times 0.45))) = 15.97m^2$$

$$S_Q = (1.775 + 2.075 + 0.45) \times (2.05 + 1.8 + 0.45) = 18.49m^2$$

$$S_{Q1} = (18.49) - (0.45 \times 0.45) = 18.28m^2$$

TABLEAU 1 Descente des charges sur le poteau intermédiaire

niveau	Élément	G (KG)	Q (KG)	
1-1	Plancher Terrasse:589×15.97=9406.33 poutre.p : (0,30).(0,40).(3.85)×2500=1155 (0.3).(3.85).(304)=351.12 Poutre.s :(0,3).(0,35).(3.85).2500=1010.62 (0.3).( 3.85).(304)=351.12	<b>12274.19</b>	18.49×100=1849 (0.3).(3.85).(100)=115.5 (0.3).(3.85)(100)=115.5	<b>2080</b>
2-2	Venant 1-1 : 12274.19 Poteau :(0,40).(0,40).(3.06).2500=1224 (0.40).(0.40).(304)=48.64	<b>13546.83</b>	2080	<b>2080</b>
3-3	Venant 2-2 : <b>13546.83</b> Plancher.E.C :538×15.97= <b>8591.86</b> poutre.p : (0,30).(0,40).(3.85)×2500= <b>1155</b> (0.3).(3.85).(253)= <b>292.22</b> Poutre.s : 0,3).(0,35).(3.85).2500= <b>1010.62</b> (0.3).(3.85).(253)= <b>292.22</b>	<b>24888.75</b>	2080 150×18.28=2742	<b>4822</b>
4-4	-Venant 3-3 : <b>24888.75</b> -Poteau : <b>1272.64</b>	<b>26161.39</b>	4822	<b>4822</b>
5-5	-Venant4-4 : <b>26161.39</b> P.E.C + PP + PS : <b>11341.92</b>	<b>37503.31</b>	4822 (2742×0,9)=8591.86	<b>7289.8</b>
6-6	-Venant 5-5 : <b>37503.31</b> Poteau : <b>1272.64</b>	<b>38775.95</b>	7289.8	<b>7289.8</b>
7-7	-Venant6-6: <b>38775.95</b> P.E.C + PP + PS : <b>11341.92</b>	<b>50117.87</b>	7289.8 2742×0,8=2193.6	<b>9483.4</b>
8-8	-Venant 7-7 : <b>50117.87</b> Poteau : <b>1272.64</b>	<b>51390.51</b>	9483.4	<b>9483.4</b>
9-9	-Venant 8-8: <b>51390.51</b> P.E.C + PP + PS : <b>11341.92</b>	<b>62732.43</b>	9483.4 2742×0,7=1919.4	<b>11402.8</b>

10-10	-Venant 9-9 : <b>62732.43</b> -Poteau : <b>1272.64</b>	<b>64005.07</b>	11402.8	<b>11402.8</b>
11-11	-Venant 10-10: <b>64005.07</b> P.E.C + PP + PS : <b>11341.92</b>	<b>75346.99</b>	11402.8 2742×0,6=1645.2	<b>13048</b>
12-12	-Venant 11-11 : <b>75346.99</b> -Poteau : <b>1272.64</b>	<b>76619.63</b>	13048	<b>13048</b>
13-13	-Venant 12-12 : <b>76619.63</b> P.E.C + PP + PS : <b>11341.92</b>	<b>87961.55</b>	13048 2742×0,5=1371	<b>14419</b>
14-14	-Venant 13-13 : <b>87961.55</b> -Poteau : <b>1272.64</b>	<b>89234.19</b>	14419	<b>14419</b>
15-15	-Venant 14-14 : <b>89234.19</b> P.E.C + PP + PS : <b>11341.92</b>	<b>100576.11</b>	14419+1371 =15790	<b>15790</b>
16-16	-Venant 15-15 : <b>100576.11</b> -Poteau : <b>1272.64</b>	<b>101848.75</b>	15790	<b>15790</b>

❖ **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 :

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

-  $\alpha$  : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique  $\lambda$ .

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

Calcul  $N_u$  :

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

$$G = 101848.75 \text{ Kg} \quad Q = 15790 \text{ Kg}$$

$$N_u = 1.35 \times 101848.75 + 1.5 \times 15790$$

$$N_u = 1611808.125 \text{ N}$$

calcul  $A_s$

$$A_s = 0.9(40 \times 40) / 100 = 14.40 \times 10^2 \text{ mm}^2$$

calcul  $\alpha$  :

$$B = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$I_{\min} = 40 \times 40^3 / 12 = 213333.33 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{I_{\min} / B} = \sqrt{213333.33 / 1600} = 0.288 \text{ cm}^2$$

$$l_f = 0.7 \times l = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

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

$$h = b \Rightarrow \lambda_x = \lambda_y$$

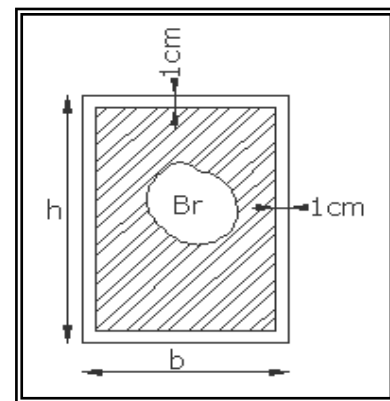
$$\Rightarrow \lambda = \lambda_x$$

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{214.2}{40} = 18.55$$

$$\lambda = 14.33 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.804$$

pas de risque de flambement.



**Fig-2-1**

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

calcul  $B_r$  :  $B_r = (h-2)(b-2)$

$$B_r = (40-2)(40-2) = 1444 \text{ cm}^2 = \mathbf{1444 \times 10^2 \text{ mm}^2}.$$

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

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

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

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max ( 4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B )$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 400 \times 400}{100} = 302 \text{ mm}^2 \\ 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(400+400)}{100} = 64 \text{ mm}^2 \end{array} \right\}$$

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

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = \frac{0.8}{100} B = \frac{0.8}{100} (400 \times 400) = 1280 \text{ mm}^2 *$$

$$\bar{N}u = \alpha * \left[ \frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\bar{N}u = 0.785 * \left[ \frac{144400 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{1280 * 400}{1.15} \right]$$

$$\bar{N}u = \mathbf{3119291.465}$$

**Tableau 2 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	1611808.125	302	1280	1280	144400	3119291.465	vérifiée

➤ **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

$f_{c28}$ : est la résistance caractéristique du béton

$$N_d = G+Q = \mathbf{101848.75+15790=116747.5 \text{ N}}$$

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

$$\nu_{s/sol} = \frac{116747.5}{400 \times 400 \times 25} = 0.291 \dots \dots \dots (cv)$$

Donc les sections choisies sont suffisantes dans tous les étages.



#### 4.2-Descente des charges sur le voile avec ouvertures

❖ Surface afférente :

$$S_q = ((1.80 + 0.45 + 2.05) \times (4.15)) = 17.845m^2$$

$$S_g = (4.15 \times 2.05) + ((4.15 \times 2.05) = 17.015m^2$$

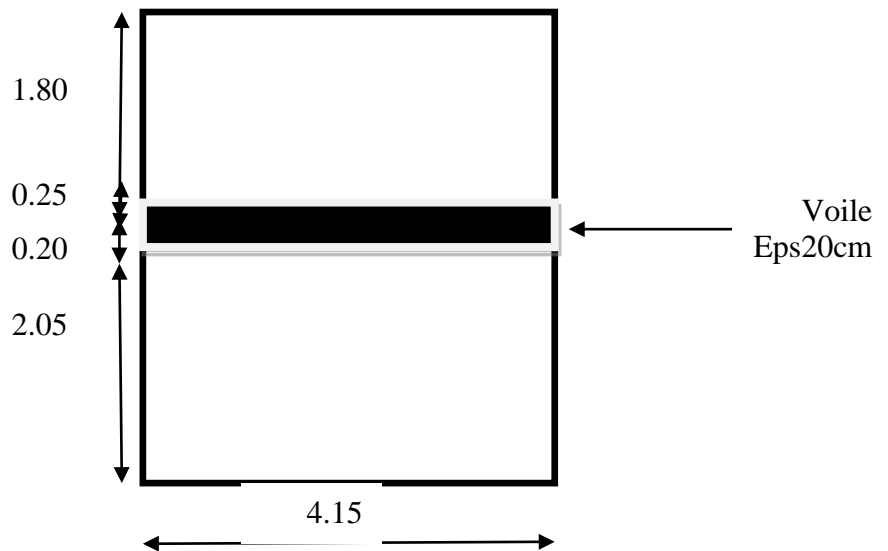


Fig. -2- surface affèrent

<b>Voile</b>	<b>VL4</b>
<b>Hauteur</b>	<b>2.66</b>
<b>Epaisseur (m)</b>	<b>0.15</b>
<b>Longueur (m)</b>	<b>4.15</b>
<b>Surface nette (m<sup>2</sup>)</b>	<b>11.039</b>
<b>Le poids Mi (N)</b>	

TABLEAU 3

TABLEAU 4 Descente des charges sur le voile avec ouvertures

niveau	Élément	G (Kg)	Q (Kg)	
1-1	Plancher Terrasse: $589 \times 17.015 = 10021.835$ poutre.p : $(0,30).(0,40).(4.15) \times 2500 = 1245$ $(0.3).(3.85).(304) = 351.12$	11617.955	$17.845 \times 100$ $= 1784.5$ $(0.3)(3.85)(100)$ $= 115.5$	1900
2-2	Venant 1-1 : 11617.955 Voile : $2.66 \times 4.15 \times 0.15 \times 2500 = 4139.62$	15757.58	1900	1900
3-3	Venant 2-2 : 15757.58 Plancher.E.C : $538 \times 17.015 = 9154.07$ poutre.p : $(0,30).(0,40).(4.15) \times 2500 = 1245$ $(0.3).(3.85).(304) = 351.12$	26507.77	$1900 + (17.015) \times 1$ $50 = 3601.5$	3601.5
4-4	-Venant 3-3 : 26507.77 Voile : $2.66 \times 4.15 \times 0.15 \times 2500 = 4139.62$	30647.39	4452.25	4452.25
5-5	-Venant 4-4 : 30647.39 P.E.C + PP: 10750.19	41397.58	$4452.25 + (17.015$ $\times 150 \times 0.9)$ $= 6749.28$	6749.28
6-6	-Venant 5-5 : 41397.58 Voile : $2.66 \times 4.15 \times 0.15 \times 2500 = 4139.62$	45537.2	6749.28	6749.28
7-7	-Venant 6-6: 45537.2 P.E.C + PP: 10750.19	56287.39	$6749.28 + (17.015$ $\times 150 \times 0.8)$ $= 8791.08$	8791.08
8-8	-Venant 7-7 : 56287.39 Voile : $2.66 \times 4.15 \times 0.15 \times 2500 = 4139.62$	60427.01	8791.08	8791.08
9-9	-Venant 8-8: 60427.01 P.E.C + PP: 10750.19	71177.2	$8791.08 + (17.015$ $\times 150 \times 0.7)$ $= 10577.655$	10577.655
10-10	-Venant 9-9 : 71177.2 - Voile : 4139.62	75316.82	10577.655	10577.655
11-11	-Venant 10-10: 75316.82 P.E.C + PP: 10750.19	86067.01	$10577.655 +$ $(2552.25 \times 0,6) =$ $12109.005$	12109.005
12-12	-Venant 11-11 : 86067.01 - - Voile : 4139.62	90206.63	12109.005	12109.005
13-13	-Venant 12-12 : 90206.63 P.E.C + PP: 10750.19	100956.82	$12109.005 +$ $(2552.25 \times 0,5)$ $= 13385.13$	13385.13
14-14	-Venant 13-13 : 100956.82 Voile : 4139.62	105096.44	13385.13	13385.13
15-15	-Venant 14-14 : 105096.44 P.E.C + PP: 10750.19	115846.63	$13385.13 + 1276.1$ $25 = 14661.255$	14661.255
16-16	-Venant 13-13 : 115846.63 Voile : 4139.62	119986.25	14661.255	14661.255



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

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

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

$P_u = 1,35(119986.25) + 1,5(14661.255)$

$P_u = 183973.32 \text{KG} = 1839733.2 \text{ N}$

$A = 150. 2660 = 399000 \text{mm}^2..$

$\Rightarrow \frac{P_u}{A} = \frac{1839733.2}{399000} = 4.61 \text{Mpa} < f_{c28} = 25 \text{Mpa}$

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

### III) Etudes des planchers

#### Planchers à corps creux :

##### 1- Introduction :

Les planchers sont des plates formes horizontales qui divisent l'espace de construction en plusieurs niveaux ou étages.

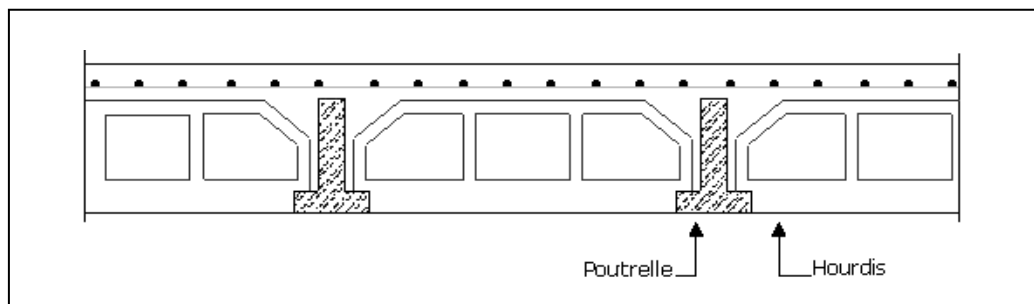
##### 2- Fonctions nécessaires de plancher :

- ❖ Résistance mécanique
- ❖ Rigidité aux déformations
- ❖ Isolation acoustique.
- ❖ Etanchéité
- ❖ Isolation thermique
- ❖ Résistance à l'incendie accidentelle
- ❖ Exigences architecturales, planéité, esthétique ...
- ❖ Economique de matières et de fabrication

##### 3- Conception des planchers :

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 plancher à **corps creux**... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles coulées sur place), 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.

**Fig.III.1. Conception des planchers**



##### 3-1-Méthodes de calcul

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple les méthodes forfaitaire et exacte.

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

##### 3-2-Plancher corps creux :

Il est constitué de :

- ❖ Hourdis portés par les poutrelles en béton armé coulées sur place se déchargeant elles même sur les poutres principales qui à leur tour transmettent les charges aux poteaux.
- ❖ L'hourdis et les poutrelles sont surmontés par une dalle de compression de 4 m d'épaisseur coulée sur place

### 3-3-Calcul des poutrelles :

#### Condition d'application :

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

- ❖ Les charges d'exploitation sont modérées  $QB \leq 2G$

$$1- Q = 150Kg/m^2 \Rightarrow Q \leq 500Kg/m^2$$

$$-Q \leq 2G \Rightarrow 150 \leq 2 \times 538 = 1076Kg/m^2 \dots\dots\dots cv$$

2-Inertie constante (I).....cv

- ❖ 3- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_i + 1} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq \frac{4}{3.6} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq 1.138 \leq 1.25 \dots\dots\dots cv$$

La fissuration n'est pas préjudiciable.

- ❖ Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées

### 3-4-calcul des moments :

#### 3-4-1-Les moments en appui :

- ❖  $0.3M_0$  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)

#### 3-4-2-. Les moments en travées :

$$M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

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

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

#### 3-4-3-Dimensionnement des poutrelles :

Selon (BAEL 83) :la larguer de la nervure

$$b_1 = \min\left(\frac{l_n}{2}; \frac{l}{10}\right) = 27.5$$

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

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

#### 3-4-4- Les méthodes approchées

##### 1. Méthodes forfaitaires

#### Condition d'application

- ❖  $\begin{cases} Q \leq 2G \\ Q \leq 500 \text{ Kgm}^2 \end{cases}$
- ❖ Inertie constante (I) :
- ❖  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- ❖ Fissuration peu nuisible

## 2. Méthode de Caquot :

### Condition d'application :

$$Q > 2G \text{ et } Q > 500 \text{ Kg/m}^2$$

Les charges permanentes et d'exploitation sont élevées.

Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants

## 4- calcul des planchers

### 4-1-1-Evaluation des charges

D'après le DTR BC 2.2

#### A : Charge permanente revenant aux planchers EC et RDC

**TableauIII-1. Charge permanente revenant aux planchers EC et RDC**

Charge Permanente : G	538	Kg/m <sup>2</sup>
Charge exploitation Q : DTR B.C.2.2	150	Kg/m <sup>2</sup>

#### B : Charge permanente revenant au plancher terrasse inaccessible.

**TableauIII-2. Charge permanente revenant aux planchers EC et RDC**

Charge permanente G	589	Kg/m <sup>2</sup>
Charge exploitation Q (DTR B.C.2.2)	100	Kg/m <sup>2</sup>

### 4-1-2-Combinaisons d'actions :

#### ➤ E.L.U

##### Plancher terrasse

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65 = (1,35 \times 589 + 1,5 \times 100) \times 0,65 = 614,3475 \text{ kg/ml}$$

$$P_{u_{ter}} = 614,3475 \text{ N/ml}$$

##### Plancher d'étages courants.

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \cdot 0,65 = (1,35 \times 538 + 1,5 \times 150) \times 0,65 = 618,345 \text{ kg/ml}$$

$$P_{u_{EC}} = 618,345 \text{ N/ml}$$

#### ➤ E.L.S

##### plancher terrasse

$$P_s = (G + Q) \cdot 0,65 = (589 + 100) \times 0,65 = 447,85 \text{ kg/ml}$$

$$P_{s_{ter}} = 447,85 \text{ N/ml}$$

##### plancher d'étages courants.

$$P_s = (G + Q) \cdot 0,65 = (538 + 150) \times 0,65 = 447,2 \text{ kg/ml}$$

$$P_{s_{EC}} = 447,2 \text{ N/ml}$$

### 4-1-3-Les types des planchers :

On Trois type des poutres contenues dans le plancher terrasse et dans le plancher d'étages courants.

**Types 1**

**1 - poutre repose sur 4 appuis :**

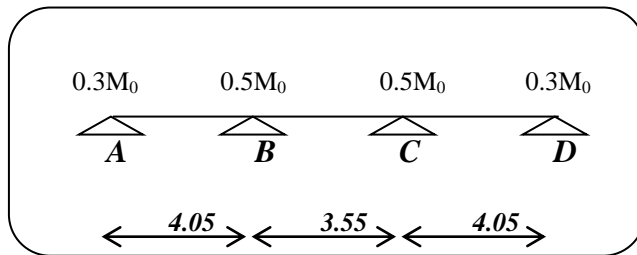


Fig.III.2. des poutrelles à 4 appuis

**Types :2**

**2- poutre repose sur 5 appuis :**

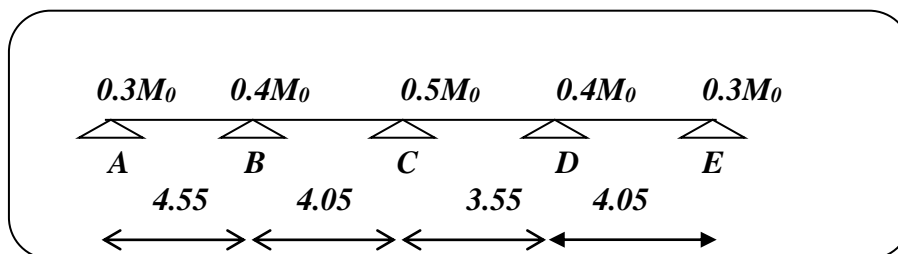


Fig.III. 3. des poutrelles à 5 appuis

**Types : 3**

**2- poutre repose sur 3 appuis :**

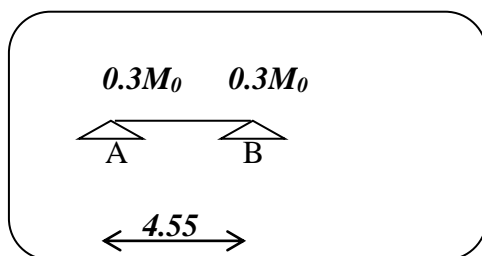


Fig.III.4. des poutrelles à 2 appuis

**4-1-4-Condition d'application**

Terrasse

❖  $Q=1000 \text{ N} ; G= 5890 \text{ N}$   
 $1000 \leq 2 \times 5890 = 11780 \text{ N} \longrightarrow \text{C.V}$

EC

❖  $Q=1500 \text{ N} ; G= 5380 \text{ N}$   
 $1500 \leq 2 \times 5380 = 10760 \text{ N} \longrightarrow \text{C.V}$

$$\begin{aligned} \text{Alors : } \quad 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.55}{4.05} = 1.123 \leq 1.25 & \longrightarrow \text{C.V} \\ 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.05}{3.55} = 1.14 \leq 1.25 & \longrightarrow \text{C.V} \\ 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.55}{4.05} = 0.87 \leq 1.25 & \longrightarrow \text{CV} \end{aligned}$$

- ❖ Fissuration peu nuisible parce que les planchers sont protégés par l'étanchéité multicouches (C.V)

Toutes les conditions sont vérifiées alors dans notre cas la méthode forfaitaire est applicable.

- ❖  $M_0$  : moment iso statistique d'une travée
- ❖  $M_t$  : moment d'une travée
- ❖  $M_w$  : Moment gauche.
- ❖  $M_e$  : moment droite

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

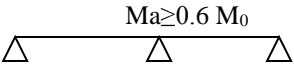
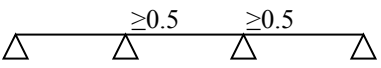
Si  $Q = 0$

$\alpha = 0$

$Q = 2G$

$\alpha = 2/3$

$0 \leq \alpha \leq 2/3$

Dans le cas de travée de rive	Dans le cas de travée Inter médium
$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} \geq (1+0.3d)M_0$ 	$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ 

#### 4-1-5- Calcul $\alpha$ rapport des charges :

Terrasse

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1000}{5890 + 1000} = 0.145$$

EC

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1500}{5380 + 1500} = 0.218$$

Dans le cas la travée de rive  $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$

Dans le cas la travée Intermédiaire  $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$

$$M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \max(1+0.3\alpha; 1.05)M_0$$

Avec :

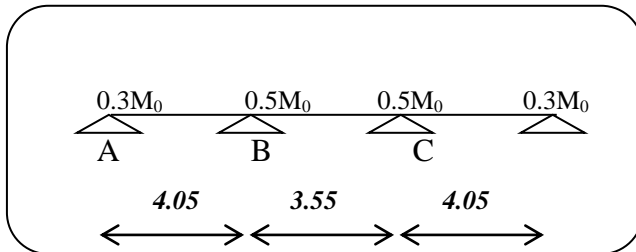
- ❖  $M_0$  : le moment maximal dans la travée indépendante.
- ❖  $M_t$  : le moment maximal dans la travée étudiée

- ❖  $M_d$  : la valeur absolue du moment sur l'appui de droite de la travée
- ❖  $M_g$  : la valeur absolue du moment sur l'appui de gauche de la travée

**1 - poutre repose sur 4 appuis :**

**1) plancher terrasse**

**Fig.III.5. des poutrelles à 4 appuis**



**A :Les moments isostatiques :**

$$\checkmark M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} =$$

**TableauIII-3.les valeurs des moments isostatique à E.L.U et E.L.S.**

<i>E.L.U</i>				<i>E.L.S</i>			
<i>Les travées</i>	<i>AB</i>	<i>BC</i>	<i>CD</i>	<i>Les travées</i>	<i>AB</i>	<i>BC</i>	<i>CD</i>
	4.05	3.55	4.05		4.05	3.55	4.05
$P_u$ (Kg/ml)	614.3475			$P_s$ (kg/ml)	447.85		
$M_0$ (Kg.m)	1259.604	967.789	1259.604	$M_0$ (Kg.m)	918.232	705.504	918.232

**B : Les moments sur appuis :**

**TableauIII-4.les moments sur appuis à E.L.U et E.L.S.**

<i>TRAVEES</i> ( <i>M</i> )		<i>E.L.U</i>		<i>E.L.S</i>	
		$M_0$ (Kg.m)	$M_{app}$ (Kg.m)	$M_0$ (Kg.m)	$M_{app}$ (Kg.m)
AB = 4.05	0.3	1259.604	377.881	918.323	275.4969
	0.5		629.802		459.1615
BC = 3.55	0.5	967.789	629.802	705.504	459.1615
	0.5				
CD = 4.05	0.5	1259.604	377.881	918.323	275.4969
	0.3				

**C :Moment sur travée :**

$\alpha = 0.145$

$$M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \dots\dots\dots 1$$

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

$$M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée intermédiaire} \dots\dots\dots 3$$

$$M_t = \max (1, 2, 3)$$

**TableauIII-5.les Moment sur travée à E.L.U et E.L.S.**

TRAVEES (M)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0(kg.m)$	$M_t(kg.m)$	$M_0(kg.m)$	$M_t(kg.m)$
$L_{AB} = 4.05$	1259.604	1826.4257	918.323	1331.568
$L_{BC} = 3.55$	967.789	1645.980	705.504	1199.940
$L_{CD} = 4.05$	1259.604	1826.4257	918.323	1331.568

**3/L'effort tranchant :**

**Travée AB :**

$$V_X = \frac{P_u l}{2} + \frac{M_E - M_w}{l}$$

$$\cdot V_{0x} = \frac{P_u l}{2}$$

**TableauIII-6. L'effort tranchant à E.L.U et E.L.S.**

TRAVE ES	L (M)	E.L.U			E.L.S		
		$V_{0x} = \frac{p_u l}{2}$	$T_g(kg)$	$T_d(kg)$	$V_{0x} = \frac{p_u l}{2}$	$T_g(kg)$	$T_d(kg)$
A-B	4.05	1244.053	1181.8502	-1306.2557	906.8962	861.5469	-952.2454
B-C	3.55	1090.466	1090.466	-1090.466	794.9337	794.9337	-794.9337
C-D	4.05	1244.053	1306.2557	-1181.8502	906.8962	952.2454	-861.5469

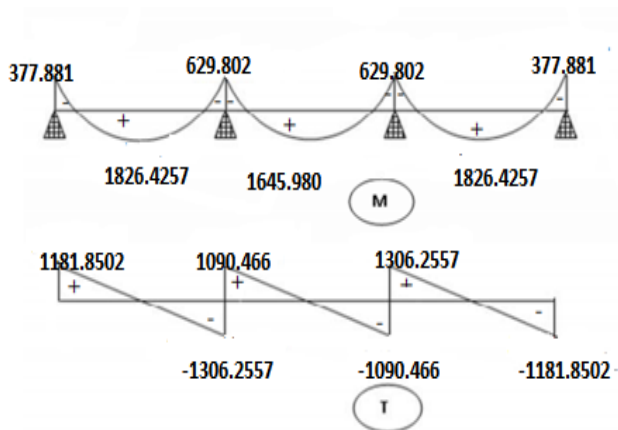


Fig.III.6. Diagrammes des moments et l'effort tranchant à .E.L.U (TERASSE)

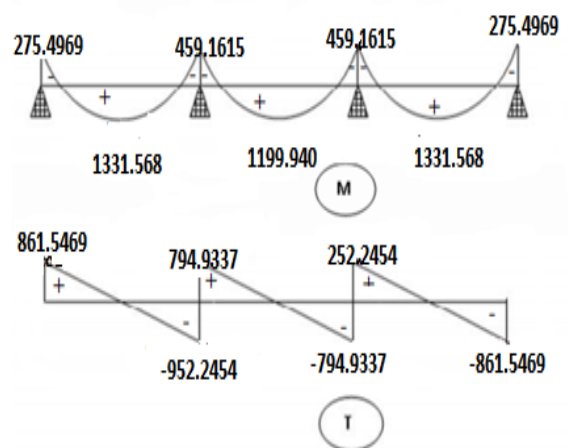


Fig.III.7. Diagrammes des moments et l'effort tranchant à .E.L.S (TERASSE)



## 2) plancher d'étages courants.

✓ **A :Les moments isostatiques :**

$$M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} =$$

TableauIII-7. Les moments isostatiques à E.L.U et E.L.S

E.L.U				E.L.S			
Les travées	AB	BC	CD	Les travées	AB	BC	CD
	4.05	3.55	4.05		4.05	3.55	4.05
$P_u$ (Kg/ml)	618.345			$P_s$ (kg/ml)	447.2		
$M_0$ (Kg.m)	1267.800	974.086	1267.800	$M_0$ (Kg.m)	916.899	704.479	916.899

• **B : Les moments sur appuis :**

TableauIII-7. Les moments sur appuis à E.L.U et E.L.S

TRAVEES (M)		E.L.U		E.L.S	
		$M_0$ (Kg.m)	$M_{app}$ (Kg.m)	$M_0$ (Kg.m)	$M_{app}$ (Kg.m)
AB =4.05	0.3	1267.800	380.34	916.899	275.0697
	0.5		633.9		458.4495
BC = 3.55	0.5	974.086	633.9	704.479	458.4495
	0.5				
CD = 4.05	0.5	1267.800	380.34	916.899	275.0697
	0.3				

### **C :Moment sur travée :**

$$\alpha = 0.218$$

$$M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \dots\dots\dots 1$$

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

$$M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée intermédiaire} \dots\dots\dots 3$$

$$M_t = \max(1, 2, 3)$$

TableauIII-8. Les Moment sur travée à E.L.U et E.L.S

TRAVEES (M)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0$ (kg.m)	$M_t$ (kg.m)	$M_0$ (kg.m)	$M_t$ (kg.m)
$L_{AB} = 4.05$	1267.800	1857.834	916.899	1343.6237
$L_{BC} = 3.55$	974.086	1671.6912	704.479	1209.0014
$L_{CD} = 4.05$	1267.800	1857.834	916.899	1343.6237

**3/L'effort tranchant:**

$$V_x = \frac{P_u l}{2} + \frac{M_E - M_w}{l}$$

$$V_{0x} = \frac{P_u l}{2}$$

**TableauIII-9. L'effort tranchant à E.L.U et E.L.S**

TRAV EES M	L(M)	E.L.U			E.L.S		
		$V_{0x} = \frac{P_u l}{2}$	$T_g(kg)$	$T_d(kg)$	$V_{0x} = \frac{P_u l}{2}$	$T_g(kg)$	$T_d(kg)$
A-B	4.05	1252.1486	1189.5412	-1314.7560	906.8962	861.6172	-952.1751
B-C	3.55	1097.5623	1097.5623	-1097.5623	794.9337	794.9337	-794.9337
C-D	4.05	1252.1486	1314.7560	-1189.5412	906.8962	952.1751	-861.6172

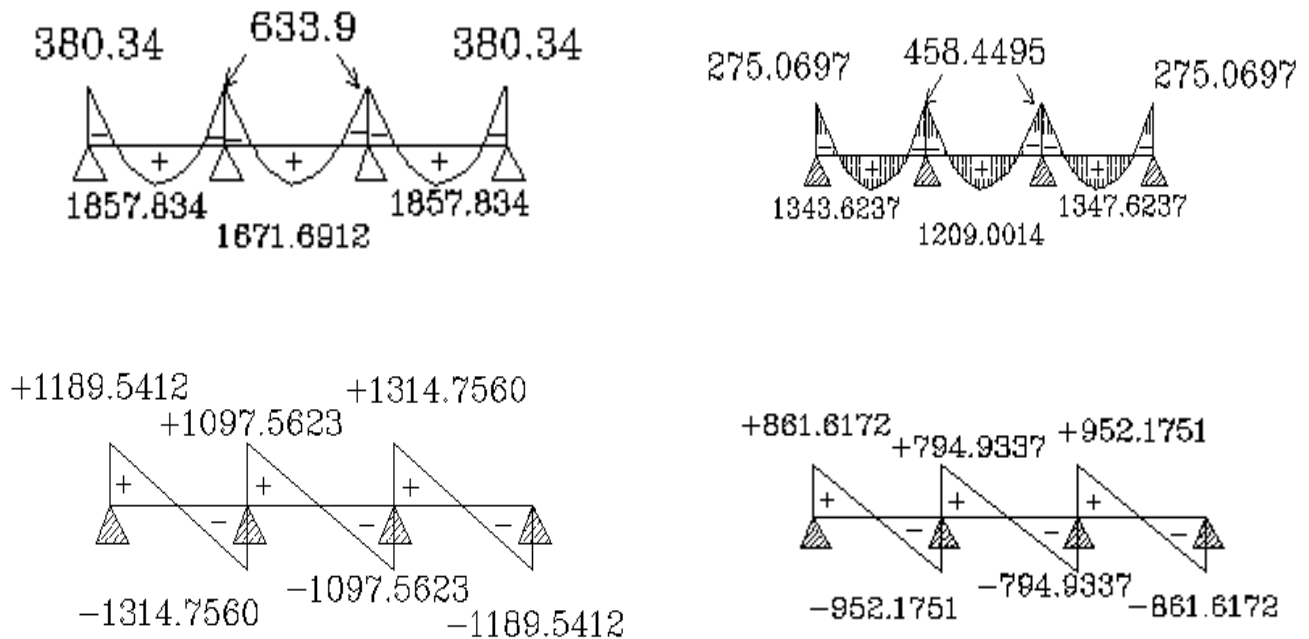


Fig.III.8. Diagrammes des moments et l'effort tranchant à .E.L.S et E.L.U  
EC

**2 - poutre repose sur 5 appuis :**

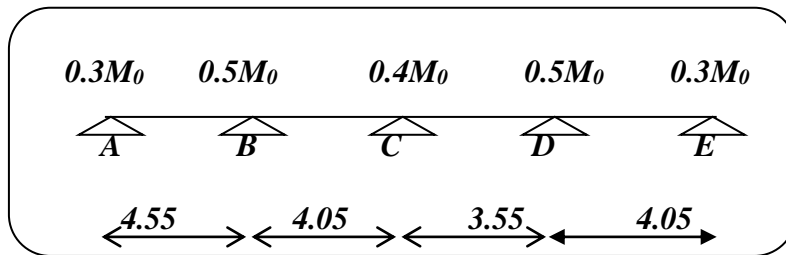


Fig.III.9. des poutrelles à 5 appuis

1) **plancher terrasse**

**A :Les moments isostatiques :**

$$\checkmark M_0 = \frac{p_u \times l^2}{8} =$$

TableauIII-10. Les moments isostatiques à E.L.U et E.L.S

E.L.U					E.L.S				
Les travées	AB	BC	CD	DE	Les travées	AB	BC	CD	DE
	4.55	4.05	3.55	4.05		4.55	4.05	3.55	4.05
$P_u$ (Kg/ml)	614.3475				$P_s$ (kg/ml)	447.85			
$M_0$ (Kg.m)	1589.816	1259.604	967.789	1259.60	$M_0$ (Kg.m)	1158.952	918.23	705.50	918.232

**B : Les moments sur appuis :**

TableauIII-11. Les moments sur appuis à E.L.U et E.L.S

TRAVEES (M)		E.L.U		E.L.S	
		$M_0$ (Kg.m)	$M_{app}$ (Kg.m)	$M_0$ (Kg.m)	$M_{app}$ (Kg.m)
AB = 4.55	0.3	1589.816	476.945	1158.952	347.685
	0.5		794.908		579.476
BC = 4.05	0.5	1259.604	503.842	918.323	367.329
	0.4				
CD = 3.55	0.4	967.789	629.802	705.504	459.1615
	0.5				
CD = 4.05	0.5	1259.604	377.881	918.323	275.497
	0.3				

**C :Moment sur travée :**

$\alpha = 0.145$

$$M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \dots\dots\dots 1$$

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

$$M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée intermédiaire} \dots\dots\dots 3$$

$M_t = \max(1, 2, 3)$

**TableauIII-12. Les Moment sur travée à E.L.U et E.L.S**

TRAVEES (M)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0(kg.m)$	$M_t(kg.m)$	$M_0(kg.m)$	$M_t(kg.m)$
$L_{AB} = 4.55$	1589.816	2305.2333	1158.952	1680.480
$L_{BC} = 4.05$	1259.604	1971.9592	918.323	1437.642
$L_{CD} = 3.55$	967.789	1583	705.504	1154.024
$L_{DE} = 4.05$	1259.604	1826.4257	918.323	1331.568

**3/L'effort tranchant:**

**Travée AB :**

$$V_x = \frac{P_u l}{2} + \frac{M_E - M_w}{l}$$

$$. V_{0x} = \frac{P_u l}{2}$$

**TableauIII-13. L'effort tranchant à E.L.U et E.L.S**

TRAVE ES	L (M)	E.L.U			E.L.S		
		$V_{0x} = \frac{p_u l}{2}$	$T_g(kg)$	$T_d(kg)$	$V_{0x} = \frac{p_u l}{2}$	$T_g(kg)$	$T_d(kg)$
A-B	4.55	1397.640	1467.522	-1327.758	1018.858	1069.801	-967.915
B-C	4.05	1244.054	1172.185	-1315.922	906.8962	854.514	-959.278
C-D	3.55	1090.467	1125.948	-1054.985	794.9337	820.802	-769.065
D-E	4.05	1244.054	1181.851	-1306.256	906.8962	952.245	-861.547

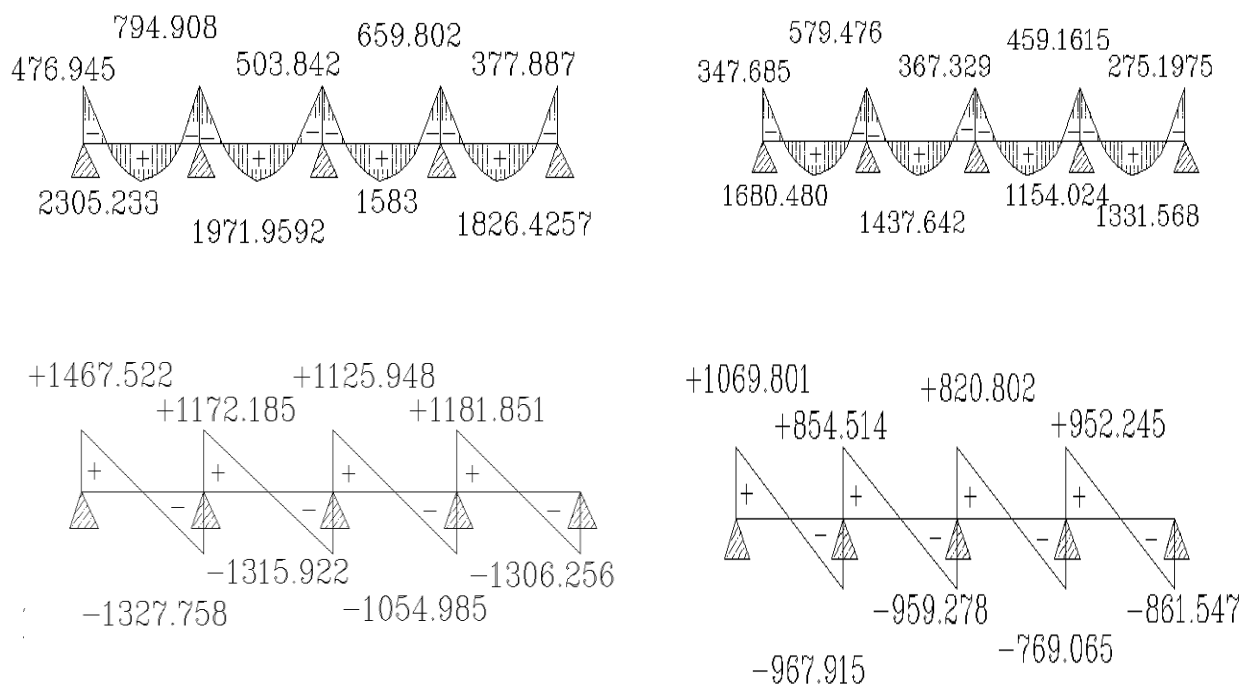


Fig.III.10. Diagrammes des moments et l'effort tranchant à .E.L.S et E.L.U  
 TERASSE

