

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra  
Faculté des Sciences et de la Technologie  
Département de Génie civil et d'Hydraulique  
Référence : ...../2019



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية و الري  
المرجع ...../2019

## Mémoire de Master

**Filière :** Génie civil

**Spécialité :** structure

**Thème**

Calcul d'un bâtiment(R+10) en Béton Armé à usage  
D'habitation Contreventement portique par voiles

**L'étudiant :**

Abdellaoui Mohammed Ettahir

**Encadreur :**

Dr : Chabi Samia

Promotion Juillet 2019

# SOMMAIRE

<b>Introduction :</b> .....	01
<b>Chapitre I : introduction générale.</b>	
▪ I.1. Présentation de l'ouvrage :.....	02
▪ I.2. I.3 Les états limites : .....	03
▪ I.3 les actions :.....	04
▪ I.4: Les matériaux : .....	06
<b>Chapitre II : pre-dimensionnement.</b>	
▪ II.1 : Introduction :.....	11
▪ II.2 : pré dimensionnement des éléments porteurs :.....	11
II.2-1 : les poutres :.....	11
II.2.2 : Les poteaux :.....	12
II.2.3 : Les planchers .....	12
II.2.4 : les voiles :.....	14
II.2.5 : dalles pleines du balcon :.....	15
II.2.6 : Escalier : .....	15
<b>Chapitre III : Evaluation des charges et surcharges</b>	
▪ III. 1. Plancher terrasse inaccessible : .....	17
▪ III.2.Plancher étage courant :.....	17
▪ III.3. dalle pleine (Balcon) :.....	18
▪ III.4.Murs extérieurs (doubles cloisons en briques creuses) :.....	18
▪ III.5.L'acrotère :.....	19
▪ III.6.Les escaliers :.....	19
▪ III.7. descente des charges .....	20
<b>Chapitre IV : étude des éléments secondaire</b>	
▪ IV.1-Planchers.....	26
▪ IV.2-Escaliers .....	49
▪ IV.3-Dalles pleines .....	60
▪ IV.4-Acrotère .....	63
<b>Chapitre V : étude dynamique</b>	
▪ V.1. Introduction .....	69
▪ V.2.Méthode de calcul : .....	69
▪ V.3.Analyse de la structure :.....	74

▪ V.4.Calcul Des Actions Sismiques :.....	78
▪ V.5.conclusion :.....	84

***Chapitre VI : étude au vent***

▪ VI.1. Introduction .....	85
▪ VI.2. Application du R.N.V 99.....	85
▪ VI. 4.Conclusion .....	97

***Chapitre VII : ferrailage des éléments structuraux***

▪ Poteaux.....	98
▪ Poutres .....	107
▪ Voiles .....	114

***Chapitre VIII: étude de l'infrastructure***

▪ VIII.1.Introduction : .....	120
▪ VIII.2 . Etude des fondations: .....	120
▪ VIII.3.Radiers et ferrailage:.....	121
▪ VIII.4.Longrine.....	145

***Conclusion***

***Bibliographie***

## Liste de figure

<b>Chap I</b> .....	
Fig I.1: Evaluation de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton.....	6
Fig II.2 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU.....	8
Fig. I.3. Diagramme Déformation - Contrainte d'acier. ....	10
<b>Chap II</b> .....	
Fig.II.1: Hauteur libre d'étage.....	12
Fig.II.2. Coupe du plancher à corps creux. ....	13
Fig.II.3 Schéma d'une poutrelle .....	14
Fig.II.4. :coupe verticale d'un voile .....	14
Fig.II.5. Balcon.....	15
Fig II.6.Schéma statique de l'escalier.....	16
<b>Chap III</b> .....	
Fig III.1 étage courant.....	17
Fig III.2 plancher terrasse .....	17
Fig III .3 dalle pleine .....	18
Fig III .4 Murs.....	18
Fig.III.5 Vue en plan d'un acrotère .....	19
Fig III.7 Vue en plan des poteaux.....	20
<b>Chap IV</b> .....	
Fig IV.1.2 et3: Schéma du type de poutrelles .....	26
Fig IV.4 .5.6.7Schéma statique d'une poutrelle.....	28-33
Fig IV.1.8 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	46
Fig IV.9.schéma de ferrailage des poutrelles .....	47
Fig IV10 Schéma de sens de la poutrelle .....	48
Fig IV.2.1. Vue en plan et en perspective de l'escalier.....	49
Fig IV.2.2 Schéma statique1 et 2.....	49
Fig. IV 2.3 Schéma statique avec chargement.....	50
Fig IV.2.4 Section à ferrailer.....	50
Fig IV.2.5 Section à ferrailer <b>1et2</b> .....	54
Fig IV.2.6 : schéma statique de la console .....	55
Fig. IV.2.8.Schéma de ferrailage de la poutre .....	59
Fig IV.3.1.dalle pleine.....	60
Fig IV.3.2.schéma statique de la dalle sur un seul.....	60
Fig IV.3.4 et 3.5schéma de ferrailage de la dalle Etage et terrasse.....	62
Fig IV.4.3 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	68

<b>Chap V</b> .....	
Fig.V.3.1 Vue en plan pour le disposition du voiles selon le plan initiale.....	74
Fig.V.3.2. 1 <sup>er</sup> 2 <sup>eme</sup> 3 <sup>eme</sup> mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).....	75
Fig. V.3.5.Deuxième variante des voiles.....	76
Fig.V.3.5.1 <sup>er</sup> 2 <sup>eme</sup> 3 <sup>eme</sup> mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).....	77
<b>Chap VI</b> .....	
FigVI.2.1. Action au vent .....	86
Fig VI.2.2 Etat « vue » en plan.....	90
Fig VI.2.3. Action au vent .....	91
<b>Chap VII</b> .....	
Fig VII-1-1 : Zone nodale .....	99
Fig VII.1.2Ferrailage des poteau.....	107
Fig VII.2.1Ferrailage Les Poutres Secondaires.....	112
FigVII.2.2 Ferrailage Les Poutres Principal.....	113
FigVII 2.3Ferrailage Les Poutres Principal +les Poteaux .....	113
FigVII.3.1. Ferrailage des voiles.....	119
<b>Chap VIII</b> .....	
FigVIII.2:schéma isostatique et sollicitations de les débords.....	135
Fig. VII.3. Sollicitation des nerverais sens X-X (ELU ).....	137
Fig. VII.4. Sollicitation des nerverais sens X-X (ELS ).....	138
Fig. VII.5. Sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELU ).....	139
Fig. VII.6. Sollicitation des nerverais sens Y-Y(ELS ).....	140
FigVIII 7.ferrailage Radier A-A.....	142
FigVIII 8.ferrailage Radier.....	143
FigVIII 9.ferrailage nervure X-X et Y-Y.....	143
Fig. VIII.10 Schéma de ferrailage de Longrine.....	145

## Liste des tableaux

<b>Chap I</b> .....	
Tab I.1 : $f_e$ en fonction du type d'acier.....	9
Tab I.2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser.....	10
<b>Chap II</b> .....	
<b>Chap III</b> .....	
Tab III. 1. Plancher Terrasse (inaccessible) .....	17
Tab III.2.Plancher Etage (courant).....	17
Tab III.3.Dalle Pallne (Balcon).....	18
Tab III.4 .Murs extérieurs .....	19
Tab III.5. Evaluation des charges et sur charges du paillaisee.....	20
Tab III.6 Evaluation des charges sur le palier .....	20
Tab III.7.1 Descente des charge ( 2-E).....	23
Tab III.7.2Vérification du critère de résistance (BAEI) .....	23
Tab III.7.3 Vérification au flambement des poteaux.....	24
Tab III.7.4 vérification de l'effort normal réduit .....	25
<b>Chap IV</b> .....	
Tab IV.1.1 Charges et surcharges d'exploitation.....	29
Tab IV.1.2 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Etages courants et Terrasse .....	30.31.32.34.35
Tab IV.1.8 Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.....	34
Tab IV.1.9 Ferrailage Des Poutrelles.....	44
Tab IV.1.10 Choix des barres de ferrailage.....	44
Tab IV.1.11Vérification des états limites de compression du béton.....	45
Tab IV.1.12 Vérification des états limites de déformation.....	46
<b>Chap V</b> .....	
Tab V.1.Valeurs des pénalités $Pq$ .....	70
Tab. V.3.1. Périodes et factures da participation massique modale.....	76
Tab. V.7.1.Vérification du déplacements longitudinal.....	81
Tab .V.7.2.Vérification du déplacements transversal.....	81
Tab V 7.3Résume l'ensemble des résultats dans le sens longitudinal (sens x-x) .....	82
Tab. V.7.4. Résume l'ensemble des résultats dans le sens transversal (sens y-y) .....	82
Tab. V.7.5Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens XX.....	83
Tab. V.4.2.Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens yy.....	83

<b>Chap VI</b> .....	
Tab VI.2.2. Détermination de la pression dynamique qdyn.....	87
Tab VI 5.2 (RNV P.66).....	91
<b>Chap VII</b> .....	
Tab VII.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	99
Tab VII.2 Les sollicitations dans les poteaux.....	100
Tab VII.3 Armatures longitudinales ELU.....	102
Tab VII.4 Armatures longitudinales $G + Q \pm E$ .....	102
Tab VII.5 Armatures longitudinales $(0,8G+E)$ .....	103
Tab VII.6 Combinaison $(1.35G + 1.5Q)$ .....	109
Tab VII.7 Combinaison $(G + Q)$ .....	109
<b>Chap VIII</b> .....	
Tab VIII Vérification de la stabilité du radier sous $(0.8G \pm E)$ .....	128
Tab VIII 2 Vérification au non soulèvement des fondations $(G+Q+E)$ .....	129
Tab VIII 3 Calcul des moments fléchissant.....	130

## **REMERCIEMENTS**

*Tout d'abord je remercie **Allah** avant tout*

*Je tiens à remercier mon prof, **CHABI Samya** qui m'a soutenu tout au long de cette mémoire. Je le remercie pour sa patience, sa gentillesse, sa disponibilité et ses judicieux conseils qui ont contribué à alimenter ma réflexion.*

*Avant toute chose, je remercie dieux tout puissant de m'avoir donné toute cette force, qui m'a permis d'arriver un bon port.*

*Je remercie aussi ma famille et surtout mes parents pour m'avoir soutenu durant toute cette période.*

*Enfin mes remerciement vont à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de ce travail.*

***Merci à tous.***

# Chapitre I

## Généralité

Chapitre III  
Prédimensionnement  
des éléments

Chapitre IV  
Etude des  
éléments secondaires

# Chapitre V

## Etude dynamique

# Chapitre III

## Evaluation des charges et surcharges

# Chapitre VI

## Etude au Vent

Chapitre VIII  
Etude  
de l'infrastructure

# Chapitre VII

## Etude des éléments structuraux















## **DÉDICACES**

*P Je dédie ce travail à:*

*Mes chers parents, qui m'ont toujours*

*encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de*

***Ma mère, mon père, mes frères, mes sœurs, merci Sur votre soutien à moi.***

*Toute ma famille **ABDELLAOUI** et Tous mes amis*

*Mes amis: Jouda , Hasni ,Ramzi, Masseaud , Hassan*

*Zeroual, Yassin, Kadéro, Amer, Rezki ,Badi , Khalifa, Ala, Fouzi, Imad*

*et Tout la famille de **Village Roudjel***

*A toute la Promotion 2018 et particulièrement mes amis*

*Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

## **Conclusion générale**

L'étude de ce projet nous a permis de rassembler les différentes connaissances acquises tout au long des cinq années de cursus universitaire .

L'utilisation de ces connaissances dans un projet nous a également permis de mieux appréhender les détails des 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 ,...)

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 restent primordiales .

## BIBLIOGRAPHIE

- Livres et cours:
- Règle parasismique Algérien (RPA 99)
- Application du R.N.V 99
- Règle BAEL 91
- Document technique réglementaire (DTR b.c.2.2.surcharge d'exploit).
- TD et Cours de la département de Génie Civil université Mohamed khider-Biskra
  
- .Béton armé (BAEL 91modifié 99 et DTU associés)(Jean-Pierre mougin)
- projets de fin d'étude
- **Logiciels :**
  - ✓ Auto desk robot structural analysais professionnel 2018  
Analyse des structures.
  - ✓ Auto desk Auto CAD 2018 ... .....Dessin.
  - ✓ EXCEL 2007.....Calcul.
  - ✓ WORD 2007.....Traitement du texte



**VIII.1.Introduction :**

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage on distingue deux types de fondations :

- 1 -Fondations superficielle
- 2 - Fondations profondes

**.Étude de sol . :**

Une étude préalable du sol à donnée la valeur 2 bars pour la contrainte admissible du sol ( $\sigma_{sol}$ ).

L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivant :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrine.
- Jouer le rôle d'Appuis.
- Assurer la liaison.
- Limier les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.

**VIII.2 : Etude des fondations:****2.1. 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.  $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bar}$ .

**2.2 .Choix du type de fondation :**

- ❖ Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

Etude des fondations:

- Le poids de la structure.
- La capacité portante du sol.
- L'économie dans la réalisation.
- La rapidité et la facilité d'exécution.

- Stabilité totale de L'ouvrage.
- ❖ Choix de type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante.
- Semelle isolé.
- Radier général.