## 2) plancher d'étages courants.

### ✓ A : Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{p_u \times l^2}{8} =$$

**TableauIII-14. Les moments isostatiques à E.L.U et E.L.S**

<i>E.L.U</i>					<i>E.L.S</i>				
<i>Les travées</i>	<i>AB</i>	<i>BC</i>	<i>CD</i>	<i>DE</i>	<i>Les travées</i>	<i>AB</i>	<i>BC</i>	<i>CD</i>	<i>DE</i>
	4.55	4.05	3.55	4.05		4.55	4.05	3.55	4.05
<i>P<sub>u</sub></i> (Kg/ml)	618.345				<i>P<sub>s</sub></i> (kg/ml)	447.2			
<i>M<sub>0</sub></i> (Kg.m)	1600.160	1267.800	974.086	1267.800	<i>M<sub>0</sub></i> (Kg.m)	1157.269	916.899	704.479	916.899

### B : Les moments sur appuis :

**TableauIII-15. Les moments sur appuis à E.L.U et E.L.S**

<i>TRAVEES</i> ( <i>M</i> )		<i>E.L.U</i>		<i>E.L.S</i>	
		<i>M<sub>0</sub></i> (Kg.m)	<i>M<sub>app</sub></i> (Kg.m)	<i>M<sub>0</sub></i> (Kg.m)	<i>M<sub>app</sub></i> (Kg.m)
AB = 4.55	0.3	1600.160	480.048	1157.269	347.181
	0.5		800.08		578.634
BC = 4.05	0.5	1267.800	507.12	916.899	366.759
	0.4				
CD = 3.55	0.4	974.086	633.9	704.479	458.449
	0.5				
CD = 4.05	0.5	1267.800	380.34	916.899	275.069
	0.3				

### C : Moment sur travée :

$$\alpha = 0.218$$

$$M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \dots\dots\dots 1$$

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

$$M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée intermédiaire} \dots\dots\dots 3$$

$$M_t = \max(1, 2, 3)$$

TableauIII-16. Les Moment sur travée à E.L.U et E.L.S

TRAVEES (M)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0$ (kg.m)	$M_1$ (kg.m)	$M_0$ (kg.m)	$M_1$ (kg.m)
$L_{AB} = 4.55$	1600.160	1704.810	1157.269	1695.862
$L_{BC} = 4.05$	1267.800	2004.314	916.899	1449.561
$L_{CD} = 3.55$	974.086	1608.301	704.479	1163.156
$L_{DE} = 4.05$	1267.800	1857.834	916.899	1343.623

**3/L'effort tranchant:**

**Travée AB :**

$$V_x = \frac{P_u l}{2} + \frac{M_E - M_w}{l}$$

$$V_{0x} = \frac{P_u l}{2}$$

TableauIII-17. L'effort tranchant à E.L.U et E.L.S

TRAVEES	L (M)	E.L.U			E.L.S		
		$V_{0x} = \frac{p_u l}{2}$	$T_g$ (kg)	$T_d$ (kg)	$V_{0x} = \frac{p_u l}{2}$	$T_g$ (kg)	$T_d$ (kg)
A-B	4.55	1406.734	1477.071	-1336.397	1017.38	1068.248	-966.511
B-C	4.05	1252.148	1179.812	-1324.484	905.58	853.265	-957.3895
C-D	3.55	1097.562	1133.274	-1061.849	793.78	819.608	-767.951
D-E	4.05	1252.148	1189.540	-1314.755	905.58	860.3	-950.859

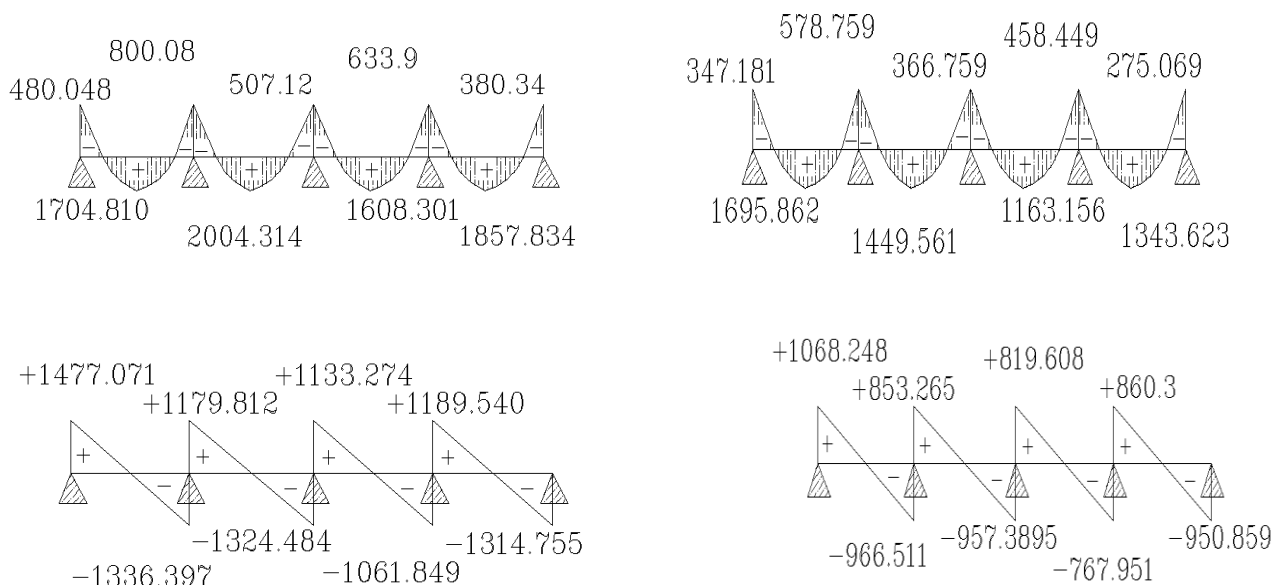
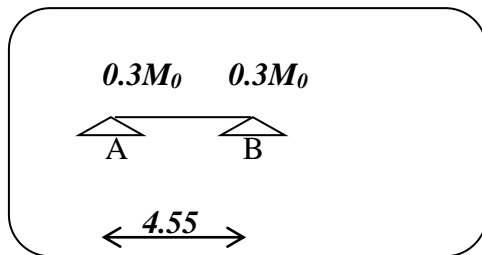


Fig.III.10. Diagrammes des moments et l'effort tranchant à E.L.S et E.L.U

E C

**3- poutre repose sur 2 appuis :**



**Fig.III.6. des poutrelles à 2 appuis**

**A :Les moments isostatiques :**

$$\checkmark M_0 = \frac{P_u \times l^2}{8} =$$

**TableauIII-18. Les moments isostatiques à E.L.U et E.L.S**

<i>E.L.U</i>		<i>E.L.S</i>	
<i>Les travées</i>	<i>AB</i>	<i>Les travées</i>	<i>AB</i>
	4.55		4.55
<i>P<sub>u</sub></i> (Kg/ml)	614.3475	<i>P<sub>s</sub></i> (kg/ml)	447.85
<i>M<sub>0</sub></i> (Kg.m)	1589.816	<i>M<sub>0</sub></i> (Kg.m)	1158.952

**B : Les moments sur appuis :**

**TableauIII-19. Les moments sur appuis à E.L.U et E.L.S**

<i>TRAVEES</i> ( <i>M</i> )		<i>E.L.U</i>		<i>E.L.S</i>	
		<i>M<sub>0</sub></i> (Kg.m)	<i>M<sub>app</sub></i> (Kg.m)	<i>M<sub>0</sub></i> (Kg.m)	<i>M<sub>app</sub></i> (Kg.m)
AB =4.55	0.3	1589.816	476.945	1158.952	347.685
	0.3		476.945		347.685

**C :Moment sur travée :**

**$\alpha = 0.145$**

$$M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \dots\dots\dots 1$$

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

$$M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée intermédiaire} \dots\dots\dots 3$$

$$M_t = \max (1, 2, 3)$$



**TableauIII-20. Les Moment sur travée à E.L.U et E.L.S**

TRAVEES (M)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0(kg.m)$	$M_t(kg.m)$	$M_0(kg.m)$	$M_t(kg.m)$
$L_{AB} = 4.55$	1589.816	2146.252	1158.952	1564.585

**3/L'effort tranchant:**

**Travée AB :**

$$V_x = \frac{P_u l}{2} + \frac{M_E - M_W}{l}$$

$$. V_{0x} = \frac{P_u l}{2}$$

**TableauIII-21. L'effort tranchant à E.L.U et E.L.S**

TRAVE ES	L (M)	E.L.U			E.L.S		
		$V_{0x} = \frac{p_u l}{2}$	$T_g(kg)$	$T_d(kg)$	$V_{0x} = \frac{p_u l}{2}$	$T_g(kg)$	$T_d(kg)$
A-B	4.55	1397.640	1397.640	-1397.640	1018.858	1018.858	-1018.858

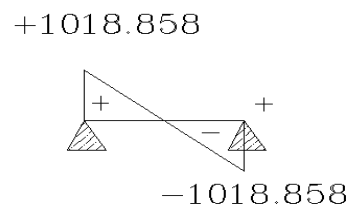
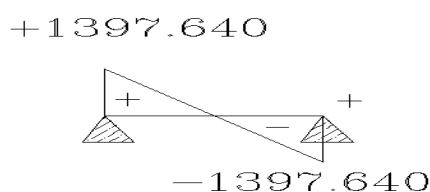
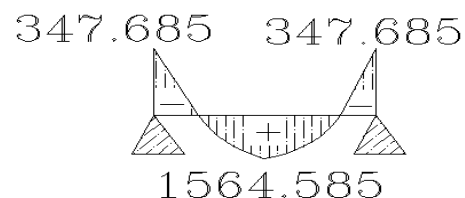


Fig.III.11. Diagrammes des moments et l'effort tranchant à .E.L.S et E.L.U  
TERASSE

## 2) plancher d'étages courants.

✓ **A : Les moments isostatiques :**

$$M_0 = \frac{p_u \times l^2}{8} =$$

TableauIII-22. Les moments isostatiques à E.L.U et E.L.S

Les travées	E.L.U		E.L.S	
	AB		Les travées	AB
	4.55			4.55
$P_u$ (Kg/ml)	618.345		$P_s$ (kg/ml)	447.2
$M_0$ (Kg.m)	1600.160		$M_0$ (Kg.m)	1157.269

**B : Les moments sur appuis :**

TableauIII-23. Les moments sur appuis à E.L.U et E.L.S

TRAVEES (M)		E.L.U		E.L.S	
		$M_0$ (Kg.m)	$M_{app}$ (Kg.m)	$M_0$ (Kg.m)	$M_{app}$ (Kg.m)
AB = 4.55	0.3	1600.160	480.048	1157.269	347.181
	0.3		480.048		347.181

**C : Moment sur travée :**

$$\alpha = 0.218$$

$$M_T \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \dots\dots\dots 1$$

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

$$M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée intermédiaire} \dots\dots\dots 3$$

$$M_t = \max(1, 2, 3)$$

TableauIII-24. Les Moment sur travée à E.L.U et E.L.S

TRAVEES (M)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0$ (kg.m)	$M_t$ (kg.m)	$M_0$ (kg.m)	$M_t$ (kg.m)
$L_{AB} = 4.55$	1600.160	2184.8584	1157.269	1580.1353

**3/L'effort tranchant:**

**Travée AB :**

$$V_x = \frac{P_u l}{2} + \frac{M_E - M_W}{l}$$

$$. V_{0x} = \frac{P_u l}{2}$$

**TableauIII-25. L'effort tranchant à E.L.U et E.L.S**

TRAVE ES	L (M)	E.L.U			E.L.S		
		$V_{0x} = \frac{P_u l}{2}$	$T_g(kg)$	$T_d(kg)$	$V_{0x} = \frac{P_u l}{2}$	$T_g(kg)$	$T_d(kg)$
A-B	4.55	1406.734	1406.734	-1406.734	1017.38	1017.38	-1017.38

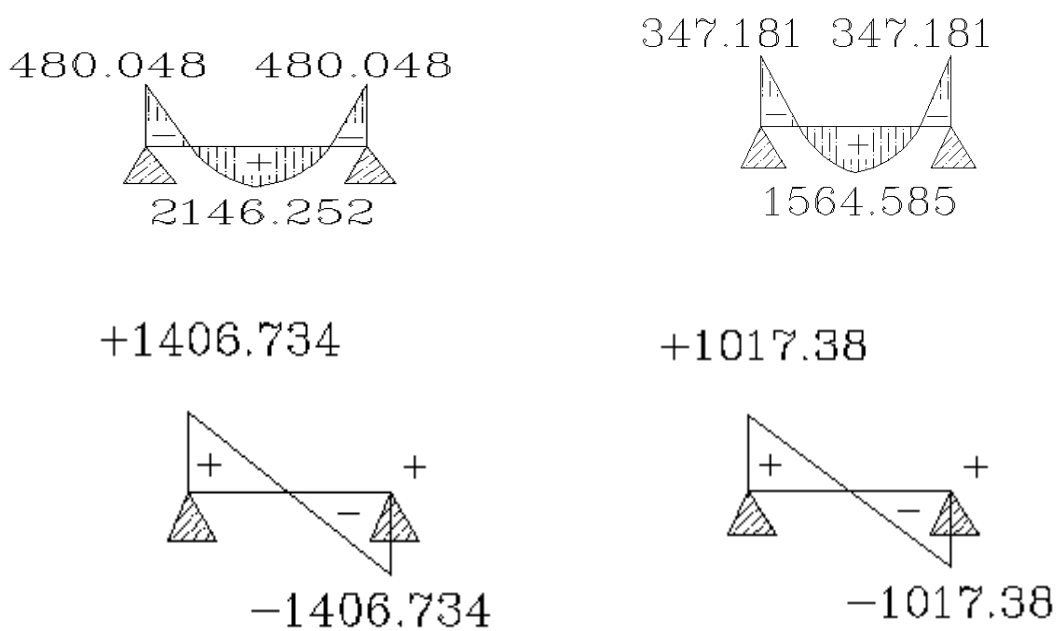


Fig.III.12. Diagrammes des moments et l'effort tranchant à .E.L.S et E.L.U  
E C

#### 4-3-Calcul du Ferrailage :

On va calculer le ferrailage de la poutrelle la plus sollicitée pour le plancher terrasse et le plancher étage courant.

##### 4-3-1- Les armatures longitudinales :

##### 4-3-1- A - Plancher Étage Courant :

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

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

##### ➤ 4-3-1- B - l'enrobage :

$$c \geq c' + \Phi/2.$$

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

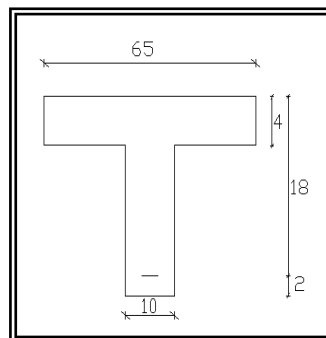
$$\Phi = h/10 = 20/10 = 2 \text{ cm.BAEL91.A.7.2.1}$$

$$c \geq 1 + 2/2 = 2 \text{ cm.}$$

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

$$d = h - c = 20 - 2 = 18\text{cm}$$

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



#### 5. Calcul du ferrailage dans la plancher d'étages courants:

TableauIII-26.  $M_{Tmax}$ - $M_{APP}$ - $T_{max}$  à E.L.U et E.L.S

TYPE I	E.L.U	E.L.S
$M_t^{\max}(N.m)$	23052.333	16958.62
$M_{app}^{\max}(N.m)$	8000.8	5794.76
$T_{\max}(N)$	14770.71	10698.01

#### 5.1 - E.L.U :

##### ➤ En Travée :

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

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

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

$$M_t^{\max} = 23052,333 \text{ N.m} \leq M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{23052,333}{14,2 \times 65 \times 18^2} = 0,0770 < \mu_l = 0,392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.1$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.96$$

$$\mu = 0,0770 \Rightarrow \alpha = 0,1 \Rightarrow \beta = 0,96$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{23052 \cdot 333}{348 \times 0.96 \times 18} = 3.833 \text{ cm}^2$$

- Tableau. III-27-. Calcul des armatures longitudinales:

M <sup>T</sup> (N.M)	μ	μ <sub>L</sub>	α	B	A (CM <sup>2</sup> )
23052.333	0,0770	0,392	0,1	0,96	3.833

Le moment sur appuis est négatif donc le béton tendu de la dalle se trouve dans la partie Supérieure, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 10 \text{ cm}$

➤ Sur Appuis :

**En appuis :  $M_{\text{app}} = -8000.8 \text{ N.m} < 0$**

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  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8000 \cdot 8}{14.2 \times 10 \times 18^2} = 0.174 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.240$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.904$$

$$A_u = \frac{M_A}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8000 \cdot 8}{348 \times 0.904 \times 18} = 1.413 \text{ cm}^2$$

- Tableau. III-28-. Calcul des armatures longitudinales:

M <sup>A</sup> (N.M)	μ	μ <sub>L</sub>	α	B	A (CM <sup>2</sup> )
8000.8	0,174	0,392	0,240	0,904	1.413

#### 4-3-1-3 - E. L. S :

D'après le BAEL91

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

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

❖ **Tableau. III-29. La vérification de la contrainte max du béton.**

	$\alpha$	MU (N.M)	MSER (N.M)	$\gamma$	$f_{c28}$	$\bar{\alpha}$	CONDITION
<b>En Travée</b>	0.1	<b>23052.333</b>	16958.62	1.359	25	0,4295	v
<b>Sur Appui</b>	0.240	<b>8000.8</b>	<b>5786.34</b>	<b>1.382</b>	<b>25</b>	<b>0,441</b>	<b>v</b>

**4-3-1-4 - Condition de non fragilité** : BAEL (A.4.2,1)

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

En Travée :  $A_{rmin} \geq 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,10}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$ .

Sur Appuis :  $A_{rmin} \geq 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,10}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$ .

**4-3-1-5- Pourcentage minimal** : BAEL91 (art B.6.4)

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

En Travée :  $A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2$ .

Sur Appuis :  $A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2$ .

**4-3-1-6- Tableau Récapitulatif** :

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

ELEMENTS	A <sub>CALCU</sub> (CM <sup>2</sup> )	A <sub>MIN</sub> (CM <sup>2</sup> )	A <sub>M'</sub> (CM <sup>2</sup> )	A <sub>MAX</sub> (CM <sup>2</sup> )	A <sub>ADP</sub> (CM <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	<b>3.833</b>	1,41	1,30	<b>3.833</b>	2HA14+ 1 HA12 = 4.21
<b>Appuis</b>	<b>1.413</b>	0,22	0,20	<b>1.413</b>	1HA14 = 1.54

**Tableau. III-30 Choix de section des armatures longitudinales**

**4-3-1-7-Vérification de l'effort tranchant** : BAEL91 (art A.5.1)

▪ La contrainte tangente :  $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$  (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 le largeur de l'âme.

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{14770 \cdot 71}{100 \times 180} = 0.820 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.820 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (cv)$$

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

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

$\phi_l$  : 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  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  FeE235

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2.$$

**4-3-1- 8-L'espacement  $S_t$  :** BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = \frac{0,56 \times 235}{0,4 \times 10} = 32,90 \text{ cm}$$

**BAEL91 (A.5.1, 23)**

$$S_{T3} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - k 0,3 f_{t28})} = \frac{0,9 \times 0,56 \times 400}{1,15 * 10 * (0,820 - 0,3 * 2,1)} = 92,26$$

$k = 1 \rightarrow$  flexion simples

$$s_t \leq \min (s_{t1}, s_{t2}, s_{t3})$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

**4-3-2-Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

BAEL91 (A.5.1,31)

**a-/** Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que

$$L'on a : T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$T_u = 14770,71$$

$$T_u = 14770,71 \leq 0,267 \times 16,2 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135 \text{ N} \dots \dots \dots (cv)$$

Au maximum  $a = 0,9.d = 16,20 \text{ cm}$ .

**b-/** Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être

telle que l'on ait :  $A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$

$$A = 2T14 + 1T12 = 4,21 \text{ cm}^2 = 421 \text{ mm}^2$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{14770.71}{400} = 42.46 \text{ mm}^2$$

$$A = 421 \text{ mm}^2 \geq 42.46 \text{ mm}^2 \dots\dots\dots (cv)$$

**4-3-3-- La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définie comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

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

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad (\text{la section des armatures en } \perp \text{ aux nervures}).$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On adapte } 6\text{Ø}5 = 1.17 \text{ cm}^2.$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{1.17}{2} = 0.585 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adapte : 6Ø5 = 1.17 cm<sup>2</sup>.

Donc on adopte un treillis soudé TS Ø5 mailles (200×200) mm<sup>2</sup>.

**4-3-4-- Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)**

$$1/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{455} = 0.04395 \geq 0.0444 \dots\dots\dots (cv)$$

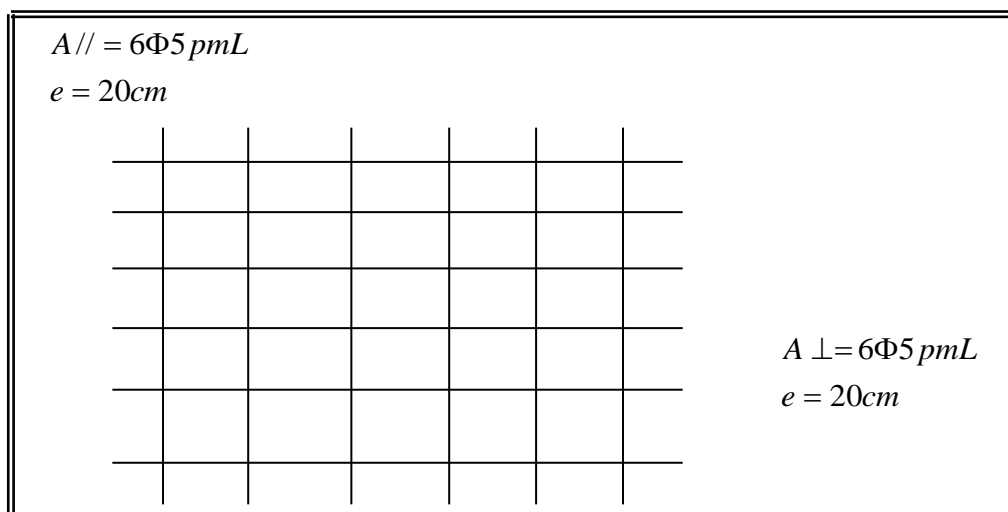
$$2/ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{4.21}{65 \times 18} = 0.00359 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots (cv)$$

$$3/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{455} = 0.04395 \geq 0.0425 \dots\dots\dots (cv)$$

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

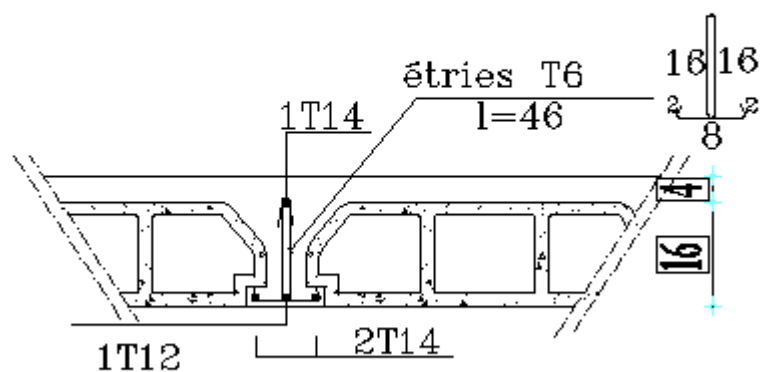


**Ferraillage des planchers**



**Fig13. Ferraillage de la dalle de comprissions**

**Ferraillage de la dalle de comprissions**



**Fig14 Ferraillage de nervures**

## 2- DALLE PLEINE :

Les panneaux de la dalle pleine sont calculés comme une section rectangulaire à la flexion simple sous l'effet de :

- la charge permanente G.
- la charge d'exploitation Q.

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

### 2-1-Charges appliquées :

#### -Terrasse :

$$g = G \times 1 \text{ m} = 6040 \text{ N/ml}$$

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

#### -Étage courant :

$$g = G \times 1 \text{ m} = 5530 \text{ N/ml}$$

$$q = Q \times 1 \text{ m} = 1500 \text{ N/ml}$$

### 2-2-Combinaisons d'action :

- **E.L.U** :  $1,35g + 1,5 q$
- **E.L.S** :  $g + q$

	<b>E.L.U (N/ml)</b>	<b>E.L.S (N/ml)</b>
<b>Terrasse</b>	9654	7040
<b>Étage Courant</b>	9715.5	7030

### 2-3-Les sollicitations :

On calcul le panneau ayant les dimensions suivantes :

$$L_x = 3.2\text{m} \quad L_y = 3.65\text{m}$$

$$1/\frac{l_x}{l_y} \geq \frac{3.2}{3.65} = 0.876 \rightarrow \mu_x = 0.0488 \rightarrow \mu_y = 0.721$$

$$\rho = 0.876 > 0.4$$

donc la dalle sera considérée comme portant suivant deux directions.

#### A/ Terrasse :

##### - E.L.U :

En supposant que la dalle repose librement sur son pourtour.

$$M_x = \mu_x p_u l_x^2 = 0.0488 \times 3.2^2 \times 9654 = 4824.22 \text{ N.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0.721 \times 4824.22 = 3478.26 \text{ N.m}$$

Pour tenir compte de la continuité, nous prendrons :

$$\text{*En Travée : } M_x^T = 0.75 \times M_x = 3618.16 \text{ N.m}$$

$$M_y^T = 0.75 \times M_y = 2434.78 \text{ N.m}$$

\*Sur Appui :

$$M_x^A = M_y^A = 0.5 M_x = 2412.11 \text{ N.m}$$



**L'effort tranchant maximal :**

$$V = \frac{p_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{9654 \times 3.2 \times 3.65}{2 \times 3.65 + 3.2} = 10738.926N$$

**E.L.S :**

$$V = \frac{p_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{9654 \times 3.2 \times 3.65}{2 \times 3.65 + 3.2} = 10738.926N$$

$$1/\frac{l_x}{l_y} \geq \frac{3.2}{3.65} = 0.876 \rightarrow \mu_x = 0.0559 \rightarrow \mu_y = 0.804$$

$$\rho = 0.876 > 0.4$$

<b>MX (N.M)</b>	<b>MY (N.M)</b>	<b>M<sub>x</sub><sup>t</sup> (N.m)</b>	<b>M<sub>y</sub><sup>t</sup> (N.m)</b>	<b>M<sub>x</sub><sup>a</sup> (N.m)</b>	<b>M<sub>y</sub><sup>a</sup> (N.m)</b>
4029.80	3239.96	3022.35	2429.97	2014.90	2014.90

**B/Étage courant :**

- **E.L.U :**

$\mu_x$	$\mu_y$	<b>MX (N.M)</b>	<b>MY (N.M)</b>	<b>M<sub>x</sub><sup>t</sup> (N.m)</b>	<b>M<sub>y</sub><sup>t</sup> (N.m)</b>	<b>M<sub>x</sub><sup>a</sup> (N.m)</b>	<b>M<sub>y</sub><sup>a</sup> (N.m)</b>	<b>T<sub>x</sub>(N)</b>
0.0559	0.721	4854.95	3500.42	3641.21	2625.32	2427.47	2427.47	10807.34

- **E.L.S :**

$\mu_x$	$\mu_y$	<b>MX (N.M)</b>	<b>MY (N.M)</b>	<b>M<sub>x</sub><sup>t</sup> (N.m)</b>	<b>M<sub>y</sub><sup>t</sup> (N.m)</b>	<b>M<sub>x</sub><sup>a</sup> (N.m)</b>	<b>M<sub>y</sub><sup>a</sup> (N.m)</b>
0.0559	0.804	4024.08	3235.36	3018.06	2426.52	2012.04	2012.04

**2-4-Calcul des armatures :**

La dalle n'étant pas exposée aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures de la nappe inférieure à 1 cm de la paroi.

Comme le diamètre maximal des armatures qu'ils possibles d'utiliser dans une dalle de 16 cm est :  $\phi = h / 10 = 1,6$  mm (BAEL91 (A.7.2, 1)).

Nous prendrons :  $d_x = 1 + \frac{\phi}{2} = 1,8$  cm  $\Rightarrow d_x = 2$  cm.



### 2-4-1-Terrasse :

- E.L.U :

\*En Travé

e, Sens  $I_x$  :

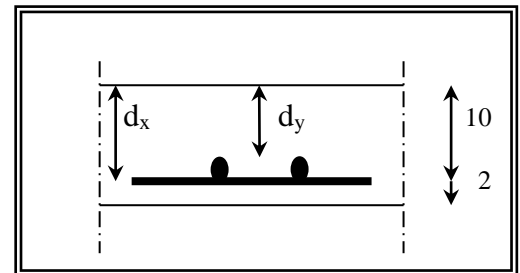
$$\mu = \frac{M_x^t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3618.16}{14.2 \times 100 \times 14^2} = 0.013 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.0163$$

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

$$\mu = 0,0770 \Rightarrow \alpha = 0.0575 \Rightarrow \beta = 0,977 \quad A' = 0$$



$$A_x = \frac{M_x}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3618.16}{348 \times 0.993 \times 14} = 0.747 \text{ cm}^2$$

\*En Travée, Sens  $I_y$  :

En supposant que nous utilisons des armatures de 8 mm de diamètre, donc  $d_y = 13,2$  cm.

$M_y^t$ (N.m)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
2434.78	0.0098	0,392	0,0123	0,995	0,53

\*Sur Appui :

$M^a$ (N.m)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	$\beta$	$A^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
2012.04	0.0097	0,392	0,0122	0,995	0,52

- E.L.S:BAEL83

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- Section rectangulaire soumise à la flexion simple, les armatures sont de la classe FeE400 → La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si la condition suivante est remplie :  $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ , avec :  $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

		$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	Sens xx	0.0163	3618.16	3022.35	1,97	0,73	v
	Sens yy	0,0123	2434.78	2429.97	1.00	0,25	v
Sur Appui		0,0122	2012.04	2014.90	0.99	0,245	v

Condition de non fragilité : BAEL91 (B.7.4)

La dalle est appuyée sur ces 4 cotés, avec :  $12 \text{ cm} < h = 16 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ .

On doit avoir pour les armatures inférieures et supérieures.

$$A_x \geq \rho_0 \frac{3-l_x}{2} \frac{l_y}{b} b.h_0 = 0.0008 \times \frac{3-(3.2/3.65)}{2} 100 \times 16 = 1.36 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq \rho_0 b \times h_0 = 0.0008 \times 100 \times 16 = 1.28 \text{ cm}^2$$

- **Tableau Récapitulatif** :  $A = \max (A^{\text{cal}} ; A_{\text{min}})$

		$A^{\text{cal}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A^{\text{min}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$A$ ( $\text{cm}^2$ )	$A_{\text{adp}}$ ( $\text{cm}^2$ )	$S_t$ (cm)
En Travée	Sens xx	0.747	1.36	1.36	3Φ8=1.51	25
	Sens yy	0,53	1,28	1,28	3Φ8=1.51	25
Sur Appui		0,52	1.36	1.36	3Φ8=1.51	25

### 2-4-2-Etage courant :

- E.L.U :

		$Mu$ (N.m)	$\mu$	$\mu_i$	$\alpha$	$\beta$	$A^{\text{cal}}$ ( $\text{cm}^2$ )
En Travée	Sens xx	3641.21	0,0130	0,392	0,0163	0,993	0.75
	Sens yy	2625.32	0,0094	0,392	0,0012	0,999	0,54
Sur Appui		2427.47	0,0087	0,392	0,0109	0,995	0.50

- E.L.S:BAEL83

▪ La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent  $\sigma_s$ .

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

		$\alpha$	$Mu$ (N.m)	$M_{\text{ser}}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	Sens xx	0,0163	3641.21	3018.06	1,206	0,353	v
	Sens yy	0,0012	2625.32	2426.52	1.082	0,254	v
Sur Appui		0.0109	2427.47	2012.04	1.206	0.353	v

-Condition de non fragilité :

$$\bullet A_x \geq \rho_0 \frac{3-l_x/l_y}{2} b.h_0 = 1,43 \text{ cm}^2 .$$

$$\bullet A_y \geq \rho_0 .b.h_0 = 1,28 \text{ cm}^2 .$$



- **Tableau Récapitulatif** :  $A = \max (A^{cal} ; A_{min} )$

		$A^{cal}$ ( $cm^2$ )	$A^{min}$ ( $cm^2$ )	$A$ ( $cm^2$ )	$A_{adp}$ ( $cm^2$ )	$S_t$ (cm)
En Travée	Sens xx	0.75	1,43	1.36	3Φ8=1.51	25
	Sens yy	0.50	1,28	1,28	3Φ8=1.51	25
Sur Appui		0.54	1,43	1.36	3Φ8=1.51	25

### 2-4-3-L'écartement des armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)

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

- La direction la plus sollicitée :  $\min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ .

$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ .

- La direction perpendiculaire :  $\min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .

$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ .

### 2-5- Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

$$= \frac{10807.34}{1000 \cdot 140} = 0.077 \text{ MPa} \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = 0.077 \leq \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots cv$$

Donc il n'y a pas lieu de prévoir d'armatures transversales.

### 2-6- Etat limite de déformation : BAEL91 (art B.7.5)

1)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 M_x}, (M_t = 0.75 M_x)$$

$$\frac{16}{320} = 0.05 > 0.0375 \dots \dots \dots cv$$

$$2/ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{1.51}{100 \times 14} = 0.00107 \leq 0.005 \dots \dots \dots cv$$

$$\frac{16}{320} = 0.05 > 0.0375 \dots \dots \dots cv$$

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

### III.2. Calcul L'escalier:

#### 1. Introduction :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite des plans horizontaux permettent de passer à pied d'un niveau à un autre, c'est l'élément de liaison entre deux étages, et par conséquent entre les espaces qui existent sur ses niveaux, l'escalier est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marche.

#### 2. Dimensionnement:

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contre marche (H) on utilise généralement la formule de **BLONDEL** :  $60 \leq g+2h \leq 66$

Avec : h : hauteur de la contre marche varie entre 14 à 20 cm

g : giron varie de 22 à 33cm

**Pratiquement:** la hauteur h :  $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$

Le largeur g :  $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$

Au prend : **h = 17 g = 30**

Donc:  $2h+g=64\text{cm}$

**Le nombre de contre marche:**  $n = \frac{H}{h}$

- Type (A) :  $H = 1.53 \Rightarrow n = \frac{1.53}{0.17} = 9$  contre marche
- $N = n - 1 = 8$  marche par volée

✓ **Détermination d'épaisseur de la pailasse**

$$e = \left( \frac{1}{40} \div \frac{1}{30} \right) L \text{ max}$$

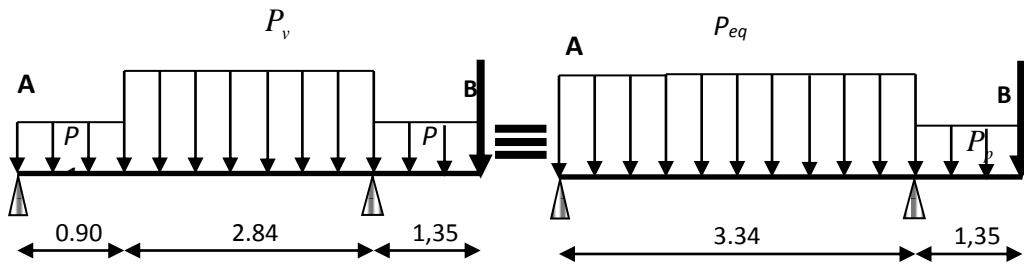
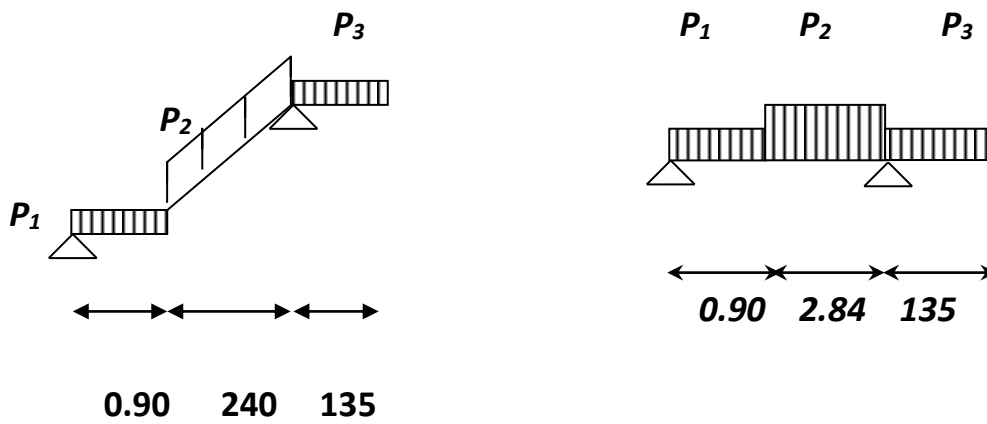


Figure IV.9. Les charges sur l'escalier (type b).



$$L = L_{\text{palier de repos}} + L_{\text{palier d'arrivé}}$$

$$L = 0.94 + 1.35 = 2.99 \text{ m} = 299 \text{ cm}$$

Calcul de (e) :

$$e = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{30}\right) L \text{ max} \Rightarrow e = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{30}\right) \times 299 \Rightarrow e = (7.47 \div 9.96)$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

Condition de dégagement rapide des escaliers :

Emmarchement :  $E > 90 \text{ cm}$  pour un escalier de bâtiment d'habitation  $E = 1.35 \text{ m}$



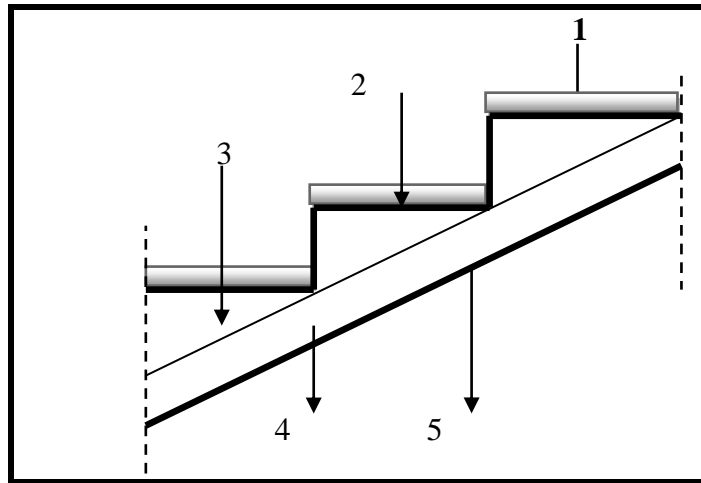
**3. Evaluation des charges :**

**1-Pour la paillasse :**

Figure III.3.b.