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)

### **VIII.3.Radiers :**

#### **3.1. 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.

#### **3.2. 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.

### 3.3 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.

### 3.4. Justification :

$$Si \frac{S_{semelle}^{total}}{S_{semelle}} \geq 50\% \text{ (Radier général)}$$

$$P_{ser}(\max) = G+Q = 1822.9\text{KN}$$

$$\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$$

$$N = \text{Nombre de poteaux au niveau de étage} = 22$$

**-Surface de semelle ( $S_{semelle}$ ):**

$$S_{semelle} \geq \frac{P_{ser}(\max)}{\delta_{sol}}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{1822.9 \times 10^{-3}}{0.15} = 12.15\text{m}^2$$

S semelle = A×B (semelle carrée A = B)

$$A^2 = 12.15 \rightarrow A=3.48 \text{ m}$$

$$S_{\text{semelle total}} = N \times S = 22 \times 12.15 = 267.3 \text{ m}^2$$

**-Surface du bâtiment total :**

$$s^{\text{total}} = L_x \times L_y = (17.2 \times 4.5) + (17.2 \times 4) + (22.5 \times 5.2) = 263.2 \text{ m}^2$$

$$\frac{267.3}{263.2} = 1.01 \times 100\% = 101\% > 50\% \text{ (Radier général)}$$

### **VIII.4. : Calcul le Radier :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre de radier

#### **4.1 .Combinaison D'action :**

- Pour le dimensionnement ELS (G+Q).
- Pour le Ferrailage ELU (1.35G + 1.5Q).
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

#### **4.2 .Pré-dimensionnement :**

##### **a) Epaisseur du radier :**

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes

##### **b) Condition forfaitaire :**

- **Sous voiles :**  $\frac{L(\text{max})}{8} \leq h_r \leq \frac{L(\text{max})}{5}$

h<sub>r</sub>: Épaisseur du radier.

L<sub>max</sub> : le plus grand travail.

$$L_{\text{max}} = 5.3 \text{ cm} \rightarrow \frac{L(\text{max})}{8} \leq h_r \leq \frac{L(\text{max})}{5}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :  $hr = 70 \text{ cm}$

• **Sous poteaux :**

-La dalle : La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$hr \geq \frac{L(\max)}{20} = \frac{530}{20} = 26.5$$

Avec :  $L_{\max}$  : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 25 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est :  $hr = 50 \text{ cm}$

➤ la nervure :  $b \geq \frac{L(\max)}{10}$

$L_{\max}$ : distance maximal Entre deux files successives.

$$L_{\max} = 5.30 \text{ m .}$$

$$b \geq 530 / 10 = 53 \text{ cm}$$

**c)condition de rigidité :** (Longueur élastique).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

**Lmax:** la plus grande distance entre deux poteaux.  $L_{\max} = 5.30 \text{ m .}$

**Le:** 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).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \quad ; k=4000 \text{ t/m}^3$$

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48.4000.5.3^4}{3216420\pi^4}} = 0.745m$$

**Conclusion:**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

hr = 50 cm pour les nervure.

h = 70cm pour le radier.

b = 55 cm

**Vérification :**

$$Le \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \succ \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

$$Le \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.057}{4000 \times 1}} = 4.46 \succ \frac{2}{3.14} 5.3 = 3.37$$

**4.3 .Calcul de la surface minimale du radier:**

**Détermination des efforts**

**ELU:** Nu = 52367,69KN

**ELS:** Ns = 38322,05KN

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{52367,69}{1.33 \times 150} = 262.49m^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1.33 \sigma_{\text{sol}}} = \frac{38322,05}{1.33 \times 150} = 192.09m^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 263.2 m^2 > \text{Max (S1; S2)} = 262.4m^2$$

**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<sub>x</sub>: longueur en plan (22.5).

L<sub>y</sub>: largeur en plan (15.4 m).

**-Calcul de débordement D :**

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30\text{cm}). \text{ O\`u: } h_r = 0.5\text{m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (25\text{cm} ; 30 \text{ cm}).$$

On prend D = 0.4 m alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 263.2 + 0.4 \times 2 \times (22.5 + 15.4) = 293.52\text{m}^2$$

**-Poids du radier**

$$G = (293.52 \times 0.7 \times 25) = 5136.6 \text{ KN}$$

**-Combinaison d'action**

$$N_u = 52367,69 + 1.35 (5136.6) = 59302.1\text{KN}$$

$$N_s = 38322,05 + 5136.6 = 43458.65 \text{ KN}$$

**4.4.Vérifications de radier :**

**4.5.Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right]$$

Avec : b = 100 cm ; d = 0,9 h = 45 cm

$$T_u^{\text{max}} = q_u \cdot \frac{T_{MAX}}{2}$$

$$T_u^{\text{max}} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \times \frac{T_{\text{max}}}{2} = \frac{59302.1 \times 1}{263.2} \times \frac{5.3}{2} = 597.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{597.07 \times 10^3}{1000 \times 500} = 1.19 \leq 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{...cv}$$

**4.6.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 :**

**\_Nu:** Charge revenant plus chargé.

**\_μC:** 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.

$$\mu C = 2 \times (0.15 + 1.4 + (2 \times 0.7)) = 5.9\text{m}$$

$$N_u = -32647,73\text{KN} \leq 0.045 \times \mu C \times h \times f_{c28}/\gamma_b = 92.925\text{KN} \quad (\text{C.V})$$

**Vérification pour les Poteau :** Le Poteau et le plus sollicitée.

$$\mu C = 2(0.55 + 0.60 + (2 \times 0.7)) = 5.1\text{m}$$

$$N_u = 5674,32\text{KN} \leq 0.045 \times \mu C \times h \times f_{c28}/\gamma_b = 17556.75\text{KN} \quad (\text{C.V})$$

Donc : La condition est Vérifier pour la structure il n'ya pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

**4.7.Vérification de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha . S_{rad} . \gamma_w . Z = 1.5 \times 263.2 \times 10 \times 1.5 \times 1.8 = 10659.6\text{KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier =NG + Gradier

$\alpha$  : 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 =1.8 m)

- $GT = 46293.96\text{KN} > 10659.6\text{KN}$

→ Pas de risque de soulèvement de la structure.

**4.8.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 :

$e = M/ N \leq L /4 \Rightarrow e$  : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

N =6913.24 KN

$M_x = 3007.24 \text{ KN m}$

$M_y = 2325.93 \text{ KNm}$

	Sens(X-X)	Sens(Y-Y)
N (KN)	6913.24	6913.24
M (KN.m)	3007.24	2325.93
e (m)	0.43	0.36
L/4 ( m)	5.625	3.85
Condition	verifier	verifier

**Tab VIII** Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G ± E)

**Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :**

$$I_{x-x} = b \times h^3 / 12 = 5485.62 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = b \times h^3 / 12 = 14125.47 \text{ m}^4$$

**Le centre de gravite**

$$X = \Sigma S_i \times X_i / \Sigma S_i$$

$$Y = \Sigma S_i \times Y_i / \Sigma S_i$$

$$X_g = 11.14 \text{ m}, Y_g = 7.91 \text{ m}$$

**4.9 Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E):**

$$\sigma_m \leq \sigma_{sol}^- ; \quad \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{2} ; \quad \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_{sol} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 150 = 199.5 \text{ KN/m}^2$$

	I (m <sup>4</sup> )	N(KN)	M(KN.m)	S <sub>rad</sub> (m <sup>2</sup> )
X-X	5485.62	52367,69	40966,44	263.2
Y-Y	14125.47	52367,69	42438,96	263.2

	σ <sub>1</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>2</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>m</sub> (KN/m)	σ <sub>sol</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>m</sub> ≤ σ <sub>sol</sub> <sup>-</sup>
X-X	164.22	161.67	163.58	199.5	cv
Y-Y	182.34	181.15	182.04	199.5	cv

**Tab VII 2 Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)**

**4.10. Ferrailage du radier:**

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé 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.

**4.11. Méthodes de calcul :**

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y \cdot M_x$

**Tel que :**

$\mu_x ; \mu_y$  : sont des coefficients en fonction de  $\alpha = l_x/l_y$

et  $\nu$  (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

**• Calcul des moments fléchissant :**

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) + P_{sol} / S_{rad}$	$q_{ser} = (G+Q) / S_{rad}$
$Poid_{sol} = (263.2 \times 2.66 \times 18) = 12602.01 \text{KN}$	$Poid_{sol} = (263.2 \times 2.66 \times 18) = 12602.01 \text{KN}$
$q_u = 65191.65 / 293.52$	$q_{ser} = -51086.45 / 293.52$
$q_u = 222.1 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 174.05 \text{ KN/m}^2$

**Tab VIII 3** Calcul des moments fléchissant

- **Ferraillage de la dalle de radier :**

- ❖ Le plus grand panneau est le panneau du (5.30×5.20) m<sup>2</sup>.

⇒ Panneau de rive

■ l'ELU :  $v = 0$  ;  $q_u = 222.1$  KN/m

$$\alpha = \frac{530}{520} = 1.01 > 0.4$$

⇒ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

**- A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0.068$$

$$\mu_y = 0.436$$

**- donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.068 \times 222.1 \times 5.3 = 79.02 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 0.436 \times 79.02 = 34.45 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 79.02 = 67.17 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 34.45 = 29.28 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 0.3 \times 79.02 = 23.71 \text{ KN.m/ml.}$$

**Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b d^2 b}$$

$$A = \frac{M}{Z \times \sigma_s \times d}$$

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

$$Z = (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{MPa} \quad b = 100 \text{cm} \quad \emptyset \leq h / 10 = 500 / 10 = 50 \text{mm}$$

$$dx = h - c - (\emptyset x / 2) = 50 - 5 - (5 / 2) = 42.5 \text{cm}$$

$$dy = dx - (\varphi x + \varphi y) / 2 = 37.5 \text{cm}$$

**Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

$$A_{\min} = 0.23 . d . b \frac{f_{t28}}{f_e}$$

**Sens- X :**

$$A_{\min} = 0.23 . 100 . 42,5 \frac{2.1}{400} = 5.13 \text{cm}^2$$

**Sens-Y :**

$$A_{\min} = 0.23 . 100 . 37,5 \frac{2.1}{400} = 4.53 \text{cm}^2$$

**Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)**

$$A_{\min}^{BEAL} = 0.001 . bh$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mu (KN ×m)	23.71	67.17	23.71	29.28
μ	0.0092	0.0228	0.0187	0.0146
μ < μ <sub>L</sub>	cv	cv	cv	cv
As' (cm <sup>2</sup> )	0.00	0	0.00	0
α	0.012	0.0288	0.024	0.018
Z	0.952	0.885	0.904	0.928

$\sigma_s$	348	348	348	348
$A_s$ (cm <sup>2</sup> /ml)	1.68	5.13	2.01	2.42
$A_{s\ min}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	5.13	5.13	5	5
Choix des barres/ml	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
$A_{sc\ orres}$ (cm <sup>2</sup> /ml)	6.79	6.79	6.79	6.79
Espacement(cm)	15	15	15	15

**Tab VIII.4** Calcul des armatures

■ l'ELS :  $v = 0.2$  ;  $qs = 174.05\text{KN/m}$

$$\alpha = \frac{520}{530} = 0.94 > 0.4$$

⇒ alors le panneau travaille dans les deux sens

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \quad FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\sigma_s(\text{MPa}) = 201.63 \text{ MPa}$$

**A partir du tableau:**

$$\mu_x = 0,074$$

$$\mu_y = 0,585$$

**- donc les moments sont:**

$$M_x = \mu_x \times qs \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 66.87 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow M_y = 39.12 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \Rightarrow M_{tx} = 56.84 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \Rightarrow M_{ty} = 33.25 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \Rightarrow 20.06 \text{ KN.m/ml.}$$

• Calcul des armatures:

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mu (KN ×m)	20.06	56.84	20.06	33.25
μ	0.0078	0.0222	0.010	0.0165
μ < μ <sub>L</sub>	0.00	0	0.00	0
σ <sub>bc</sub> (MPa)	15	15	15	15
α	0.00978	0.0280	0.0125	0.021
Z	0.961	0.888	0.95	0.916
σ <sub>s</sub> (MPa)	201.63	201.63	201.63	201.63
A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	2.43	7.46	2.79	4.8
A <sub>s min</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	5.28	5.28	5	5
Choix des barres/ml	6HA12	5HA14	6HA12	6HA12
A <sub>sc orres</sub> (cm <sup>2</sup> /ml)	6.79	7.70	6.79	6.79
Espacement (cm)	15	15	15	15

Tab VIII.4 Calcul des armatures

-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \dots\dots\dots(A.5.1,1)p51$$

$$T_x = \frac{q_u \times l_x \times l_y}{l_x + 2l_y} = \frac{222.1 \times 5.3 \times 5.2}{5.3 + 2 \times 5.2} = 389.87.KN.$$

$$\tau_u = \frac{389.87 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.08 \leq 2.5MPa \dots\dots\dots cv$$

.La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales

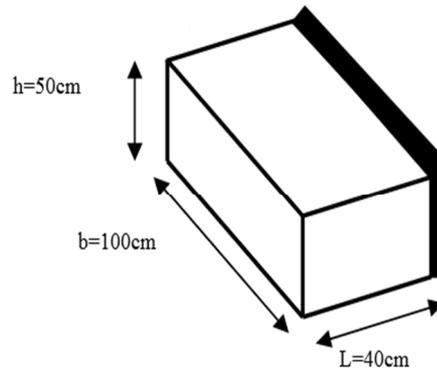
• Etude de débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L=0.40 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner

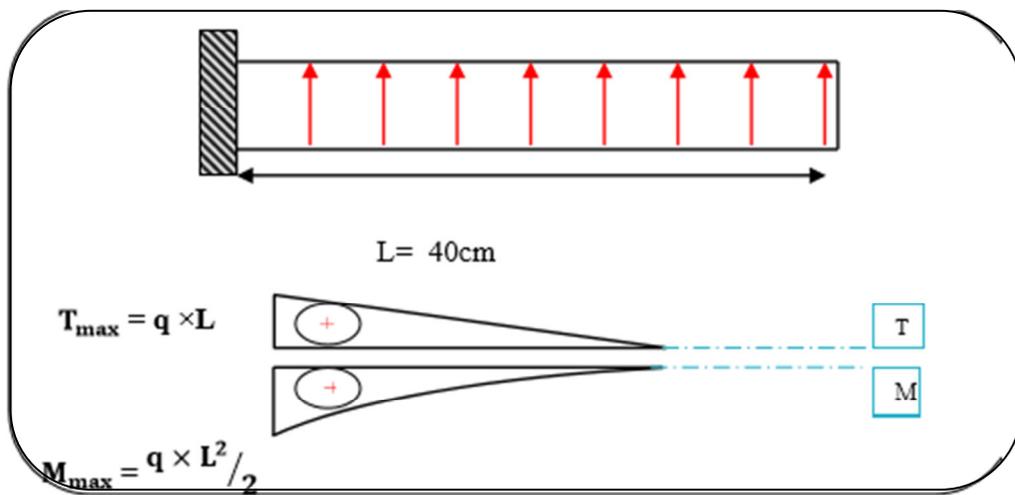
$h = 0.50\text{m}$

$b = 1\text{m}$

$d = 0.9 h = 0.45\text{m}$



- Présentation schématique :



FigVIII.2:schéma isostatique et sollicitations de les débords

■ L'ELU :  $M_{\max} = \frac{q_u \times l^2}{2} = 222.1 \times (0.4)^2 / 2 = 17.54 \text{ KN.m}$

■ L'E LS : (fissuration préjudiciable) :

$M_{\max} = \frac{q_{ser} \times l^2}{2} = 174.05 \times (0.4)^2 / 2 = 13.64 \text{ KN.m}$

	M max	$\mu$	$\alpha$	Z	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>Adop</sub> (cm <sup>2</sup> )	Section adoptée
ELU	17.54	0.006	0.007	0.997	1.12	5.43	5.65	5HA12
ELS	13.64	0.004	0.005	0.998	0.93	5.43	5.65	5HA12

**-Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0.05 f_{e28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$b = 1 \text{ m} ; d = 0,90 \text{ h} = 0.45 \text{ m}$$

$$V_u = q_u \times l .$$

$$V_u = 222.1 \times 0.4 = 88.841 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{88.84 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 1.25 \dots \dots \dots cv$$

- **Etude de la nervure**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

a-Calcul les charges revenant à la nervure

$$h = 70 \text{ cm} \quad d = 65 \text{ cm}$$

$$b = 55 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}.$$

**a-Calcul les charges revenant à la nervure**

Sens X-X

ELU

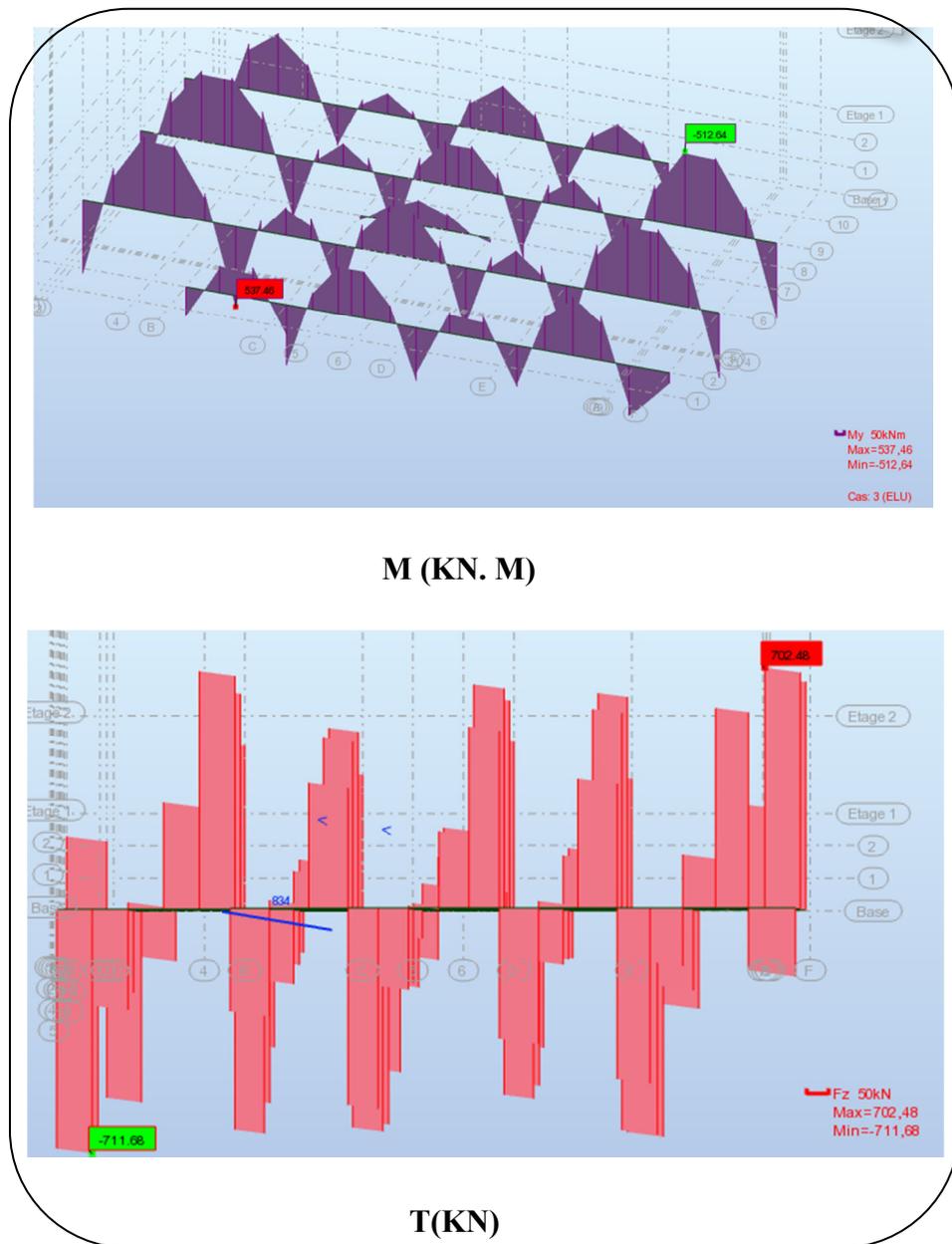


Figure.VII.3. Sollicitation des nerverais sens X-X (ELU )

-Sens Y-Y

ELU

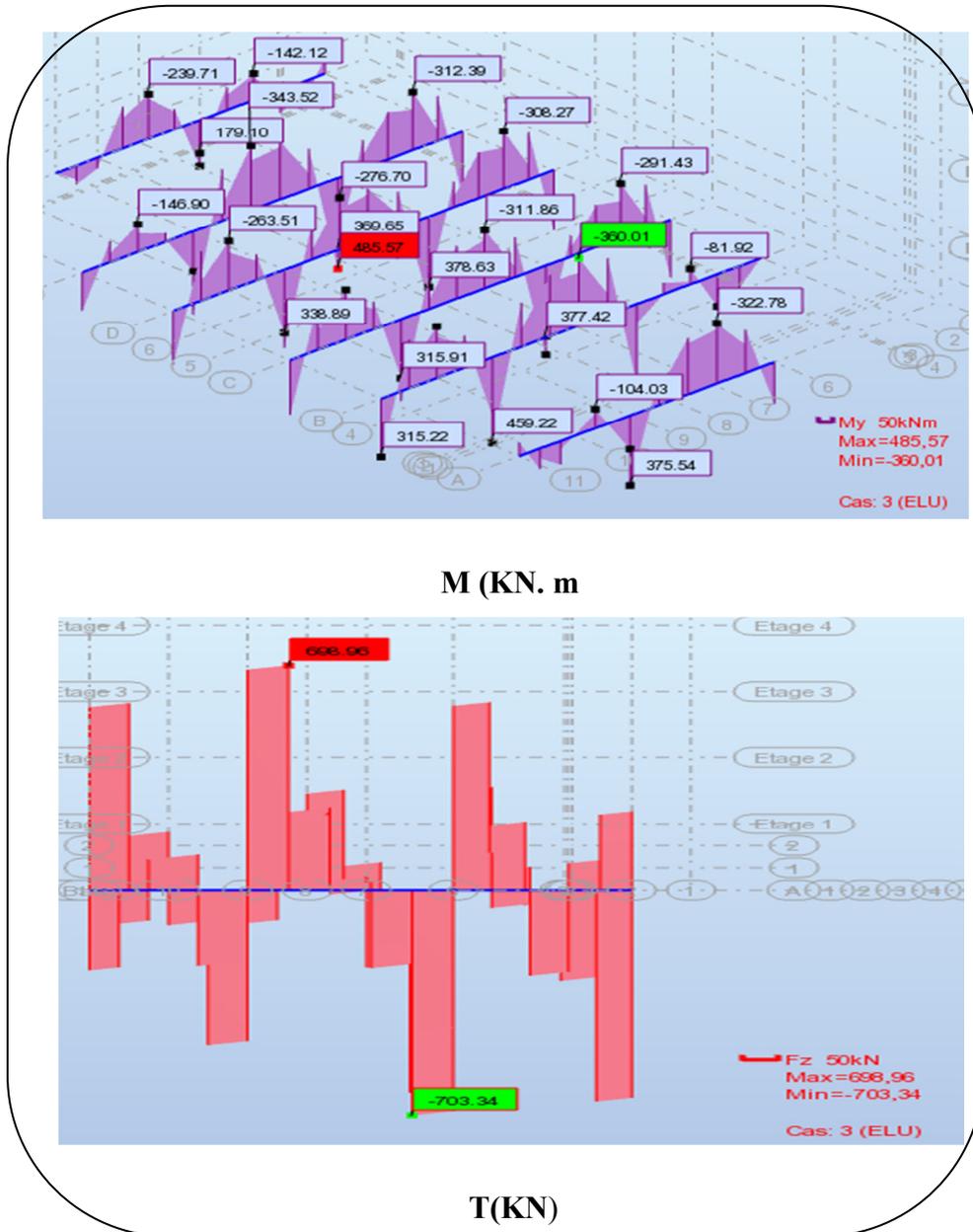


Figure.VII.5. Sollicitation des nerverais sens Y-Y (ELU )

ferraillage de nervure a la ELU

		M	$\mu$	$\alpha$	Z	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{Adop}$ (cm <sup>2</sup> )	Section adoptée
X-X	appui	537.46	0.018	0.023	0.99	24.00	17.5	20.61	8HA20
	travée	512.64	0.015	0.022	0.95	23.85	17.5	20.61	8HA20
Y-Y	appui	392.60	0.073	0.095	0.96	18.07	17.5	20.61	4HA16+4HA20
	travée	375.83	0.074	0.097	0.96	17.30	17.5	20.61	4HA16+4HA20

Tab VIII.ferraillage de nervure a la ELU

- Vérifications à l'ELU

-Vérifications de la l'effort tranchant

$$\tau = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

	Vu (KN)	$\tau_u$ (MPa)	Observation
X-X	272.83	0.86	CV
Y-Y	281,87	0.89	CV

TabVIII.Vérifications de la l'effort tranchant

Vérifications nécessaires pour les nerveux

- Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23.d.b \frac{f_{c28}}{f_s} \quad (\text{BAEL91.A.4.2})$$

$$A_{min} = 0.23.65.55 \frac{2.1}{400} = 3.9\text{cm}^2$$

- Le pourcentage minimal d'armature :

Selon BAEL91 :

$$A_{MIN}^{BEAL} = 0.001.bh \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{MIN}^{BEAL} = 0.001.55.70 = 385cm^2$$

**Selon PPA99/2003:**

$$A_{MIN}^{RPA} = 0.005.bh \quad (\text{art.7.5.2.1})$$

$$A_{MIN}^{RPA} = 0.005.55.70 = 19.25cm^2$$

**- Armatures transversales minimales**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi\right) = (20,55,20) \Rightarrow \phi = 10mm$$

**- Armatures transversales minimales**

$$A_t = 0,003.S_t.b.$$

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 55 = 3.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous prenons : } A_t = 4HA10 = 3.92 \text{ cm}^2$$

**-Espaceement des armatures transversales**

- **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) \Rightarrow S_t \leq (17.5, 24)$$