Charge permanente de la paillasse

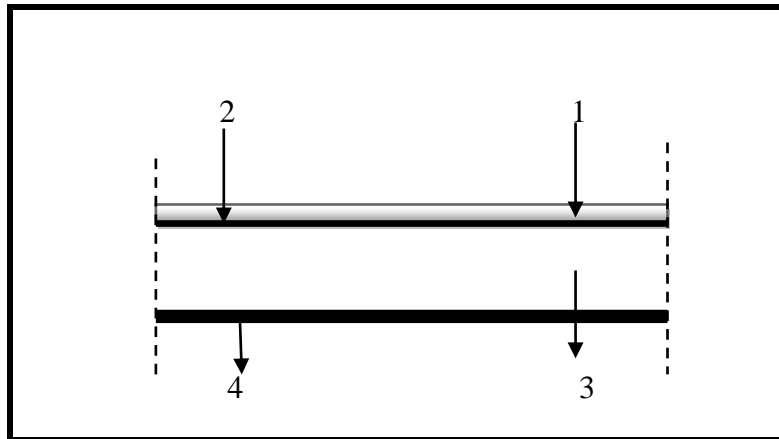


➤ Charge permanente :(D T R B.C .22) :

$$\tan \alpha = \frac{h}{y} = \frac{1.53}{2.40} = 0.63 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

N	Désignation	Epaisseur e(m)	Poids volumique $\gamma$ (kn/m3)	Poids surfacique G(kn/m2)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Poids des marches	0.17/2	22	1.87
4	Poids du paillasse	0.12/ $\cos\alpha$	25	3.55
5	Enduit extérieur	0.02	14	0.28
Charge permanente			<b>G</b>	<b><math>\Sigma= 6.54</math> kn/m2</b>
Charge d'exploitation			<b>Q</b>	<b>Q= 2.50</b> kn/m2

**Tab.08. Charge permanente du paillasse de l'escalier.**

**2- Pour le palier de repos :****Figure III.3.c.:** Charge permanente du palier de repos.

N	Désignation	Epaisseur e(m)	Poids volumique $\gamma$ (kn/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique G(kn/m <sup>2</sup> )
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Poids propre de palier	0.12	25	3.00
4	Enduit extérieur	0.02	14	0.28
Charge permanente			<b>G</b>	<b><math>\Sigma= 4.12</math> kn/m<sup>2</sup></b>
Charge d'exploitation			<b>Q</b>	<b>2.50</b> kn/m <sup>2</sup>

**Tab.07. Charge permanente du palier de repos de l'escalier.****4. Méthode de calcul :**

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire, travaillant à la flexion simple.

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

Elément	G (N/ml)	Q (N/ml)
Paillasse	6540	2500
Palier	4120	2500

❖ **Les combinaisons d'action :**

**E.L.U** :  $P_u = 1.35 G + 1.5 Q$

**E.L.S** :  $P_s = G + Q$

Elément	$P_u(N/ml)$	$P_s(N/ml)$
Paillasse « p1 »	12579	9040
Palier « p2 »	9312	6620

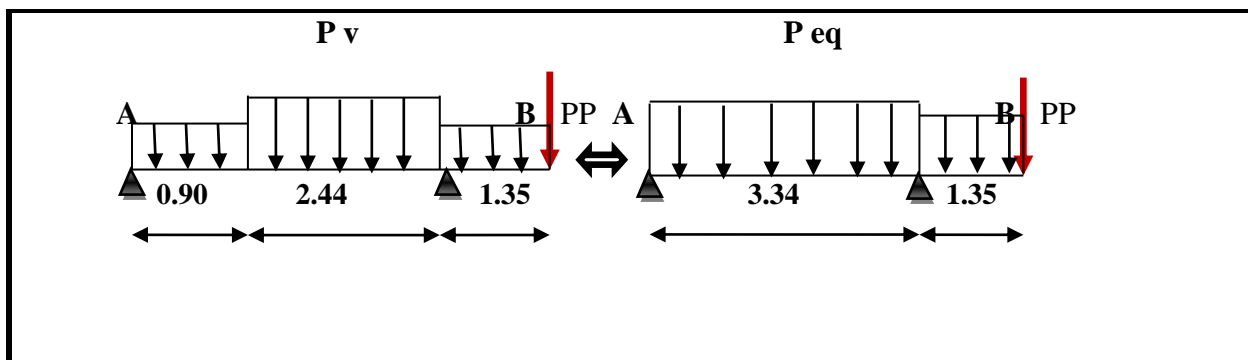


Figure : schéma statique avec chargement.

➤ **D'après DTR BC 2.2 art C.1.1**

Pour une paroi en briques d'épaisseur de 30cm le poids surfacique  $2.60 \text{ KN/m}^2$

$$p = (3 \times 1.53) \times 2600 = 11934 \text{ N}$$

➤ **E.L.U :**

La charge équivalente :

$$P_{eq} = \sum \frac{P_i L_i}{L_i} = \frac{12579 \times 2.40 + 9312 \times 0.94}{3.34} = 11659.54 \text{ N}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = P e q \frac{L^2}{8} = 11659.54 \times \frac{3.34^2}{8} = 16258.64 \text{ N.m}$$

- Réaction d'appuis:

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 9312 \times 1.35 + 11659.54 \times 3.34 + 11934 = 63448.06 \text{ N.}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A \times 3.34 - 11659.54 \times \frac{3.34^2}{2} + 9312 \times \frac{1.35^2}{2} + 11934 \times 1.35 - 63448.06 = 0$$

$$R_A = 31102.64737 \text{ N}$$

$$R_B = 32345.41263 \text{ N}$$

- Le moment fléchissant :  $0 \leq x \leq 3.34$

$$M(x) = -11659.54 \frac{x^2}{2} + 31102.64737 \times x - 63448.06$$

$$M(0) = -63448.06 \text{ N.m}$$

$$M(3.34) = -24599.8 \text{ N.m}$$

- L'effort tranchant :

$$T(x) = 11659.54 \times x - 31102.64737$$

$$T(0) = -31102.64737 \text{ N}$$

$$T(3.34) = 7840.21623 \text{ N}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2.66 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(2.66) = -21964.13861 \text{ N.m}$$

➤ E.L.S.:

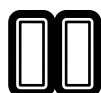
La charge équivalente :

$$P e q = \sum \frac{P_i L_i}{L_i} = \frac{9040 \times 2.40 + 6620 \times 0.94}{3.34} = 8358.9221 \text{ N}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = P e q \frac{L^2}{8} = 8358.9221 \times \frac{3.34^2}{8} = 11656.0989 \text{ N.m}$$

- Réaction d'appuis:

$$\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 6620 \times 1.35 + 8358.9221 \times 3.34 + 11934 = 48789.7998 \text{ N}$$



$$\sum M/B = 0 \Rightarrow R_A \times 3.34 - 8358.9221 \times \frac{3.34^2}{2} + 6620 \times \frac{1.35^2}{2} + 11934 \times 1.35 - 48789.7998 = 0$$

$$R_A = 21936.3714 \text{ N}$$

$$R_B = 26853.4184 \text{ N}$$

- **Le moment fléchissant :  $0 \leq x \leq 3.34$**

$$M(x) = -8358.9221 \frac{x^2}{2} + 21936.3714 \times x - 48789.7998$$

$$M(0) = -48789.7998 \text{ N.m}$$

$$M(3.34) = -22146.71501 \text{ N.m}$$

- **L'effort tranchant :**

$$T(x) = 8358.9221 \times x - 21936.3714$$

$$T(0) = -21936.3714 \text{ N}$$

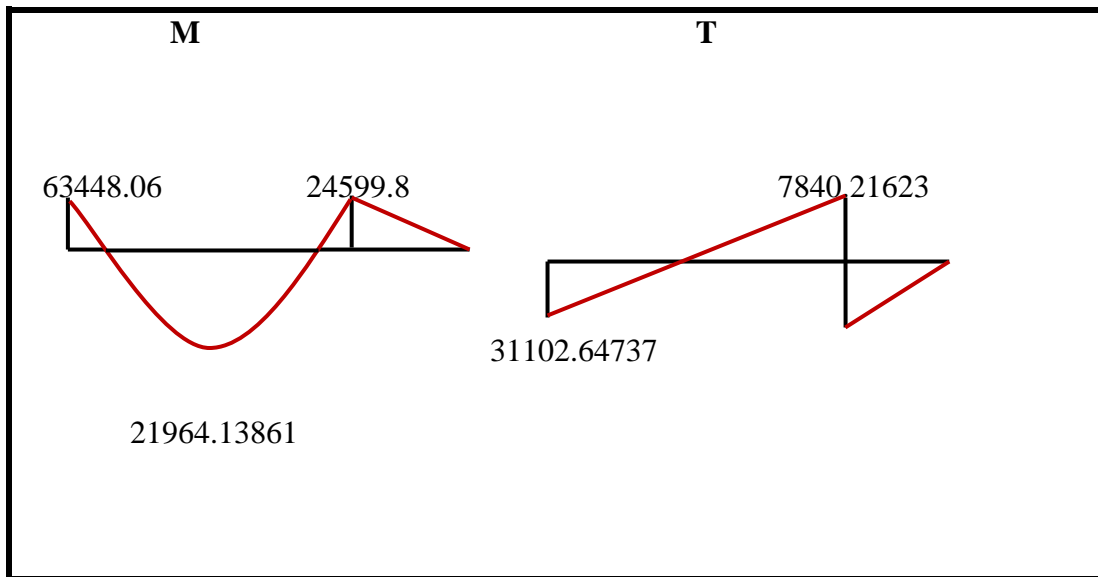
$$T(3.34) = 5982.428414 \text{ N}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2.62 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(2.62) = -20005.99916 \text{ N.m}$$

Elément	Peq (N)	M <sub>0</sub> (N.m)	M <sub>app</sub> (N.m)	M <sub>t</sub> (N.m)	T <sub>u</sub> (N)
E.L.U	11659.54	16258.64	24599.8	21964.13861	7840.21623
E.L.S	8358.9221	11656.0989	22146.71501	20005.99916	5982.428414

E.L.U



E.L.S

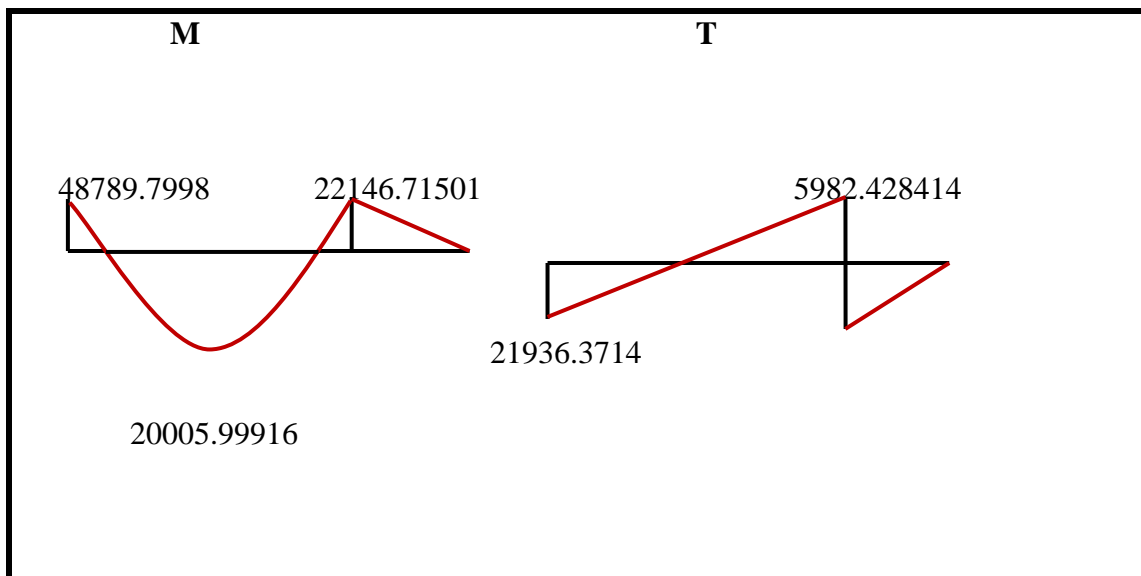


Figure III.2.a des moments et efforts.

Calcul de ferrailage :

A) Les armatures longitudinales :

E.L.U

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b b d^2} \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{\text{cale}} = \frac{M_u}{\sigma_s \beta d}$$

L'enrobage : C = 2cm , h = 12cm , b = 100 cm , d = 12 - 2 = 10cm

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} \quad F_e = 400 \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Elément	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\mu_\ell$	$\alpha$	$\beta$	$A_{\text{calc}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Appuis	24599.8	0.0173	0.392	0.021	0.991	<b>7.13</b>
Travée	<b>21964.13861</b>	<b>0.0154</b>	<b>0.392</b>	<b>0.018</b>	<b>0.992</b>	<b>6.36</b>

### E.L.S :

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

concernant  $\sigma_s$

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Elément	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_s$ (N.m)	$\gamma$	$F_{c28}$	$\bar{\alpha}$	Condition
Appuis	0.021	24599.8	22146.71501	1.11	25	0.305	C.V
Travée	<b>0.018</b>	<b>21964.13861</b>	<b>20005.99916</b>	<b>1.09</b>	<b>25</b>	<b>0.295</b>	C.V

### ➤ Condition de non fragilité :

Section minimale d'armatures : (B A E L A 4.2.1)

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

$$A^1_{\text{min}} \geq 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2,1}{400} = 1,207 \text{ cm}^2$$

**Pourcentage minimal : B A E L 91(art B.6.4) :**

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

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times 100 \times 12 = 1.2 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc : } A = \max (A_{\text{calculé}} ; A_{\min})$$

Elément	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A^1_{\min} (\text{cm}^2)$	$A^2_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$
Appuis	7.13	1.207	1.2	7.13	5T14 = 7.70
Travée	<b>6.36</b>	<b>1.207</b>	<b>1.2</b>	<b>6.36</b>	5T14= 7.70

**5.3. Verification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b_0} \text{ Comme la fissuration est peut nuisible}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) \longrightarrow (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$V_u^{\max}$	$b_0(\text{mm})$	$d(\text{mm})$	$\tau_u$	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
7840.2162	1000	120	0.065	3.33	C.V

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**B) Les armatures de répartition :  $A_t = A_l/4$**

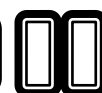
Elément	$A (\text{cm}^2)$	$A (\text{cm}^2)$	$A (\text{cm}^2)$
Appuis	7.92	1.98	4HA8=2.01
Travée	<b>6.79</b>	<b>1.69</b>	4HA8=2.01

**L'espacement entre les armatures : B A E L 91 (art 8.2.4.2)**

**C) Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 12 ; 33 \text{ cm}) = \min (36 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

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





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

#### D) Armatures transversales :

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 12; 45 \text{ cm}) = \min(48; 45) = 45 \text{ cm}$$

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

$$\text{Travée : } S_t = \frac{L}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

#### 3.3.5 Vérification de la flèche : B A E L (art B.6.5.1)

$$M_a = 0.3 M_0 ; M_t = 0.85 M_0$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{12}{334} = 0.035 < \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \dots (\text{c.n.v})$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.70}{100 \times 10} = 0.0077 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{12}{334} = 0.035 < 0.062 \dots \dots \dots (\text{c.n.v})$$

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

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

Avec :  $f_{adm} = L/500$  ; pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus.

**Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5, 2).....page 154**

Calcul du centre de gravité de la section homogène : (BAEL 91(art B.6.5,3).....Page158

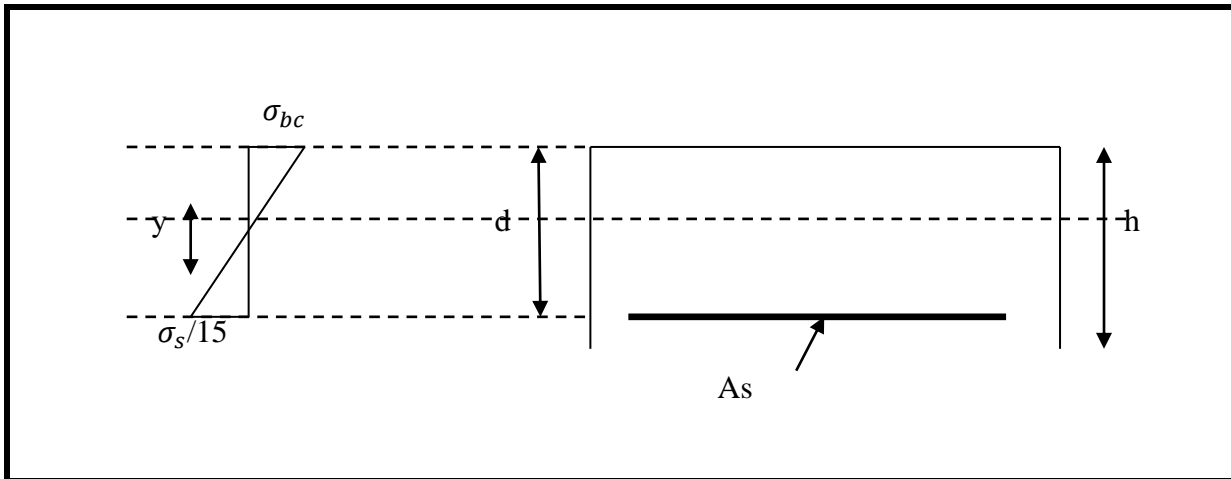


Figure III.3.d.

$$Y_{Gh} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

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

$$Y_G = \frac{100 \times 12 \times \frac{12}{2} + 15 \times 7.70 \times 10}{100 \times 10 + 15 \times 7.70} = 7.48 \text{ cm}$$

**Alors** :  $y'_G = h - y_G = 12 - 7.48 = 4.52 \text{ cm}$ .

$$\delta = d - Y_G = 10 - 7.48 = 2.52 \text{ cm}$$

$$\gamma = y'_G - 2 = 4.52 - 2 = 2.52$$

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

$$I_0 = \left[ \frac{b}{3} + (y'_G + Y_G)^3 \right] + \eta A \delta^2$$

$$I_0 = \left[ \frac{100}{3} + (4.52 + 7.48)^3 \right] + 15 \times 7.70 \times 2.53^2 = 2500.63 \text{ cm}^4$$

c) **Evaluation des flèches:** (BAEL 91.art B.6.5.2) ...page 154

On peut admettre que :  $I_f = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda \cdot \mu}$

Déformations instantanées (Pour les déformations instantanées  $b=b_0$  ,  $f_{t28}= 2.1\text{MPa}$ )

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

Avec:  $\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{7.70}{100.10} = 0,0077$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times 1) 0.0077} = 2.727$$

❖ **Déformations de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.090$$

• **Calcul du 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.

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

$$g_{eq} = \frac{(4120 \times 1.35) + (6540 \times 2.40)}{1.35 + 2.40} = 5668.8 \text{ N/ml}$$

$$J_{eq} = \frac{(G_{dalle\ plane} \times L_{palier}) + (\text{poide de la paillasse} \times \text{poide de marche}) \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$J_{eq} = \frac{(3000 \times 1.35) + (3550 + 1870) \times 2.40}{1.35 + 2.40} = 4548.8 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + q = 5668.8 + 2500 = 8168.8 \text{ N/ml}$$

$$M_{ser}^g = \frac{g_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{5668.8 \times (3.34)^2}{8} \Rightarrow M_g = 7904.85 \text{ N.m}$$

$$M_{ser}^j = \frac{j_{eq} \cdot \ell^2}{8} = \frac{4908.8 \times (3.34)^2}{8} \Rightarrow M_j = 6845.07 \text{ N.m}$$

$$M_{ser}^p = \frac{P \cdot \ell^2}{8} = \frac{8168.8 \times (3.34)^2}{8} \Rightarrow M_p = 11390.98 \text{ N.m}$$

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

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0,77 \Rightarrow \beta_1 = 0,874 \text{ (Annexes, tableau 07, Livre de P. Charon)}$$

$$\sigma_g = \frac{M_g}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{7904.85}{7.70 \times 0.874 \times 10} = 117,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j = \frac{M_j}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{6845.07}{7.70 \times 0.874 \times 10} = 101,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = \frac{M_p}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{11390.98}{7.70 \times 0.874 \times 10} = 169,26 \text{ MPa}$$

• **Calcul du coefficient  $\mu$  :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0077 \times 117.46 + 2.1} = 0,35$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0077 \times 101.71 + 2.1} = 0,29$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0077 \times 169.26 + 2.1} = 0,49$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 2500,63) / (1 + 1,090 \times 0,35) = 1991,09 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 2500,63) / (1 + 2,727 \times 0,35) = 1407,40 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 2500,63) / (1 + 2,727 \times 0,29) = 1535,98 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 2500,63) / (1 + 2,727 \times 0,49) = 1177,40 \text{ cm}^4$$

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91.art A.2.1.21}) \dots \text{page 9}$$

$$E_{vj} = \frac{E_i}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91.art A.2.1.22}) \dots \text{page 9}$$

• **Calcul de la flèche:**

$$f_v^g = M_g \cdot \ell^2 / 10 E_v \cdot I_{fv}^g = 7904.85 \times (334)^2 / 10 \times 10818,86 \times 1991,09 = 0.409 \text{ cm.}$$

$$f_i^g = M_g \cdot \ell^2 / 10 E_i \cdot I_{fi}^g = 7904.85 \times (334)^2 / 10 \times 32164,20 \times 1407,40 = 0.194 \text{ cm.}$$

$$f_v^j = M_j \cdot \ell^2 / 10Ei. I_{fv}^j = 6845.07 \times (334)^2 / 10 \times 32164,20 \times 1535.98 = 0.154 \text{ cm} .$$

$$f_i^p = M_p \cdot \ell^2 / 10Ei. I_{fv}^p = 11390.98 \times (334)^2 / 10 \times 32164,20 \times 1177.40 = 0.335 \text{ cm} .$$

• **La flèche totale :**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.409 - 0.154 + 0.335 - 0.194 = 0.396 \text{ cm}.$$

$$\Delta f_t = 0,396 \text{ cm} < \bar{f} = L / 500 = 334 / 500 = 0,668 \text{ cm} \quad (\text{C.V})$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

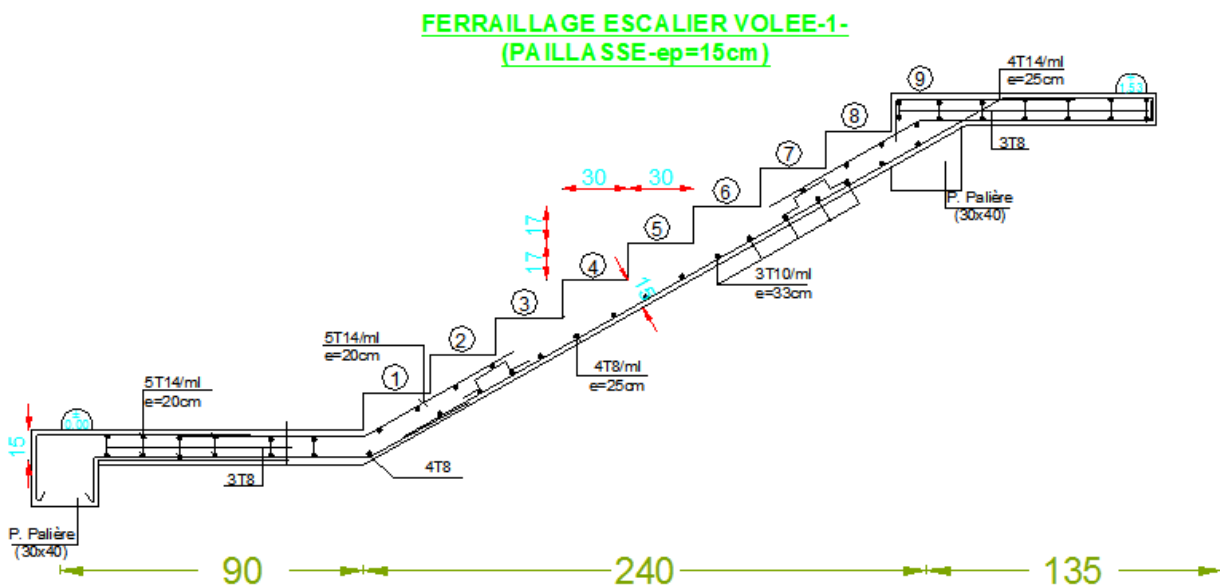
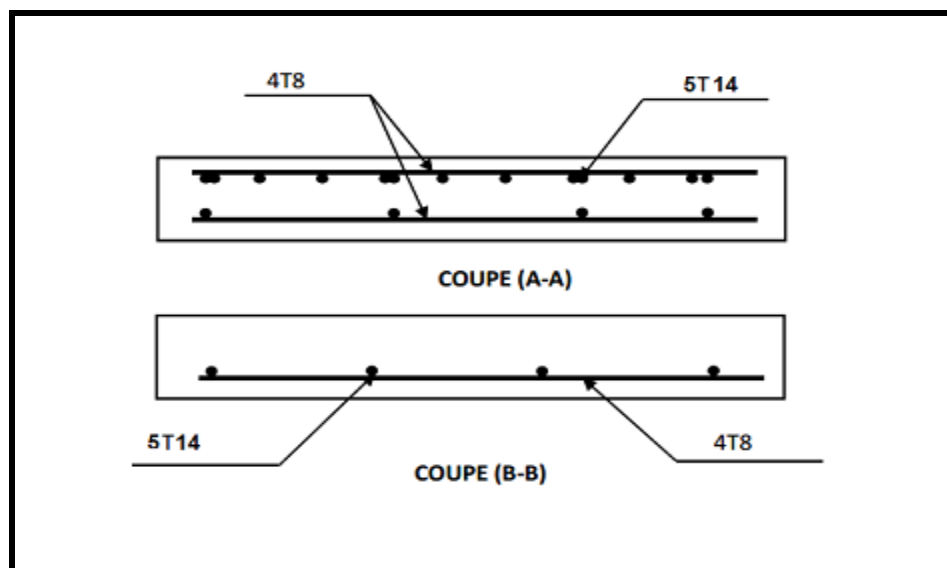


Figure III.3. Schéma de ferrailage d'escalier

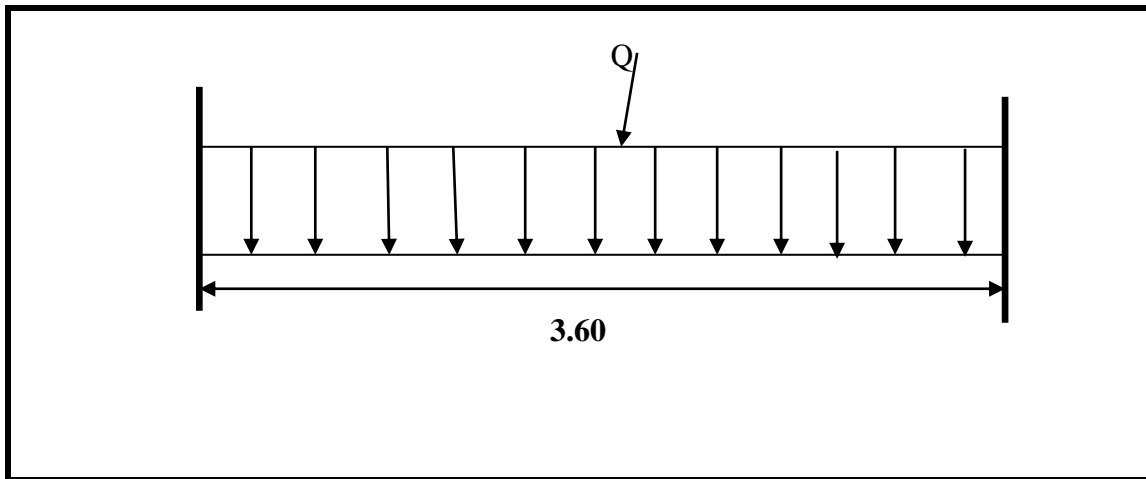
*Figure III.3.Schéma de ferrailage d'escalier*



**Calcul de la poutre palier :****Introduction :**

La poutre palier est une poutre simplement appuyée, elle est calculée comme une Section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- son poids propre "pp".
- poids du mur extérieur pm.
- La réaction de la volée.

➤ **Pré dimensionnement :**

$$h \geq \left(\frac{1}{15}\right) \div \left(\frac{1}{10}\right) L$$

$$h \geq (24.36)$$

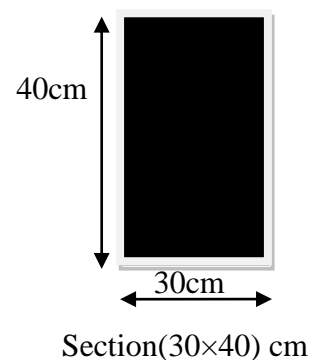
Alors on prend :  $h=40\text{cm}$  ;  $b=30\text{cm}$

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$. b \geq 20\text{ cm} \implies b = 30 > 20 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

$$. h \geq 30\text{ cm} \implies h = 40 > 30 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$

$$. h/b \leq 4 \implies \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots(\text{C.V})$$



Donc on fixe les dimensions de la poutre palière (30×40) cm<sup>2</sup>.

**Evaluation des charges**

- poids propre :  $P_p = (0.40 \times 0.30) \times 25000 = 3000\text{ N/ml}$

-poids du palier = 4120 N / ml

-poids du la pailleasse = 6540  $N / ml$

Réaction d'escalier ou niveau du palier :

$$T = \frac{pl}{2}$$

Calcul de la poutre a la flexion :

- Les charges permanentes :

$$G = P_p + P_s + P_{poutre} = 13660 \text{ N / ml .}$$

La surcharge :

$$Q = 2500 \times 0.30 = 750 \text{ N / ml .}$$

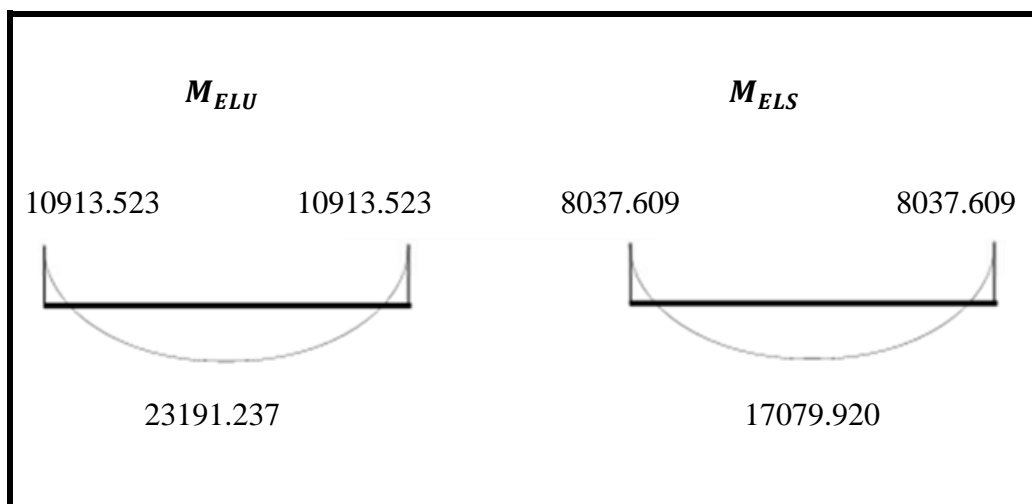
Combinaison d'action :

$$ELU : p_u = (1.35G + 1.5Q)$$

$$ELS : p_s = ( G + Q)$$

$$M_a = 0.4 M_0 \quad M_t = 0.85 M_0 \quad M_0 = \frac{pl^2}{8} \quad T = \frac{pl}{2}$$

Elément	$P_u (N / ml)$	$P_s (N / ml)$	$M_u (N.m)$	$M_s (N.m)$	$T_u (N)$	$T_s (N)$
Appui	19566	14410	10913.523	8037.609	32675.22	<b>24064.7</b>
Travée	<b>19566</b>	<b>14410</b>	<b>23191.237</b>	<b>17079.920</b>		





**Calcul de ferrailage :**( armatures longitudinales)**-E.L.U :**

$$\text{L'enrobage : } C > e + \frac{\varphi}{2} \quad \theta \leq \frac{h}{10}$$

$$c = 4 \text{ cm} \quad d = h - c \Rightarrow 40 - 4 = 36 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

**a) Les armatures longitudinales :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b b d^2} \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} \quad \beta = (1 - 0.4\alpha) \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \beta d}$$

Elément	$M_u$	$\mu$	$\mu_\ell$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$
Appui	10913.523	0.019	0.392	0.024	0.990	0.88
Travée	<b>23191.237</b>	<b>0.042</b>	<b>0.392</b>	<b>0.053</b>	<b>0.978</b>	1.89

**- E.L.S :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de  $\sigma_b$  set inutile, si la condition suivante est remplie.

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

Elément	$M_u$	$M_s$	$\gamma$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	Condition
Appui	10913.52	8037.609	1.35	0.024	0.42	c.v
Travée	<b>23191.23</b>	<b>17079.92</b>	<b>1.35</b>	<b>0.053</b>	<b>0.42</b>	c.v

**-Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 1.30 \text{ cm}^2$$

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

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 30 \times 40 \Rightarrow A'_{\min} \geq 1.2 \text{ cm}^2$$

**-Pourcentage minimale : RPA99**

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5 \% \times b \times h = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_u; A_{\min}; A'_{\min}; A_{\min}^{RPA})$$

Elément	$A_{cal}$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A'_{\min}$	$A_{\min}^{RPA}$	$A_s$
Appui	0.88	1.30	1.2	6	6
Travée	<b>1.89</b>	<b>1.30</b>	<b>1.2</b>	<b>6</b>	6

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

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{32675.22}{300 \times 360} \Rightarrow \tau_U = 0,3025 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,2 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_U = 0,3025 \text{ Mpa}$$

**Exigence du RPA :****armatures transversales :**

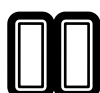
D'après le RPA (art.7.5.2.2 p53) :  $A_t = 0,003 S b$

$$S = \min \left( \frac{h}{4}, 12 \phi_L \right) = \min \left( \frac{40}{4}, 12 \phi_L \right) \Rightarrow S = 10 \text{ cm}$$

$A_t = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$ , dans la zone nodale on adopte **2T8 (1,01 cm<sup>2</sup>)**

$$S \leq \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}, \text{ Dans la zone courante}$$

$A_t = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$ , donc on adopte **4T8 (2,01 cm<sup>2</sup>)**

**- vérification de la flèche :**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{400} = 0,1 \geq 0,0625 \dots\dots\dots(C.V)$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0,1 > 0,085 \dots\dots\dots(C.V)$$

$$4,0 \frac{b \times d}{f_e} > A_s \Rightarrow 4,0 \frac{30 \times 36}{400} = 10,8 > A_s = 6 \dots\dots\dots(C.V)$$

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

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

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5cm \Rightarrow \Omega = (30 - 5)(40 - 5) = 875cm^2$$

Le moment de torsion est :  $M_{TOR} = M_{APPUIS} = 10913.523 N.m$

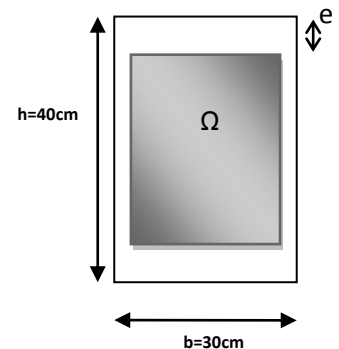
$$\text{Donc } \tau_U = \frac{10913.523}{2 \times 875 \times 5} \Rightarrow \tau_t = 1,2MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa$$

#### -Armatures longitudinales :

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

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120cm$$

$$A_t = \frac{120 \times 10913.523}{2 \times 875 \times 348} = 2.15cm^2$$



**Fig.: Coupe Poutre palière**

Élément	$A_f$	$A_l$	$A_{adpter}$
Appui	6	2.15	3HA16 +2HA 12 = 8.29 cm <sup>2</sup>
Travée	6	2.15	3HA16+2 HA 12= 8.29 cm <sup>2</sup>

**-Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2\Omega\sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{10913.523}{2 \times 875 \times 348} = 0,018 \text{ cm}^2$$

$A_t$  : Section d'armature transversale.

$S_t$  : L'espacement d'armature.

Donc soit :

**$A_t = 3 \text{ } \varnothing 8 = 1.51 \text{ cm}^2$**

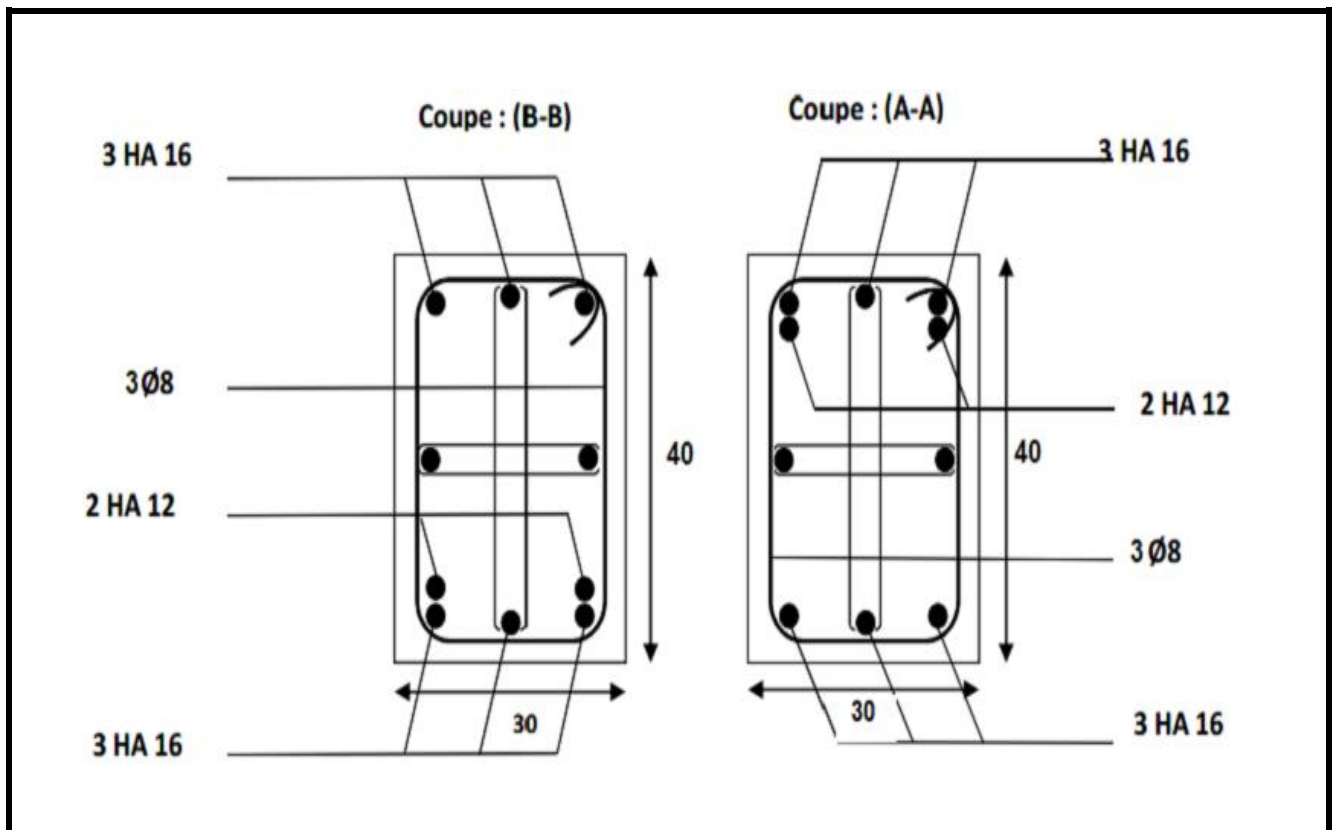


Figure III.3.d. Ferrailage de la poutre palier

### III.3. L'ACROTERE

#### 1: Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous allons procéder à l'étude de ce type d'éléments ne participant pas dans notre cas de façon directe au contreventement de la structure. Nous citons l'acrotère, les planchers, balcon, la cage d'ascenseur, et enfin l'escalier, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/V2003**.

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 paxalumin ,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.