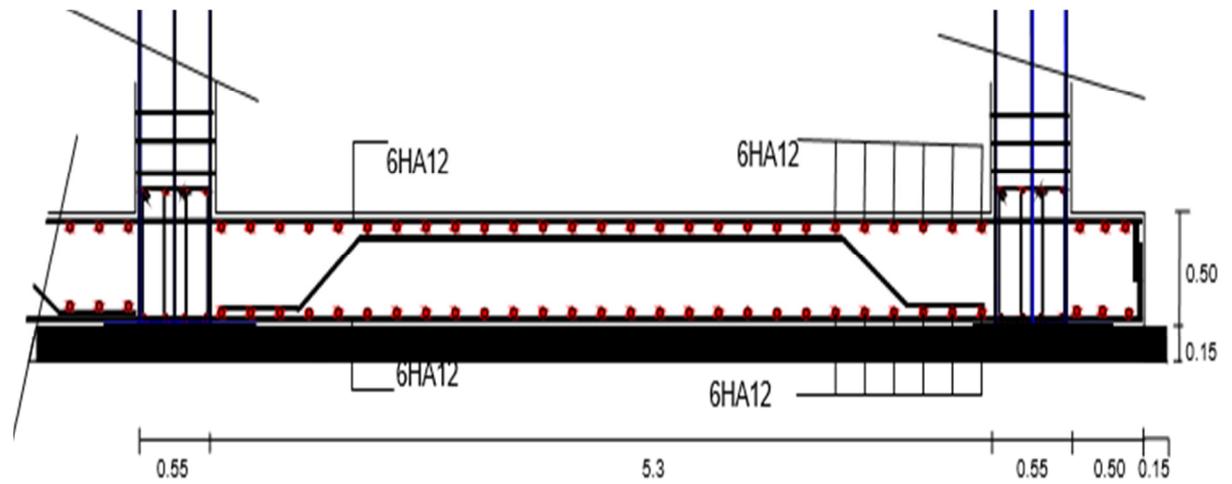
$$S_t \leq 15$$

- **En zone courante**

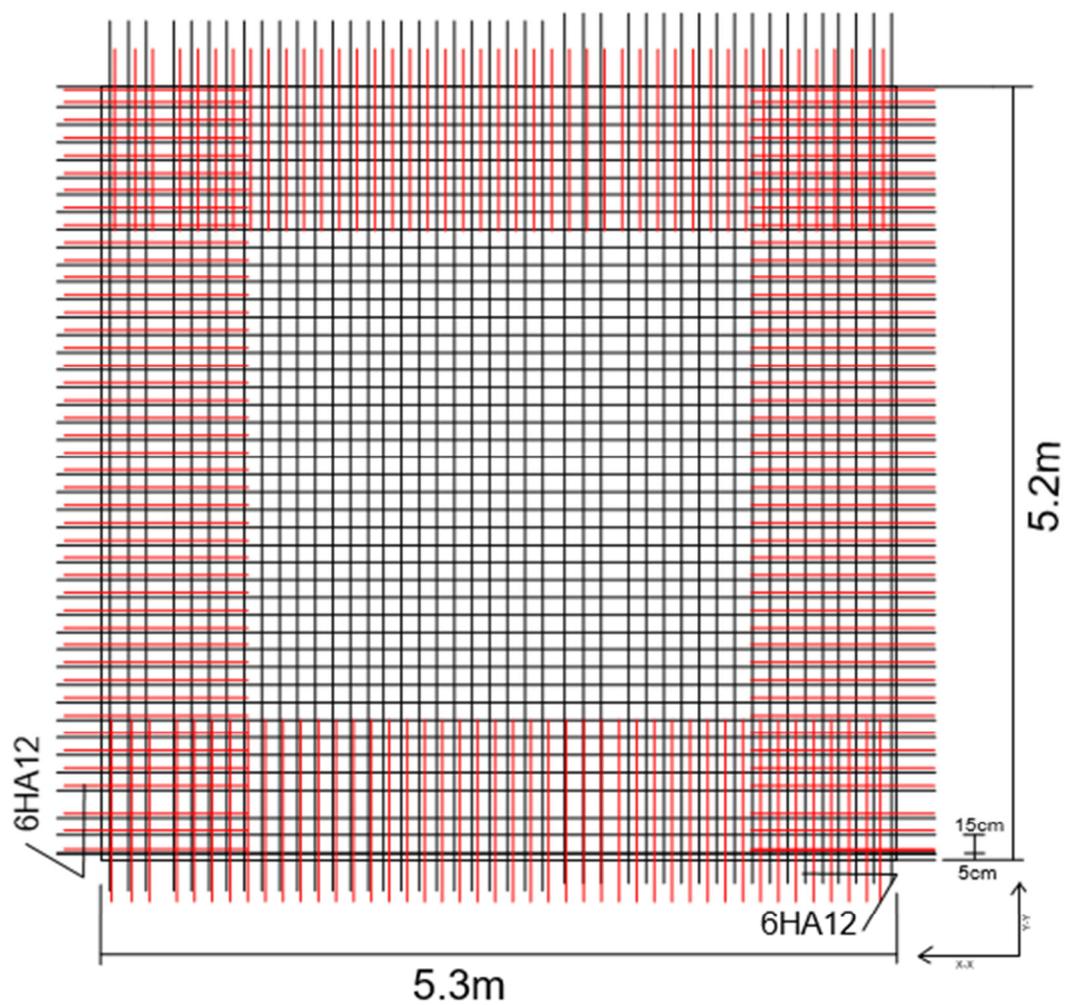
$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} = 35$$

$$\Rightarrow S_t = 15$$

Ferrailage de la dalle de radier

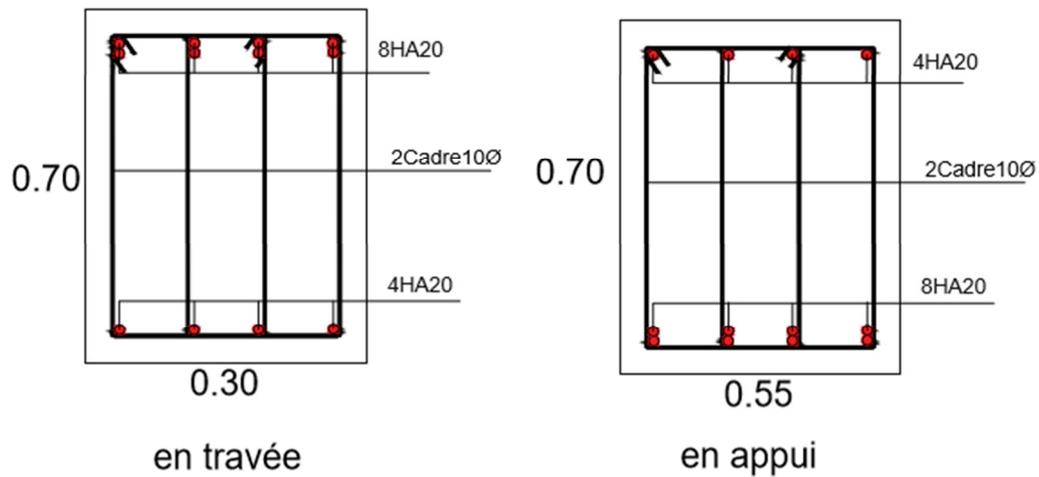


FigVIII 7.ferrailage radier A-A

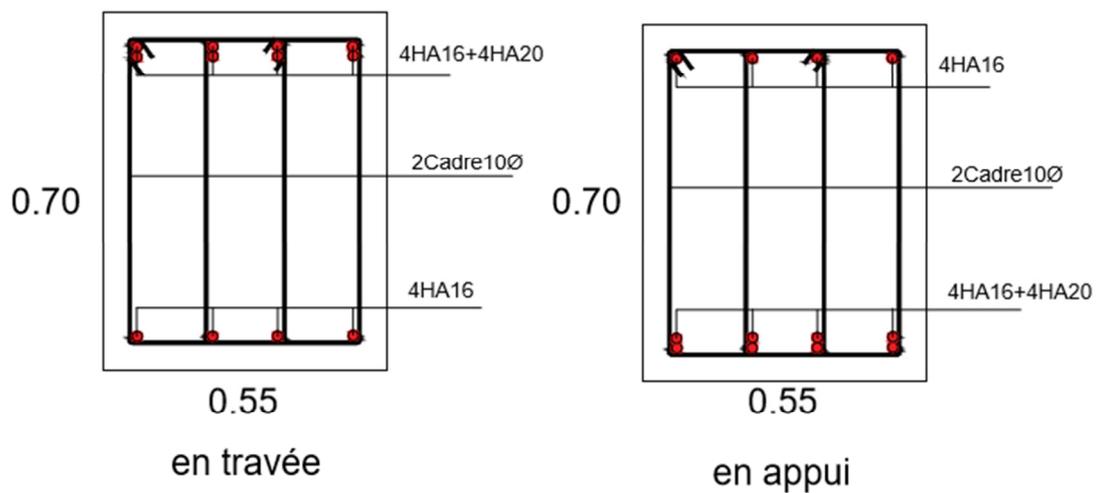


FigVIII 8.ferrailage radier

Nervure X-X



Nervure Y-Y



FigVIII 9.ferrailage nervure X-X et Y-Y

**VIII.5. Longrine :**

$$h \geq \frac{l_{\max}}{15} = \frac{530}{15} = 35.33cm$$

Donc h=40cm

S<sub>3</sub> : sol meubl RPA 10.1.1p79

Min (25; 30)

$b = 30 \text{ cm}$

Donc on adopte : (30 ; 40)

**ferrailage :**

$$A_{cl} = F / \sigma_s$$

$$f = N_u / \alpha$$

Après le tableau de (RPA) : zone IIa – site 03  $\Rightarrow \alpha = 12$  ..... tab 10.1p79

$$F = 52538.634 / 12 = 4378.21 \text{ KN}$$

$$A_{cl} = 4378.21 / 348 = 12.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.6\% B = (0.6/100) \times 30 \times 40 = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopt}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min(\text{RPA})}) = 12.01 \text{ cm}^2$$

$$12.02 = 6\text{HA}16 = 12.05 \text{ cm}^2$$

**Espacement des armatures transversales :**

$$S_t = \min (20\text{cm} ; 15\varnothing)$$

$$\min (20\text{cm} ; 15 \times 1.6)$$

$$\min (20\text{cm} ; 24\text{cm})$$

**donc :**

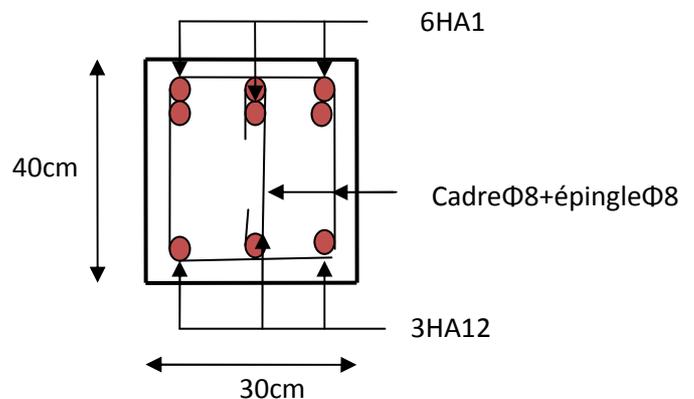
$$S_t = 20 \text{ cm}$$

**- Armatures transversales minimales**

$$A_t = 0,003 . S_t . b.$$

$$A_t = 0,003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Nous prenons :  $A_t = \text{Cadre } \varnothing 8 + \text{épingles } \varnothing 8$



**Fig. IV.2.8.** Schéma de ferrailage de Longrine

**Plat forme :**

$$Q=1.5\text{KN/m}^2$$

$$G=P_p + P_{rev} + P_{car}$$

$$G=\gamma_{ba}(v)+40+44$$

$$G=2500 \times (0.1 \times 1 \times 1) + 40 + 44 = 334\text{Kg}$$

$$G=3340\text{N} \quad Q=1500\text{N}$$

$$N=1.35G+1.5Q$$

$$N=1.35(3340)+1.5(1500)=6759\text{N}$$

$$\sigma_s = N/A_s \Leftrightarrow A_s = N/\sigma_s$$

$$A_s = 6759/348 = 19.42\text{mm}^2 = 0.19\text{cm}^2$$

T<sub>s</sub> Ø 6 ; treille soudé Ø 6

**VII-1 ferrailage des poteaux :**

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super-structure vers les fondations, ces poteaux sont sollicités en flexion composée dans les deux sens. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations suivantes :

- ✓  $1.35G + 1.5Q.$
- ✓  $Q + G$
- ✓  $G + Q + E$
- ✓  $G + Q - E$
- ✓  $0.8G + E$
- ✓  $0.8G - E$

**- Règlement BAEL 91**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes G et les charges d'exploitation

$$Q \ 1,35 \ G + 1,5 \ Q \ \text{à l'E.L. U}$$

$$G + Q \ \text{à l'E.L.S}$$

**-Règlement RPA 99**

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques E.

$$G + Q + E \quad (1)$$

$$0,8 \ G \pm \ E \quad (2)$$

-Pour les portiques

**-Les poteaux À l'ELU :  $1,35 \ G + 1,5 \ Q$ ..... (BAEL 91)**

**À l'ELS :  $G + Q$**

**$G + Q + E$  .....( RPA99)**

**$0,8 \ G \pm \ E$**

**Sachant que :**

- La combinaison  $(G + Q + E)$  donne un effort normal maximal et un moment correspondant  $(N_{max} , M_{corr})$ .

- La combinaison  $(0.8G + E)$  donne un effort normal minimum et un moment correspondant  $(N_{min} , M_{corr})$ .

**- 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

**1-Recommandations du RPA99/version 2003 :**

**a- Armatures longitudinales :**

- Elles doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.
- leur pourcentage minimal  $A_{min} = 0.8\%$  de la section du béton en zone IIa.
- leur pourcentage maximal :
  - $A_{max} = 4\%$  de la section du béton en zone courante.
  - $A_{max} = 6\%$  de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\varnothing_{min} \geq 12$  mm (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- la longueur minimale de recouvrement est de  $40\varnothing_L$  en zone IIa.
- l'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

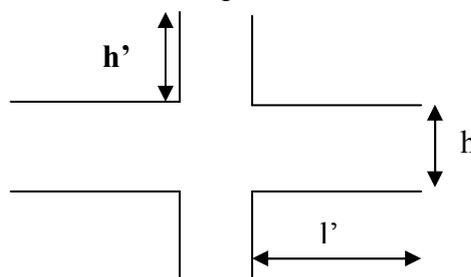
La zone nodale est définie par  $l'$  et  $h'$ .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right)$$

$(h_1 * b_1)$  : section de poteau.

$h_e$ : hauteur d'étage.



**Figure VII-1-1 : Zone nodale**

Les valeurs min et max des armatures dans les poteaux sont données dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )
			en zone courante	en zone de recouvrement
Poteau	55*60	26,24	132	198

**Tab VII-1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux**

**b- Armatures transversales : RPA99 (article 7.4.2.2)**

- les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

$V_u$  : Effort tranchant de calcul.

$h_1$  : hauteur totale de la section brute.

$f_e$  : contrainte élastique de l'acier d'armature transversale.

$t$  : espacement entre les  $A_t$  ; avec :

$$t \leq \min(10\phi_l, 15cm) \text{ En zone nodale.}$$

$$t \leq 15\phi_l \text{ en zone courante}$$

Avec  $\phi_l$  : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$\rho_a$  : coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant :

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g \leq 5$$

$\lambda_g$  : l'élancement géométrique,  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

$a$  : la petite dimension de la section.

- La quantité minimale des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t * b_1} \text{ En pourcentage est :}$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} 0.003 \times t \times b_1 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ 0.008 \times t \times b_1 & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$$

Interpolation entre les valeurs si  $3 < \lambda_g \leq 5$ .

- Les cadres et étrier doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10\phi_t$  (au minimum).

## 2- Les sollicitations dans les poteaux :

**poteaux 60\*55 :**

ELU		G + Q±E		0,8G+E		ELS	
N <sub>MAX</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.M)	M <sub>MAX</sub> (KN.M)	N <sub>COR</sub> (KN)	N <sub>MIN</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.M)	N <sub>MAX</sub> (KN)	M <sub>COR</sub> (KN.M)
2818.88	-47.95	164.35	1095.28	0.98	6.15	2212.20	2.17

**Tab VII.2** Les sollicitations dans les poteaux

**L'ELU :**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à **L'article .A.4.3.5 du BAEL99** en adoptant une excentricité totale de calcul

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_a + e_0$$

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

$$(\text{après } l' \text{ exécution}) \rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm}; 250 / L) \rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm}; 250 / 306) \rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{47950}{2818880} = 0.01701 \text{ m} = 1.7 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 1.7 = 3.7 \text{ cm}$$

on peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f / h < \max(15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m.}$$

$3.57 < \max(15 ; 0.56)$  Donc , les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire

$e_2$  : excentricité due aux effets du second ordre

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 3.46 \frac{2.142}{0.6} = 12.35$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.829$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.6} (2 + 2 \times 0.829) = 0.0083 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.83 + 3.7 = 4.53 \text{ cm}$$

$$M \text{ corrigé} = N_{\text{utm}} \cdot e = 2818880 \times 0.0453 = 127695.26 \text{ N.m}$$

**3-Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\text{MAX}} = 2818880 \text{ N.m} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 127695.25 \text{ N.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c^2) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) \cdot 55 \times 60 \times 14.2 = 945990.93 \text{ N.m}$$

$$A = 945990.93 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 4795 + 2818880 (0.55 - 0.6/2) = 709515 \text{ N.m}$$

$$B = 2818880(0.55 - 0.04) - 709515 = 728113.8 \text{ N.m}$$

$A > B$  ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{127695.25}{14.2 \times 55 \times 56^2} = 0.052$$

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

On a

$$\mu_l = 0.3916$$

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

**4-Calcul de A:**

$$A = \frac{M}{Z \times f_{st} \times d}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.052}) = 0.438$$

$$Z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.067) = 0.214 \text{ m}$$

$$A_f = \frac{127695.25}{348 \times 0.214 \times 56} = 30.67 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{f_{st}} = 30.67 - \frac{2818880}{100 \times 348} = -49.39 \text{ cm}^2$$

$$A = -49.39 \text{ cm}^2$$

**4.1- Armatures longitudinales :**

**ELU:**

c= c' = 4cm ; s= 60×55 cm<sup>2</sup> ; H = 3,06m : hauteur totale du Poteau

Section	M (KN.m)	N (KN)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )
60*55	47,95	2818,88	-49.39	26,24	30.61	4HA25+4HA16 27.68

**Tab VII.3** Armatures longitudinales ELU

**(G + Q ± E):**

Section	M (KN.m)	N (KN)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )
60*55	164.35	1095.28	-11.37	26,24	20.08	4HA25+4HA16 27.68

**Tab VII.4** Armatures longitudinales G + Q ± E)

**(0,8G+E):**

Section	M (KN.m)	N (KN)	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>f</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopte</sub> (cm <sup>2</sup> )
60*55	6.15	0.98	- 0.20	26,24	0.23	4HA25+4HA16 27.68

**Tab VII.4** Armatures longitudinales (0,8G+E)

**-Vérification des sections :RPA (99ver2003)**

D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

**A<sub>min</sub>**=0.8%(h.b)=0.008(55×60)=26.4 cm<sup>2</sup>     **Zone IIa**

**-Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{min} = 0.23.d.b \frac{f_{t28}}{f_s} = 3.34cm^2$$

$$A = \max(A_{CAL}, A_{mi}^{RPA}, A_{mi}^{BEAL}) = 26.24cm^2$$

On adopte:4HA25+4HA16=27.68

**-Vérification à L' ELS**

Après le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

-les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de (N ser, M ser) la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

la contrainte du béton est limitée par :  $\bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 15$  MPa

la contrainte d'acier est limitée par :  $\bar{\sigma}_s = 400$  MPa

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

N<sub>ser</sub>=2212200 N; M<sub>ser</sub>=2170N.m.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{2170}{2212200} = 0.0009cm^2 \quad e_0 = 0.0022 < \frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que  $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15$  Mpa Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = h \times b + 15 (A) = 60 \times 55 + 15(50.24) = 4046.85 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right] = 28.33 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 60 - 28,33 = 31.67 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$I_{xx} = 1313273 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$M_G$  : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 2170 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{2212200}{100 \times 4046.85} = 5.46 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{2170}{1313273} = 0.0016$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 5.46 + 0.0016 \times 28.33 = 5.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5.50 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{cv})$$

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 :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15 + [5.46 + 0.0016(28.33 - 4)] = 20.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 + K(d - v_1)] = 15 + [5.46 + 0.0016(56 - 28.33)] = 20.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 20.49 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{cv})$$

$$\sigma_s^2 = 20.50 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots(\text{cv})$$

**4-2 Armatures transversales :**

**- 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  $V_{\max} = 189.45 \text{ KN}$

**-Vérification de la contrainte de cisaillement:**

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{189.45 \times 10^{-3}}{550 \times 560} = 0.615 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau} \quad \text{C'est vérifié.}$$

**-Calcul d'armature transversale**

Selon (RPA99 version 2003) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante;

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_c}$$

$V_u$  : est l'effort tranchant de calcul.

$h$  : 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 effort tranchants.

$\rho_a = 3.75$  Si  $\lambda_g < 5$ .

$\rho_a = 2.50$  Si  $\lambda_g > 5$ .

$\lambda_g$ : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$a$  et  $b$  : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

$l_f$  : longueur de flambement du poteau ( $l_f = 0.7 L$ )

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left( \frac{2.142}{0.55} \text{ ou } \frac{2.142}{0.60} \right) \lambda_g = (3.57) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

$t$  : 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 :  $S_t \leq 15 \Phi_1$
- $\Phi_1$ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$S_t \leq 30\text{cm}$

-En prend  $t = 15 \text{ cm}$  dans la zone courante.

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_c} S_t$$

$$A_t = \frac{3.57 \times 0.15 \times 189450}{60 \times 400} = 4.22 \text{ cm}^2$$

$A_t = 4.22 \text{ cm}^2$  soit 6 cadres de  $\Phi 10$   $A_t = 4.71 \text{ cm}^2$

**-Vérification des cadres des armatures minimales** : d'après

- **RPA99 version 2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0.003 \times t \times b_1 & \text{si } \lambda g > 5 \\ 0.008 \times t \times b_1 & \text{si } \lambda g < 3 \end{cases}$$

Si  $3 < \lambda g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes

**Dans la zone nodale**  $t=10$  cm

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) \geq 0.3(\%) \Rightarrow A_t = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

**Dans la zone courant** :  $t=15$  cm

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) \geq 0.3(\%) \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

• **BAEL91 : (art A.8.1,3) :**

1/ Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \dots\dots\dots cv$$

- Le diamètre des armatures transversales :  $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} \dots\dots\dots cv$

2/ leur espacement :  $St \leq \min (15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$$St \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm} ) \dots\dots\dots cv$$

**- Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :**

Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence

<b>S<sub>POT</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>RPA</sub> (Cm<sup>2</sup>)</b>	<b>N<sup>b</sup> des barres</b>	<b>A<sub>adapt</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>
55x60	26.24	4HA25+4HA16	27.68

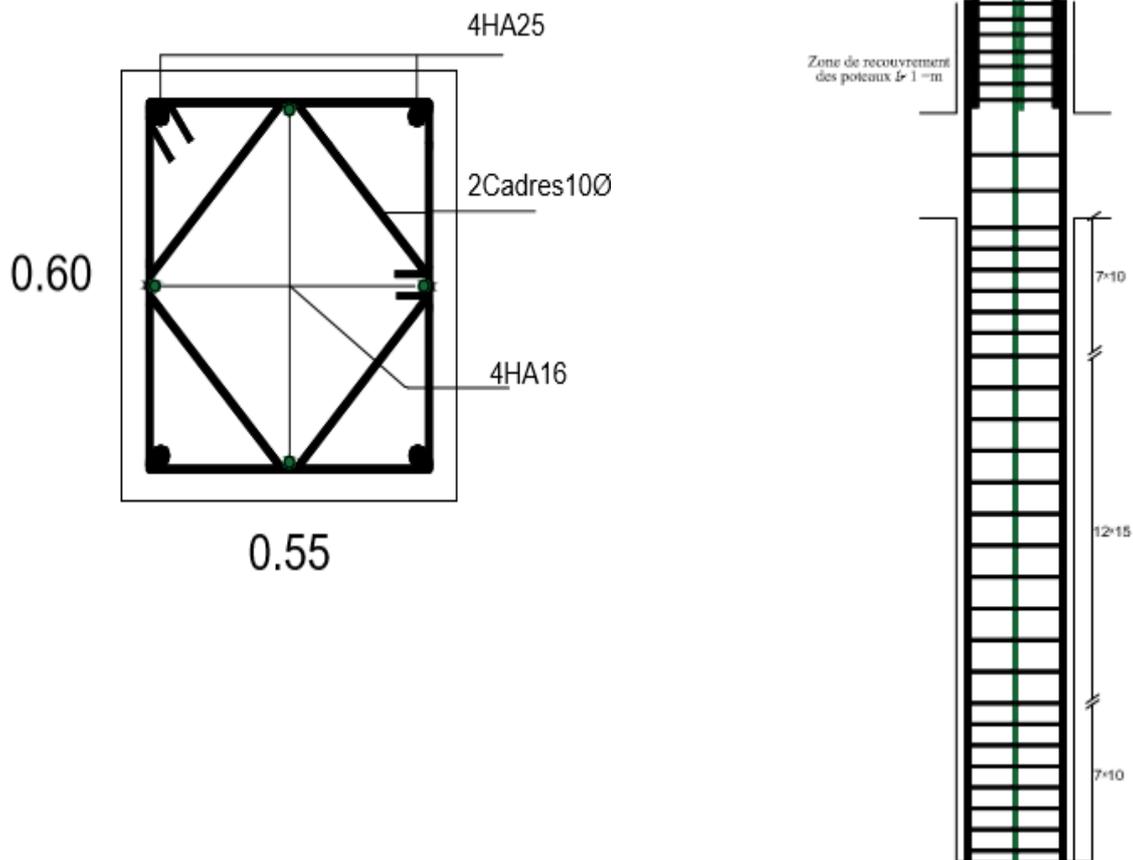


Fig VII.1.2 Ferrailage des poteau

**VII.2. ferrailage des poutres :**

Les poutres sont ferrillées en flexion simple .les ferrailage est obtenu à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations (durable et accidentelle).

-En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- Selon BAEL91 :

ELU :  $1.35G + 1.5Q$  .....en travée.

-Selon RPA99/2003 :

$G + Q \pm E$ ..... sur appui

$0.8G \pm E$ .....en travée

- Recommandation RPA99/version2003:

-Les armatures longitudinales :(RPA99/2003 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est

0,5% e toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- $40\phi$  en zone IIa

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et sur appui pour une situation accidentelle.

**- Ferrailage longitudinale des poutres :**

**Pour les poutres principales :**

$$S = 30 \times 50 \text{ cm}^2.$$

$$\phi \geq h/10, \phi \geq 50/10 = 5 \text{ cm}, c \geq 1 + \phi/2/c \geq 1 + 5/2 = 3.5 \text{ cm}$$

$$C = 3.5 \text{ cm}$$

**Pour les poutres secondaires (chinages)**

$$S = 30 \times 40 \text{ cm}^2.$$

$$\phi \geq h/10, \phi \geq 40/10 = 4 \text{ cm}, c \geq 1 + \phi/2/c \geq 1 + 40/2 = 3 \text{ cm}$$

$$C = 3.5 \text{ cm}$$

$$f_{su} = f_e E 400 \text{ Mpa}$$

**- Vérifications nécessaires pour les poutres :**

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 . d . b \frac{f_{t28}}{f_s} = 3.34 \text{ cm}^2 \text{ (BAEL91.A.4.2)}$$

$$A_{\min} = 0.23 . 30 . 46.5 \frac{2.1}{400} = 1.68 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min} = 0.23 . 30 . 36.5 \frac{2.1}{400} = 1.32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{poutre secondaire}$$

- Le pourcentage minimal d'armature :

**Selon BAEL91**

$$A_{\min}^{BEAL} = 0.001 . bh \quad \text{(BAEL91.B.6.4)}$$

$$A_{\min}^{BEAL} = 0.001 . 50 . 30 = 1.5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min}^{BEAL} = 0.001 . 40 . 30 = 1.2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{poutre secondaire}$$

Selon PPA99/2003 :

$$A_{MIN}^{RPA} = 0.005.bh \quad (\text{art.7.5.2.1})$$

$$A_{MIN}^{RPA} = 0.005.30.50 = 7.5\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{MIN}^{RPA} = 0.005.30.40 = 6\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{poutre secondaire}$$

-calcul le ferrailage:

En Travée

E.L.U : Combinaison (1.35G + 1.5Q).

	M (N.m)	$\mu$	$\mu l$	A	B	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )
Poutre principale	78470	0.085	0.392	0.111	0.286	7.88
Poutre secondaire	47700	0.084	0.392	0.109	0.289	4.74

Tab VII.5 Combinaison (1.35G + 1.5Q).

E.L.S : Combinaison (G + Q).

	M (N.m)	M <sub>ser</sub> (N.m)	A	$\gamma$	A	Condition
Poutre principale	78470	57350	0.088	0.136	0.430	Vérifiée
Poutre secondaire	47700	34520	0.044	0.137	0.445	Vérifiée

Tab VII.6 Combinaison (G + Q).

Tableau Récapitulatif

	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>BEAL</sup> <sub>MIN</sub>	A <sup>RPA</sup> <sub>MIN</sub>	A <sub>min</sub>	A <sub>max</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopt</sub> (cm <sup>2</sup> )
Poutre principale	7.88	1.5	7.5	1.68	7.88	3T14+3T12=8.00
Poutre secondaire	4.74	1.2	6	1.32	6	6T12=6.78

Sur Appuis

-Combinaison (G + Q + E).