#### 2- MODE DE TRAVAIL :

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

1. L'effet normal due à son poids propre  $G$ .
2. La surface horizontale due à la main courante

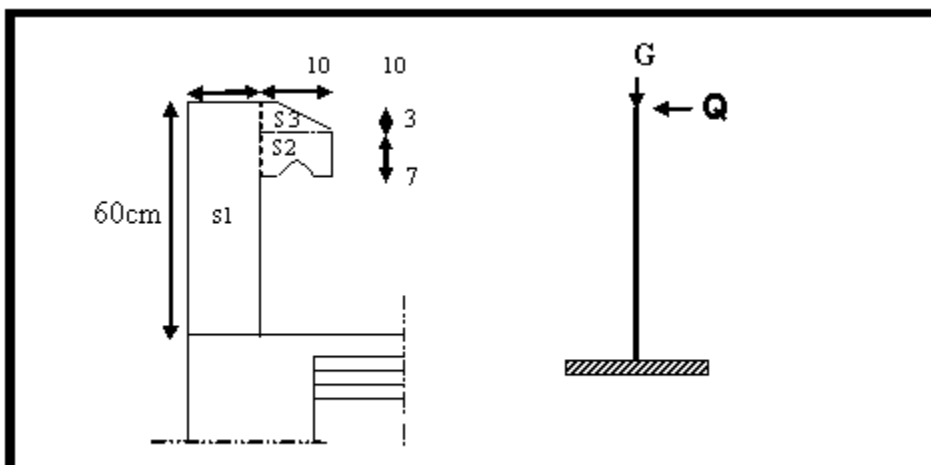


Fig -1- 1 *schéma statique de l'acrotère*

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

**Surface:**  $S = (0.03 \times 0.1) / 2 + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0685 \text{ m}^2$

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

**Charge:**

G1 : poids de L'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$G_1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 1712.5 \text{ N/ml}$

$G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \cdot 2000 = 120 \text{ N/ml}$

Le poids propre  $G = G_1 + G_2 = 1712.5 + 120 = 1832.5 \text{ N/ml}$

**Surcharge : Q**

D'après D.T.R.BC.2.2

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

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

$\left\{ \begin{array}{l} G = 1832.5 \text{ N/m} \\ Q = 1000 \text{ N/m} \end{array} \right.$  Dans une bonde d'un mètre

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales 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

$C_p = 0.80$  élément en console tableau 6.1, donc :

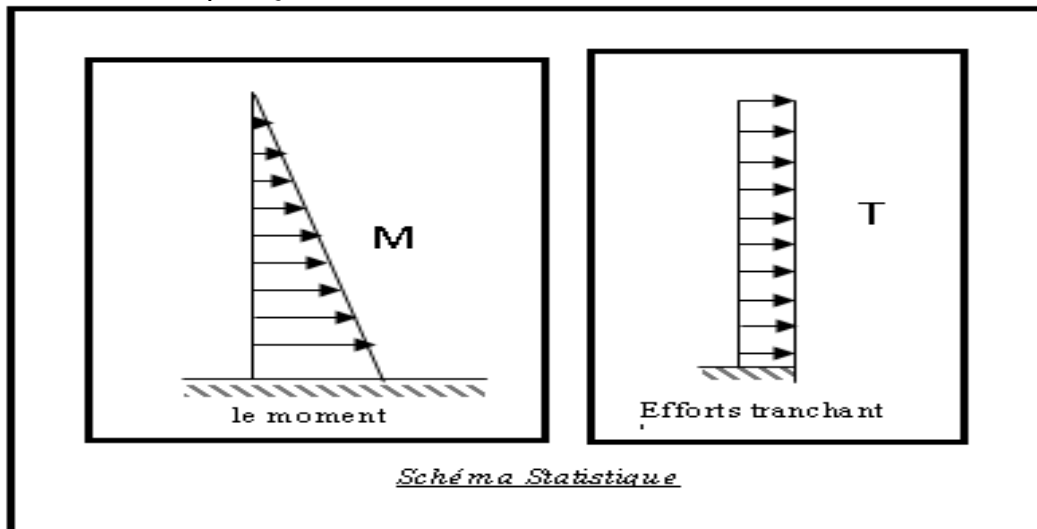
$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1832.5 \Rightarrow F_p = 879.6 \text{ N/ml}$ .

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

$G = 1832.5 \text{ N/ml}$       $Q = 1000 \text{ N/ml}$

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

D'une force tranche  $T_\mu = Q = 1000 \text{ N}$



### 3- SOLLICITATION:

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

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

$$N_u = g = 1832.5 \text{ N.}$$

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

### 4- COMBINAISON D'ACTION :

- E.L.U :

$$N_u = 1 \times N_g = 1832.5 \text{ N/ml} ;$$

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

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

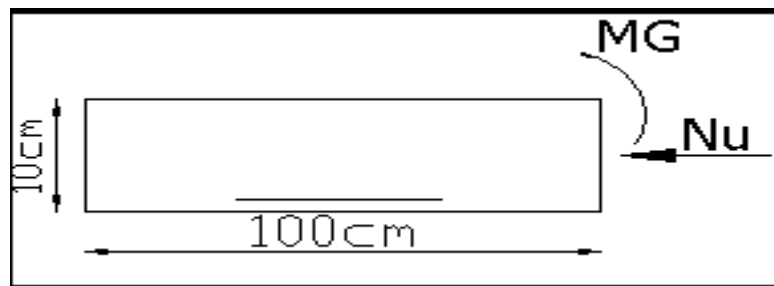
$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

- E.L.S :

$$N^{\text{ser}} = N_g = 1832.5 \text{ N/ml}$$

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

### 5-CALCUL DE FERRAILLAGE :



La section de calcul est rectangulaire de largeur  $b = 100 \text{ cm}$  et de hauteur  $h = 10 \text{ cm}$  (épaisseur)

On adopte un enrobage d'armatures de type exposé aux intempéries

#### 5-1- Armatures longitudinales :

- E.L.U :

#### -Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1832.5} = 0.491 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.491 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

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 :**

$$M_1 = M_u + N_u \left[ \left( \frac{h}{2} - c \right) \right] = 900 + 1832.5 \left( \frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 936.65 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{936.65}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.01346 < \mu_l = 0.392$$

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

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

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

$$Z_U = d(1 - 0.4\alpha) = 6.951$$

$$A_1^u = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$$A_1^u = \frac{936.65}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.387 \text{ cm}^2$$

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

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

$$A = 0.387 - \frac{1832.5}{100 \times 348} = 0.333 \text{ cm}^2$$

M <sub>1</sub> (N.m)	μ	α	β	(cm <sup>2</sup> ) A <sub>1</sub> <sup>u</sup>	A(cm <sup>2</sup> )
936.65	0.01346	0.017	0.993	0.387	0.333

**Vérification :**

- **E.L.U :**
- **Condition De Non Fragilité :** BAEL (A.4.2.1)

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

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \left[ \frac{49.1 - 0.455 \times 7}{49.1 - 0.185 \times 7} \right] = 0.812 \text{ cm}^2$$

$$A^{\min} = 0.812 \text{ cm}^2$$

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

$$A_L \geq 0,0025 b \cdot h = 0,0025 \cdot 100 \cdot 10 = 2,5 \text{ cm}^2$$



$$\text{Donc : } A = \max (A^{cal} ; A^{min} ; A_l )$$

$$A = \max (0.333; 0.812 ; 2.5) \Rightarrow A = A_l = 2.5 \text{ cm}^2$$

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

• **E.L.S :**

**La contrainte de traction d'armature :**

D'après le livre (P.CHARON, exercices), p 89 formules (77) :

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

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

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

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

**Détermination du centre de pression :**

$$G_b c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1832.5} = 0.3274 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

Alors le point c se trouve hors de la section:

$$C = G_b c - \frac{h}{2} = 32.74 - \frac{10}{2} = 27.74 \text{ cm}$$

Compte tenu les conventions des signes :  $c = -27.74 \text{ cm}$ .

$$C = -27.74 \text{ cm.}$$

$$d = 7 \text{ cm.}$$

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

$$A' = 0.$$

$$A = 2.51 \text{ cm}^2.$$

$$p = -3 \times c^2 - \frac{90 \times A'}{b} \times (c - d') + \frac{90 \times A}{b} \times (d - c)$$

$$p = -3 \times (-27.74)^2 - 0 + \frac{90 \times 2.51}{100} \times (7 - (-27.74))$$

$$p = -2230.0451 \text{ cm}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - \frac{90 \times A'}{b} \times (c - c')^2 - \frac{90 \times A}{b} (d - c)^2$$

$$q = -2 \times (-27.74)^3 - \frac{90 \times 2.51}{100} (7 - (-27.74))^2$$

$$q = 39965.9677 \text{ cm}^3$$

racine de l'équation cubique :  $y_2$  :

$$y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$$

$$y_2^3 - 2230.045 y_2 + 39965.967 = 0$$

les racines de cette équation qui sont :

$$y_{21} = 29.82cm$$

$$y_{22} = 24.54cm$$

$$y_{23} = -54.36cm$$

On adopte la racine qui a un sens physique, on retiendra pour  $y_2$  une valeur positive telle que :

$$\text{Avec } C < 0 \text{ alors on prend : } y_{21} = 29.82cm \quad 0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h$$

Puisqu'on aura:

$$y_1 = 29.82 - 27.74 = 2.08cm$$

$$\Rightarrow s = \frac{b \times y_1^2}{2} + 15[A'(y_1 - c') - A(d - y_1)]$$

$$\Rightarrow s = \frac{100(2.08)^2}{2} + 15[-2.51(7 - 2.08)] = 31.08$$

$$k = \frac{N_{ser}}{100 \times s} = \frac{1832.5}{100 \times 31.08} = 0.589$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.589 \times 2.08 = 1.23Mpa$$

$$\sigma_s = 15k(d - y_1) = 15 \times 0.589(7 - 2.08) = 43.51Mpa$$

Alors, on peut conclure que :

$$\sigma_b \leq [\sigma_b] \Rightarrow 1.23 \leq 14.2$$

$$\text{et } \sigma_s \leq [\sigma_s] \Rightarrow 43.51 \leq 348$$

Donc et par conséquent, on accepte la valeur de la section des armatures:

$$A = 2.51cm^2 \quad \text{qui égale à 5T8}$$

### 5.2. Armatures de répartition : (A.8.2.41)

$$A_r = \frac{A_{adp}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63cm^2$$

$$\text{soit : } A_r = 3\phi 6 = 0.85cm^2$$

### 5.3. Espacement entre les armatures : (B.5.3.3)

$$e_l \leq \min\{2.5 \times h; 25cm\} \Rightarrow e_l \leq 25cm$$

$$\text{soit : } e_l = 20cm$$

Pour l'emplacement des armatures de répartition on prend : 3T6 par face, ces armatures longitudinales restent nécessaires pour également reprendre la traction dans le béton du aux variations de température que subit l'acrotère .

**5.4. Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$v_u = F \times 1.5 = 1000 \times 1.5 = 1500N$$

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

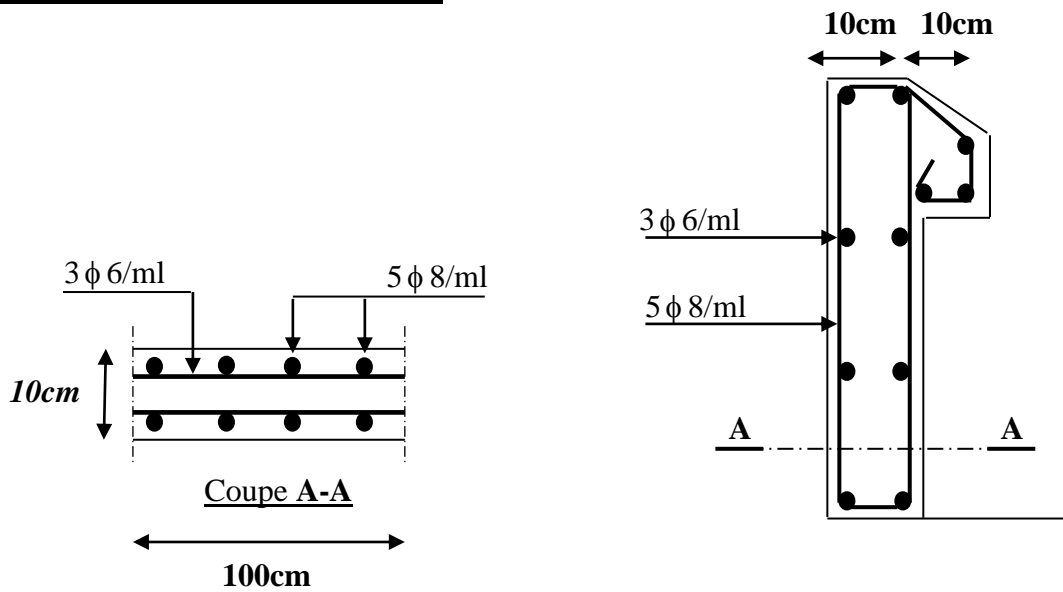
La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0,15 \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4Mpa \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5Mpa$$

$$\tau_u = 0.0214 \leq \bar{\tau}_u = 2.50Mpa \dots\dots\dots (c.v)$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**PRESENTATION DU FERRAILLAGE:**



**Fig III.3.3** Schéma de ferrailage de l'acrotère.  
 (Terrasse inaccessible)

### III-4 ) Etudes de BALCONS

#### 4-1)Planchers Dalle en béton armé

##### 1 : introduction :

Notre balcon est considéré comme une porte à faux (consol) TYPE1 , on fait son calcul comme une poutre encastree d'une seule extrémité. Le calcul se fait pour une bande de 1m. Et type 2 comme Planchers à corps creux, Le panneau est appuyé sur deux cotés

##### 2 : Méthode de calcul (consol) TYPE1:

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

- G : Poids propre de la console.
  - Q : Surcharge d'exploitation.
  - P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs et l'acrotère.
- $l_x = 4.20 \text{ m}$ ;  $l_y = 1.40 \text{ m}$ .

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

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

##### 4.1.2 : Etage courant :

**\* Tableau 1 : évaluation des charges et surcharges du balcon a étage courant**

les différentes couches	e(m)	$\gamma(\text{kn/m}^3)$	P(kn/m <sup>2</sup> )
Dallage céramique	0.02	46.66	0.93
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lite de sable	0.03	18	0.54
Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
Enduit ciment extérieur	0.015	10	0.15
			G <sub>1</sub> =5.77
			Q = 3.50

##### \*Murs extérieurs de balcon :

**Tableau 2 : évaluation de la charge des murs extérieurs de balcon**

les différentes couches	e(m)	$\gamma(\text{kn/m}^3)$	P(kn/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur	0.02	20	0.4
Brique creuses	0.1	9	0.9
Enduit intérieur	0.01	2000	0.2
Somme	-	-	G <sub>2</sub> = 1.50

Contreventé mixte en BA a BBA

$$g = G \times 1m = 5770 \text{ N/ml} \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1m = 3500 \text{ N/ml} \quad (\text{surcharge d'exploitation}). \text{ DTR .B.C. 2.2 p20}$$

$$P = 1500 \text{ N/ml} \quad (\text{poids du mur extérieure})$$

### 4.1.3 :terrasse

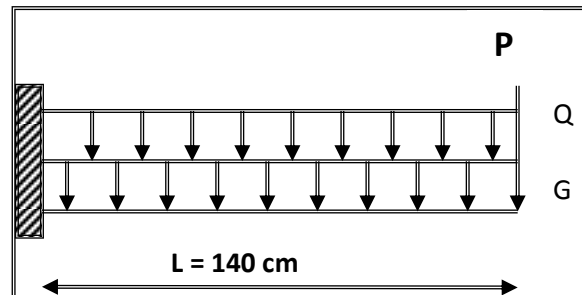
\* **Tableau 3 : évaluation des charges et surcharges du balcon a étage courant**

les différentes couches	e(m)	$\gamma(\text{kn/m}^3)$	P(kn/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	0.04	20	0.8
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.08	22	1.76
Dalle en béton armé	0.15	25	3.75
Enduit ciment extérieur	0.015	10	0.15
Isolation thermique	0.04	4	0.16
			G1 =6.74
			Q = 3.50

Charge permanente :  $G1 = 674 \text{ kg/m}^2 = 6740 \text{ N/m}^2$

Charge d'exploitation :  $Q = 100 \text{ kg/m}^2 = 1000 \text{ N/m}^2$  DTR .B.C. 2.2 p20

Le poids propre l'acrotère :  $p = 1832.5 \text{ N/ml}$



**Fig.1.schéma statique**

## 3-CALCUL DES SOLLICITATIONS:

### 3-1- Terrasse:

$$M_g = g \cdot l^2 / 2 = 6740 \times (1.4)^2 / 2 = 6605.2 \text{ N.m}$$

$$M_q = q \cdot l^2 / 2 = 1000 \times (1.4)^2 / 2 = 980 \text{ N.m}$$

$$M_p = p \cdot L = 1832.5 \times 1.3 = 2382.25 \text{ N.m}$$

Contreventé mixte en BA a BBA

$$T_g = g \times \ell = 8762 \text{ N}$$

$$T_q = q \times \ell = 1300 \text{ N}$$

$$T_p = P = 1832.5 \text{ N}$$

**2-2 Étage Courant :**

$$M_g = g \cdot \ell^2 / 2 = 5770 \times (1.4)^2 / 2 = 5654.6 \text{ N.m}$$

$$M_q = q \cdot \ell^2 / 2 = 3500 \times (1.4)^2 / 2 = 3430 \text{ N.m}$$

$$M_p = p \cdot L = 1500 \times 1.3 = 1950 \text{ N.m}$$

$$T_g = g \times \ell = 7501 \text{ N}$$

$$T_q = q \times \ell = 4550 \text{ N}$$

$$T_p = P = 1500 \text{ N}$$

**4- LES COMBINAISONS D'ACTION :**

E.L.U :

$$M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5M_q$$

$$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T_q$$

E.L.S :

$$M_{ser} = M_g + M_p + 1,5M_q$$

		Terrasse	Étage courant
ELU	$M_u$ (N.m)	13603.0575	15411.21
	$T_g$ (N)	16252.575	18976.35
ELS	$M_{ser}$ (N.m)	10457.45	12749.6

Tableau 4 :  $M_u$  (N.m) -  $T_g$  (N) -  $M_{ser}$  (N.m) a ELU. ET ELS**5- CALCUL DU FERRAILLAGE :****5-1- Armatures Longitudinales :****5-1-1 Terrasse:**

E.L.U :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{13603.0575}{14.2 \times 100 \times (12)^2} = 0.0665 \text{ N.m.}$$

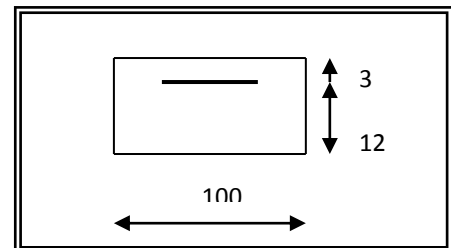


Fig-III-3-2-

Contreventé mixte en BA a BBA

$$\mu = 0,0665 < \mu \ell = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.0665}) \rightarrow \alpha = 0.086$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.965$$

$$\mu = 0,0665 \Rightarrow \alpha = 0,086 \Rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_1^u = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{13603.0575}{348 \times 0.965 \times 12} = 3.37$$

$$A = 3.37 \text{ cm}^2$$

**E.L.S :**

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

- Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	condition
13603.0575	10457.45	1.3	0,068	0,4	V

• **Tableau 5 :  $M_u$  (N.m) -  $\gamma$  -  $\alpha$  -  $\bar{\alpha}$  -  $M_{ser}$  (N.m)**

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

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 12 \times \frac{2,1}{400} = 1,449 \text{ cm}^2.$$

- **Tableau récapitulatif** :  $A = \max(A_u; A_{min}; A'_{min})$

$A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
3.37	1,449	1,5	3.37	3T12 = 3.39

• **Tableau 6 :  $A = \max(A_u; A_{min}; A'_{min})$**

**2 Étage courant :****E.L.U :**

Mu (N.m)	$\mu$	$\mu \ell$	$\alpha$	$\beta$	Au (cm <sup>2</sup> )
15411.21	0,0753	0,392	0,098	0.96	3.84

• **Tableau 7 :  $\mu$ -  $\mu \ell$ -  $\alpha$ -  $\beta$ - Au (cm<sup>2</sup>)**• **E.L.S :**

M <sub>u</sub> (N.m)	M <sub>ser</sub> (N.m)	$\gamma$	$\alpha$	$\bar{\alpha}$	condition
15411.21	12749.6	1.2	0.098	0.35	V

• **Tableau 8 : M<sub>u</sub> (N.m) -  $\gamma$  -  $\alpha$ -  $\bar{\alpha}$  - M<sub>ser</sub> (N.m)**• **Tableau récapitulatif :**  $A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min})$ 

A <sub>u</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adp</sub> (cm <sup>2</sup> )
3.84	1,449	1,5	3.84	4T12 = 4.52

• **Tableau 9 :  $A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min})$** **5-2 -Vérification De L'effort tranchant :** BAEL91 (A.5.1)

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{18976.35}{1000 \times 120} = 0.158 \text{ MPa.} \\ \bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3.25 \text{ MPa.} \end{cases}$$

La fissuration est peu nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min \{0.13f_{c28}, 5\text{MPa}\} = 3,25 \text{ MPa.}$

$$\tau_u = 0,158 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{(C.V)}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**5-3-Les Armatures De Répartition :**

- **Terrasse:**  $A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.8475 \text{ cm}^2$

•

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

- **Étage courant :**  $A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.84}{4} = 0.96 \text{ cm}^2$

Soit :  $A_r = 4 \emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2$



**5-4- Espacement Entre Les Armatures :**

- Les armatures longitudinales :

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

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

- Les armatures transversales :

- Terrasse :  $S_t = \frac{100}{3} = 33.33\text{cm}$  . Soit :  $S_t = 30\text{cm}$  .

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

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

$$S_t^l \leq \min(3h.33\text{cm}) \Rightarrow 30 \leq S_t^l = 33\text{cm}$$

$$S_t^r \leq \min(4h.45\text{cm}) \Rightarrow 25 \leq S_t^r = 45\text{cm}$$

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 \geq 0.1 (M_T = M_o) \quad (\text{c.v})$

- $\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c}$

A/ Étage courant :  $\frac{4.52}{100 \times 12} = 0.00377 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad (\text{c.v})$

B/ Terrasse :  $\frac{3.39}{100 \times 12} = 0.00283 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad (\text{c.v})$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 \geq 0.0625 \quad (\text{c.v})$$

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

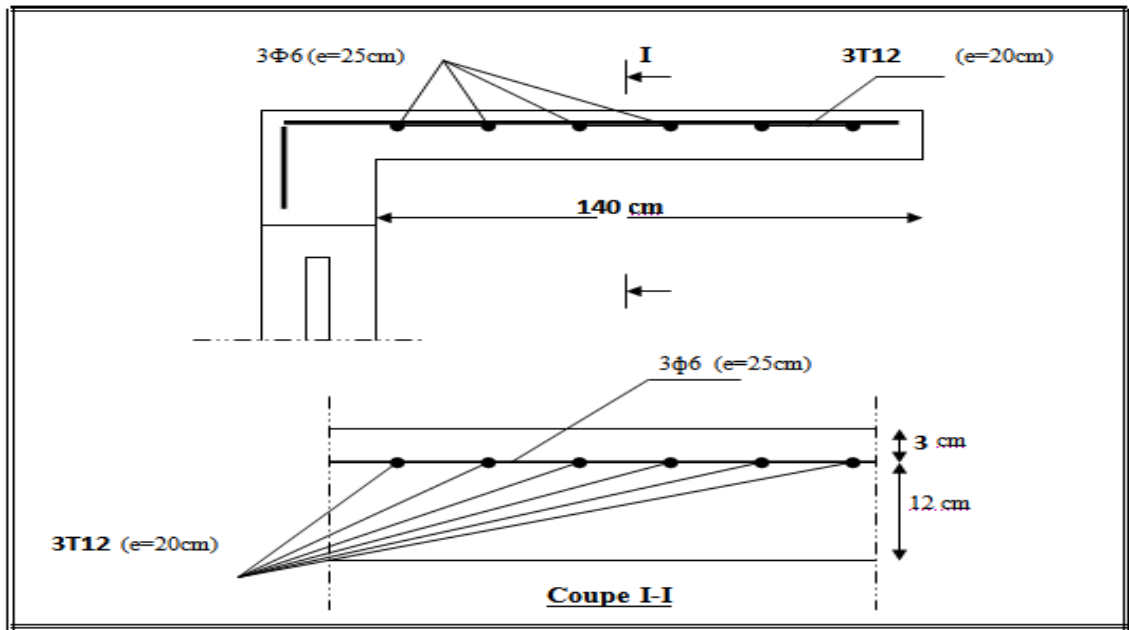


Fig-III-3-3-Ferraillage de la console de la terrasse

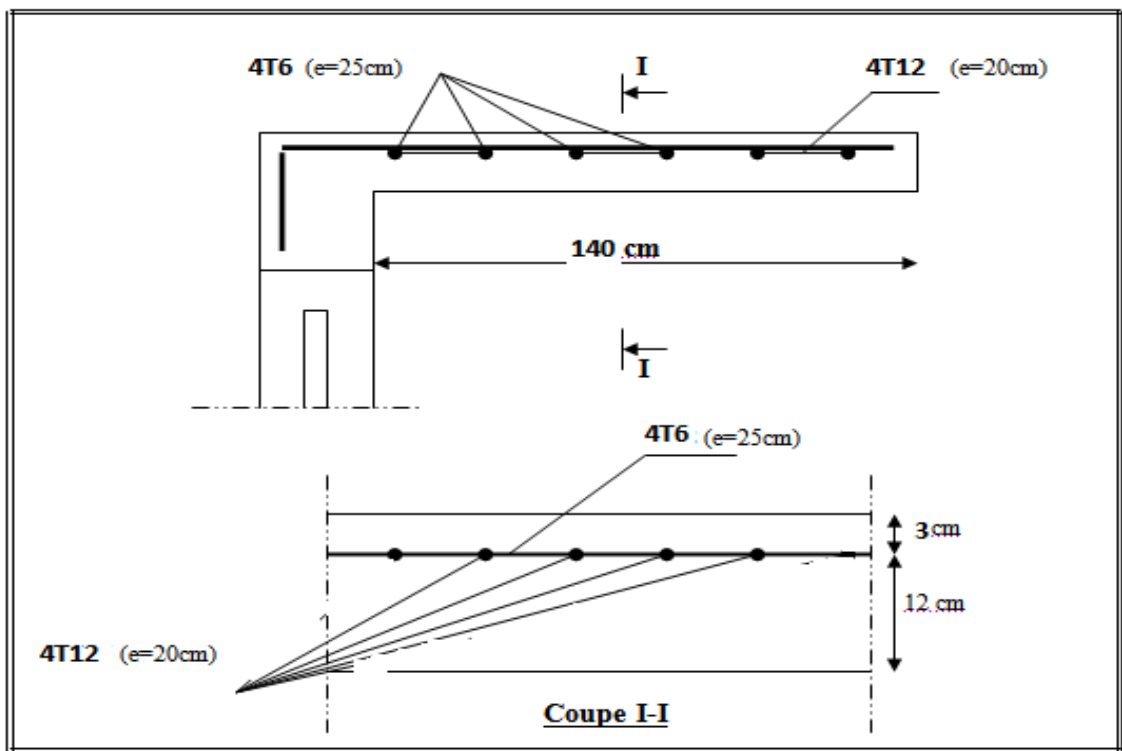


Fig-III-3-3-Ferraillage de la console d'étage courant

**7 : Méthode de calcul (Planchers à corps creux) TYPE2:**

**3- poutre repose sur 2 appuis :**

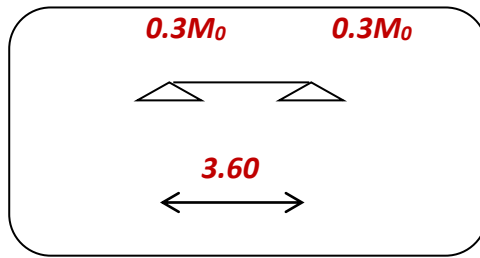


Fig.3.4. des poutrelles à 2 appuis

Terrasse

A :Les moments isostatiques :

$$\checkmark M_0 = \frac{p_u \times l^2}{8} =$$

1. TableauIII-10. Les moments isostatiques à E.L.U et E.L.S

<i>E.L.U</i>		<i>E.L.S</i>	
<i>Les travées</i>	<i>AB</i>	<i>Les travées</i>	<i>AB</i>
	3.6		3.6
<i>Pu</i> (Kg/ml)	614.3475	<i>Ps</i> (kg/ml)	447.85
<i>M0</i> (Kg.m)	995.242	<i>M0</i> (Kg.m)	725.517

B : Les moments sur appuis :

TableauIII-11. Les moments sur appuis à E.L.U et E.L.S

<i>Travées</i> (m)		<i>E.L.U</i>		<i>E.L.S</i>	
		<i>M<sub>0</sub></i> (Kg.m)	<i>M<sub>app</sub></i> (Kg.m)	<i>M<sub>0</sub></i> (Kg.m)	<i>M<sub>app</sub></i> (Kg.m)
<i>AB =4.55</i>	0.3	995.242	298.573	725.517	217.655
	0.3		298.573		217.655

C :Moment sur travée :

$\alpha = 0.145$

$$MT \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \dots\dots\dots 1$$

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

$$MT \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée intermédiaire} \dots\dots\dots 3$$

$$M_t = \max (1, 2,3)$$

TableauIII-12. Les Moment sur travée à E.L.U et E.L.S

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0$ (kg.m)	$M_l$ (kg.m)	$M_0$ (kg.m)	$M_l$ (kg.m)
LAB = 3.6	995.242	1343.577	725.517	979.448

3/L'effort tranchant:

$$V_x = \frac{P_u l}{2} + \frac{M_E - M_W}{l}$$

$$. V_{0x} = \frac{P_u l}{2}$$

TableauIII-13. L'effort tranchant à E.L.U et E.L.S

travées	L (m)	E.L.U			E.L.S		
		$V0x = \frac{p_u l}{2}$	Tg(kg)	Td(kg)	$V0x = \frac{p_u l}{2}$	Tg(kg)	Td(kg)
A-B	3.6	1105.825	1105.825	-1105.825	806.13	806.13	-806.13

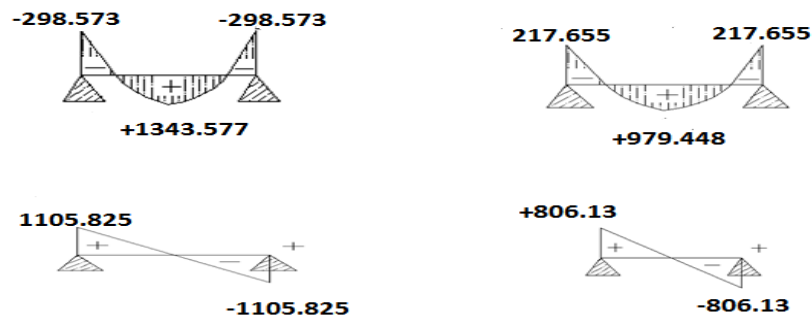


Fig.III.11. Diagrammes des moments et l'effort tranchant à .E.L.S et E.L.U TERASSE

2) plancher d'étages courants.

A :Les moments isostatiques :



$$\checkmark M_0 = \frac{p_u \times l^2}{8} =$$

2. TableauIII-14. Les moments isostatiques à E.L.U et E.L.S

<i>E.L.U</i>		<i>E.L.S</i>	
<i>Les travées</i>	<i>AB</i>	<i>Les travées</i>	<i>AB</i>
	<b>3.6</b>		<b>3.6</b>
<i>Pu</i> (Kg/ml)	<b>618.345</b>	<i>Ps</i> (kg/ml)	<b>447.2</b>
<i>M0</i> (Kg.m)	<b>1001.719</b>	<i>M0</i> (Kg.m)	<b>724.464</b>

B : Les moments sur appuis :

TableauIII-15. Les moments sur appuis à E.L.U et E.L.S

<i>Travées</i> (m)		<i>E.L.U</i>		<i>E.L.S</i>	
		<i>M<sub>0</sub></i> (Kg.m)	<i>M<sub>app</sub></i> (Kg.m)	<i>M<sub>0</sub></i> (Kg.m)	<i>M<sub>app</sub></i> (Kg.m)
<i>AB = 4.55</i>	<b>0.3</b>	<b>1001.719</b>	<b>300.515</b>	<b>725.517</b>	<b>217.339</b>
	<b>0.3</b>		<b>300.515</b>		

C :Moment sur travée :

$\alpha = 0.218$

$$MT \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \dots\dots\dots 1$$

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

$$MT \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{travée intermédiaire} \dots\dots\dots 3$$

Mt = max (1, 2,3)

TableauIII-16. Les Moment sur travée à E.L.U et E.L.S

<i>Travées</i> (m)	<i>E.L.U</i>		<i>E.L.S</i>	
	<i>M<sub>0</sub></i> (kg.m)	<i>M<sub>t</sub></i> (kg.m)	<i>M<sub>0</sub></i> (kg.m)	<i>M<sub>t</sub></i> (kg.m)
<b>LAB = 3.6</b>	<b>1001.719</b>	<b>1367.746</b>	<b>725.517</b>	<b>990.305</b>

3/L'effort tranchant:



$$V_x = \frac{P_u l}{2} + \frac{M_E - M_W}{l}$$

$$V_{0x} = \frac{P_u l}{2}$$

Tableau III-17. L'effort tranchant à E.L.U et E.L.S

travées	L (m)	E.L.U			E.L.S		
		$V_{0x} = \frac{p_u l}{2}$	Tg(kg)	Td(kg)	$V_{0x} = \frac{p_u l}{2}$	Tg(kg)	Td(kg)
A-B	3.6	1113.021	1113.021	-1113.021	804.96	804.96	-804.96

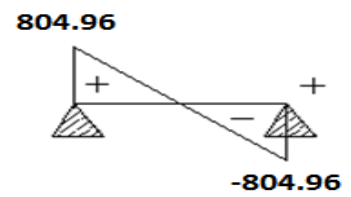
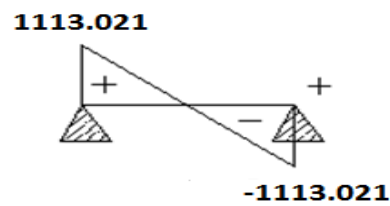
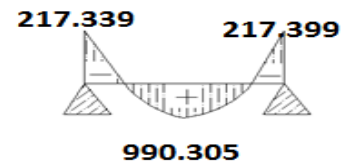
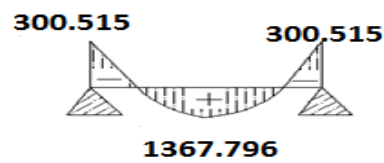


Fig.III.12. Diagrammes des moments et l'effort tranchant à .E.L.S et E.L.U E C

4-3-Calcul du Ferrailage :

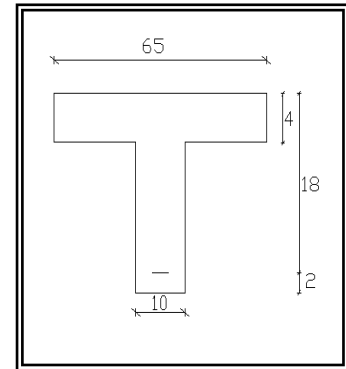
On va calculer le ferrailage de la poutrelle la plus sollicitée pour le plancher terrasse et le plancher étage courant.

4-3-1- Les armatures longitudinales :

4-3-1- A - Plancher Étage Courant :

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

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



➤ 4-3-1- B - l'enrobage :

$$c \geq c' + \Phi/2.$$

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

$$\Phi = h/10 = 20/10 = 2\text{ cm.BAEL91.A.7.2.1}$$

$$c \geq 1 + 2/2 = 2\text{ cm.}$$

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

$$d = h - c = 20 - 2 = 18\text{cm}$$

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

Fig-3-5

### 5. Calcul du ferrailage dans la plancher d'étages courants:

TableauIII-18. MTmax-MAPP-Tmax à E.L.U et E.L.S

Type 1	E.L.U	E.L.S
$M_t^{\max}(N \cdot m)$	1343.577	990.305
$M_{app}^{\max}(N \cdot m)$	300.515	217.655
$T_{\max}(N)$	1113.021	806.13

5.1 - E. L. U :

➤ En Travée :

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

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

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

$$M_{\max} = 13435.77 \text{ N.m} \leq M_0 = 59072 \text{ N.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13435.77}{14.2 \times 65 \times 18^2} = 0.0449 < \mu_l = 0.392$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.0575$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.977$$

$$\mu = 0,0770 \Rightarrow \alpha = 0.0575 \Rightarrow \beta = 0,977$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{13435.77}{348 \times 0.96 \times 18} = 2.19 \text{ cm}^2$$

- [Tableau. III-19-. Calcul des armatures longitudinales:](#)

M <sup>T</sup> (N.M)	$\mu$	$\mu_l$	$\alpha$	B	A (CM <sup>2</sup> )
13435.77	0,0770	0,392	0.0575	0,977	2.19

Le moment sur appuis est négatif donc le béton tendu de la dalle se trouve dans la partie

Supérieure, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur  $b_0 = 10 \text{ cm}$

➤ Sur Appuis :

$$\text{En appuis : } M_{\text{app}} = -300.515 \text{ N.m} < 0$$

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  $b_0 = 10 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3005.15}{14.2 \times 10 \times 18^2} = 0.0653 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.0845$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.966$$

$$A_u = \frac{M_A}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3005.15}{348 \times 0.966 \times 18} = 0.497 \text{ cm}^2$$



- [Tableau. III-20-. Calcul des armatures longitudinales:](#)

M <sup>A</sup> (N.M)	μ	μ <sub>L</sub>	α	B	A (CM <sup>2</sup> )
3005.15	0,0653	0,392	0,0845	0,966	0.497

5-2 - E. L. S :

D'après le BAEL91

- ❖ La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante

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

- ❖ [Tableau. III-21. La vérification de la contrainte max du béton.](#)

	α	MU (N.M)	MSER (N.M)	γ	f <sub>c28</sub>	ᾱ	CONDITION
En Travée	0.0575	13435.77	9903.05	1.356	25	0,440	v
Sur Appui	0.0845	3005.15	2176.55	1.380	25	0,440	v

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

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

En Travée :  $A_{r\min} \geq 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,10}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$

Sur Appuis :  $A_{r\min} \geq 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,10}{400} = 0,22 \text{ cm}^2$

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

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

En Travée :  $A_m' \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1,30 \text{ cm}^2$ .

Sur Appuis :  $A_m' \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0,20 \text{ cm}^2$

**8- Tableau Récapitulatif :**

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

Eléments	Acalcu (cm2)	Amin (cm2)	Am' (cm2)	Amax (cm2)	Aadp (cm2)
Travée	2.19	1,41	1,30	2.19	2HA12= 2.26
Appuis	0.497	0,22	0,20	0.497	1HA8 = 0.50

Tableau. III-22 Choix de section des armatures longitudinales

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

- La contrainte tangente :  $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$  (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 le largeur de l'âme.

$d$  : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{11130 \cdot 21}{100 \times 180} = 0.618 \text{ Mpa}$$

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

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.618 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (cv)$$

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

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

$\Phi_l$  : 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  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  FeE235

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2.$$

**9-L'espacement  $S_t$**  : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 16,20 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = \frac{0,56 \times 235}{0,4 \times 10} = 32,90 \text{ cm}$$

BAEL91 (A.5.1, 23)

$$S_{T3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - k 0.3 f_{t28})} = \frac{0.9 \times 0.56 \times 235}{1.15 * 10 * (0.618 - 0.3 * 2.1)} = 858.26$$

$k = 1 \rightarrow$  flexion simples

$$st \leq \min (st_1, st_2, st_3)$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

### 9-Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

BAEL91 (A.5.1,31)

**a-/** Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que

$$L'on a : T_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$T_u = 14770.71$$

$$T_u = 11130.21 \leq 0.267 \times 16.2 \times 10 \times 100 \times 25 = 108135 \text{ N} \dots \dots \dots (cv)$$

Au maximum  $a = 0,9.d = 16,20 \text{ cm}$ .

**b-/** Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit

$$\text{être telle que l'on ait : } A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A = 2T12 = 2.26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{11130.21}{400} = 31.99 \text{ mm}^2$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 \geq 31.99 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (cv)$$

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

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

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

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad (\text{la section des armatures en } \perp \text{ aux nervures}).$$

Contreventé mixte en BA a BBA

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml. On adapte } 6\emptyset 5 = 1.18 \text{ cm}^2.$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{1.18}{2} = 0.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte :  $6\emptyset 5 = 1.18 \text{ cm}^2$ .Donc on adopte un treillis soudé TS  $\emptyset 5$  mailles (200×200) mm<sup>2</sup>.**11-- Vérification de la flèche** : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$1/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{360} = 0.0555 \geq 0.0444 \dots \dots \dots (cv)$$

$$2/ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 18} = 0.00193 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots (cv)$$

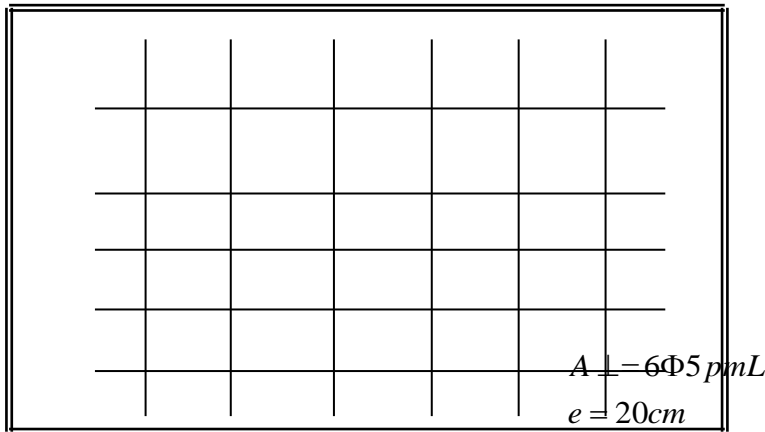
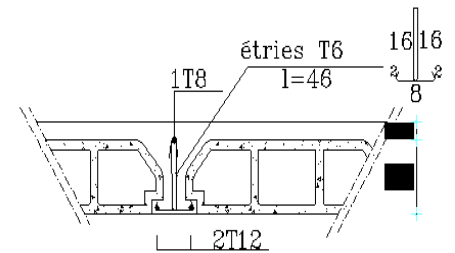
$$3/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \Rightarrow \frac{20}{360} = 0.0555 \geq 0.0425 \dots \dots \dots (cv)$$

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

**Ferraillage des planchers**

$$A_{//} = 6\emptyset 5 \text{ pmL}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

**Ferraillage de la dalle de comprissions****Fig13. Ferraillage de la dalle de comprissions**

## IV -2 Etude dynamique

### 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 de génie civil de déterminer théoriquement les sollicitations engendrées par un éventuel **séisme** à différents niveaux 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.Laméthode 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 **bordj bouararidje** 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

**Ferme catégorie S2.**

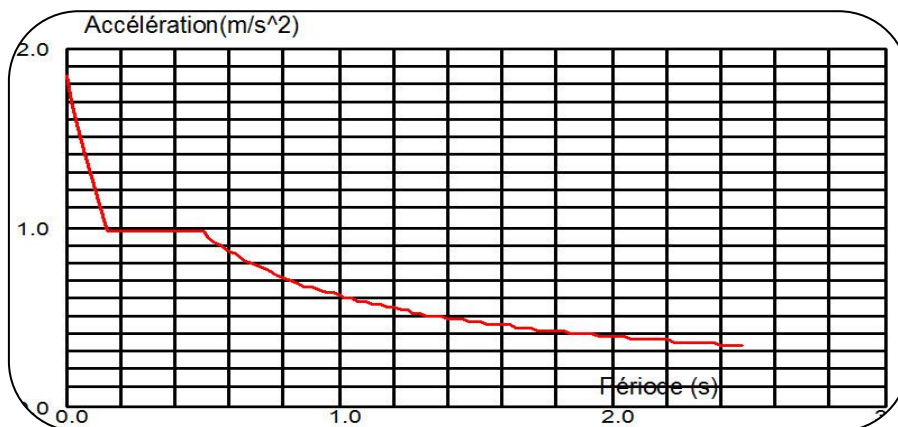
Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

➤ La hauteur du structure :  $h = 25.08 > 23$  m ( zone **IIa** )

**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.

T1, T2 : 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 pris 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 :

**IV. 4.1. étude d'un bâtiment à usage de d'habitation (R+07) son voiles**

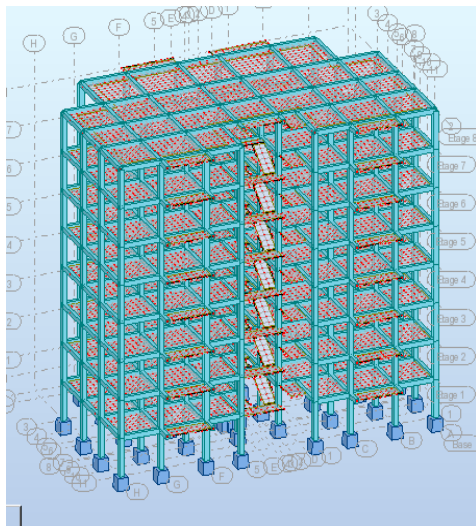


Fig .IV.2: vu au plane 3d

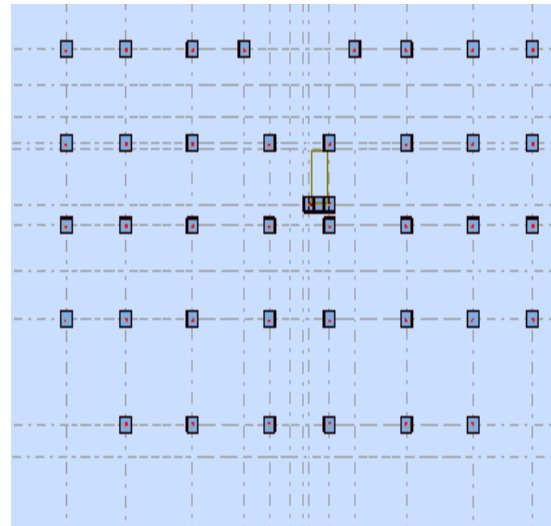


Fig .IV.3: vu au plane fondation

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	1,02	51,49	0,27	76.52	51,49	Trans. y
2	1,01	51,53	80,66	79.84	0,04	Trans.y
3	0,98	81,67	80,78	79.97	30,15	Torsion

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



- ♦ La période fondamentale  $T_y(\text{dyn})= 1.02 \text{ s.}$
- ♦ La période fondamentale  $T_x(\text{dyn})= 1.01 \text{ s.}$

$$\min \begin{cases} T_e = 0,05 \times (24,48^3) = 0,55 \text{ sec} \\ T_x = \frac{0,09 \times 24,48}{\sqrt{27,90}} = 0,42 \text{ sec} \\ T_y = \frac{0,09 \times 24,48}{\sqrt{16,20}} = 0,55 \text{ sec} \end{cases}$$

On a :  $1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0,55 = 0,71 < T_y(\text{dyn}) = 1,02$  ( la condition non vérifiée).

$1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0,42 = 0,54 < T_x(\text{dyn}) = 1,01$  ( la condition non vérifiée).

#### IV. 4.2. Étude d'un bâtiment à usage de d'habitation (R+07) avec les voiles

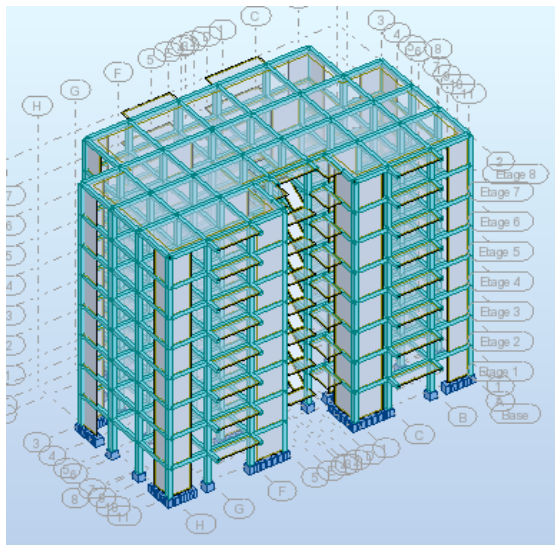


Fig .IV.4: vu au plane 3d

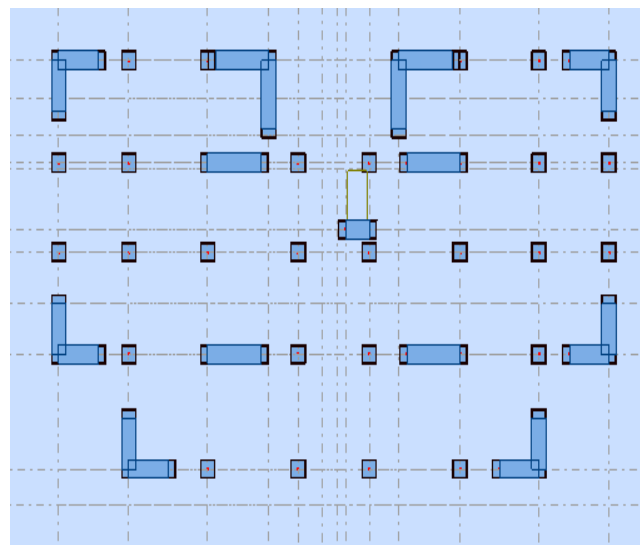


Fig .IV.5: vu au plane fondation

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	0,61	0,00	71,67	0,0	0,00	-
2	0,52	61,40	71,67	0,0	61,40	Trans.y
3	0,49	70,46	71,67	0,0	9,05	Torsion

Tableau .IV.2: Périodes et facteurs de participation massique du modèle .

- ♦ La période fondamentale  $T_y(\text{dyn})= 0.61 \text{ s.}$

♦ La période fondamentale  $T_x(\text{dyn})= 0.52 \text{ s}$ .

$$\min \left\{ \begin{array}{l} T_e=0,05 \times (24.48^{\frac{3}{4}}) = 0,55 \text{ sec} \\ T_x = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{27.90}} = 0,42 \text{ sec} \\ T_y = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{16.20}} = 0,55 \text{ sec} \end{array} \right.$$

On a :  $1,3 \times T_{ey}=1,3 \times 0,55=0,71 > T_y(\text{dyn})= 0.61$ ( la condition vérifiée).

$1,3 \times T_{ex}=1,3 \times 0,42= 0,54 > T_x(\text{dyn})= 0.52$ ( la condition vérifiée).

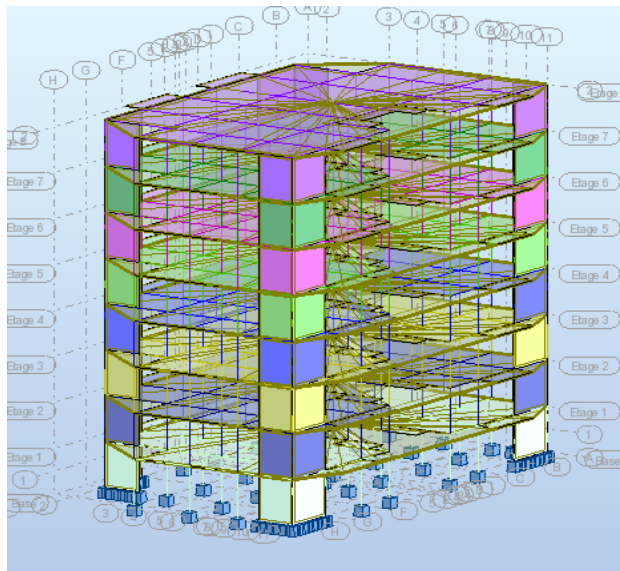
Remarque :

Suit à la constatation effectuée sur le mode de travail de la structure.

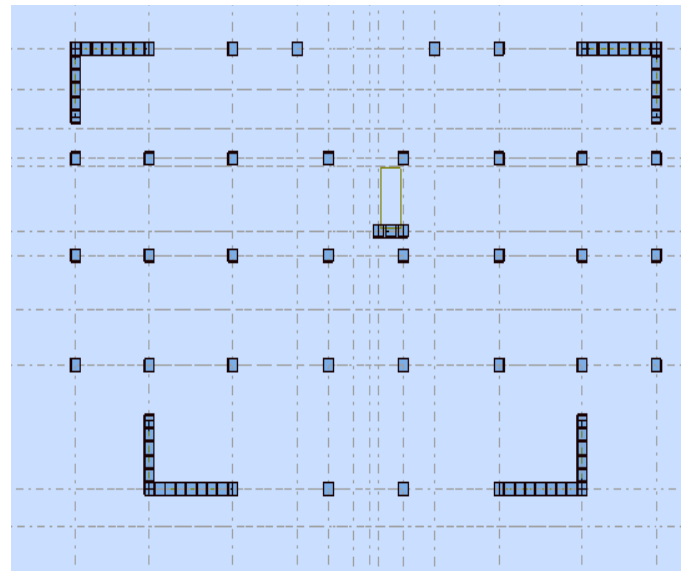
Il n'est pas économique vu qu'on au nombre élevé de voile(Étude d'un bâtiment à usage de d'habitation (R+07) avec les voiles). Nous avons procédé à l'élimination de certains voiles pour urdu la structure mixte (économique)

**IV. 4.3. Étude d'un bâtiment à usage de d'habitation (R+07) (économique)**

**Fig .IV.6: vu au plane 3d**



**Fig .IV.7: vu au plane fondation**



Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

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	0,66	0,00	73,43	0,00	73,43	Trans.y
2	0,52	69,53	0,00	69,53	73,43	Trans.x
3	0,42	0,40	0,00	69,94	73,43	Torsion
4	0,19	0,00	14,79	69,94	88,22	/
5	0,13	18,67	0,00	88,60	88,22	/
6	0,10	0,33	0,00	88,94	88,22	/
7	0,09	0,00	5,64	88,94	93,86	/
8	0,06	5,90	0,00	94,84	93,86	/
9	0,06	0,00	2,83	94,84	96,69	/
10	0,05	0,11	0,00	94,95	96,69	/

**Tableau .IV.3: Périodes et facteurs de participation massique du modèle .**

**Remarques:**

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

- ◆ La période fondamentale **Ty(dyn)= 0,66 s.**
- ◆ La période fondamentale **Tx(dyn)= 0,52 s.**

RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4), qu'il faut que la valeur de Tdyn calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur  $T_e=0,05 \times (24.48^{\frac{3}{4}}) = 0,55sec.$  estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_x = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{27.90}} = 0,42 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{16.20}} = 0,55 \text{ sec}$$

On a :  $1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0,55 = 0,71 > T_y(\text{dyn}) = 0,66$  (la condition est vérifiée).

$1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0,42 = 0,54 > T_x(\text{dyn}) = 0,52$  (la condition est vérifiée).

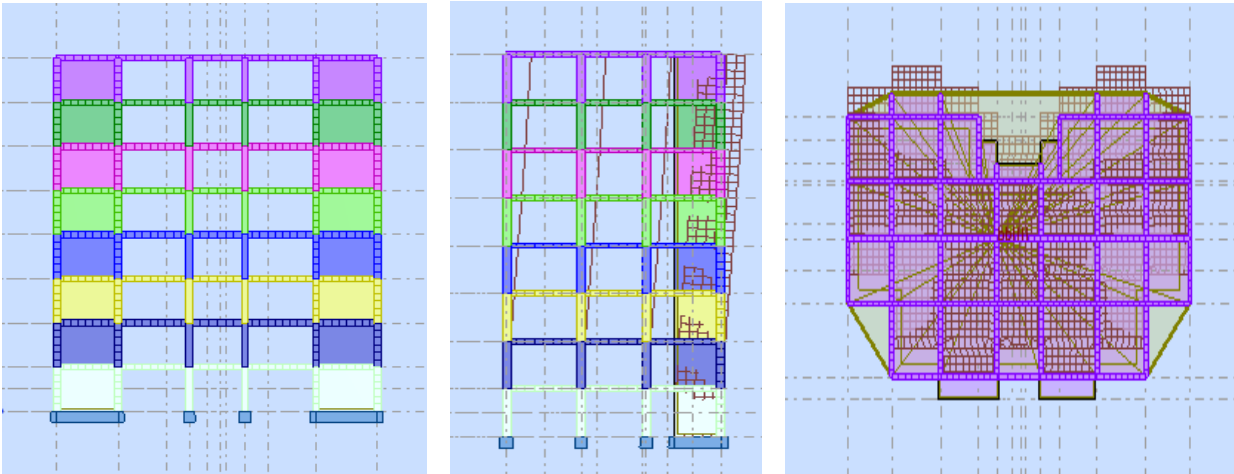
- ◆ Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (yy') et (xx')
- ◆ Successivement.
- ◆ Le troisième mode c'est un mode de torsion.
- ◆ Les 8 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90%

(selon le **RPA99version 2003**).

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

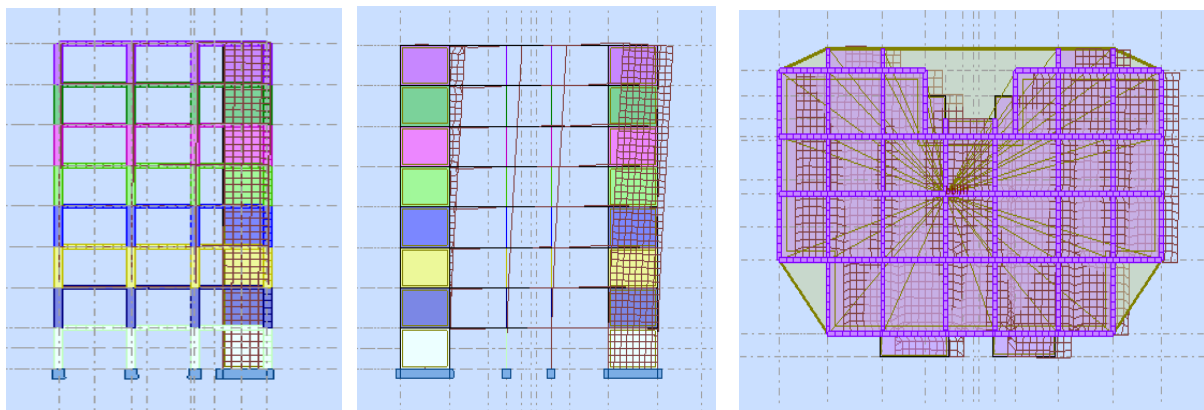
- ◆ Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles :

**Premier mode de vibration ( $T1=0,66 s$ )**



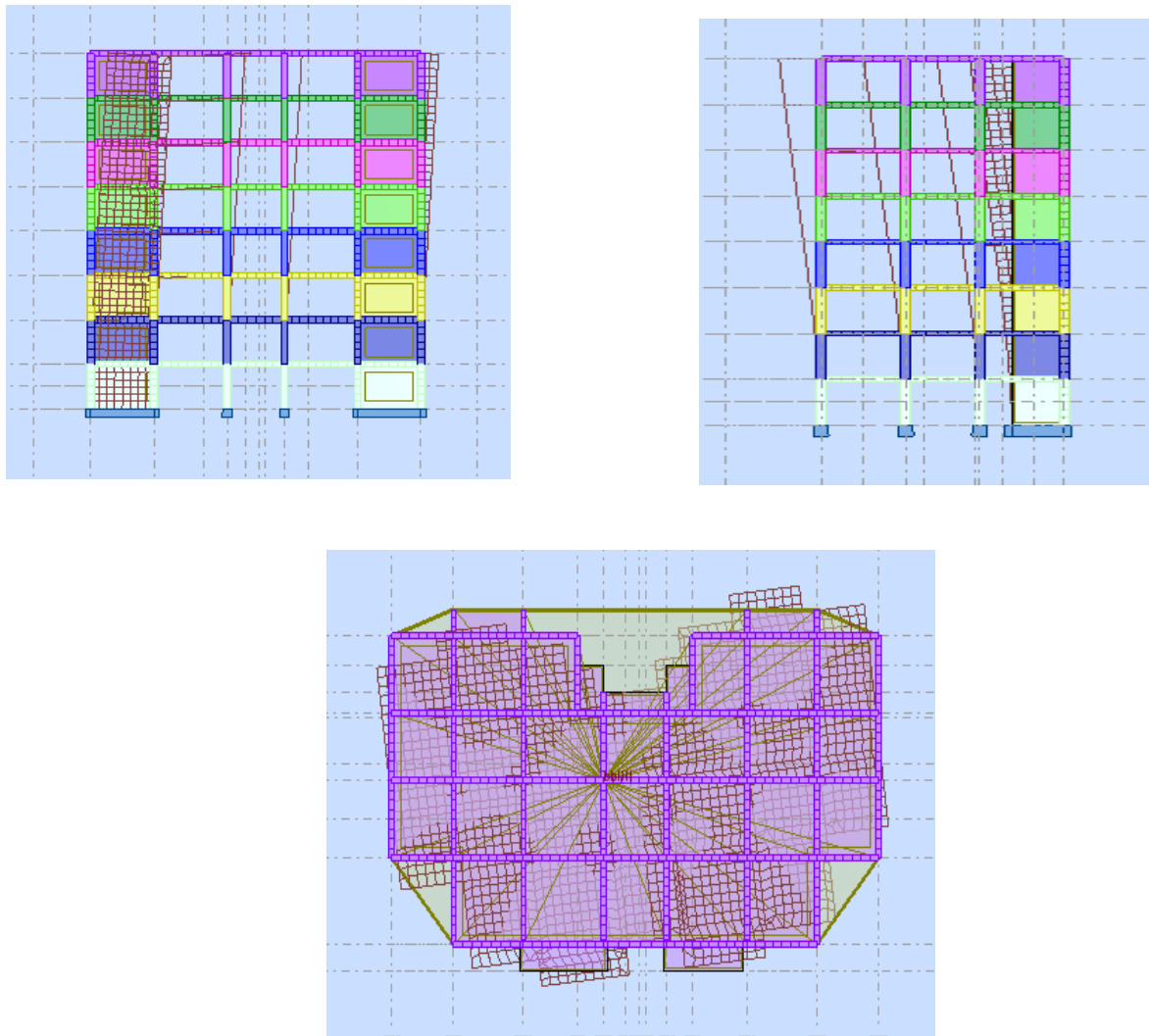
**Fig.IV.8: Premier mode de vibration ( XZ )(YZ). Vue 3D et vue en plan ( $T1=0.66$ )**

◆ **Deuxième mode de vibration ( $T3=0,42 s$ )**



**Fig.IV.9: Premier mode de vibration ( YZ )(XZ). Vue 3D et vue en plan ( $T1=0.52$ )**

♦ Troisième mode de vibration(T1=0,52 s )



**Fig.IV.10: 3 emme mode de vibration ( YZ )(XZ). Vue 3D et vue en plan (T3=0.42)  
 -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 4 : les efforts réduits sur les poteaux et les voiles.**

FX [T]	FX sur les poteaux [T]	FY T]	FY sur les poteaux [T]	FZ [T]	FZ sur les voiles T]
<b>200,01</b>	<b>67,34</b>	<b>175,37</b>	<b>60,97</b>	<b>3214,5</b>	<b>616,96</b>

$$\frac{F_{xpoteau}}{F_{xtotal}} = \frac{67,34}{200,01} = 0,336683 = 34 \% \geq 25 \%$$

$$\frac{F_{ypoteau}}{F_{ytotal}} = \frac{60,97}{175,37} = 0,347665 = 35 \% \geq 25 \%$$

$$\frac{F_{zvoile}}{F_{ztotal}} = \frac{-616,96}{-3214,5} = 0,19193 = 19\% \leq 20 \%$$

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 voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations 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 :

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

- ◆ **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003

en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est

dans une Zone de type **IIa** et un Groupe d'usage **2**.

**Tableau .IV.5:** coefficient d'accélération de zone A

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	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
<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  $T_2$  : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau **4.7** du RPA99/ version 2003, (site fermeS<sub>2</sub>) : **T<sub>2</sub>(S<sub>2</sub>) = 0.4 sec**

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule .

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où  $\xi$ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi$  est donnée par le tableau 4.2 du RPA99 :  $\xi = 7 \%$

D'où  $\eta = 0,882 > 0.7$

$\eta = 0,882$

- ◆ 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.



	Portiques		Voiles ou murs
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau. IV.6 : Valeur de  $\xi(\%)$  RPA 99

La méthode empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \times H_N^{3/4} \text{ (Formule 4.6 du RPA)}$$

- ◆  $H_N$  : hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$H_N = 33.66 \text{ m}$$

- ◆  $C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.  
Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA  $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (24.48)^{3/4} = 0.55 \text{ s}$$

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.

$$T_x = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{27.9}} = 0,42 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{16.2}} = 0,55 \text{ sec}$$

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction

- Sens longitudinal :  $T_x = 0.42 \text{ s}$  ( $T_2 \leq T_x \leq 3,0$ )
- Sens transversal :  $T_y = 0.55 \text{ s}$  ( $T_2 \leq T_y \leq 3,0$ )

$$D_x = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,42}\right)^{2/3}$$

$$D_y = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,4}{0,55}\right)^{2/3}$$

$$D = \begin{cases} D_x = 2,13 \\ D_y = 1,78 \end{cases}$$

- **R** : coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 4.3 (RPA99)

Pour une structure mixte portiques voiles avec interaction => **R = 5**

- **Q** : est le facteur de qualité et est fonction de :

Sa valeur est déterminé par la formule : **Q = 1 + Σ P<sub>q</sub>**

Tableau. IV.7 : Valeurs des pénalités P<sub>q</sub>

Critère q »	P <sub>q</sub>		
	Observé	N/observé	condition
<b>1. Conditions minimales sur les files de contreventement</b>	✓ <b>0</b>	0,05	observé
<b>2. Redondance en plan</b>	✓ <b>0</b>	0,05	observé
<b>3. Régularité en plan</b>	✓ <b>0</b>	<b>0,05</b>	N. observé
<b>4. Régularité en élévation</b>	✓ <b>0</b>	0,05	observé
<b>5. Contrôle de la qualité des matériaux</b>	0	✓ <b>0,05</b>	N. observé
<b>6. Contrôle de la qualité de l'exécution</b>	0	✓ <b>0,1</b>	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<sub>i</sub> calculés à chaque niveau (i) .

$$W = \sum w_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$W_{Gi}$  : 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 :  $W = \sum w_i = 3214.48$  (T)

◆ Résumé des résultats :

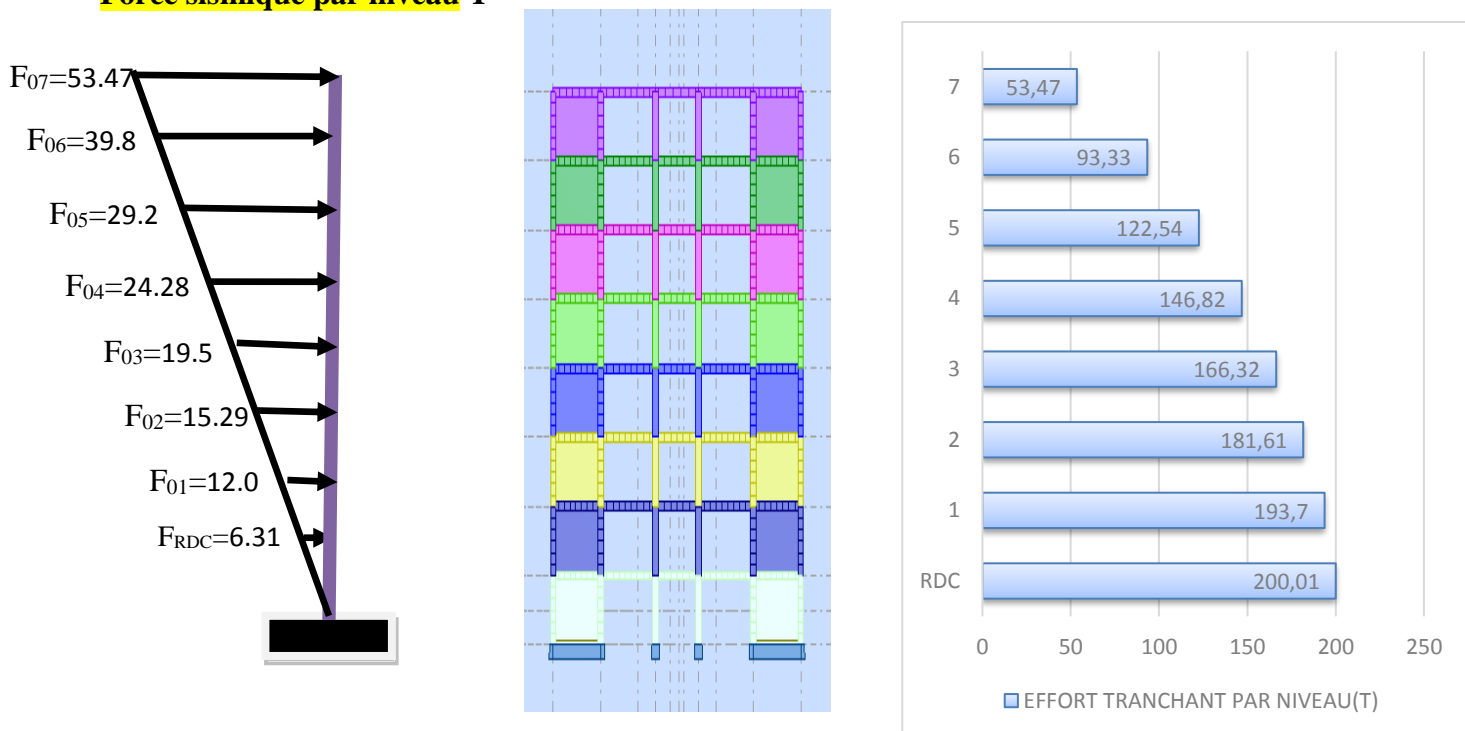
Tableau. IV.:les résultats des forces sismiques

Sens	A	D	R	Q	W(T)	V dyn (T)	Vst (T)	0,8Vst	
Longitudinale (X-X)	0,15	2,13	5	1,2	3214.48	200,01	246,4863	197,1890	C.V
Transversale (Y-Y)	0,15	1,78	5	1,2	3214.48	175,37	205.9768	164.7814	C.V

Donc :  $V_{dyn} > 0,8 \times V_{stat}$  (RPA99 art 4.3.6)  $\Rightarrow$  Condition vérifier

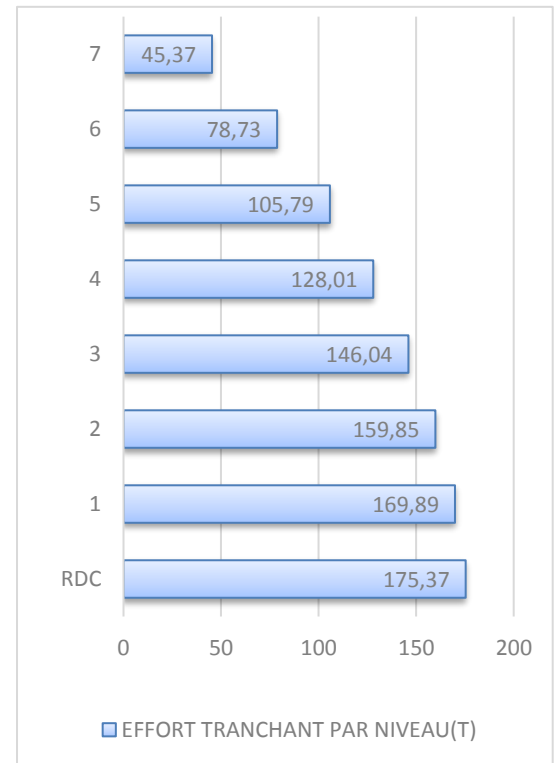
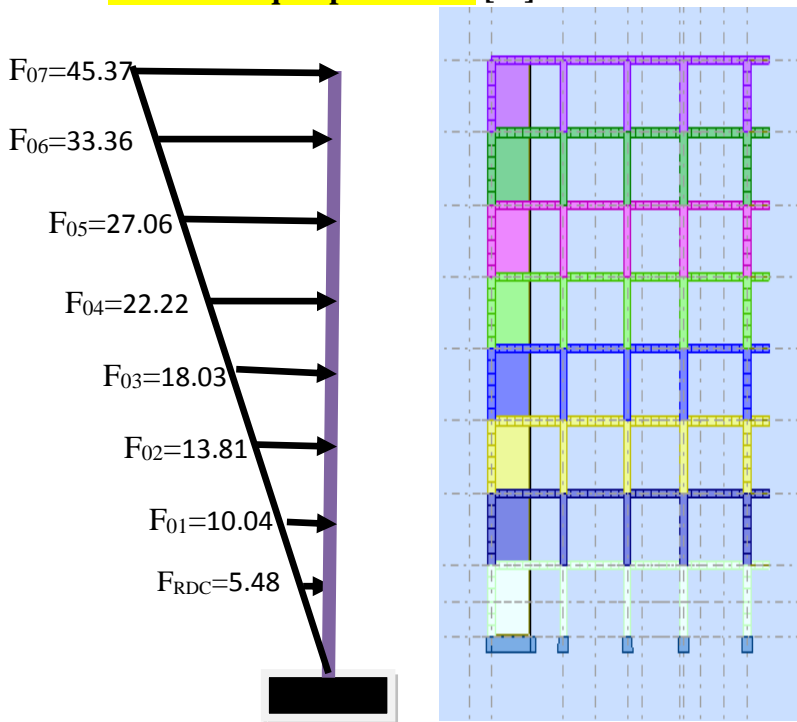
Sens XX:

**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 4.2.5RPA99)

$$V = F_t + \sum F_i$$

$F_t$  : 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	0,2	0,2	0,3	0,3
1	0,6	0,4	1	0,7
2	1,1	0,5	1,7	0,7
3	1,6	0,5	2,6	0,9
4	2,2	0,6	3,4	0,8
5	2,8	0,6	4,1	0,7
6	3,4	0,6	4,8	0,7
7	4	0,6	5,4	0,6

**Donc:**  $\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}$  sont inférieurs à  $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(3,06) = 0,0306m = 3.06cm$ .

♦ IV.8.Caractiristique geomitrique 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 calcule 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.

$X_i$  : cordonnés du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y).

$Y_i$  : cordonnés 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 les 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.**

	W [t]	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion	
		X <sub>G</sub> (m)	Y <sub>G</sub> (m)	X <sub>CR</sub> (m)	Y <sub>CR</sub> (m)
<b>RDC</b>	3214,48	13,95	8,35	13,95	6,74
<b>1</b>	3214,48	13,95	8,35	13,95	6,74
<b>2</b>	3214,48	13,95	8,35	13,95	6,74
<b>3</b>	3214,48	13,95	8,35	13,95	6,74
<b>4</b>	3214,48	13,95	8,35	13,95	6,74
<b>5</b>	3214,48	13,95	8,35	13,95	6,74
<b>6</b>	3214,48	13,95	8,35	13,95	6,74
<b>7</b>	3214,48	13,95	8,35	13,95	6,74

**c-excentricite :**

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 :

Cas/Etage	Nom	Masse [t]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
6/ 1	Etage 1	401,96	13,95 8,35 1,53	13,95 6,74 2,46	0,00	1,61
6/ 2	Etage 2	401,96	13,95 8,35 4,59	13,95 6,74 5,52	0,00	1,61
6/ 3	Etage 3	401,96	13,95 8,35 7,65	13,95 6,74 8,58	0,00	1,61
6/ 4	Etage 4	401,96	13,95 8,35 10,71	13,95 6,74 11,64	0,00	1,61
6/ 5	Etage 5	401,96	13,95 8,35 13,77	13,95 6,74 14,70	0,00	1,61
6/ 6	Etage 6	401,96	13,95 8,35 16,83	13,95 6,74 17,76	0,00	1,61
6/ 7	Etage 7	401,96	13,95 8,35 19,89	13,95 6,74 20,82	0,00	1,61
6/ 8	Etage 8	400,76	13,94 8,34 22,95	13,95 6,71 23,90	0,01	1,62

L'excentricité exigée par le **RPA 99V2003** (art4.2.7) est de **5%** de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_{ax}=0.05 L_x = 1.395$  avec :  $L_x= 27.90$  m  $e_{ax}= 0.00$  m
- $e_{ay}=0.05 L_y=0.81$  avec :  $L_y= 16.20$  m  $e_{ay}= 1.61$ m

L'excentricité à prendre dans le calcul :

- $e_{ax}= 1,395$  m
- $e_y= 1.61$  m

♦ **IV.9.Justification de l'effort P-Δ :**

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.

$\Delta k$  : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

$h_k$  : hauteur de l'étage k.

**Tableau. IV.10: Vérification de l'effet P- $\Delta$  pour le sens longitudinal**

Etage	$W_t$ (T)	$\Delta x$	$V_x$ (T)	H(m)	$\theta$	Vérification
RDC	3214,48	0,2	200,01	3,06	0,010504	vérifier
1	2812,52	0,4	193,7	3,06	0,01898	vérifier
2	2410,56	0,5	181,61	3,06	0,021688	vérifier
3	2008,6	0,6	166,32	3,06	0,02368	vérifier
4	1606,64	0,6	146,82	3,06	0,021457	vérifier
5	1204,68	0,6	122,54	3,06	0,019276	vérifier
6	802,72	0,6	93,33	3,06	0,016864	vérifier
7	401,96	0,6	53,47	3,06	0,01474	vérifier

**Tableau IV.11: Vérification de l'effet P- $\Delta$  pour le sens transversal**

Etage	$W_t$ (T)	$\Delta y$	$V_y$ (T)	H(m)	$\theta$	Vérification
RDC	3214,48	0,3	175,37	3,06	0,01797	vérifier
1	2812,52	0,6	169,89	3,06	0,032461	vérifier
2	2410,56	0,8	159,85	3,06	0,039425	vérifier
3	2008,6	0,8	146,04	3,06	0,035958	vérifier
4	1606,64	0,8	128,01	3,06	0,032813	vérifier
5	1204,68	0,8	105,79	3,06	0,029771	vérifier
6	802,72	0,7	78,73	3,06	0,023324	vérifier
7	401,96	0,6	45,37	3,06	0,017372	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 :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

$M_r$  : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

$M_s$  : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$



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	6,31	3,06	19,3086
1	12,09	6,12	73,9908
2	15,29	9,18	140,3622
3	19,5	12,24	238,68
4	24,28	15,3	371,484
5	29,21	18,36	536,2956
6	39,86	21,42	853,8012
7	53,47	24,48	1308,946

**Vérfications:**

$$M_s = 3214,48 \times \left(\frac{27,90}{2}\right) = 44842 \text{ T.m}$$

$$M_r = 3542,868 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = 12,65698 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

➤ **Sens transversal :**

**Tableau.IV.13: moment de renversement provoqué par les charges horizontales sens (Y)**

Etage	Fk (T)	hi (m)	Fi × hi
RDC	5,48	3,06	16,7688
1	10,04	6,12	61,4448
2	13,81	9,18	126,7758
3	18,03	12,24	220,6872
4	22,22	15,3	339,966
5	27,06	18,36	496,8216
6	33,36	21,42	714,5712
7	45,37	24,48	1110,658

**Vérfications:**

$$M_s = 3214,48 \times \left(\frac{16,20}{2}\right) = 26037,29 \text{ T.m}$$

$$M_r = 3087,693 \text{ T.m}$$

$$\frac{M_s}{M_{Rx}} = 8,432603 > 1,5 \Rightarrow \text{Condition Vérifier}$$

♦ **IV.12.Conclusion:**

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique.