	M (N.m)	$\mu$	$\mu l$	A	B	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale</b>	158880	0.172	0.392	0.237	0.271	16.84
<b>Poutre secondaire</b>	140220	0.247	0.392	0.361	0.256	15.74

Tableau Récapitulatif

	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{MIN}^{BEAL}$	$A_{MIN}^{RPA}$	$A_{min}$	$A_{max}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adopt}$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale</b>	16.84	1.5	7.5	1.68	16.84	3T14+3T25=19.33
<b>Poutre secondaire</b>	15.74	1.2	6	1.32	15.74	3T14+3T25=19.33

Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

-Les Poutres Principales

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.577 > 0.0625 \text{ .....CV} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.577 > \frac{0.85M_0}{10 \times M_0} = 0.085 \text{ ....CV} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{8}{30 \times 46.5} = 0.0057 < 0.0105 \text{ ..CV} \end{array} \right.$$

-Les Poutres Secondaires

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.588 > 0.0625 \text{ .....CV} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.588 > \frac{0.85M_0}{10 \times M_0} = 0.085 \text{ ....CV} \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.78}{30 \times 36.5} = 0.0062 < 0.0105 \text{ ..CV} \end{array} \right.$$

**-Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)**

**-Les poutres Principales**

$$T_u^{\max} = 222.23 \text{ KN}$$

(fissuration peu préjudiciable)

$$T_{u\max} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left[ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$T_{u\max} = \frac{222230}{300 \times 465} = 1.59 < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\text{cv}$$

**-Les Poutres Secondaires**

$$T_u^{\max} = 172.30 \text{ KN}$$

$$T_{u\max} = \frac{172300}{300 \times 365} = 1.57 < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\text{cv}$$

**-Les Armatures Transversales**

**Les Poutres Principales**

-En zone nodale :RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$St \leq \min (h/4; 12 \phi l) = 10 \text{ cm.}$$

St:l'espacement des cours d'armatures transversales

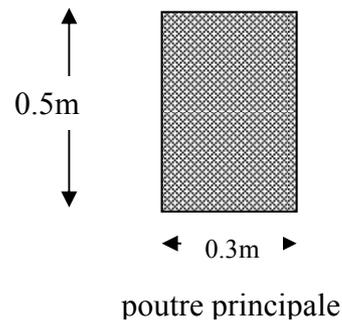
-En zone courante :RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$St \leq h/2, \quad St \leq 25\text{cm} \quad .St = 15 \text{ cm}$$

h:la hauteur de la poutre.

$$St \leq \min (0, 9.d; 40\text{cm})$$

$$St \leq \min (33.3 \text{ cm}; 40\text{cm}) \dots\dots\dots\text{cv}$$



**- Section minimale des armatures transversales :BAEL91 (A.5.1.23)**

$$S_T \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_T \cdot 0.4b_0}{f_e} = \frac{15 \times 0.4 \times 30}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

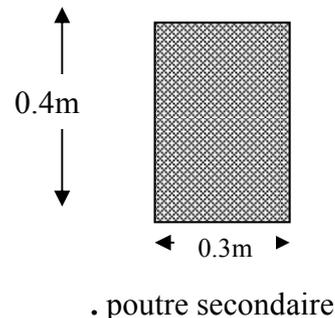
**-Condition exigée par le RPA2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At=0,003.St.b.$$

$$At = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit :} At = 1.35 \text{ cm}^2 = 3\Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$



**-Les Poutres Secondaires**

-En zone nodale :RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$St \leq \min (h/4; 12 \phi l) = 10 \text{ cm.}$$

St:l'espace des cours d'armatures transversales

-En zone courante :RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$St \leq h/2, \quad St \leq 20\text{cm} \quad .St = 15 \text{ cm}$$

h:la hauteur de la poutre.

$$St \leq \min (0, 9.d; 40\text{cm})$$

$$St \leq \min (33.3 \text{ cm}; 40\text{cm}) \dots\dots\dots \text{cv}$$

**- Section minimale des armatures transversales :BAEL91 (A.5.1.23)**

$$S_T \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_T \cdot 0.4b_0}{f_e} = \frac{15 \times 0.4 \times 30}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

**-Condition exigée par le RPA2003**

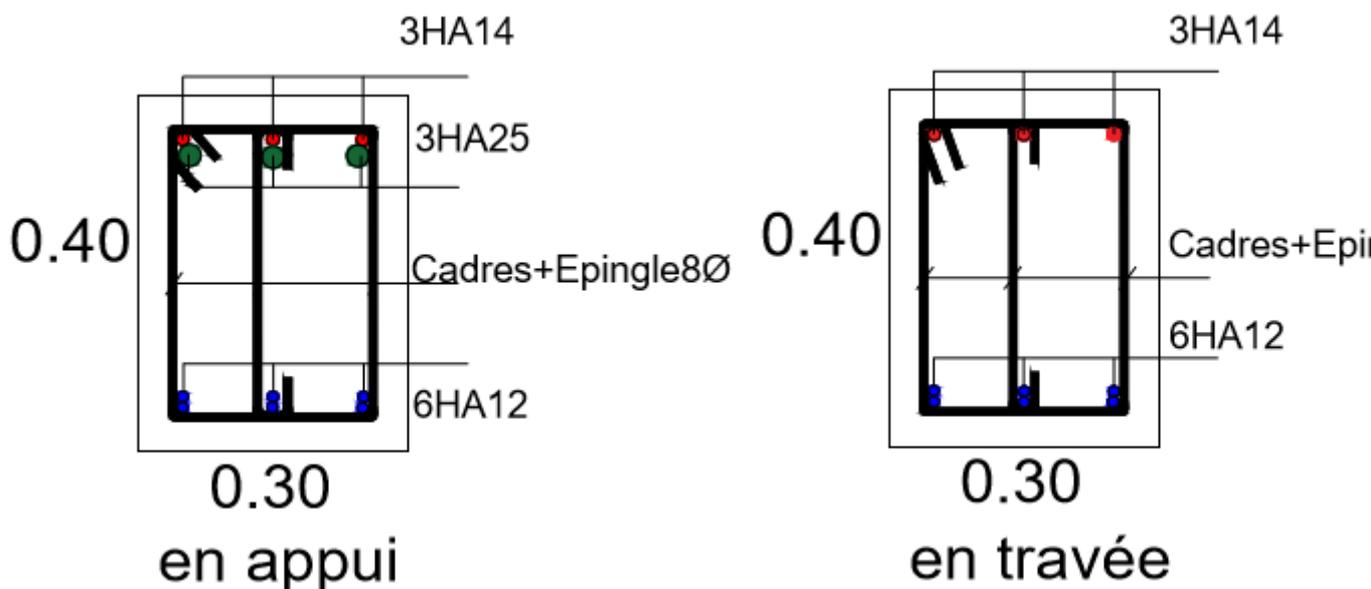
La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At=0,003.St.b.$$

$$At = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

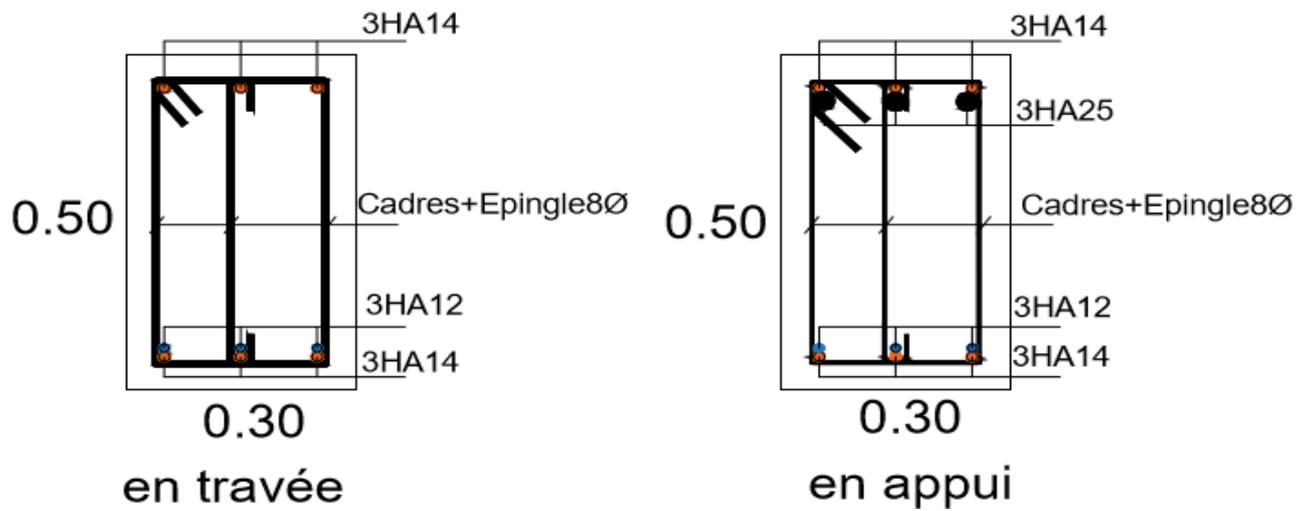
$$\text{Soit :} At = 1.35 \text{ cm}^2 = 3\Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

**-Ferrailage Les Poutres Secondaires**



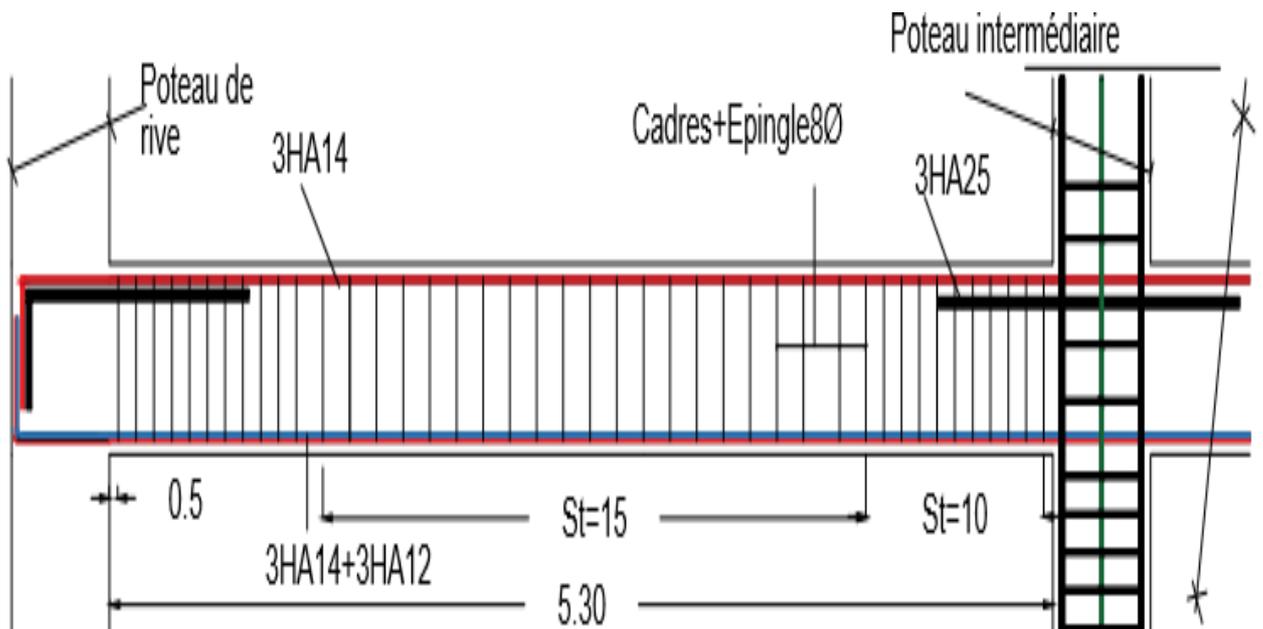
FigVII.2.1 Ferrailage Les Poutres Secondaires

-Ferrailage Les Poutres Principal



FigVII.2.2 Ferrailage Les Poutres Principal

-Ferrailage Les Poutres Principal +les Poteaux



FigVII.2.30 Ferrailage Les Poutres Principal +les Poteaux

**VII.3.Ferrailage des voiles:**

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

**Types d'armatures****a-Armatures verticales**

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort

de traction doit être repris en totalité par les armatures.

**Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20 %.**

Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

**b. Armatures horizontales**

Les barres horizontales doivent munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\Phi$ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité.

**Règles communes**

-Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :

-globalement dans la section du voile 0,15%

-en zone courante 0,10%

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux (2) valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S t \leq 1,5a \\ S t \leq 30\text{cm} \end{array} \right\} S t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a), \text{avec } a: \text{épaisseur du voile.}$$

-Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

-Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\Phi$  : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;

- $20\Phi$  : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

-Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{VJ} = 1,1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_{\text{calculé}}$$

-Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

**c. Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

**-Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical)**

**- Détermination de la nature de la section**

-Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est :  $(6/ h)$ ).