Les résultat obtenus pour le logiciel ROBOT 2018 (différentes sollicitation des éléments principaux ) seront utilisés pour calcules les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux ).

## Etude au vent selon le règlement algérien (RNV99)

### 1) Introduction :

Le présent document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties. Le document est fondé sur une approche probabiliste : les actions normales et extrêmes des anciennes Règles (NV65) sont remplacées par le concept unique d'action caractéristique définie par référence à un zonage territorial lié aux spécificités climatiques locales. Le règlement découle principalement du règlement européen unifié (Euro code) qui est cohérent avec les méthodes aux états limites.

### 2) domaine d'application :

Le présent règlement DTR s'applique aux constructions suivantes dont la hauteur est inférieure à 200 m :

- **Bâtiments à usage d'habitation, administratifs, scolaires, industriel, etc.....**
- **Cheminées et ouvrages similaires.**
- **Ouvrages de stockages (réservoirs, châteaux d'eau, silos, etc....**
- **Structures verticales en treillis**

### 3) détermination de la pression statique due au vent :

La pression due au vent  $P_h$  qui s'exerce sur une construction à la hauteur (h) est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad N/m^2$$

«  $C_d$  » : coefficient dynamique de la constriction

«  $q_h$  » : pression dynamique du vent calculée à la hauteur **h** considérée.

«  $C_{pe}$  » : coefficients de pression extérieure.

«  $C_{pi}$  » : coefficients de pression intérieure

**3.1) calcul de la pression dynamique  $q_h$  :**

La pression dynamique  $q_h$  qui s'exerce sur un élément de surface au niveau de la hauteur  $h$  est donnée comme suit :

$$q_{dyn}(Z) = q_{ref} \times C_e(Z) \quad da(N/m^2)$$

Où :

$q_{ref}$  : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée par le tableau ci-dessous en fonction de la zone du vent.

$C_{ex}$  : est le coefficient d'exposition au vent.

**3.2 valeur de la pression dynamique de référence :**

La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes donnée par le tableau1 ci-dessous en fonction de la zone du vent.

**Tableau1 : pression dynamique de référence (tab 2.3 du R.N.V99 p46)**

zone	$q_{ref}(daN/m^2)$
<b>I</b>	<b>37.5</b>
<b>II</b>	<b>47.0</b>
<b>III</b>	<b>57.5</b>

Notre bâtiment est situé à **bordj bouararidj** qui est classé en zone **II** :  $q_{ref} = 470 N/m^2$ .

**Remarque :**

$q_{ref}$  en (daN/m<sup>2</sup>) est calculée par :

$$q_{ref} = 0.5 \times \rho \times v_{ref}^2$$

Où :

$v_{ref}$  en (m/s) est la vitesse de référence du vent, et  $\rho = 1.2 \text{ kg/m}^3$  est la masse volumique de l'air.

**4) calcul du coefficient d'exposition :**

Le coefficient d'exposition au vent  $C_{ex}$  tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur  $h$  au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature turbulente du vent.

1. Cas de structures peu sensibles aux excitations dynamiques :

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

2. cas de structures sensibles aux excitations dynamiques :

$$C_{ex} = C_t(Z)^2 \times C_r(Z)^2 \times [1 + 2 \times g \times I_v(Z)]$$

**Avec :**

$C_r$  : coefficient de rugosité

$C_t$  : coefficient de topographie

$g$  : facteur de pointe

$I_v$  : l'intensité de la turbulence

$K_T$  : facteur du terrain

Notre structure peu sensible aux excitations dynamiques

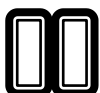
$$C_e(Z_j) = C_t(Z_j)^2 \times C_r(Z_j)^2 \times \left[ 1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(Z) \times C_t(Z)} \right]$$

**5) calcul des facteurs de site :****5.1) catégories de terrain :**

Les catégories de terrain sont données dans le tableau2 ci-dessous ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

$K_T$  : facteur du terrain

$Z_0$  : (en m), paramètre de rugosité



$Z_{min}$  : (en m), hauteur minimale

$\varepsilon$  : coefficient utilisé pour le calcul du coefficient dynamique  $C_d$

**Tableau 2 : catégories de terrain (tab 2.4du RNV99 p47)**

catégories de terrain	$K_T$	$Z_0(m)$	$Z_{min}(m)$	$\varepsilon$
<b>I</b> En bord de mer, au bord d'un plan d'eau offrant au moins 5Km de longueur au vent, régions lisses et sans obstacles	<b>0.17</b>	<b>0.01</b>	<b>2</b>	<b>0.11</b>
<b>II</b> Région de culture avec haies et avec quelques petites fermes, maisons ou arbres	<b>0.19</b>	<b>0.05</b>	<b>4</b>	<b>0.26</b>
<b>III</b> Zones industrielles ou suburbaines, forêt, zones urbaines ne rentrant pas dans la catégorie de terrain IV	<b>0.22</b>	<b>0.3</b>	<b>8</b>	<b>0.37</b>
<b>IV</b> Zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15m	<b>0.24</b>	<b>1</b>	<b>16</b>	<b>0.46</b>

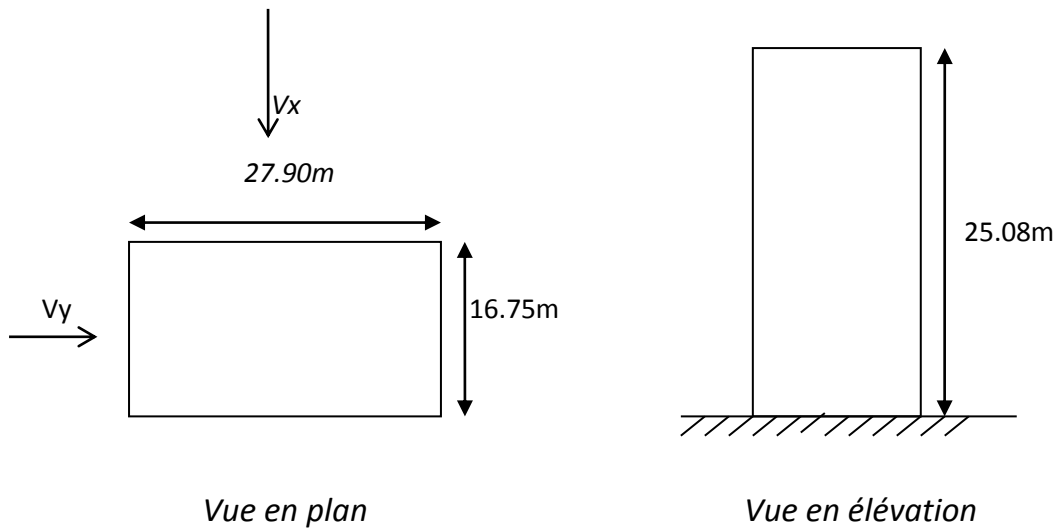
Notre terrain est de catégorie IV dont :  $K_T = 0,24$  ;  $Z_0 = 1 m$  ;  $Z_{min} = 16 m$  ;  $\varepsilon = 0,46$ .

### **5.2) coefficient de rugosité :**

Le coefficient de rugosité  $C_r(Z)$  traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent. Il est défini par la loi logarithmique (logarithmique népérien)

$$C_r(Z) = K_T \times \ln(Z/Z_0) \rightarrow \text{pour : } Z_{min} \leq Z \leq 200 m$$

$$C_r(Z) = K_T \times \ln(Z_{min}/Z_0) \rightarrow \text{pour : } Z < Z_{min}$$



**Donc :**

$$C_r(Z) = K_T \times L_n(Z/Z_0)$$

### 5.3) coefficient de topographie :

Le coefficient de topographie  $C_t$  prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent lorsque celui-ci souffle sur des obstacles tels que les collines, les dénivellations isolées, etc.

Il est donné dans le tableau 3 ci-dessous en fonction de la nature du site

**Tableau 3 : coefficient de topographie :(tab 2.5RNV 99 p48)**

Site	$C_t(Z)$
Site plat	1
Site aux alentours des vallées et oueds sans effet d'entonnoir	1
Site aux alentours des vallées avec effet d'entonnoir	1.3
Site aux alentours des plateaux	1.15
Site aux alentours des collines	1.15
Site montagneux	1.5

Pour un site plat comme il est le cas de notre site «  $C_t = 1$  ».

Les valeurs de  $C_r$ ,  $C_e$  et  $q_{dyn}$  en fonction de « Z » sont résumées dans le tableau suivant:

**Tableau 4 : calcul du coefficient  $q_{dyn}(daN/m^2)$ -  $q_{dyn}(N/m^2)$**

Z	Ct	Cr	Ce	qref(daN/m <sup>2</sup> )	qdyn(daN/m <sup>2</sup> )	qdyn(N/m <sup>2</sup> )
1,53	1	0,665	1,559425	47	73,29298	732,9298
4,59	1	0,665	1,559425	47	73,29298	732,9298
7,65	1	0,665	1,559425	47	73,29298	732,9298
10,71	1	0,665	1,559425	47	73,29298	732,9298
13,77	1	0,665	1,559425	47	73,29298	732,9298
16,83	1	0,677	1,595689	47	74,99738	749,9738
19,89	1	0,717	1,718649	47	80,7765	807,765
22,95	1	0,752	1,828864	47	85,95661	859,5661
25,08	1	0,773	1,896169	47	89,11994	891,1994

6) calcul du coefficient dynamique :

Le coefficient dynamique  $C_d$  tient compte des effets de réduction dus à l'imparfaite corrélation des pressions exercées sur les parois ainsi que des effets d'amplification dus à la partie de turbulence ayant une fréquence proche de la fréquence fondamentale d'oscillation de la structure.

Le coefficient  $C_d$  est déterminé à l'aide des abaques (voir annexe). Ces abaques correspondent à des bâtiments ou cheminées, il y a lieu d'interpoler ou d'extrapoler linéairement.

$C_d$  est donné en fonction de :

- b(en m) qui désigne la dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la construction.
- h (en m) qui désigne la hauteur totale de la construction
- 

**Sens XX :**

b=27.9m

h=25.08m

donc  $C_d = 0.95$  (voir annexe p51)

**Sens YY :**

b=16.75 m

h=25.08 m

donc  $C_d = 0.95$  (voir annexe p51)





**7) Détermination des coefficients de pression****7.1) Coefficient de pression extérieure**

Le coefficient de pression intérieure  $C_{pi}$  des bâtiments avec cloisons intérieures.

Les valeurs suivantes doivent être utilisées:

$C_{pi} = 0,8$  et  $C_{pi} = -0,5$  (art 2.2 des RNV99. P78).

est donné par les tableaux ci-dessous :

**Tableau5: coefficient de pression extérieure**

Pour  $C_{pi} = -0.5$  Alors on a le tableau suivant :

	<i>A,A'</i>	<i>B ,B'</i>	<i>D</i>	<i>E</i>
$C_{pe10}$	<b>-1.0</b>	<b>-0.8</b>	<b>+0.8</b>	<b>-0.3</b>

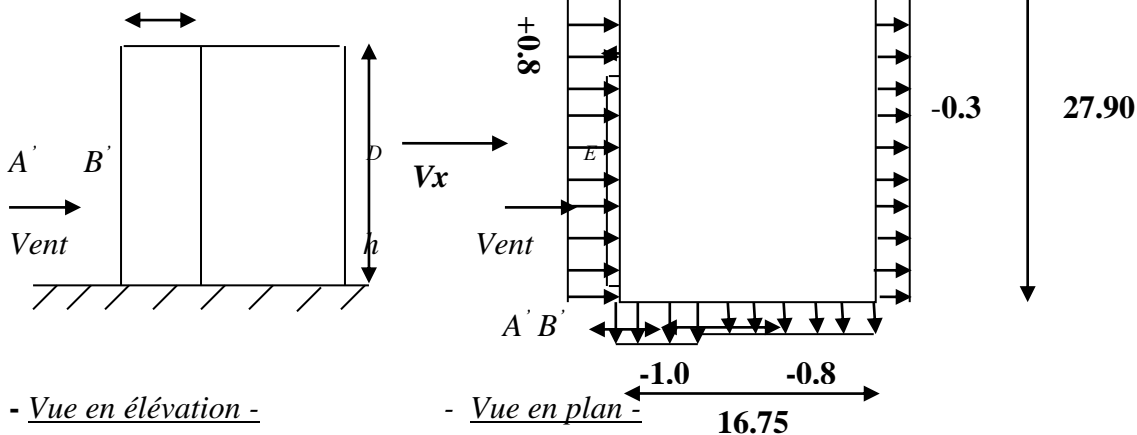
**Sens XX :**

$h=25.08m$  ;  $b=27.9m$  ;  $d=16.75m$

$e=\min (b ; 2h)$

Donc :  $e=27.9m$

$e / 5=5.58m$



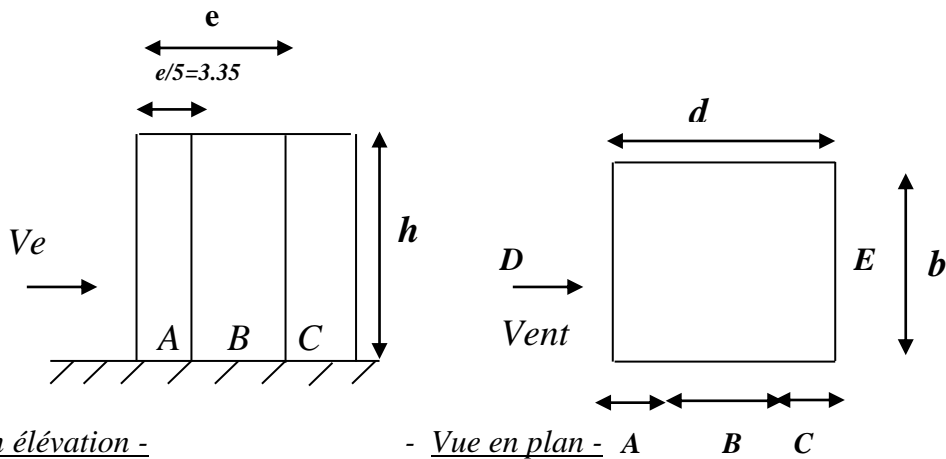
**Cas** ou  $d < e$

	<i>A,A'</i>	<i>B ,B'</i>	<i>C</i>	<i>D</i>	<i>E</i>
$C_{pe10}$	<b>-1.0</b>	<b>-0.8</b>	<b>-0.5</b>	<b>+0.8</b>	<b>-0.3</b>

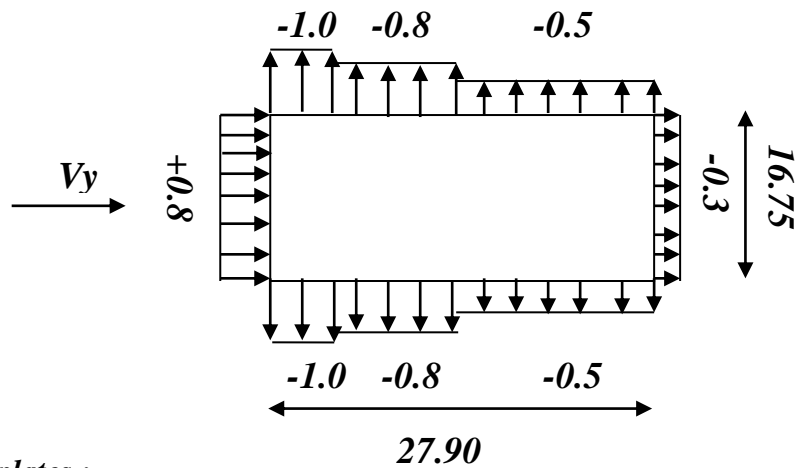
Sens YY :

$h=25.08m$  ;  $b=16.75m$  ;  $d=27.9m$

Donc :  $e=16.75m$



Cas ou  $d > e$



7-2 Toitures plates :

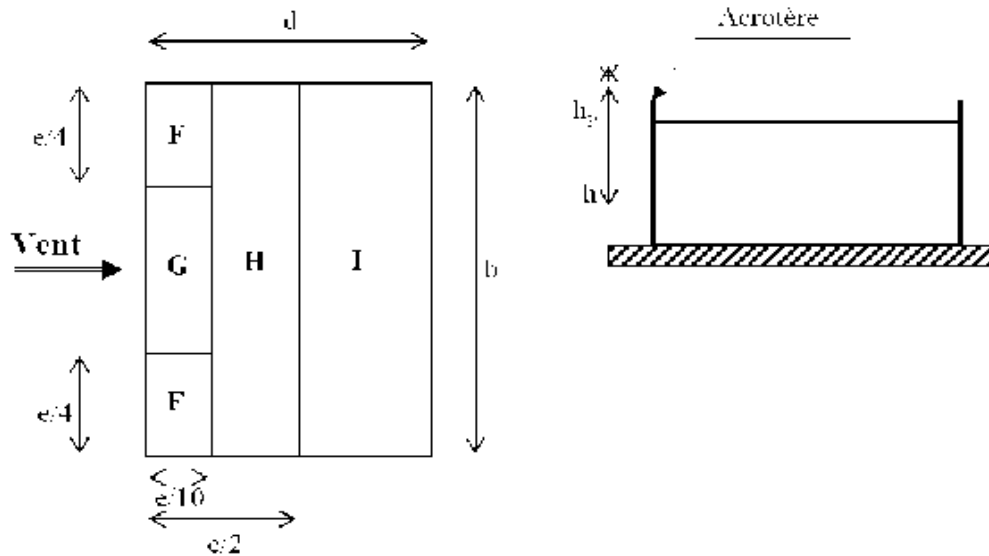
Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à  $4^\circ$ . Il convient de diviser la toiture comme l'indique la figure ci- après. Le coefficient  $C_{pe,10}$  est donné Dans le tableau 5.2 (RNV99 P.66).

$e = \text{Min} [b ; 2h]$

$b$  : dimension du côté perpendiculaire au vent.

$e = \text{min}[27.9 ; 2 \times 24.48]$

$e = 27.9$



		zones			
		F	G	H	I
		Cpe,10	Cpe,10	Cpe,10	Cpe,10
Avec acrotères	hp/h=0.025	-1,6	-1,1	0,7	±0,2
	hp/h=0.05	-1,4	-0,9	-0,7	±0,2
	hp/h=0.10	-1,2	-0,8	-0,7	±0,2

Dans notre cas  $hp/h = 0,8/24.48 = 0,032$

Par interpolation linéaire entre les valeurs  $hp/h=0,025$  et  $hp/h=0,05$

On trouve :

Zone F :  $C_{pe, 10} = -1,5$

Zone G :  $C_{pe, 10} = -1,0$

Zone H :  $C_{pe, 10} = -0,70$

Zone I :  $C_{pe, 10} = \pm 0,2$

### 8 -Détermination du coefficient de pression de vent $C_p$ :

Le coefficient de pression  $C_p$  est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Les différents résultats sont donnés dans le tableau ci-après:

Pour  $C_{pi} = -0.5$  Alors on a le tableau suivant :

**Tableau 6: Détermination du coefficient de pression de vent  $C_p$** 

zone	$C_{Pi}$	$C_{Pe}$	CP
AA'	-0,5	-1,00	-0,50
BB'	-0.5	-0.8	-0.3
D	-0.5	0.8	1.3
E	-0.5	-0.3	0.2
C	-0,5	-0,50	00
F	-0.5	-1,5	-1
G	-0.5	-1,0	-0.5
H	-0.5	-0,70	-0.2
I	-0,5	$\pm 0,2$	0.7
			-0.3

Pour  $C_{pi} = 0,8$ . Alors, on a le tableau suivant :

**Tableau 7: Détermination du coefficient de pression de vent  $C_p$** 

zone	$C_{Pi}$	$C_{Pe}$	CP
AA'	0.8	-1,00	-1.8
BB'	0.8	-0.8	-1.6
D	0.8	0.8	0.00
E	0.8	-0.3	-1.1
C	0.8	-0,50	-1.3
F	0.8	-1,5	-2.3
G	0.8	-1,0	-1.8
H	0.8	-0,70	-1.5
I	0.8	$\pm 0,2$	-0.6
			-1.00

**9) Calcul de la pression due au vent :**

Pour les constructions des catégories I, le calcul est fondé sur la détermination De la pression du vent sur les parois, lesquelles sont considérées comme rigides. Pour déterminer la valeur du coefficient de pression de vent  $q_j$  on utilise la Formule 2.1 (RNV.99. P.40):

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

$C_d$  : Coefficient dynamique.

$W$  (N/m<sup>2</sup>) : La pression nette exercée sur l'élément de surface  $j$ , calculée à la hauteur  $Z_j$



Relative à l'élément de surface j.

Wj : est obtenu à l'aide de formule suivante :

$$W_j = q_{dyn}(Z_j) \times [ C_{pe} - C_{pi} ]$$

### 10) Détermination de la force résultante :

$$R = \Sigma (q_i \times S_i) + \Sigma F_{frj}$$

$\Sigma$  : somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces).

qj : pression du vent exerce sur l'élément de surface j.

Sj : aire de l'élément de surface j.

Ffrj : forces de frottement

### 11) Calcul des forces de frottement :

Les constructions pour lesquelles les forces de frottement qui doivent être

Calculées sont celles pour lesquelles le rapport  $b/d \geq 3$ , soit le rapport

$h/d \geq 3$ , soient

Vérifiés ; ou b est la dimension de la construction perpendiculaire au direction du vent,

h la hauteur de la construction, et d la dimension de la construction parallèle au

Direction du vent. **Sens x:**

b = 27.9 m; d = 16.75 m; h = 25.08 m.

$b/d = 27.9/16.75 = 1.66 < 3$  non vérifiée.

$h/d = 25.08/16.75 = 1.49 < 3$  non vérifiée

**Sens y:**

b = 27.9 m; d = 16.75 m; h = 25.08 m.

$d/b = 16.75/27.9 = 0.57 < 3$  non vérifiée.

$d/h = 16.75/25.9 = 0.66 < 3$  non vérifiée

alors  $F_{frj} = 0$

### 2) détermination de la force résultante

A / Le coefficient de Cpi des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent être  $C_{pi} = 0.8$

Valeurs des forces de frottement  $C_{pi} = 0,8$  (sens longitudinal).



**Tableau 9 : détermination de la force résultante**

qdyn(N/m <sup>2</sup> )	Cdx	Cdy	Cpe- Cpi	qjx	qjy	m <sup>2</sup> Si <sub>xx</sub>	m <sup>2</sup> Si <sub>yy</sub>	Rxx(N)	Ryy(N)	
732,9298	0,95	0,95	1,1-	-765,91159	765,91159-	82,314	49,572	- 63045,24652	967,77 37-	
732,9298	0,95	0,95	1,1-	-765,91159	765,91159-	82,314	49,572	- 63045,24652	967,77 37-	
732,9298	0,95	0,95	1,1-	-765,91159	765,91159-	82,314	49,572	- 63045,24652	967,77 37-	
732,9298	0,95	0,95	1,1-	-765,91159	765,91159-	82,314	49,572	- 63045,24652	967,77 37-	
732,9298	0,95	0,95	1,1-	-765,91159	765,91159-	82,314	49,572	- 63045,24652	967,77 37-	
749,9738	0,95	0,95	1,1-	-783,72265	783,72265-	82,314	49,572	- 64511,34641	850,70 38-	
807,765	0,95	0,95	1,1-	-844,11446	844,11446-	82,314	49,572	- 69482,43736	844,44 41-	
859,5661	0,95	0,95	1,1-	-898,24655	898,24655-	82,314	49,572	- 73938,26681	527,88 44-	
891,1994	0,95	0,95	1,1-	-931,3034	931,3034-	82,314	49,572	- 76659,30843	166,57 46-	
891,1994	0,95	0,95	0,5-	-423,31973	423,31973-	82,314	49,572	- 34845,14019	984,81 20-	
891,1994	0,95	0,95	0,2-	-169,32789	169,32789-	82,314	49,572	- 13938,05608	393,92 8-	
891,1994	0,95	0,95	0,2	169,327892	169,327892	82,314	49,572	13938,05608	393,92 8	
								ΣRxx=	- 634662,7318	-382 213,24
								ΣRyy=	- 382213,2437	

B / Le coefficient de Cpi des bâtiments avec cloisons intérieures. Les valeurs suivantes doivent

$$Cpi = -0.5$$

Valeurs des forces de frottement Cpi = -0,5 (sens transversal).

**Tableau 10 : détermination de la force résultante**

Qdyn N/m <sup>2</sup>	Cdx	Cdy	Cpe -Cpi	qjx	qjy	m <sup>2</sup> Si <sub>xx</sub>	m <sup>2</sup> Si <sub>yy</sub>	Rxx(N)	Ryy(N)
732,9298	0,95	0,95	0,2	139,25665 3	139,256653	82,314	49,572	11462,77209	903,23 6
732,9298	0,95	0,95	0,2	139,25665 3	139,256653	82,314	49,572	11462,77209	903,23 6
732,9298	0,95	0,95	0,2	139,25665 3	139,256653	82,314	49,572	11462,77209	903,23 6
732,9298	0,95	0,95	0,2	139,25665 3	139,256653	82,314	49,572	11462,77209	903,23 6
732,9298	0,95	0,95	0,2	139,25665 3	139,256653	82,314	49,572	11462,77209	903,23 6
749,9738	0,95	0,95	0,2	142,49502 8	142,495028	82,314	49,572	11729,33571	063,76 7
807,765	0,95	0,95	0,2	153,47535 6	153,475356	82,314	49,572	12633,17043	608,08 7
859,5661	0,95	0,95	0,2	163,31755 5	163,317555	82,314	49,572	13443,32124	095,98 8
891,1994	0,95	0,95	0,2	169,32789 2	169,327892	82,314	49,572	13938,05608	393,92 8
891,1994	0,95	0,95	1,8-	-1523,951	1523,951-	82,314	49,572	- 125442,5047	545,30 75-
891,1994	0,95	0,95	1,5-	-1269,9592	1269,9592-	82,314	49,572	- 104535,4206	954,42 62-
891,1994	0,95	0,95	0,8-	-677,31157	677,31157-	82,314	49,572	- 55752,22431	575,69 33-
								ΣRxx=	-
									176672,4057
								ΣRyy=	-
									106397,5082

**NOTA :**

1- Par une simple comparaison des actions du vent par rapport à celle du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes et pour cela on peut négliger l'effet du au vent.

2- Il en de même pour ce qui est de l'effet de la dilatation. Le bâtiment présente

Une longueur de 30 m, dépassant les 25 m prescrite par le règlement CBA 93.

Donc la justification à la dilatation s'avère nécessaire. Un bref passage à l'aide du

Logiciel Robot-bat nous a permis de constater que les efforts dus à la température

Sont beaucoup moins importants comparativement aux efforts apportés par le séisme.

On a donc considéré que ces efforts peuvent être négligés d'autant plus que notre

Bâtiment est encadré sur ses deux extrémités par deux files de voiles rigides de

Chaque côté ne permettant pas de mouvement de ce genre.



## V-Etude des éléments structure

### 1. Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferraillements 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**

$$1,35 G + 1,5 Q \quad \text{à l'E.L.U}$$

$$G + Q \quad \text{à l'E.L.S}$$

#### Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

$$G + Q \pm 1.2 E \quad (1)$$

$$0,8 G \pm E \quad (2)$$

#### a) Pour le portique :

##### Les poteaux :

$$\text{À l'ELU : } 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (\text{BAEL 91})$$

$$\text{À l'ELS : } G + Q$$

$$\text{Accidentelle } G + Q \pm 1.2E \dots\dots\dots (\text{RPA99 -2003})$$

$$0,8 G \pm E$$

Sachant que :

- La combinaison  $(G + Q \pm E)$  donne un effort normal maximal et un moment correspondant  $(N_{\max}, M_{\text{corr}})$ .  
→ Elle dimensionne le coffrage des sections de béton.
- La combinaison  $(0.8G \pm E)$  donne un effort normal minimum et un moment correspondant  $(N_{\min}, M_{\text{corr}})$ .  
→ Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale) .

Les poutres :

À l'ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$  ..... (BAEL 91)

À l'ELS :  $G + Q$

$G + Q \pm E$  .....( RPA99)

$0,8 G \pm E$

- La combinaison ( $G + Q \pm E$ ) donnera le moment négatif maximal en valeur absolu 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 absolu sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas où le moment est positif .

b) Pour les voiles :

$G + Q \pm E$  .....( RPA99)

$0,8 G \pm E$

**3- Ferrailage des éléments porteurs**

**3-1- Introduction**

Les poteaux sont généralement soumis à des charges verticales qu'ils transmettent jusqu'aux fondations. Il s'agit de :

- Préciser les hypothèses d'études.
- Calculer les armatures longitudinales.
- Choisir et organiser les armatures longitudinales et transversales en respectant les dispositions constructives.

**2 -LES COMBINAISONS D'ACTIONS :**

➤ **Selon le BAEL :**

- ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$

- ELS :  $G + Q$

➤ **Selon les RPA99 :**

-  $G + Q + 1,2 E$  ( $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )

-  $0,8 G \pm E$  ( $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ )

**3- 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 » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc 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 :

**3-1 Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (Mpa)	$\sigma_b$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

**Tableau.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux .**

**1-1-2- Le ferrailage :**

Une section soumise à la flexion composées est dite partiellement comprimée si:

- ❖ N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- ❖ N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

(B)
(A)

**1-1-3- Le Moment fictif :**

$$M_a = M_g + N \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

**1-1-4- Combinaison des charges**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

- ❖ **Selon le BAEL :**
  - ELU : 1,35 G + 1,5 Q
  - EL.S : G + Q

- ❖ **Selon le RPA99 :**
  - G + Q ± E (N<sub>max</sub> → M<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' E.L.U.

**a/ 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 longueur minimale des recouvrements est de 40∅ en zone IIa
- 4/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).

**b/ Armatures transversales :**

➤ **BAEL91** :(art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement :  $S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm} )$

3/ La quantité des armatures transversales  $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$  en % est donnée comme suit:

Si  $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$

Si  $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$

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 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h_1$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_c$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_c = 235 \text{ MPa}$ ).

$\rho_a$  : 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 :  $S_t \leq \min (10 \phi_1 , 15 \text{ cm} )$

- La zone courante :  $S_t \leq 15 \phi_1$

$\phi_\ell$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

**c/ Combinaison de calcul :**

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

❖ D'après le **RPA99ver 2003** :

➤  $G + Q \pm E$  ..... (5.1)

➤  $0.8 G \pm E$  ..... (5.2)

❖ D'après le **BAEL 91** :

$1.35 G + 1.5 Q$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$N^{\max}$  :  $M^{\text{correspondant}}$

$N^{\min}$  :  $M^{\text{correspondant}}$

$M^{\max}$  :  $N^{\text{correspondant}}$

❖ **Remarque :**

Le ferrailage de nos poteaux se caractérise par les 2 zones suivantes :

❖ Zone 01 : RDC → 7<sup>ème</sup> étages

comb	elu		g+q ± e		0,8g+e		els	
	N max (KN)	M cor (KN.m)	N max (KN)	M cor (KN.m)	N min (KN)	M cor (KN.m)	N max (KN)	M cor (KN.m)
01	1594.6	48.5	1467.8	65.9	-568.7	-68.5	1158.5	35.3

**Tableau.2.**

**2. Exemple de calcul :**

Soit le poteau du RDC(dimension 40×60) :

$c = c' = 3 \text{ cm}$ ;  $S = 45 \times 45 \text{ (cm)} = 2025 \text{ cm}^2$ ; Acier F<sub>e</sub> E400;  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .

$f_{bu} = 0.85 f_{c28} - \gamma_b = 14.2 \text{ Mpa}$ ;  $l = 3.06 \text{ m}$  : hauteur totale du Poteau.

**2.1. Ferrailage longitudinal :**

$N_{\max} = 1594600 \text{ N}$ ;  $M_{\text{corr}} = 48500 \text{ N.m}$  ; la combinaison (1.35 G+1.5 Q)  
 $N_{\text{MAX}} = 1467800 \text{ N}$ ;  $M_{\text{corr}} = 65900 \text{ N}$  ; la combinaison (G+Q+E)  
 $N_{\min} = - 568700 \text{ N}$ ;  $M_{\text{corr}} = -68500 \text{ N.m}$  ; la combinaison (0.8G +Ey)

**A/ ETAT LIMITE ULTIME DE RESISTANSE(ELU): BAEL91 (art A.4.3)**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e_t = e_1 + e_2 ; e_1 = e_a + e_0$$

$e_1$  : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

$e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = \frac{4.60}{250} = 1.84 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{48500}{1594600} = 0.0304m = 3.04cm$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 3.04 = 5.04cm = 0.0504 m$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

Si  $l_f / h < \max (15 ; 20.e_1 / h)$

$l$  : hauteur totale du Poteau.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.142 m.$$

$$l_f / h = 4.76 < \max (15 ; 2.24)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi). \phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 16.47$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.81$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.45} (2 + 2 \times 0.81) = 0.011 m .$$

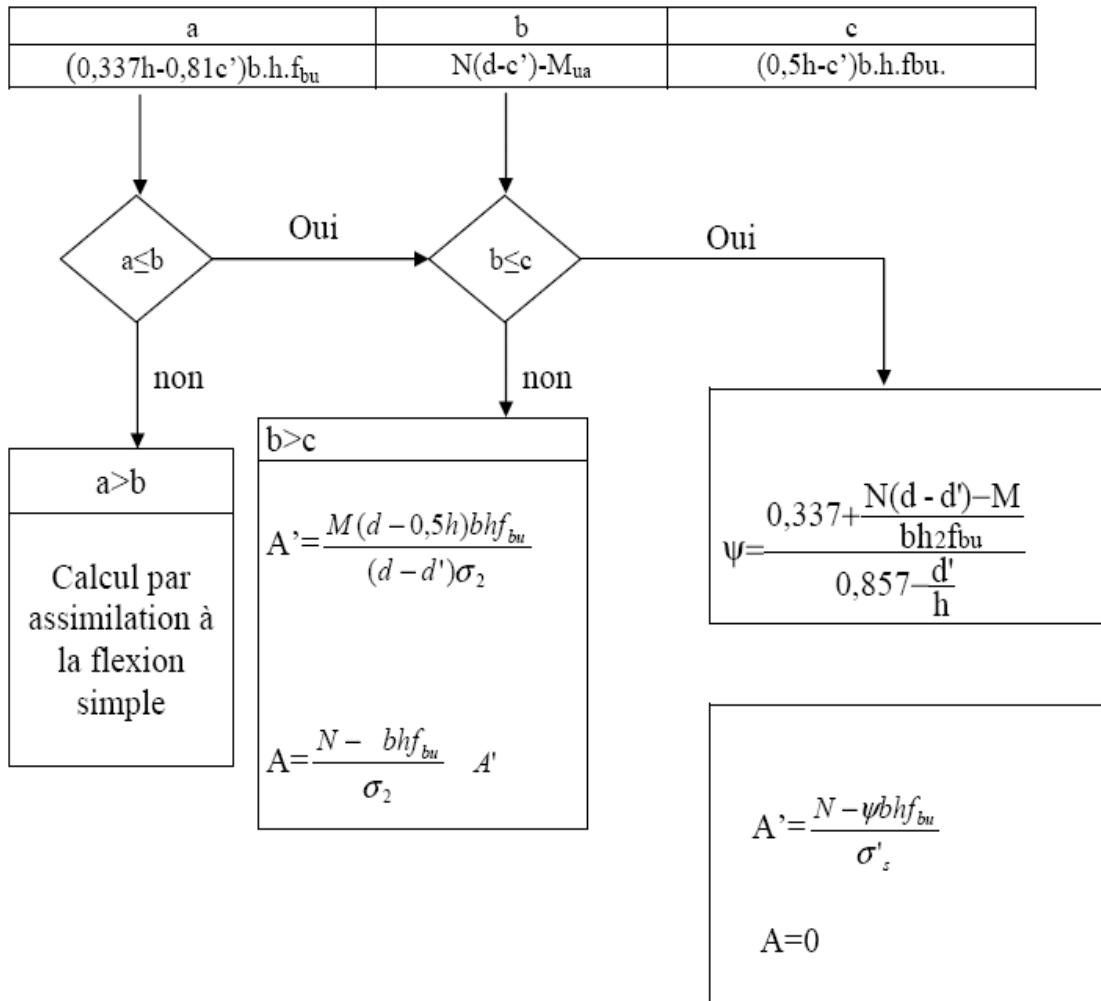
Niveau	h (m)	e <sub>2</sub> (m)
RDC a 7eme étage	0,45	0,011

Tableau.3.

$$e_t = e_1 + e_2 = 5.04 + 1.1 = 6.14$$

$$e_t = 6.14cm = 0.0614m$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} . e = 1594600 \times 0.0614 = 97908.44N.m$$



❖ Les efforts corrigés seront :

$N_{MAX} = 1594600N$  ;  $M_{corrigé} = 97908.44 N.m$ .