-Calcul de l'excentricité «e» qui égale au rapport du moment à l'effort normal ( $e=M /N$ )

**Calcul de la section d'armature :** selon les règles BAEL 91

**-Armatures verticales :**



Soit le voile 'V1 (L=1.4m)

**G+Q+ E**

NIVEAU	T(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	574.54	290.01	458.71

→  $M_{max} = 458.71 \text{KN.m}$  →  $N_{corr} = 290.01 \text{KN}$

$h = 1.40 \text{m}$  ;  $c = 5 \text{ cm}$

$d = h - c = 1.35$  ;  $a = 0,15 \text{m}$

Determination de l'excentricité e:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{458.71}{290.01} = 1.58 \text{m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 140 - 0.81 \times 3) \times 15 \times 140 \times 14.2 = 1334.445 \text{ KN m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 458.71 + 290.01 (1.35 - 1.40/2) = 647.2165 \text{ KN.m}$$

$$B = 290.01(1.35 - 0.05) - 647.2165 = -270.2035 \text{ KN m}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée

**-Vérification de flambement**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; \frac{20e}{h}\right)$$

$$\frac{20e}{h} = \frac{20 \times 1.58}{1.4} = 21.06$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 1.5}{1.4} = 0.5 < \max\left(15; \frac{20e}{h}\right) \dots \dots \dots cv$$

**.Calcul de ferrillage :**

**-Calcul des armatures à la flexion simple:**

$$M_A = M_u + N_u \times (d - h/2) = 647.2165 \text{ N.m}$$

$$\sigma_b = 18.5 \text{ MPa} \quad \text{cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \rightarrow (\gamma_s = 1 \text{ cas accidentel})$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{\sigma_b d^2 b} = \frac{647.2165 \times 10^3}{18.5 \times 140^2 \times 15} = 0.118 < \mu_i = 0.392 =$$

$$\alpha = 0.157$$

$$Z = 0.937$$

$$A_f = \frac{M_A}{Z \times \sigma_s \times d}$$

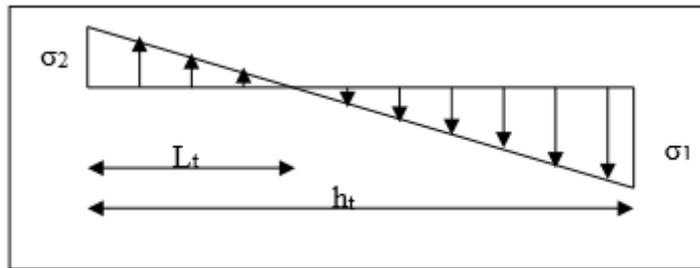
$$A_f = \frac{647.2165 \times 10^3}{400 \times 140 \times 0.937} = 12.33 \text{ cm}^2$$

**-Calcul des armatures à la flexion composée :**

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times f_{st}} = 12.33 - \frac{290.01 \times 10^3}{100 \times 400} = 5.08 \text{ cm}^2$$

**-L'armature verticale minimale**

**-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli**



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{290.01 \times 10^3}{150 \times 1400} + \frac{6 \times 458.71 \times 10^6}{150 \times 1400^2} = 10.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{290.01 \times 10^3}{150 \times 1400} - \frac{6 \times 458.71 \times 10^6}{150 \times 1400^2} = -7.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$l_t = 0.59$$

$$\text{Alors } A_{MIN}^{RPA} = 0.002 \cdot l_t \cdot a = 1.77 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit globalement dans la section du voile :

$$A_{MIN}^g = 0.0015 \times h \times a = 0.0015 \times 140 \times 15 = 3.15 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$* \text{ Dans la zone tendue : } A = \max(A_{CUL}, A_{MIN}^{RPA})$$

$$\text{Alors on prend } A = 5.08 \text{ cm}^2$$

#### En zone courante

$$h' = h - l_t > 0$$

$$A_{MIN} = 0.001 h' b = 0.001 \times 81 \times 15 = 1.215 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\text{min}}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 5.08 + 1.215 = 11.375 > 3.15 \text{ cm}^2$$

#### -L'espacement

d'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1.5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 15 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : S = 15 cm

#### Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

$$A_{nap1} = A_{nap2} = \frac{A_{\text{tot}}}{2} = \frac{11.375}{2} = 5.68 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_{nap1} = 3HA10 + 5HA10 = 6.28cm^2$$

$$A_{nap2} = 3HA10 + 5HA10 = 6.28cm^2$$

**-Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5MPa$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{CUL}}{a.d} = \frac{1.4 \times 574.54}{15 \times 135} = 3.97MPa \dots\dots cv$$

a: épaisseur du voile (a = 15 cm)

h : longueur totale de la section tout (h =140cm)

**-Armatures horizontales:**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

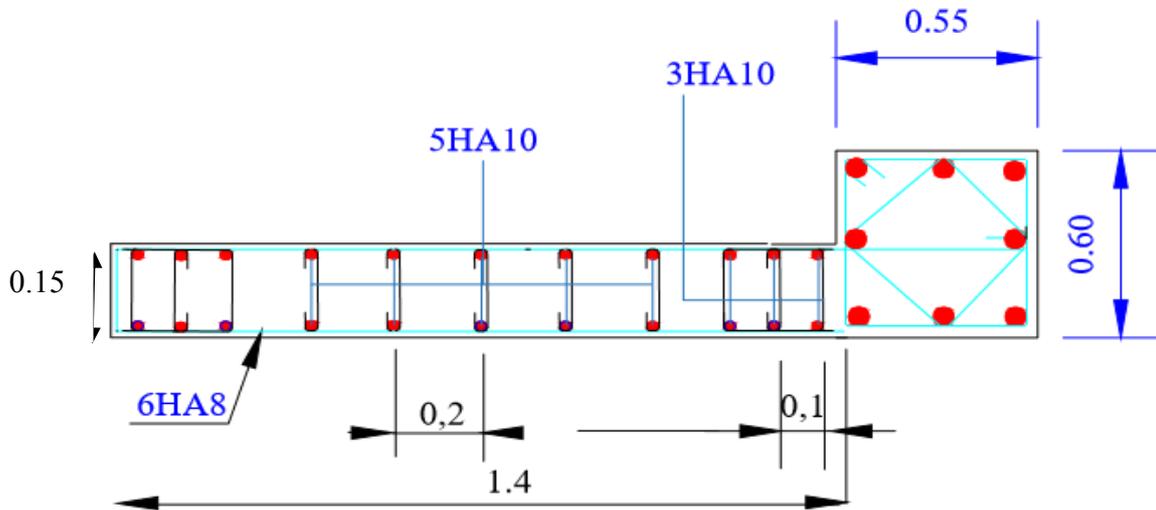
**Globalement dans la section du voile :**(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{MIN}^g = 0.0015 \times 1m \times a. = 0.0015 \times 100 \times 15 = 2.25cm^2$$

**En zone courante:**

$$A_{MIN}^c = 0.001 \times b \times h. = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5cm^2$$

**Donc on prend:**  $A_{hor} = 6T8 = 3.02cm^2/ml$



**FigVII.3.1.** Ferrailage des voiles



**VI.1. Introduction:**

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine du génie civil, les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

**VI.2. Application du R.N.V 99:****1-Vérification à la stabilité d'ensemble**

Cette vérification s'effectue en faisant les étapes suivantes :

**2-Détermination du coefficient dynamique Cd**

- Données relatives au site.
- Site plat (ch2, tab2, 5) ;  $c_t=1$ .
- Zone II a (tab2, 3) ;  $q_{ref}=435 \text{ N/m}^2$ .
- Terrain de catégorie (IV) tab (2,4) présente les valeurs suivantes :

$$K_T = 0,24; Z_0 = 1 \text{ m}; \quad Z_{min} = 16 \text{ m}; \quad \epsilon = 0,46$$

**RXX : Par définition**, c'est la résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction XX .

**RYY : Par définition**, c'est la résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction YY.

**Sens y-y**

La structure du bâtiment étant en béton armé, on utilise la figure 3.1 du RNV99, qui nous donne Pour  $h = 33.66 \text{ m}$  et  $b = 15.4 \text{ m}$ .

Après l'interpolation :

On aura :  $C_d = 0,95$

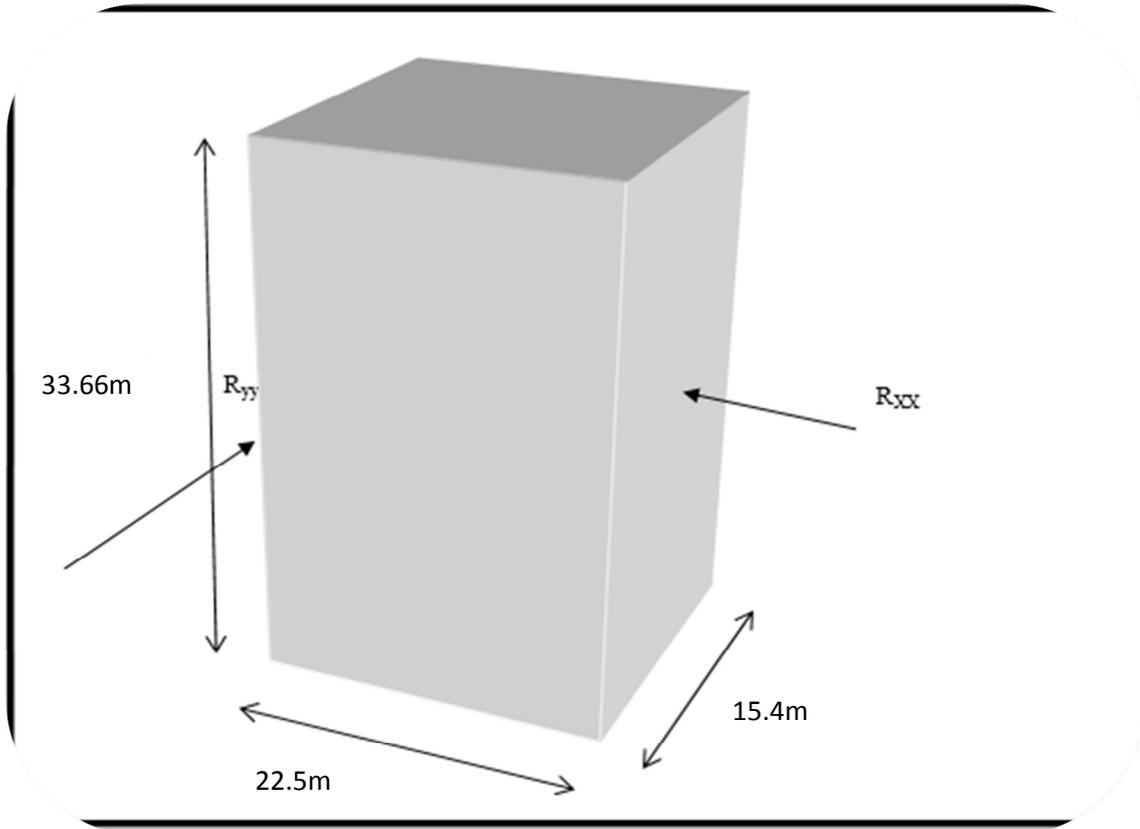
**Sens x-x**

Pour  $h = 33.66 \text{ m}$  et  $b = 22.50 \text{ m}$ .

On utilise l'abaque de la figure 3.1 (page51) Après l'interpolation

: On aura :  $C_d = 0,93$

Figure VI.2.1. Action au vent



### 3-Détermination de la pression dynamique $q_{dyn}$

$Q_{dyn} = q_{ref} \times C_e(Z_{eq})$  pour une structure permanente :

$Q_{ref} = 435 \text{ N/M}^2$  ; ( tab 2,3) RNV 99.

$C_e$  : Coefficient d'exposition au vent.

$Q_{ref}$  : Pression dynamique de référence pour les constructions permanentes

$C_e(Z_{eq}) = C_T(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_{eq})^2 \times [1 + (7 \times K_T) / (C_T(Z_{eq}) \times C_r(Z_{eq}))]$ .

Avec :  $C(Z_{eq} T) = 1$ .

$C_r$  : Coefficient de rugosité, qui est défini par la loi logarithmique.

$C_r = K_T \times \ln(Z_j / Z_0)$  pour  $Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$ .  $K_T = 0,24$

$C_r = K_T \times \ln(Z_{min} / Z_0)$  pour  $Z \leq Z_{min} \text{ m}$ .

Zj (m)	Cr	Ce	qdyn N/m2
1.53	0.665421	1.560692	585.2595
4.59	0.665421	1.560692	585.2595
7.65	0.665421	1.560692	585.2595
10.71	0.665421	1.560692	585.2595
13.77	0.665421	1.560692	585.2595
16.83	0.698441	1.661203	622.95125
19.89	0.735438	1.776404	666.151853
22.85	0.767485	1.878409	704.403672
26.01	0.792531	1.879254	753.32984
29.07	0.845726	1.932818	791.55219
32.13	0.872515	1.971123	803.9214

TabVI.2.2. Détermination de la pression dynamique qdyn

**4- Calcul de la pression due au vent qj :**

$$q_j = q_{dyn} (C_{pe} - C_{pi}) \times C_d \quad (\text{formule 2-1 page 40 RNV99})$$

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}]$$

W en (N/m²): est la pression nette exercée sur l'élément de surface j, calculée à la hauteur Zj relative à l'élément de surface j.

Cd: est le coefficient dynamique de la construction.

La détermination de la pression nette W:

Si une face de la paroi est intérieure à la construction et l'autre face est extérieure. Alors W(Zj):est obtenu à l'aide de la formule suivante:

$$W(Z_j) = q_{dyn}(Z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad ( 2.2 \text{ page 40 RNV99})$$

La détermination des coefficients de pression:

Le coefficient de pression résultant (Cp), est déterminé comme suit :

$$C_p = C_{pe} - C_{pi}$$

Avec: Cpe: Coefficient de pression extérieure

Cpi: Coefficient de pression intérieure.

**5-Coefficient de pression extérieure Cpe:** (RNV 99 page 64).

Les coefficients de pression externe Cpe des constructions à base rectangulaire dépendant de la dimension de la surface chargée.

Cpe s’obtient à partir de la formule suivante:

- $C_{pe} = C_{pe1} \rightarrow S \leq 1m^2$ ..... (A)
  - $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1})\log_{10}(S) \rightarrow 1m^2 < S < 10m^2$ .....(B)
  - $C_{pe} = C_{pe10} \rightarrow S \geq 10m^2$ ..... (C)
- S : Surface [m<sup>2</sup>]

Nous sommes dans le 3ème cas (C), d’où :  $C_{pe} = C_{pe10}$  pour  $S \geq 10m$ .

**a) Parois verticales:**

V1: La résultante des actions du vent sur une **façade pignon** ; direction XX.

$h = 33.66 \text{ m}; b = 15.4 \text{ m}; e = \text{Min}(b; 2h)$

$e = \text{Min}(15.4; 2 \times 33.66) = 15.4 \text{ m}.$

b: La dimension horizontale perpendiculaire à la direction du vent prise à la base de la Construction.

h : La hauteur total de la construction.