$A = (0.337 h - 0.81 c') . b.h. \sigma_b$

$A = (0.337 \times 45 - 0.81 \times 3) 45 \times 45 \times 14.2 (N.m)$

$A = 366194.925 N.m$

$B = N_u (d-c') - M_{ua}$

$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 97908.44 + 1594600 (0.42 - \frac{0.45}{2}) = 408855.44 N.m$

$B = 1594600(0,42-0,03) - 408855.44 = 213038.56 N.m$

$A > B \Rightarrow$  Donc la section est partiellement comprimée

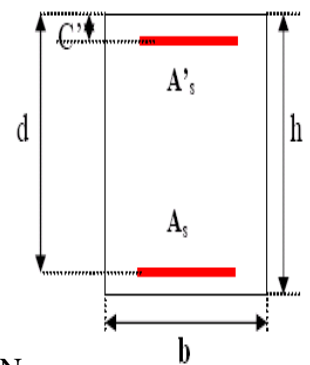


fig :1

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{408855.44}{14.2 \times 45 \times 42^2} = 0.362$$

$$\overline{\sigma_b} = 18.5 \text{ Mpa}, \overline{\sigma_s} = 400 \text{ Mpa}. \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

$$\mu = 0.362 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow (\alpha = 0.59; \beta = 0.76)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{408855.44}{400 \times 0.76 \times 42} = 31.90 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 31.91 - \frac{1594600}{100 \times 400} = -7.95 \text{ cm}^2$$

-flexion simple

Niveau	M <sub>a</sub> (N.m)	μ	μ <sub>e</sub>	α	β	A <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC a 7eme étage	408855.44	0,362	0,392	0,59	0,76	31.90	0

-flexion composée:

Niveau	N (N)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )
RDC a 7eme étage	1594600	-7.95	0

B/ La combinaison G+O+E :

$$N_{\text{MAX}} = 1467800 \text{ N}; \quad M_{\text{corr}} = 65900 \text{ N.m.}$$

$$L_f/h \leq \max \left( 15, 20 \frac{e_1}{h} \right)$$

Niveau	h (cm)	L <sub>f</sub> /h	20e <sub>1</sub> /h	Condition
RDC a 7eme étage	45	4.76	2.884	V

$$N(d - c') - M_a \leq \left( 0.337 - 0.81 \frac{c}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \overline{\sigma_b}$$

$$(B) \quad (A)$$

Niveau	N (N)	M (N.m)	e <sub>0</sub> = M/N	e <sub>t</sub> (m)	M <sub>corrige</sub> (N.m)	(A)	(B)
RDC a 7eme étage	1467800	65900	0,04489	0,07596	111498.1525	366194.925	174722.8475

A > B ⇒ Donc la section est partiellement comprimée



$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{397719.1525}{14.2 \times 45 \times 42^2} = 0.353$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.} \Leftrightarrow \textit{situation - accidentelle.}$$

$$\mu = 0.353 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow (\alpha = 0.57; \beta = 0.77)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{397719.1525}{400 \times 0.76 \times 42} = 30.70 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 30.70 - \frac{1467800}{100 \times 400} = -5.99 \text{ cm}^2$$

-flexion simple

Niveau	M <sub>a</sub> (N.m)	μ	μ <sub>l</sub>	α	β	A <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC a 7eme étage	397719.152	0,353	0,392	0,57	0,77	30.70	0

-flexion composée:

Niveau	N (N)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )
RDC a 7eme étage	1467800	-5.99	0

❖ C/ La combinaison (0,8G+E):

$$N_{\min} = -568700 \text{ N}; \quad M_{\text{corr}} = -68500 \text{ N.m.}$$

$$L_f/h \leq \max \left( 15, 20 \frac{e_1}{h} \right)$$

Niveau	h (cm)	L <sub>f</sub> /h	20e <sub>1</sub> /h	Condition
RDC a 7eme étage	45	4.76	6.24	V

$$N(d - c') - M_a \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$(B) \qquad (A)$$

Niveau	N (N)	M (N.m)	e <sub>0</sub> = M/N	e <sub>t</sub> (m)	M corrigé (N.m)	(A)	(B)
RDC a 7eme étage	-568700	-68500	0,1204	0.1314	-74727.18	-366194.925	-36169.32

A > B ⇒ Donc la section est partiellement comprimée

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{185623.68}{14.2 \times 45 \times 42^2} = 0.1646$$

$$\sigma_B = 14.2 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

$$\mu = 0.1646 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow (\alpha = 0.23; \beta = 0.91)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{185623.68}{400 \times 0.91 \times 42} = 12.14 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 12.14 - \frac{568700}{100 \times 400} = -2.069 \text{ cm}^2$$

-flexion simple

Niveau	M <sub>1</sub> (N.m)	μ	μ <sub>ε</sub>	α	β	A <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC a 7eme étage	185623.68	0,1646	0,392	0,23	0,91	12.14	0

-flexion composée:

Niveau	N (N)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )
RDC a 7eme étage	-568700	-2.069	0

2.2. Vérification des sections : RPA (99ver2003)

❖ D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min} = 0.8\% (h.b) = 0.008 (45 \times 45) = 16.2 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone IIa}$$

2.3. Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{\min} > 0.23 d \cdot b \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 42 \times 45 \times \frac{2.1}{400} = 2.282 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}}) = 16.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 4\text{HA}20 + 4\text{HA}12 = 12.57 + 4.52 = 17.27 \text{ cm}^2$$

2.4. Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N<sub>ser</sub>, M<sub>ser</sub>)

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

la contrainte du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

la contrainte d'acier est limitée par :  $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPA}$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

➤ Pour le premier cas on a :

$$N_{ser}=1158500 \text{ N}; M_{ser} = 35300\text{N.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{35300}{1158500} = 0.0304 \text{ m} \quad e_0 = 0.0304 < \frac{h}{6} = \frac{0.45}{6} = 0.075\text{m}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$   
Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 45 \times 45 + 15(17.27) = 2284.05 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 19.97 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 45 - 19.97 = 25.03 \text{ cm}$$

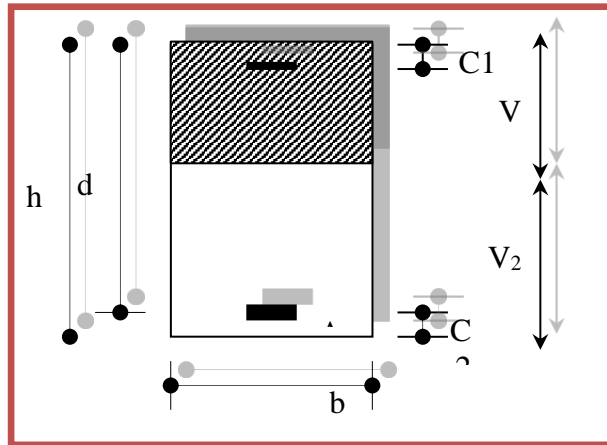


Fig.-1-section de poteau

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15x(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2x(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{45}{3} (19.97^2 + 25.03^2) + 15 \left[ 8.635(19.97 - 3)^2 + 8.635(25.03 - 3)^2 \right] = 115541.4426 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$M_G$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravite de la section rendue homogène

$$M_G = 35300 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{1158500}{100 \times 2284.05} = 5.07 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{35300}{115541.4426} = 0.305$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 5.07 + 0.303 \times 19.97 = 11.17 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 11.17 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

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 :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[5.07 + 0.305(19.97 - 3)] = 153.68 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[5.07 - 0.305(42 - 19.97)] = 176.83 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 153.68 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

$$\sigma_s^2 = 176.83 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

### 3. Armatures transversales :

#### 3.1. Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les section d'armatures pour tous les poteaux.

La combinaison( G + Q ± E ) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 126.5 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{126.5 \times 10^3}{420 \times 450} = 0.66 \text{ Mpa}$$

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

$$\tau = 0,66 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{conditions vérifiées.}$$

#### 3. 2. Calcul d'armature transversale:

Selon (RPA99 version 2003) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide

de la formule suivante : 
$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ( $f_e 235 \text{ MPa}$ ).

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effort tranchants.

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g > 5.$$

$\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$a$  et  $b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left( \frac{2.142}{0.45} \text{ ou } \frac{2.142}{0.45} \right) \lambda_g = (4.76 - 4.76) < 5 \quad \text{alors : } \rho_a = 3.75$$

$t$  : c'est l'espacement des armatures transversales

❖ La zone nodale :  $S_t \leq \min(10\phi_1, 15 \text{ cm})$ . en prend  $t = 10 \text{ cm}$

❖ La zone courante :  $S_t \leq 15\phi_1$

$\phi_t$  : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$$S_t \leq 21 \text{ cm}$$

en prend  $S_t = 10 \text{ cm}$  dans la zone courante.

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 126500 \times 0.10}{45 \times 235} = 4.48 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4.48 \text{ cm}^2 \text{ soit 9 cadres de } \Phi 8 \text{ } A_t = 4.52 \text{ cm}^2$$

### **3.3. Vérification des cadres des armatures minimales** : d'après

#### **RPA99 (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**  $t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 45 = 1.35 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

**Dans la zone courant** :  $t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

#### **BAEL91 : (art A.8.1.3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_e}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_e}{3}$  Condition Vérifiée

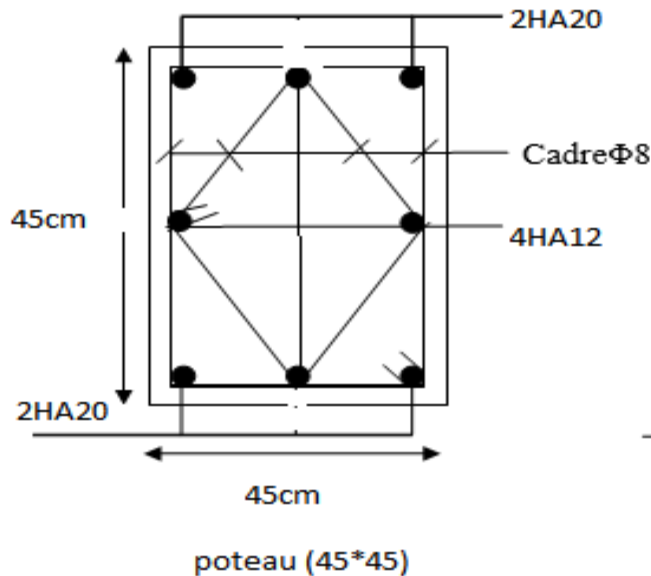
2/ leur espacement :  $St \leq \min(15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min(30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$  Condition Vérifier

4- Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :

ETAGE	$S_{POT}(\text{cm}^2)$	$A_{CAL}(\text{cm}^2)$	N <sup>mbr</sup> des barres	$A_{adapt}(\text{cm}^2)$
<b>RDC a 7<sup>em</sup>me étage</b>	45x45	16.2	4HA20+4HA12	16.58



#### 4-LE FERAILLAGE DES POTEAUX

##### LES POUTRES

##### 4-1 Introduction :

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 :

❖ BAEL91 :

❖ Condition de non fragilité :  $A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$  (A.4.2)

❖ Le pourcentage minimal d'armature :  $A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b$  (B.6.4)

##### 4-2- Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b d}$$

On doit vérifier que  $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$  avec :

$$\diamond \bar{\tau} = \min \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) \text{ fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\diamond \bar{\tau} = \min \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

#### **4-2-1-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  $S_t \leq \min (0.9d, 40cm)$ .

Section minimale  $A_t$  des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 S_t} \geq 0.4MPa \text{ Soit pratiquement } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0.4 \cdot b_0}$$

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:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{ij} \cdot k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans reprise de bétonnage et avec des armatures

droites :  $K=1, \alpha = \frac{\pi}{2}$  alors :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{ij})}{0.9 f_e}$$

#### **2-2- Condition de non fragilité :**

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0.23 f_{ij}}{f_e}$$

#### **4-2-3- Vérification de la flèche(BAEL 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 :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\diamond \frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$$

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

#### **4-3- Recommandation RPA99/version2003:**

##### **4-3.1. Les armatures longitudinales : (RPA 7.5.2.1)**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutres de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :

- $40\phi$  en zone IIa

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle.

***Nota : La présence de ces cadres (2\*2U6) permettent un bon comportement du nœud lors du séisme (évitent l'éclatement du nœud)***

##### **4-3.2. Armatures transversales : (RPA 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 et en travée si les armatures comprimées sont Nécessaires: minimum de  $(h/4, 12\phi)$

En dehors de la zone nodale:  $s \leq h/2$

#### **I-2- En Travée :**



**4- Exemple de calcul :**

**4-1- Poutre principale 30x45 :**

**4.1. Ferrailage longitudinal :**

**4-1-1-L'enrobage :**

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{45}{10} = 4.5 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{4.5}{2} = 3.25 \Rightarrow C = 3.5 \text{ cm}$$

**4.1.2. Ferrailage des travées :**

$$B = 45 \times 30 \text{ cm}^2 ; F_e = 400 \text{ MPA.}$$

$$M_{ult} = 45.6 \text{ KN.m}$$

D'après BAEL 91

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_b} = \frac{45600}{30 \times 41.5^2 \times 14.2} = 0.0621 \leq \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.080$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.967$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{45600}{0.967 \times 41.5 \times 348} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Niveau	M <sub>u</sub> (N.m)	μ	μ <sub>l</sub>	α	β	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC÷7 <sup>EMME</sup>	45600	0,0621	0,392	0,080	0,967	3.26

• **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ<sub>s</sub>.
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est

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

• **Condition de non fragilité :**

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

$$\rightarrow A^{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 41.5 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{BAEL} \geq 1.503 \text{ cm}^2$$

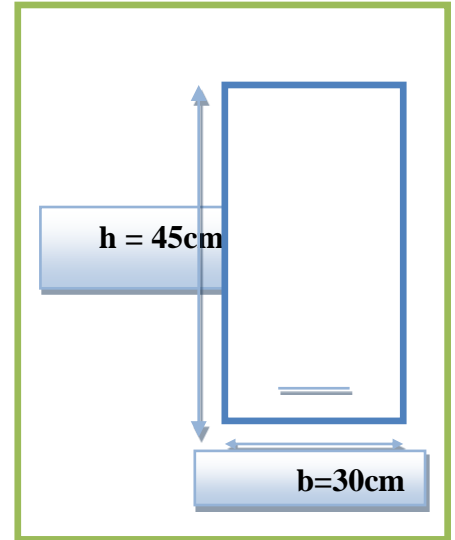


Fig. -1-

Le pourcentage minimal d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 45 \times 30 \Rightarrow A_{\min}^{BAEL} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{RPa} = 0.005 \times h \times b = 0.005 \times 45 \times 30 \Rightarrow A_{\min}^{RPa} = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}^{RPA} = \begin{cases} 4\% \text{ b.h en zone courante} \\ 4\% \text{ b.h en zone de recouvrement} \end{cases}$$

A = max (A <sub>cal</sub> , A <sub>BAEL</sub> , A <sub>min</sub> <sup>BAEL</sup> , A <sub>min</sub> <sup>RPa</sup> )	M <sub>u</sub> (N.m)	M <sub>ser</sub> (N.m)	γ	ᾱ	condition	
<b>Niveau</b>						
RDC÷7 <sup>em</sup> me	0,008	45600	33000	1,381	0,441	V

• **Tableau récapitulatif :**

Niveau	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC÷7 <sup>em</sup> me	3.26	1.35	6.75	1.053	6.75	6T12=6,79

• I-3- Sur Appuis :

• Nappe supérieure :

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

Niveau	M <sub>u</sub> (N.m)	μ	μ <sub>t</sub>	α	β	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC÷7 <sup>em</sup> me	110500	0,1506	0,392	0,205	0,917	8.33

- E.U.S : G+Q

Niveau	α	M <sub>u</sub> (N.m)	M <sub>ser</sub> (N.m)	γ	ᾱ	condition
RDC÷7 <sup>em</sup> me	0,205	110500	79800	1,385	0,442	V

- La combinaison G+Q+E :

Niveau	M (N.m)	μ	μ <sub>e</sub>	α	β	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC÷7 <sup>em</sup> me	117200	0,159	0,392	0,219	0,912	8.89

- Tableau récapitulatif :

Niveau	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC÷7 <sup>em</sup> me	8.89	0,67	0,60	3	8.89	6T14=9.24

• Nappe inférieure :

- La combinaison 0,8G±E :

Niveau	M (N.m)	μ	μ <sub>e</sub>	α	β	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC÷7 <sup>em</sup> me	86600	0.118	0,392	0.157	0,937	6.39

- Tableau récapitulatif :

Niveau	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC÷7 <sup>emme</sup>	6.39	0,67	0,60	3	6.39	6T12=6.79

**I-4-État Limite De Déformation** : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{0.45}{4.60} = 0.0978 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots CV$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_o}$$

$$M_{t_{\max}}^{ser} = 33000 \text{ N.m} \quad M_o = \frac{pL^2}{8} = \frac{764800 \times (4.60)^2}{8} = 2022896 \text{ N.m}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0978 \geq \frac{M_t}{10.M_o} = 0.00163 \quad \dots \dots \dots (c.v)$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{9.24}{30 \times 41.5} = 0.00742 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots CV$$

**I-5-Vérification De La Contrainte De Cisaillement** : BAEL91 (art A.5.1)

$$T_{\max} = 121500 \text{ N}$$

$$\tau_U = \frac{T_{MAX}}{b_0 d} = \frac{121500}{300 \times 415} = 0.956 \text{ MPa}$$

La fissuration peu nuisible, donc :  $\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$  .

$$\tau_u = 0,956 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad (C.V)$$

**I-6-Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis** : BAEL 83 (art A.5.1,313)

$$V_u \leq 0,267.a.b.f_{c28}$$

$$.a=0.9 *d=37.35\text{cm}$$

$$V_U=121500 < 0.267*37.35*30*25*10^2=747933.75 \text{ N} \dots\dots\dots\text{cv}$$

**I-7-Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures Longitudinales** : [6]

Au droit d'un appui ou existe un moment M (moment de continuité), la section A des armatures inférieures doit être elle que l'on ait :

$$A \geq \frac{1,15}{f_c} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9.d} \right)$$

$$V_U=121500 \text{ N} : M_U^A = -115600 \text{ N.m}$$

$$A = 8.89 > \frac{1.15}{40000} \left( 121500 - \frac{115600}{0.9 \times 0.415} \right) = 5.40 \text{ cm}^2$$

**I-8-Les Armatures Transversales :**

- Le diamètre : BAEL91 (art A.7.2,2)

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L , b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (450 / 35, 14 , 300 / 10) = 10 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance FeE235

- Espacement :

\* D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):  $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 37.35 \text{ cm}$

\* D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min (h / 4, 12 \phi_t^{\min} , 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \text{ dans la Zone nodale.}$$

$$S_t \leq h / 2 = 22.5 \text{ cm} \text{ dans la Zone courante.}$$

On prend:  $S_t \leq \min (S_{t \text{BAEL}}, S_{t \text{RPA}})$

- Dans la Zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante :  $S_t = 22.5 \text{ cm}$

Avec :  $L' = 2h = 90 \text{ cm}$  (longueur de la zone nodale).

La section de ferrailage transversal: \* D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):  $A_t \geq 0,4.b. \frac{S_t}{f_e}$

$$A_T \geq 0.4 \times 30 \times \frac{22.5}{235} \rightarrow A_t \geq 1.14 \text{ cm}^2$$

RP A 99 :  $A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 22.5 \times 30 = 2.025 \text{ cm}^2$  \* D'après

$$A_t \geq \max (A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) = A_t^{RPA}$$

$$A_T = 2.025 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 5\phi 8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

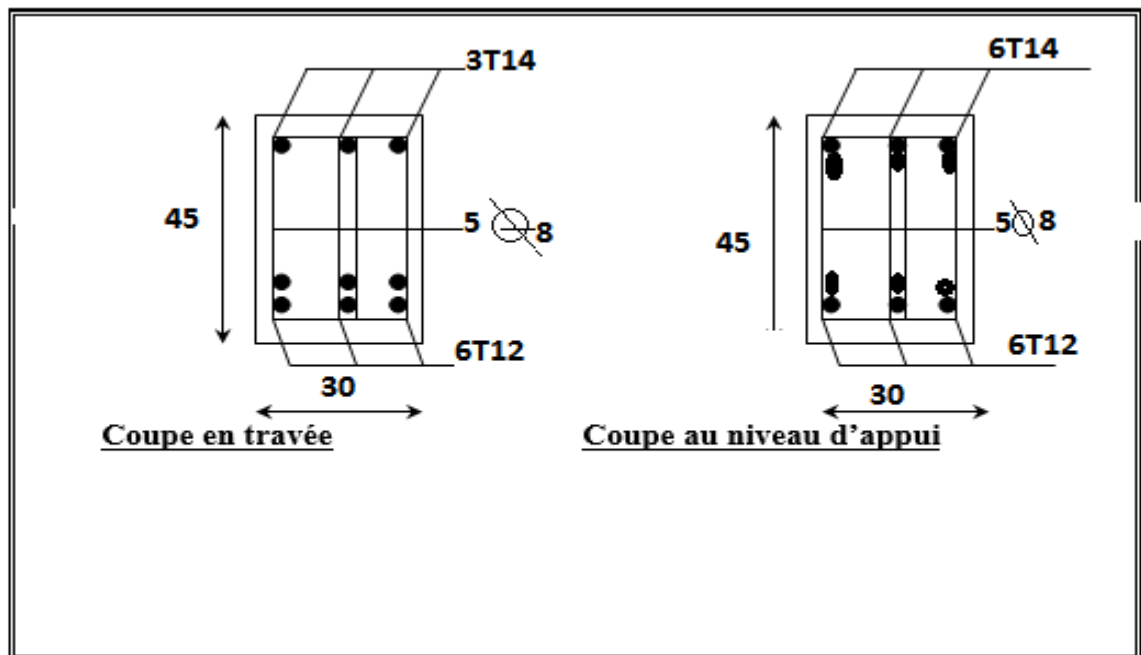


Fig. -3-ferraillage de la poutre principale

#### 4-2-La Poutre secondaire (30x35)

##### 4-2-1- Ferraillage longitudinal :

##### 4-2-1.1- Ferraillage des travées

##### L'enrobage

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2}$$

$$C \geq \frac{h}{10} = 3.5 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{3.5}{2} = 2.75 \text{ cm}$$

$$B = 30 \times 35 \text{ cm}^2 \quad ; \quad F_e = 400 \text{ MPa.}$$

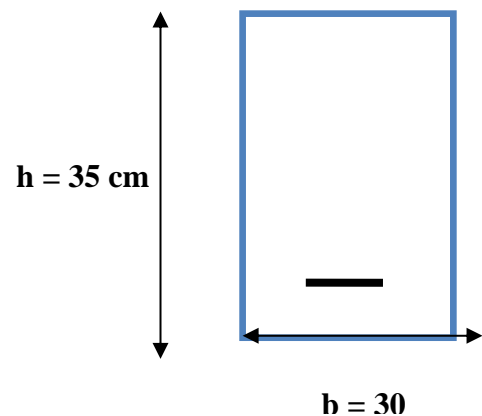


Fig.-schéma descriptif

$$M_{ult} = 46000 \text{ N.m}$$

Niveau	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\mu_e$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC÷7 <sup>em</sup> me	46000	0.105	0,392	0,139	0,944	3.80

• ELS :

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

• Condition de non fragilité :

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

$$\rightarrow A^{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{BAEL} \geq 1.15 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimal d'armature :

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 35 \times 30 \Rightarrow A_{min}^{BAEL} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.005 \times h \times b = 0.005 \times 35 \times 30 \Rightarrow A_{min}^{RPA} = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{max}^{RPA} = \begin{cases} 4\% \cdot b \cdot h & \text{en zone courante} \\ 4\% \cdot b \cdot h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

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

Niveau	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	condition
RDC÷7 <sup>em</sup> me	0,102	46000	33000	1,93	0,7196	V

• Tableau récapitulatif :

NIVEAU	$A_{CAL}$ (CM <sup>2</sup> )	$A_{min}^{BAEL}$ (CM <sup>2</sup> )	$A_{min}^{RPA}$ (CM <sup>2</sup> )	$A^{BAEL}$ (CM <sup>2</sup> )	$A$ (CM <sup>2</sup> )	$A_{ADOPT}$ (CM <sup>2</sup> )
RDC÷7 <sup>em</sup> me	3.80	1.05	5.25	1.15	5.25	5T12=5.65

• I-3- Sur Appuis :

• Nappe supérieure :

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

Niveau	$M_u$ (N.m)	$\mu$	$\mu_e$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC÷7 <sup>em</sup> me	-102500	0,1757	0,392	0,243	0,902	7.67

- E.U.S : G+Q

Niveau	$\alpha$	$M_u$ (N.m)	$M_{ser}$ (N.m)	$\gamma$	$\bar{\alpha}$	condition
RDC÷7 <sup>em</sup> me	0,205	102500	74000	1,385	0,442	V

- La combinaison G+Q+E :

Niveau	$M$ (N.m)	$\mu$	$\mu_e$	$\alpha$	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC÷7 <sup>em</sup> me	-111300	0,190	0,392	0,267	0,893	8.24

- Tableau récapitulatif :

Niveau	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC÷7 <sup>emme</sup>	8.24	0,49	0,45	2,25	8.24	6T14=9.24

• Nappe inférieure :

- La combinaison 0,8G ± E :

Niveau	M (N.m)	μ	μ <sub>e</sub>	α	β	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC÷7 <sup>emme</sup>	-82900	0.142	0,392	0.192	0,922	5.64

Tableau récapitulatif :

Niveau	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>BAEL</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup> (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC÷7 <sup>emme</sup>	5.64	0.49	0.45	2.25	5.64	6T12=6.79

**I-4-État Limite De Déformation** : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{0.35}{4.55} = 0.076 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots CV$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_o}$$

$$M_{t \max}^{ser} = 33300 \text{ N.m} \quad M_o = \frac{pL^2}{8} = \frac{159600 \times (4.55)^2}{8} = 413014 \text{ N.m}$$

$$\frac{h}{L} = 0.076 \geq \frac{M_t}{10.M_o} = 0.00806 \quad \dots \dots \dots (c.v)$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

$$\frac{A}{b.d} = \frac{9.24}{30 \times 32} = 0.00962 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots CV$$

**I-5-Vérification De La Contrainte De Cisaillement** : BAEL91 (art A.5.1)

$$T_{\max} = 59780 \text{ N}$$

$$\tau_U = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{59780}{300 \times 370} = 0.622 \text{ MPa}$$

La fissuration peu nuisible, donc :  $\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ .

$$\tau_u = 0,622 < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

**I-6-Influence De L'effort Tranchant Au Voisinage Des Appuis** : BAEL 83 (art A.5.1,313)

$$V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28}$$

$$a = 0.9 \cdot d = 28.8 \text{ cm}$$

$$V_u = 59780 < 0.267 \cdot 28.8 \cdot 30 \cdot 25 \cdot 10^2 = 2160000 \text{ N} \dots\dots\dots \text{cv}$$

**I-7-Influence De L'effort Tranchant Sur Les Armatures Longitudinales**

Au droit d'un appui ou existe un moment M (moment de continuité), la section A des armatures inférieures doit être elle que l'on ait :

$$A \geq \frac{1,15}{f_c} \left( V_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$V_u = 59780 \text{ N} : \quad M_u^A = -102500 \text{ N.m}$$

$$A = 8.89 > \frac{1.15}{40000} \left( 59780 - \frac{102500}{0.9 \times 0.32} \right) = 0.695 \text{ cm}^2$$

**I-8-Les Armatures Transversales :**

- Le diamètre : BAEL91 (art A.7.2,2)

$$\phi_t \leq \min (h / 35, \phi_L, b / 10)$$

$$\phi_t \leq \min (350 / 35, 14, 300 / 10) = 10 \text{ mm}$$

Alors soit des cadres  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance FeE235

- Espacement :

\* D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):  $S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 37.35 \text{ cm}$

\* D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min (h / 4, 12 \phi_t^{\min}, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone nodale.}$$

$$S_t \leq h / 2 = 17.5 \text{ cm} \quad \text{dans la Zone courante.}$$

On prend:  $S_t \leq \min (S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante :  $S_t = 17.5 \text{ cm}$



Avec :  $L' = 2h = 70 \text{ cm}$  (longueur de la zone nodale).

La section de ferrailage transversal: \* D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):  $A_t \geq 0,4.b.\frac{St}{fe}$

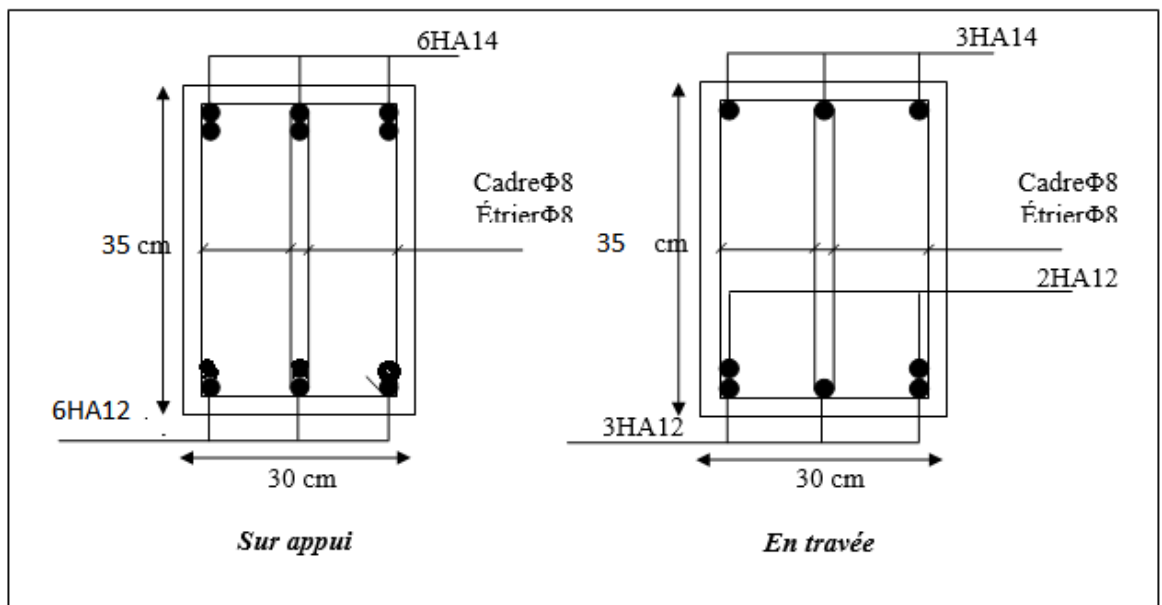
$$A_T \geq 0,4 \times 30 \times \frac{17,5}{235} \rightarrow A_t \geq 0,893 \text{ cm}^2$$

RP A 99 :  $A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 17,5 \times 30 = 1,575 \text{ cm}^2$  \* D'après

$$A_t \geq \max (A_t^{\text{BAEL}}; A_t^{\text{RPA}}) = A_t^{\text{RPA}}$$

$$A_T = 1,575 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$



**Fig -5-Disposition d'armature dans la poutre secondaire 35X30**

## 6-Ferrailage des voiles

### 6-1Introduction :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera 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

Leur étude consiste à les considérer comme des consoles sollicitées suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- ELU : 1,35G + 1,5Q
- ELS : G + Q
- G + Q + E
- 0,8G ± E

**I-1-Calcul De Ferrailage :**

**I-1-1-Armatures verticales :**

Le cas le plus défavorable est donnée par la combinaison : G + Q + E

h = 400cm

on prend: c = h/20 = 20 cm → c = 15 cm

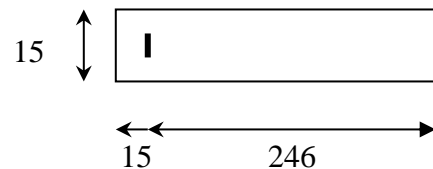
donc : d = h - c = 385 cm.

Niveau	N (N)	M (N.m)	e=M/N (m)
RDC÷7 <sup>emme</sup>	265600	1259200	4.74

e = M / N > 4 / 2 = 2 cm

Le centre de compression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures, donc la section

est partiellement comprimée



**Fig-V-1-**

- Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = N \left( e + d - \frac{h}{2} \right) \text{ (moment par rapport au armatures tendues)}$$

$$\mu < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A'_f = 0 \quad \mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$A_f = \frac{M_1}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} \quad , \quad \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$d = 246 \text{ cm} ; \quad b = 15 \text{ cm} ; \quad \bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa} ; \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

Niveau	M <sub>1</sub> (N.m)	μ	μ <sub>L</sub>	α	β	A <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC÷7 <sup>emme</sup>	1750304	0,042	0,392	0,0543	0,978	11.61	0

- Calcul des armatures à la flexion composée:

Niveau	N (N)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )
RDC÷7 <sup>emme</sup>	265600	4.97	0

- Les pourcentages minimaux : RPA99

1/ Lorsque une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effet de traction doit être pris en totalité pour les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toutes la zone tendue est de 0,2 % .

$$A_{\min}^I \geq 0,002.b.l_t$$

l<sub>t</sub> : la longueur de la zone tendue.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W}$$

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{150 \times 3850^2}{6} = 370562500 \text{ mm}^3$$

$$A = bh = 150 \times 3850 = 577500 \text{ mm}^2$$

$\sigma_1 > 0$  ,  $\sigma_2 < 0$  ;  $l_t = \frac{h \cdot |\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$  (section partiellement comprimée)

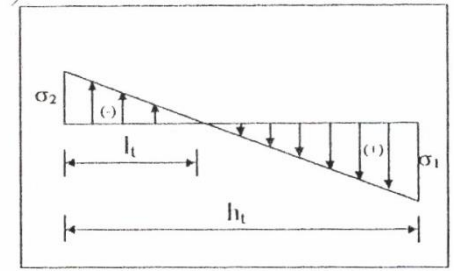


Fig. 1

Niveau	N (N)	M (N.m)	(MPa) $\sigma_1$	(MPa) $\sigma_2$	$l_t$ (cm)	(cm) $A_{min}^1$
RDC÷7 <sup>ème</sup>	265600	1259200	3.856	-2.938	123.24	3.697

2/ Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- globalement dans la section du voile : 0,15 %
- $A_{MIN}^g = 0.0015 \cdot b \cdot h = 0.0015 \times 15 \times 385 = 8.6625 \text{ cm}^2$
- en zone courante : 0,10 %
- $A_{MIN}^c = 0.0010 \cdot b \cdot h = 0.0010 \times 15 \times 385 = 5.775 \text{ cm}^2$

Donc on prend :

\* Dans la zone tendue :  $A = \max(A_{cal}; A_{min}^1)$

Niveau	(cm <sup>2</sup> ) $A_{cal}$	(cm <sup>2</sup> ) $A_{min}^1$	$A_{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC÷7 <sup>ème</sup>	4.97	3.697	7 $\Phi$ 10=5.50

Dans la zone courante :  $A = A_{min}^c = 5.775 \text{ cm}^2$  ; donc on adopte :  $A_c = 8\Phi 10 = 6,28 \text{ cm}^2$

$A_{tot} = 2 A_{tendue} + A_c > A_{min}^g = 8.6625 \text{ cm}^2$

Niveau	(cm <sup>2</sup> ) $A_{tendue}$	(cm <sup>2</sup> ) $A_c$	$A_{tot}$ (cm <sup>2</sup> )	(cm <sup>2</sup> ) $A_{min}^g$	Condition
RDC÷7 <sup>ème</sup>	5.50	6.28	17.28	8.6625	V

Et on aura pour chaque nappe :

- zone tendue :

Niveau	(cm <sup>2</sup> ) $A_t$
RDC÷7 <sup>ème</sup>	7 $\Phi$ 10 = 5.50

- zone courante : 7 $\Phi$ 10 = 5.50 cm<sup>2</sup>

### I-1-2-Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

\* Globalement dans la section du voile :

$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25 \text{ cm}^2$$

\* En zone courante :

$$A_{min}^c = 0.001 .b.h = 0.001 \times 15 \times 100 = 1.5cm^2$$

Donc on prend :  $A_{hor} = 5\Phi 8 = 2.51cm^2 \text{ par} \dots ml$

### I-1-3- L'espacement des barres :

#### Armatures verticales :

- $S_t \leq \min (1,5 a ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être au plus égal à 15 cm sur 1/10 de la largeur du voile.

#### Armatures Horizontales :

On a pour chaque nappe  $3\Phi 8$  par ml, donc on prend  $S_t = 30 \text{ cm}$ .

**I-I-4- 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.

### I-I-5- Contraintes limites de cisaillement : RPA99

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 0,2 . f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 . f_{c28} = 0,2 \times 28 = 5 \text{ MPa}$$

$$\text{, avec : } \bar{V} = 1,4 V_{u \text{ calcul}} \quad \bar{\tau}_b = \frac{\bar{V}}{b_0 . d}$$

$b_0$  : épaisseur du voile ( $b_0 = 15 \text{ cm}$ )

$d$  : hauteur utile ( $d = 385 \text{ cm}$ )

$h$  : hauteur totale de la section toute ( $h = 400 \text{ cm}$ )

Niveau	(N) $V_{u \text{ calcul}}$	(N) $\bar{V}$	$\tau_b$ (MPa)	(MPa) $\bar{\tau}_b$	Condition
RDC÷7 <sup>ème</sup>	324600	454440	0.787	5	V

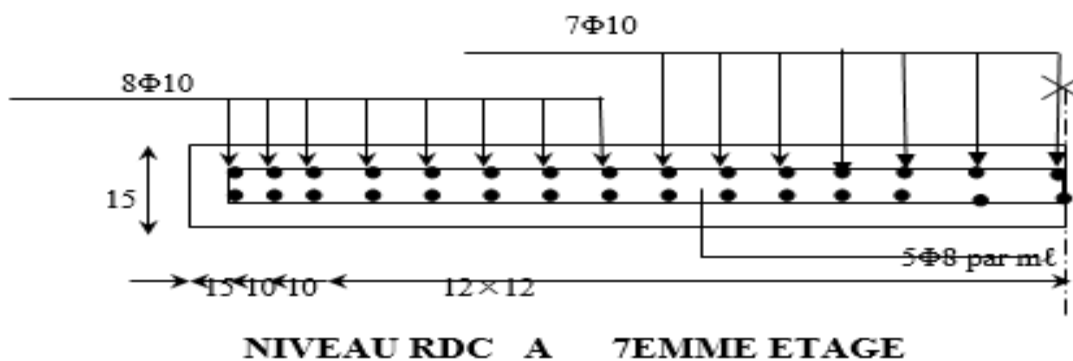


Fig-V-4-3-Disposition des Armatures dans Le Voile

## VI Etude de l'infrastructure

### 1-Présentation du rapport d'étude de sol

#### • 1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'Ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

#### • 2. Différents types de fondations :

- ❖ - Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- ❖ - Semi profondes (les puits)
- ❖ - Profondes (les pieux)
- ❖ - Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

#### • 3.Choix de type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1.8 bars**, il y a lieu de projeter à priori , des fondations superficielles de type :

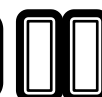
- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- ❖ La nature et le poids de la superstructure.
- ❖ La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- ❖ La qualité du sol de fondation

*.Étude de sol :*

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectuées au laboratoire de mécanique des sols.



Une étude préalable du sol à donner la valeur 1.8 bars pour la contrainte admissible du sol ( $\sigma_{sol}$ ).

- L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :
  - ☞ Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrain.
  - ☞ Jouer le rôle d'Appuis.
  - ☞ Assurer la liaison.

Limier les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable

Charge admissible au sol : ( $\sigma_{sol}$ )

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton armé  $\sigma_{sol} = 1.8 \text{ bars}$

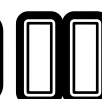
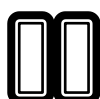
Le rapport de sol a recommandé en ce qui concerne notre projet des fondations superficielles de type radier général et ceci pour deux raisons essentielles :

- 1- Le sol d'assise étant pulvérulent donc perméable, les eaux s'y infiltrent et provoquent le lessivage des éléments fins ce qui engendre une augmentation des indices de vide.
- 2- Dans l'analyse chimique du sol dans le rapport établi par le laboratoire on relève un taux appréciable de carbonate dans le sol. L'infiltration des eaux pluviales chargées de CO<sub>2</sub> provoque la dissolution des carbonates qui après cette réaction chimique laisse à leur du vide dans le sol.

Ces deux phénomènes réunis engendrent des tassements de sol excessifs.

Vu les importantes charges transmises par les poteaux et voiles aux fondations ainsi que l'espacement peu important entre poteaux et pour éviter les chevauchements de semelles en plus des tassements différentiels excessifs comme relevé au niveau du rapport de sol, la solution des semelles isolées ou filantes a été écartée.

Aussi pour toutes les raisons citées ci-dessus nous avons opté pour la solution des fondations de type « radier général. » ancrées à 2.448 m dans le sol .La profondeur d'ancrage du bâtiment est également dictée par l'importante hauteur de l'ouvrage.



Pour le cas de la structure étudiée, l'ouvrage a un poids élevé est un grand important on adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferrailage) et facile de réaliser :

⇒ (Le radier général)

- **4/Radiers :**

- 1. Généralités :**

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

Avantages de la semelle unique :

- diminution des risques de tassement
- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

- 2. Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :**

– lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle Répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement Général de la construction ;

– lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche

Pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements

Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

- 3. Critères de choix :**

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (**supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment**) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

#### **4. Justification :**

Si  $\frac{S_{\text{semelle}}^{\text{total}}}{S^{\text{total}}} \geq 50\%$  (Radier général)

$$P_{\text{ser}} (\text{max}) = G+Q = 1158.5\text{KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.8 \text{ bars}$$

N=Nombre de poteaux au niveau de étage = 38.

**-Surface de semelle ( $S_{\text{semelle}}$ ):**

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{P_{\text{ser}} (\text{max})}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{SEMELLE}} \geq \frac{1158.5 \times 10^{-3}}{0.18} = 6.44 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{semelle}} = A \times B \quad (\text{semelle carrée } A = B)$$

$$A^2 = 6.44 \Rightarrow A = 2.53 \text{ m}$$

$$S_{\text{semelle}}^{\text{total}} = N \times S = 38 \times 6.44 = 244.72 \text{ m}^2$$

**-Surface du bâtiment total :**

$$S^{\text{total}} = L_x \times L_y = 27.9 \times 16.2 = 451.98 \text{ m}^2$$

$$\frac{244.72}{451.98} \times 100\% = 54.14\% > 50\% \text{ (Radier général)}$$

#### **5. Combinaison d'action :**

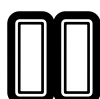
- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.

Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification

#### **6. Etude du radier général:**

##### **1. Pré dimensionnement :**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs et/ou poteaux constituant l'ossature, soumis à la pression du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :





## 2.Epaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes.

### Condition forfaitaire :

- Sous voiles :  $\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$

$h_r$ : Épaisseur du radier.

$L_{\max}$  : le plus grand travail.

$$L_{\max} = 4.60\text{cm} \Rightarrow 57.5\text{cm} \leq h_r \leq 92\text{cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :  $h_r = 60\text{ cm}$

- Sous poteaux :

### -La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{460}{20} = 23\text{cm}$$

Avec :  $L_{\max}$  : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 25 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est :  $h_r = 60\text{ cm}$

- la nervure :  $b \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$L_{\max}$ : distance maximal Entre deux files successives. = 4.60m

$$b \geq \frac{460}{10} = 46$$

- condition de rigidité : (Longueur élastique).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$L_{\max}$ : la plus grande distance entre deux poteaux.  $L_{\max}=4.60\text{ m}$

$L_e$ : Longueur élastique.

$E$ : Pour un chargement de long durée ;  $E = 3216420\text{ t/m}^2$

$I$ : Inertie de la section de radier.( $b=1\text{ml}$ )

$K$ : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface.  $K = 40\text{MN/m}^3$



**b**: Largeur du radier (bande de 1 mètre).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{max}^4}{E\pi^4}} \quad ; K=4000t/m^3$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.6^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.524$$

• **Conclusion:**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h_t = 70$  cm pour les nervure.

$h = 60$ cm pour le radier.

$b = 50$  cm

• **Vérification :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.028}{4000 \times 1}} = 3.10 > \frac{2}{\pi} \cdot L_{max} = 2.92... (cv)$$

• **3 /Calcul de la surface minimale du radier:**

• **Détermination des efforts**

ELU:  $N_u = 50011.3$  KN

ELS:  $N_s = 36447.8$  KN

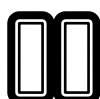
$$\text{ELU: } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{50011.3}{1,33 \times 180} = 208.90 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{radier} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{sol}} = \frac{36447.8}{1,33 \times 180} = 152.24 \text{ m}^2$$

$$S_{batiment} = 451.98 \text{m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 218.11 \text{m}^2$$

**Alors :** La surface de bâtiment  $>$  a la surface de Radier

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.



L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

$L_x$ : longueur en plan (27.9 m).

$L_y$ : largeur en plan (16.2 m).

- **Calcul de débordement D :**

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30\text{cm}). \text{ O\grave{u}: } h_r = 0.6\text{m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (25\text{cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend  $D = 0.4 \text{ m}$  alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 451.98 + 0.4 \times 2 \times (27.9 + 16.2) = 487.26 \text{ m}^2$$

- **-Poids du radier**

$$G = (487.26 \times 0.7 \times 25) = 8527.05 \text{ KN}$$

- **-Combinaison d'action**

$$N_u = 50011.3 + 1.35 (8527.05) = 61522.82 \text{ KN}$$

$$N_s = 36447.8 + 8527.05 = 44974.85 \text{ KN}$$

- **4.Vérifications de radier :**

- **1/Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\text{Avec : } b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 h = 5.4 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{61522.82 \times 1}{487.26} \cdot \frac{4.60}{2} = 290.40 \text{ KN}$$

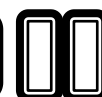
$$\tau_u = \frac{290.4 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.645 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **2/Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.42)**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°

La Vérification se fait pour le voile ou de Poteau la plus sollicité a L'ELU).

Nous devons vérifier la condition suivante :



$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

$N_u$ : Charge revenant plus chargé.

$\mu_c$ : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.  $\mu_c = 2(a + b + 2hr)$

Vérification pour les Voiles : Le voile et le plus sollicitée et avec e=15cm.

$$\mu_c = 2 \times (0.15 + 3.06 + (2 \times 0.70)) = 9.22m$$

$$N_u = 1390 \text{ KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 4840.5 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

Vérification pour les Poteau : Le Poteau et le plus sollicitée.

$$\mu_c = 2(0.45 + 0.5 + (2 \times 0.70)) = 4.7m$$

$$(C.V)N_u = 1594.6 \text{ KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 2467.5 \text{ KN}$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'ya pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

### 3/Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 10 \times 2.448 \times 487.26 = 17892.1872 \text{ KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier =NG +  $G_{radier}$

$\alpha$  : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement  $\alpha = 1.5$

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ )

Z : Profondeur de l'infrastructure (h =2.448 m)

$$G_T = 50011.3 + 1.35 (4844.40) = 56551.24 \text{ KN} > 17892.1872 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

- 4/Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

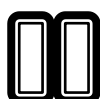
e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \Rightarrow e : \text{l'excentricite de la resultante des charges verticales.}$$



N total =24855.4KN

Mx =17858.4KN

My = 24450.6KN

	Sens(X-X)	Sens (Y-Y)
Ntotal(KN)	24855.4	24855.4
M(KN.m)	17858.4	24450.6
e(m)	0.72	0.98
L/4(m)	6.975	4.05
condition	vérifier	vérifier

Tableau 1

- Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :**

$$I_{x-x} = \frac{b \times h^3}{12} = 29318.81 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{b \times h^3}{12} = 9884.80 \text{ m}^4$$

**Le centre de gravité :**

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$$

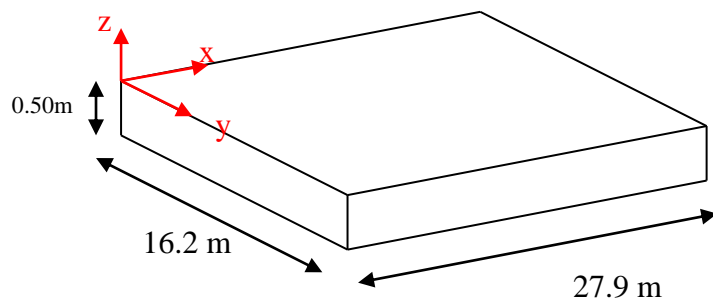


Fig.01. Schéma de radier.

Tableau 2

	Centre de gravite du radier	Centre de gravite du bâtiment	ex	ey
$x_g$	13.95	13.95	0.72	
$y_g$	8.1	8.36		0.98

- **5/Vérification au non soulèvement des fondations (G+O+E) :**

$$\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol} \quad ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} \quad ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 180 = 239.4 \text{ KN/m}^2.$$

$$X_g = 13.95 \text{ m},$$

$$Y_g = 8.1 \text{ m}$$

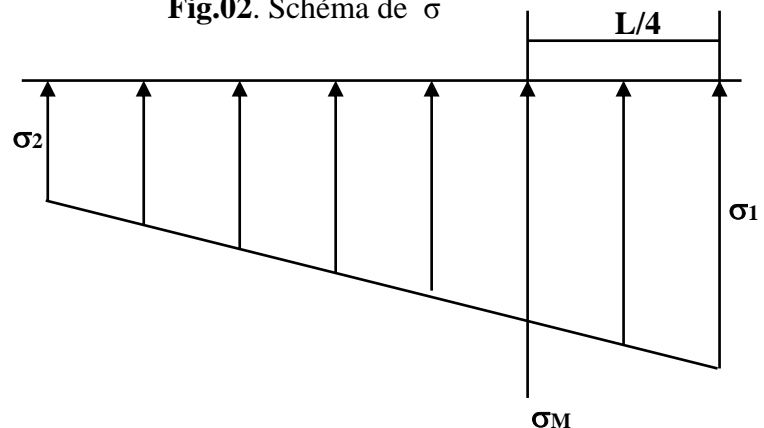
**Tableau 3**

	I (m <sup>4</sup> )	N(KN)	M(KN.m)	S <sub>rad</sub> (m <sup>2</sup> )
X-X	29318.81	24855.4	17858.4	487.26
Y-Y	9884.8	24855.4	24450.6	487.26

**Tableau 4**

	$\sigma_1$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_m$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_{sol} \geq \sigma_m$
<b>X-X</b>	59.50	42.51	55.25	239.4	C.V
<b>Y-Y</b>	71.04	30.97	61.02	239.4	C.V

**Fig.02. Schéma de  $\sigma$**



- **7. Ferrailage du radier :**

Le radier se calculera comme plancher renverser appuyer sur les voiles et les poteaux.

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires  $\mu_x, \mu_y$  qui dépend du

coefficient de POISSON et du rapport :  $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Si :  $0 < \rho < 0,4$  ; la dalle porte dans seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

Si :  $0,4 < \rho < 1$  ; la dalle porte dans deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

- Si la dalle est continue au-delà de ces appuis, on aura une dalle intermédiaire.

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75 M_{0y} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{0x}$$

- si la dalle est une dalle de rive:

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}$$

Ma=0.3 Mox .....pour appuis de rive.

Ma=0.5 Mox ..... pour appuis intermédiaire.

Tableau 5

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad}$	$q_{ser} = (G + Q) / S_{rad}$
$q_u = 50011.3 / 487.26$	$q_{ser} = 36447.8 / 487.26$
$q_u = 102.64 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 74.80 \text{ KN/m}^2$

**Calcul des moments fléchissant :**

• **Ferraillage de la dalle de radier :**

✓ Le plus grand panneau est le panneau du (4.55×4.60) m<sup>2</sup>.

⇒ Panneau de rive.

■ **l'ELU** :  $v = 0$  ;  $q_u = 102.64$  KN/m

$$\alpha = 4.45/4.55 = 0.98 > 0.4$$

⇒ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0.0385$$

$$\mu_y = 0.956$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0385 \times 102.64 \times 4.55^2 = 81.80 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.956 \times 81.80 = 78.94 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 81.80 = 69.53 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 78.94 = 67.10 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 81.80 = 24.54 \text{ KN.m/ml.}$$

• **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}] \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\emptyset \leq \frac{h}{10} = \frac{700}{10} = 70 \text{ mm}$$

$$dx = h - c - \frac{\emptyset_x}{2} = 70 - 5 - 3.5 = 61.5 \text{ cm}$$

$$dy = dx - \frac{(\emptyset_x + \emptyset_y)}{2} = 54.5 \text{ cm}$$

**Condition de non fragilité :** BAEL91 (art. A.4.2)



$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Sens- X :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 61.5 \times \frac{2.1}{400} = 7.42 \text{ cm}^2$$

Sens-Y :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 54.5 \times \frac{2.1}{400} = 6.58 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)

$$A \% \geq 0.001 \times b \cdot h = 5 \text{ cm}^2. \quad \text{Tableau 6}$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
<b>Mu (N ×m)</b>	24540	69530	24540	67100
<b>μ</b>	0.0045	0.0129	0.0058	0.0159
<b>μ &lt; μL</b>	CV	CV	CV	CV
<b>As' (cm<sup>2</sup>)</b>	0,00	0	0,00	0
<b>α</b>	0.0057	0.0162	0.0073	0.020
<b>β</b>	0.997	0.993	0.997	0.991
<b>σs</b>	348	348	348	348
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	1.718	3.41	1.927	3.56
<b>AS min (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	7.42	7.42	6.58	6.58
<b>Choix des barres/ml</b>	5HA14	5HA14	5HA12	5HA12
<b>AScorres (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	7.70	7.70	5.65	5.65
<b>Espacement (cm)</b>	20	20	20	20

■ **l'ELS** :  $v = 0.2$  ;  $q_s = 78.80 \text{ KN/m}$

$\alpha = 4.55/4.60 = 0.98 > 0.4 \Rightarrow$  alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{..BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{(2/3)fe ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{0,666 \times 400 , 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

- **A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0,0459$$

$$\mu_y = 0,970$$

- **donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 74.879 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 72.632 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 63.647 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 61.737 \text{ KN.m/ml.}$$

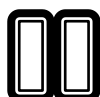
$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 22.464 \text{ KN.m/ml.}$$

• **Calcul des armatures :**

*Tableau 7*

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
<b>Mser (KN.m)</b>	22464	63647	22464	61737
<b><math>\mu</math></b>	0.0041	0.0118	0.0053	0.0146
<b><math>\mu &lt; \mu_L</math></b>	CV	CV	CV	CV
<b><math>\sigma_{bc}</math>(MPa)</b>	15	15	15	15
<b><math>\alpha</math></b>	0.00524	0.0149	0.0066	0.0184
<b><math>\beta</math></b>	0.998	0.994	0.997	0.992
<b><math>\sigma_{st}</math>(MPa)</b>	201.63	201.63	201.63	201.63
<b>As (cm<sup>2</sup>/ml)</b>	1.05	2.991	1.187	3.27
<b>ASmin(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	7.42	7.42	6.58	6.58
<b>choix des barres/ml</b>	5HA14	5HA14	5HA12	5HA12
<b>AScorr(cm<sup>2</sup>/ml)</b>	7.70	7.70	5.65	5.65
<b>Espacement cm</b>	20	20	20	20

-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)



$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots(A.5.1,1)p51$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{102.64 \times 4.55 \times 4.6}{2(4.60) + 4.55} = 156.24KN$$

$$\tau_u = \frac{156.24 \times 10^3}{1000 \times 540} = 0.459 Mpa$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(2.5; 4MPa)$$

$$\tau_u = 0.459 < [\tau_u] = 2.5Mpa$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales

**.Etude de débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0,45 m le calcul de

Ferraillage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

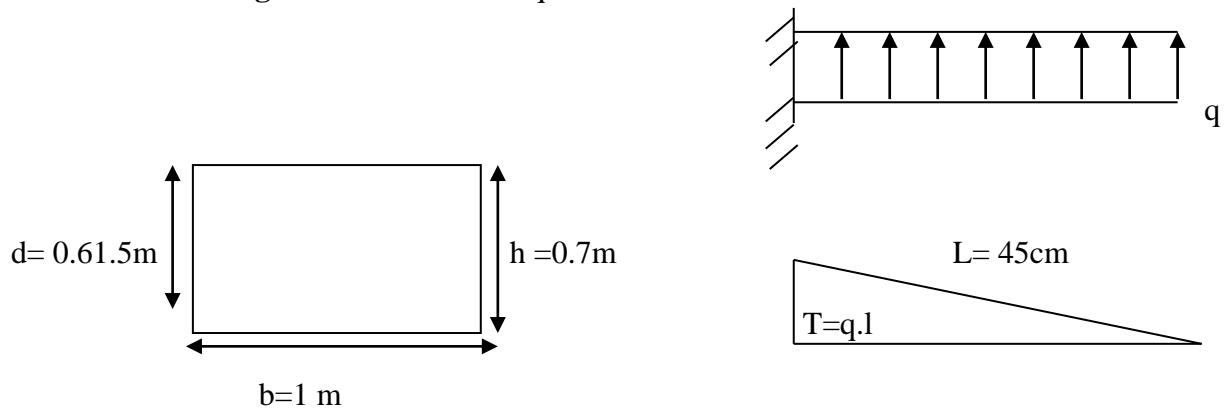
h=0,7m

b=1.00m

d=0,9h=0,63 m

❖ **Présentation schématique :**

Fig. 03. schéma isostatique et sollicitations de les débords. ❖



**l'ELU :**

$$M_{\max} = q_u L^2 / 2 = 102.64 \times (0.45)^2 / 2 = 10.39KN.m$$

$$\mu = 0.0018 \quad ; \quad \alpha = 0.0023 \quad \beta = 0.999$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} \quad A_{S_{\min}} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_c$$

$$A_s = 0.47 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_{S_{\min}} = 7.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **l'ELS** : (fissuration préjudiciable)

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times L^2 / 2 = 74.80 \times (0.45)^2 / 2 = 7.57 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 0.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc  $A_s = \max(A_{su}, A_{s\text{ser}}, A_{S_{\min}})$ .

$$A_s = 7.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on choisit 5HA14 /ml avec un espacement 20 cm.

• **8/Etude de la nervure :**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

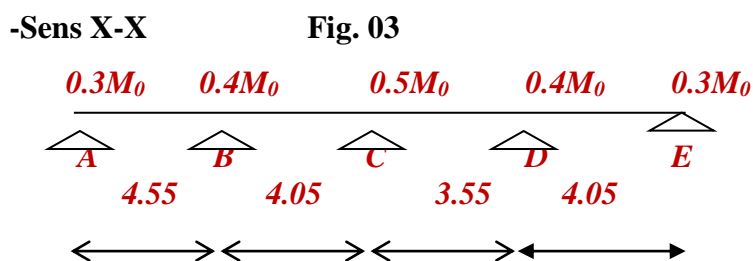
$$h = 70 \text{ cm} \quad d = 63 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

**a-Calcul les charges revenant à la nervure**

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{\text{rad}}$	$q_{\text{ser}} = (G+Q) / S_{\text{rad}}$
$q_u = 50011.3 / 487.26$	$q_{\text{ser}} = 36447.8 / 487.26$
$q_u = 102.64 \text{ KN/m}^2$	$q_{\text{ser}} = 74.80 \text{ KN/m}^2$

Tableau 08



E.L.U					E.L.S				
Les travées	AB	BC	CD	DE	Les travées	AB	BC	CD	DE
	4.55	4.05	3.55	4.05		4.55	4.05	3.55	4.05



$P_u$ (Kg/ml)	10264				$P_s$ (kg/ml)	7480			
$M_0$ (Kg.m)	26561.31	21044.41	16169.	21.044.41	$M_0$ (Kg.m)	19356.83	15336.33	11783.33	15336.33

**Tableau 09**

B : Les moments sur appuis :

Tableau10. Les moments sur appuis à E.L.U et E.L.S

Travées (m)		E.L.U		E.L.S	
		$M_0$ (Kg.m)	$M_{app}$ (Kg.m)	$M_0$ (Kg.m)	$M_{app}$ (Kg.m)
AB =4.55	0.3	26561.31	7968.393	19356.83	5807.049
	0.5		13280.655		9678.415
BC = 4.05	0.5	21044.41	8417.764	15336.33	6134.532
	0.4				
CD = 3.55	0.4	16169.	10522.205	11783.33	7666.8.165
	0.5				
EF = 4.05	0.5	21044.41	643.323	15336.33	4600.899
	0.3				

**Tableau11. Les Moment sur travée à E.L.U et E.L.S**

Travées (m)	E.L.U		E.L.S	
	$M_0$ (kg.m)	$M_t$ (kg.m)	$M_0$ (kg.m)	$M_t$ (kg.m)
LAB = 4.55	26561.31	38513.899	19356.83	28067.4035
LBC = 4.05	21044.41	22096.630	15336.33	24009.62
LCD = 3.55	16169	26447.4345	11783.33	19273.17075
LDE=4.05	21044.41	27679.3945	15336.33	22237.00

$$V_x = \frac{P_u l}{2} + \frac{M_E - M_W}{l}$$

Tableau12. L'effort tranchant à E.L.U et E.L.S

travées	L (m)	E.L.U			E.L.S		
		$V_{0x} = \frac{P_u l}{2}$	Tg(kg)	Td(kg)	$V_{0x} = \frac{P_u l}{2}$	Tg(kg)	Td(kg)
A-B	4.55	23350.6	24518.130	-22183.069	17017	16166.150	-17867.849
B-C	4.05	20784.6	19583.886	-21985.314	15147	16022.032	-14271.967
C-D	3.55	18218.6	18811.40	-17625.799	13277	13708.63	-12845.37
D-E	4.05	20784.6	18605.17	-23223.83	15147	14389.99	-15904.01

-Sens Y-Y

fig 04

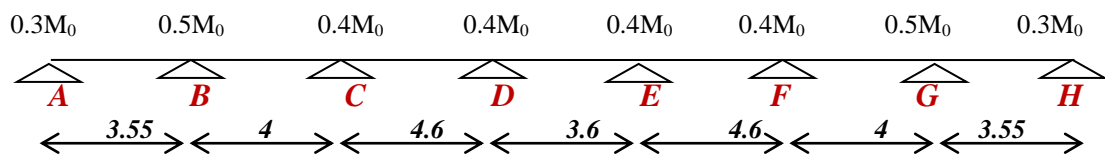


Tableau 13

E.L.U						E.L.S					
Les travées	AB	BC	CD	DE	EF	Les travées	AB	BC	CD	DE	EF
		3.55	4	4.6	3.6		4.6		3.55	4	4.6
Pu (KN/ml)	102.64					Ps (kN/ml)	74.80				
M0 (KN.m)	161.69	205.28	271.48	166.27	271.48	M0 (KN.m)	117.83	149.6	197.84	121.17	197.84

E.L.U			E.L.S		
Les travées	FG	GH	Les travées	FG	GH
		4		3.55	
Pu (KN/ml)	102.64		Ps (kN/ml)	74.80	
M0 (KN.m)	205.28	161.69	M0 (KN.m)	149.6	117.83

B : Les moments sur appuis :

Tableau14. Les moments sur appuis à E.L.U et E.L.S

Travées (m)		E.L.U		E.L.S	
		$M_0(Kg.m)$	$M_{app}(Kg.m)$	$M_0(Kg.m)$	$M_{app}(Kg.m)$
AB =3.55	0.3	161.69	48.507	117.83	35.349
	0.5		102.64		74.8
BC = 4.0	0.5	205.28	82.112	149.6	79.136
	0.4				
CD = 4.6	0.4	271.48	108.592	197.84	79.136
	0.4				
DE = 3.6	0.4	166.27	108.592	121.17	79.136
	0.4				
EF = 4.6	0.4	271.48	82.112	197.84	79.136
	0.4				
FG=4	0.4	205.28	102.64	149.6	74.8
	0.5				
GH=3.55	0.5	161.69	48.507	117.83	35.349
	0.3				

Tableau15. Les Moment sur travée à E.L.U et E.L.S

Travées (m)	E.L.U	E.L.S
	$M_i(kg.m)$	$M_i(kg.m)$
LAB = 3.55	245.348	178.79
LBC = 4.00	307.92	233.85
LCD = 4.6	380.406	286.86

LDE=3.6	283.176	206.36
LEF=4.6	380.406	286.86
LFG=4.00	307.92	233.85
LGH=3.55	245.348	178.79

Tableau16. L'effort tranchant à E.L.U et E.L.S

$$V_x = \frac{P_u l}{2} + \frac{M_E - M_W}{l}$$

travées	L (m)	E.L.U			E.L.S		
		$V_{0x} = \frac{p_u l}{2}$	Tg(kg)	Td(kg)	$V_{0x} = \frac{p_u l}{2}$	Tg(kg)	Td(kg)
A-B	3.55	182.186	197.43	-166.94	132.77	143.88	-121.66
B-C	4.00	205.28	200.148	-210.412	149.6	150.684	-148.516
C-D	4.60	236.072	241.82	-230.32	172.04	172.04	-172.04
D-E	3.6	184.752	177.39	-192.11	134.64	134.64	-134.64
E-F	4.6	236.072	230.32	-241.82	172.04	172.04	-172.04
F-G	4.00	205.28	210.412	-200.148	149.6	148.516	-150.684
G-H	3.55	182.186	166.94	-197.43	132.77	121.66	-143.88

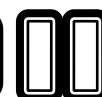
$$ELU \begin{cases} (X - X) : M_t = 385.139 KN.m, M_a = -132.806 KN.m \\ (Y - Y) : M_t = 380.176 KN.m, M_a = -108.592 KN.m \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} (X - X) : M_t = 280.67 KN.m, M_a = -96.78 KN.m \\ (Y - Y) : M_t = 286.86 KN.m, M_a = -79.136 KN.m \end{cases}$$

ferraillage de nervure a la ELU:

Sens		Mu [KN.m]	$\mu_b$	$\alpha$	$\beta$	Acal	Amin	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	132.806	0.023	0.029	0.988	6.13	17.5	17.5	4HA16+4HA20
	Travée	385.138	0.088	0.115	0.954	18.41	17.5	18.41	4HA16+4HA20
Y-Y	Appuis	108.592	0.024	0.031	0.987	5.64	17.5	17.5	4HA16+4HA20
	travée	380.176	0.085	0.111	.9550	20.42	17.5	20.42	4HA16+4HA20

Tableau 17





ferraillage de nervure a la ELS:

Sens		Mu [KN.m]	$\mu b$	$\alpha$	$\beta$	Acal	Amin	A adoptée	Section adoptée
X-X	Appuis	96.78	0.017	0.021	0.991	4.45	17.5	17.45	4HA16+4HA20
	Travée	286.67	0.050	0.065	0.973	13.42	17.5	17.5	4HA16+4HA20
Y-Y	Appuis	79.136	0.017	0.002	0.999	4.06	17.5	17.5	4HA16+4HA20
	travée	280.86	0.063	0.081	0.967	14.89	17.5	17.5	4HA16+4HA20

• Tableau 18

- Vérifications à l'ELU :

-Vérifications de la l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2.f_{c28}}{\gamma_b}, 5MPa \right\}$$

Sens	Vu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	Observation
X-X	245.18	0.38	C.V
Y-Y	241.82	0.38	C.V

Tableau 19

Vérifications nécessaires pour les nervures :

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \quad (\text{BAEL91.A.4.2})$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 50 \times 63 \times \frac{2.1}{400} = 3.8\text{cm}^2$$

- Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times 50 \times 70 = 3.5\text{cm}^2$$

Selon PPA99/2003 :

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% b \times h \quad (\text{art. 7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.5\% 50 \times 70 = 17.5\text{cm}^2$$



- Armatures transversales minimales

$$\Phi \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (20, 50, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

- Armatures transversales minimales

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

Nous prenons :  $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures transversales

• En zone nodale

$$S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\Phi_L \right) \Rightarrow S_t \leq \min (17.5, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

• En zone courante

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \Rightarrow S_t \leq 35$$

Nous prenons :

$S_t = 15 \text{ cm}$  En zone nodale

$S_t = 20 \text{ cm}$  En zone courante

**Nota :**

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

Afin de garder la nappe supérieure dans sa position il faut prévoir des chaises en T10 5/m<sup>2</sup> spécialement conçus et confectionnés en ce sens.

**Nervure sur appui :**

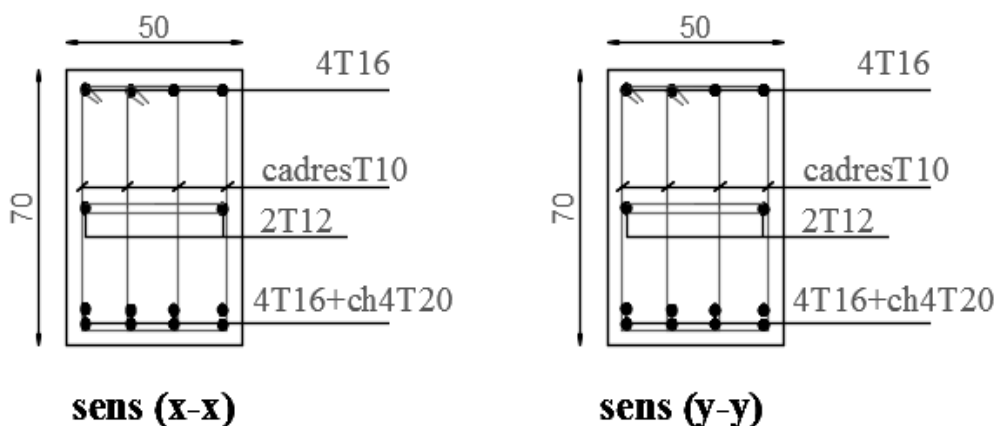


Fig.05.ferraillage sur appui de nervure.

Nervure en travée :

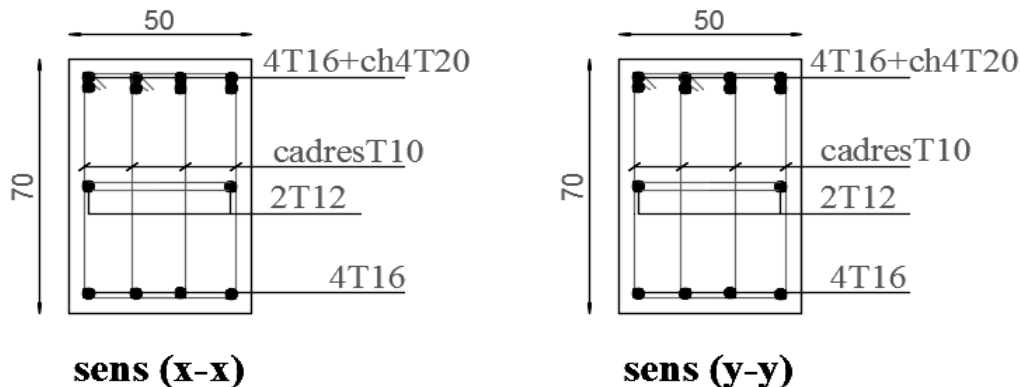


Fig.06.ferraillage en travée de nervure.

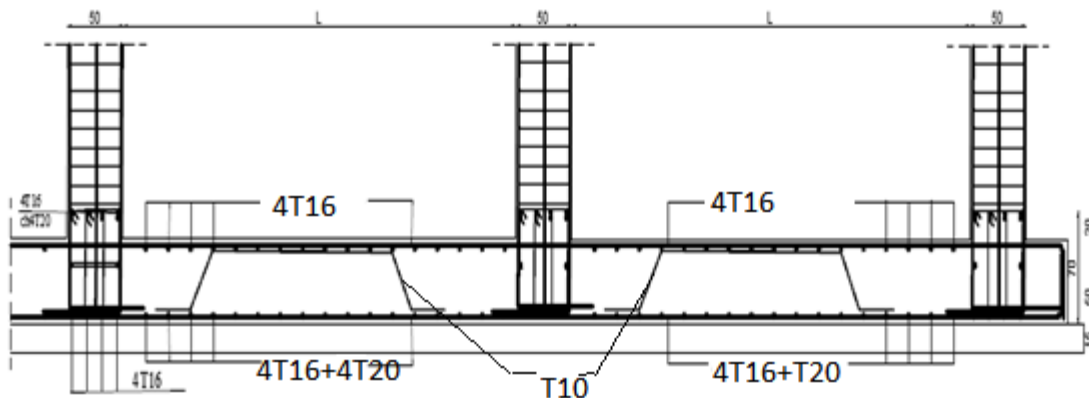


Fig.VII.07. ferraillage globale de radier.

## La Longrine

### 1/Introduction :

Il est à noter que des longrines doivent être prévues au même niveau que le sous-sol afin de cadrer le dallage qui sera coulé sur un remblai de rattrapage de niveau par panneau limité par ces mêmes longrines. La présence de ces longrines permettra d'éviter les grandes surfaces de dallage pouvant engendrer des désordres éventuels tels que fissures, tassement, soulèvement si les dispositions nécessaires ne sont pas prises....

D'après le règlement RPA99 (art 10.1.1)  
Les longrines (ou les dispositifs équivalents) doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :  $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

$\alpha$  : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considéré (tableau10.1)  
site  $S_2$ .zone IIa  $\rightarrow \alpha=15$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines soit la section du béton :  $A=25 \times 30 \text{ cm}^2$  :Site de catégorie  $S_2$   
donc : on adopte  $A=30 \times 40 \text{ cm}^2$

## 2.CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES :

### 1.1. E.L.U :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s}$$

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{1863}{15} = 124.2 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \quad (\text{c.v})$$

$$A_s = \frac{124.2 \times 10^3}{348 \times 100} = 3.56 \text{ cm}^2$$

### 1.2. Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{\min}^{RPA} = 0.6\% B = 0.006 \times 30 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_u ; A_{\min}^{RPA}) = A_{\min}^{RPA} = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 3\text{HA}12+3\text{HA}14= 8.01 \text{ cm}^2$$

### 1.3. Condition de non fragilité :

Pour une pièce de section droite B, soumise à la traction simple, et dont la section totale des armatures est A, on doit avoir :

$$B \leq A_s \cdot \frac{f_e}{f_{t28}} = 8.01 \times \frac{400}{2.1} = 1542.85 \text{ cm}^2$$

Donc la pièce n'est pas fragile.

### 1.4. Vérification à L'E.L. S :

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{2070}{15} = 138 \text{ KN} > 20 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = \frac{F_{ser}}{A} = \frac{134.06 \times 10^3}{8.01 \times 100} = 172.28 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, donc  $\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$

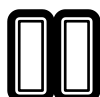
$$\sigma_s = 172.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{c.v})$$

## 2.LES ARMATURES TRANSVERSALES :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres  $\Phi 6$  +étrier  $\Phi 6$

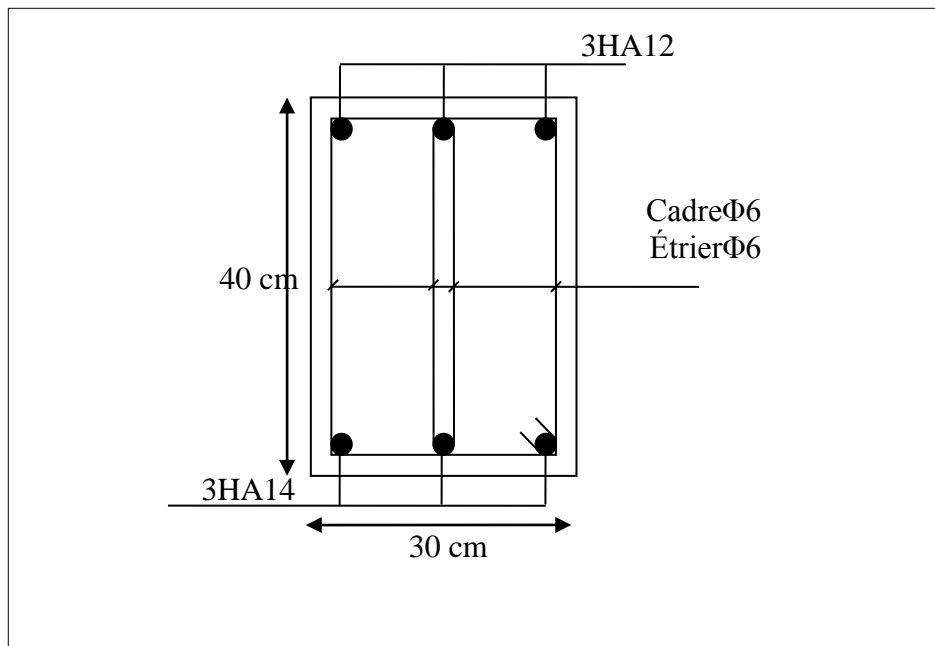
L'espacement : Selon RPA99

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15 \phi \ell)$$



$$S_t \leq \min(20\text{cm}; 18)$$

Soit :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .



**Fig.-1- disposition d'armature de longrine.**

### **LA DALLE FLOTTANTE**

#### **1. INTRODUCTION :**

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terreplein :

- ❖ Dallage porteur : est lié à la bêche périphérique.
- ❖ Dallage non porteur : est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

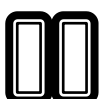
Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

#### **2. MISE EN ŒUVRE :**

La mise en œuvre d'un dallage sur terreplein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- ❖ La préparation du sol.
- ❖ La mise en place de terre pleine.
- ❖ L'exécution du dallage.

##### **2.1. Préparation du sol :**



La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.

### **2.2. Mise en place de terre pleine :**

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

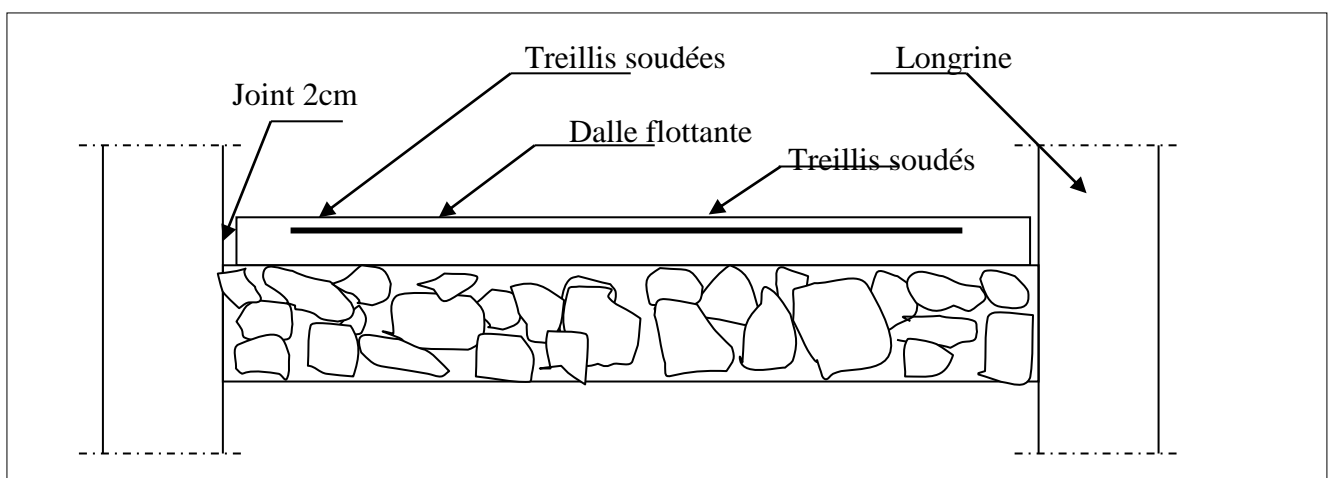
On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène il y a également de prévoir un hérisson nage en pierres sèches de 20 cm d'épaisseur.

### **2.3. Exécution de dallage:**

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm min, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 15 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur il faut assurer l'indépendance de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de  $\Phi 5$ , maille de  $(15 \times 15) \text{ cm}^2$ , ces armatures seront placées au  $\frac{2}{3}$  supérieurs de l'épaisseur du dallage.



**Fig-2-dalle flottante.**

# CONCLUSION

L'étude de ce projet nous a permis de rassembler les différentes connaissances acquises en vrac tout au long des cinq années de cursus universitaire.

L'utilisation de ces connaissances dans un projet nous a également permis de mieux appréhender et dans les détails les différentes étapes de conception, de calcul et de réalisation afférentes à un projet.

Cette étude nous a également contraint à adopter un rythme de travail qui nous a aidé à mieux enrichir nos connaissances tant sur le plan d'une meilleure exploitation de la documentation (livres techniques, documents techniques réglementaires en vigueur...), que familiarisation avec les logiciels de calcul ou de dessin (Robot-bat, SAP 2000, Auto cad).

Si la documentation technique et l'outil informatique sont d'un apport précieux et indispensable dans la conception de la structure d'un projet, néanmoins la contribution du bon sens de l'ingénieur par le choix des solutions les plus efficaces et les moins coûteuses reste primordiale.

Enfin, ce modeste travail ne reste pour nous qu'un premier pas qui sera si Dieu le veut suivi par d'autres encore plus importants et on n'a nullement la prétention d'avoir tout appris.

On peut situer cette étude comme une expérience

Cette expérience nous permettons de pondre beaucoup d'information sur la méthode de calcul et d'étude des structures

Donc c'est une première et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur

# BIBLIOGRAPHIE

## Les documents :

- **RPA99/Version2003** : règlement parasismique algérienne.
- **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- **RNV99** : règles neige et vent.
- **C.B.A93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **D.T.R.B.C .2.2**: Document technique réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation ).

## Cours :

- Béton armé.
- Dynamique des structures.
- Cours de bâtiment.
- Résistance des matériaux.

## Logiciels :

- ROBOT 2016.....Analyse des structures
- AUTOCAD 2009.....Dessin.
- EXCEL 20016.....Calcul.
- WORD 2016.....Traitement du texte.



**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES  
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$		$\mu_x$	$\mu_y$	$\mu_x$	$\mu_y$
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

## SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en  $cm^2$  de N armatures de diamètre  $\phi$  en mm.

$\phi$ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33