Cas où  $d > e \Leftrightarrow (22.5m > 15.4m)$  donc:

**6-Détermination du coefficient de pression intérieure “Cpi” :**

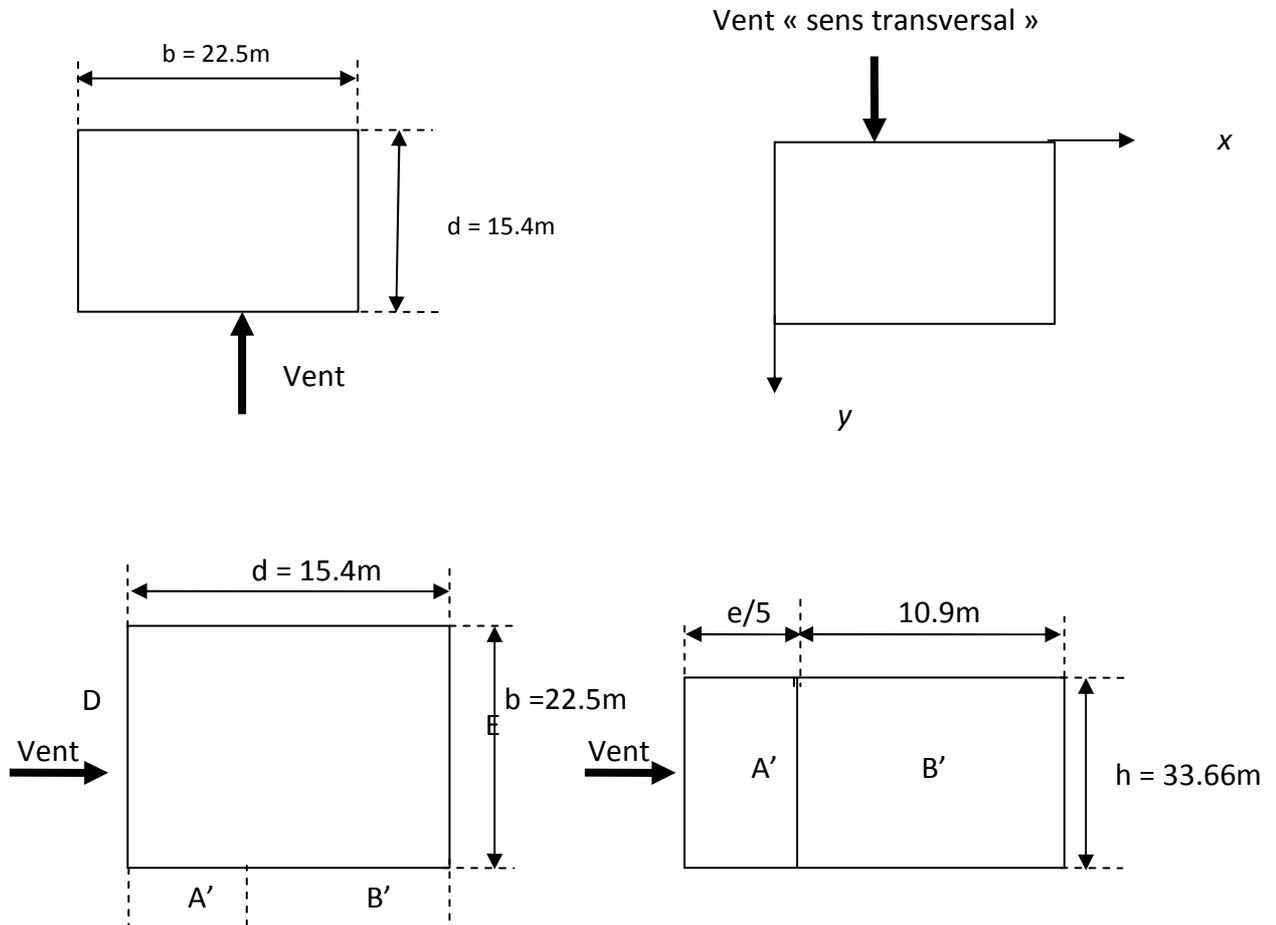
Nous avons deux valeurs pour Cpi qui sont :  $\begin{cases} C_{pi} = 0,8 \\ C_{pi} = -0,5 \end{cases}$

Car nous sommes dans le cas des bâtiments avec cloisons intérieures et donc le calcul de  $\mu_p$  l’indice de perméabilité n’est pas possible pour la détermination de Cpi par l’abaque qui est donné.

VI.3.3) Calcul du coefficient de pression extérieure “ $C_{pe10}$ ” :

a) sens transversal :

a-1) parois verticales :



$e = \min (b, 2h) \rightarrow e = 22.5m$

$\rightarrow d < e$

$e/5 = 4,5m$

D'après le **tableau 5.1** (RNV P.65) on a:

	A	B	C	D	E
$C_{pe10}$	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

Résultat :

$C_{pe}$  sur les parois verticales

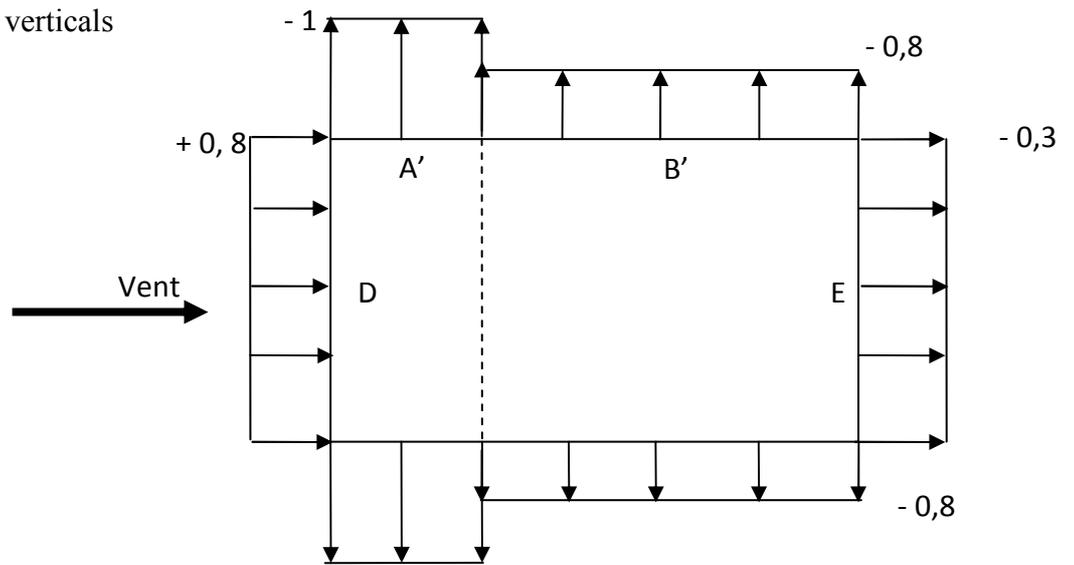


Figure VI.2.2 Etat « vue » en plan

a-2- Toitures plates : « Avec acrotère » (RNV 99 page 65).

La pente est inférieure ou égale à 4°

$e = 22.5 \text{ m}$

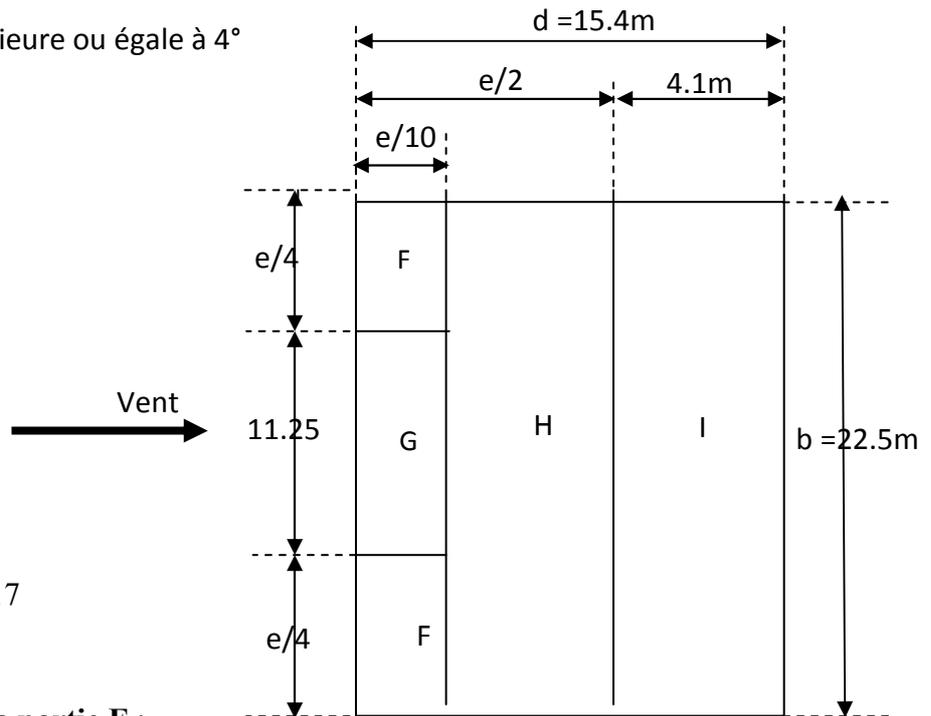
$e/4 = 5.625 \text{ m}$

$e/2 = 11.25 \text{ m}$

$e/10 = 2.25 \text{ m}$

$H_p = 0.6$  l'acrotère

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,6}{33,66} = 0,017$$



7- calcul de  $C_{p10}$  de la partie F :

$$\left. \begin{array}{l} 0,025 \rightarrow -1,6 \\ 0,050 \rightarrow -1,4 \\ 0,011 \rightarrow C_{pe10F} \end{array} \right\} C_{pe10} = -1,712$$

Tab 5.2 (RNV P.66) on a:

	F	G	H	I
$C_{pe10}$	- 1,6	-1,1	-0,7	$\pm 0,2$

Résultat :

$C_{pe10}$  sur la toiture plate avec acrotère.

b- sens longitudinal : (sens du vent parallèle au sens transversal)

b-1- parois verticales :

$$e = \min (b, 2h) \rightarrow e = 15.4m \rightarrow d > e .$$

$$e/5 = 3.85$$

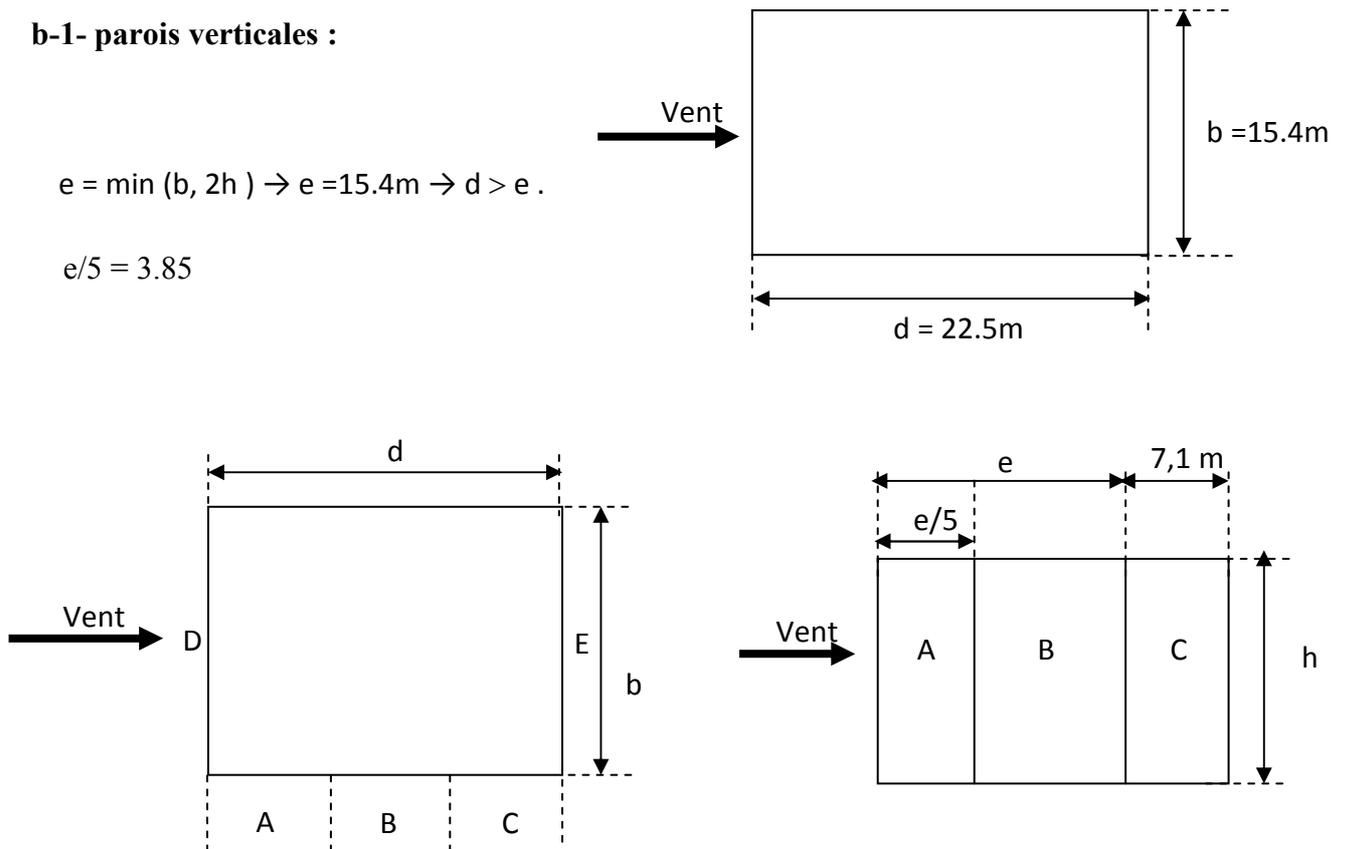


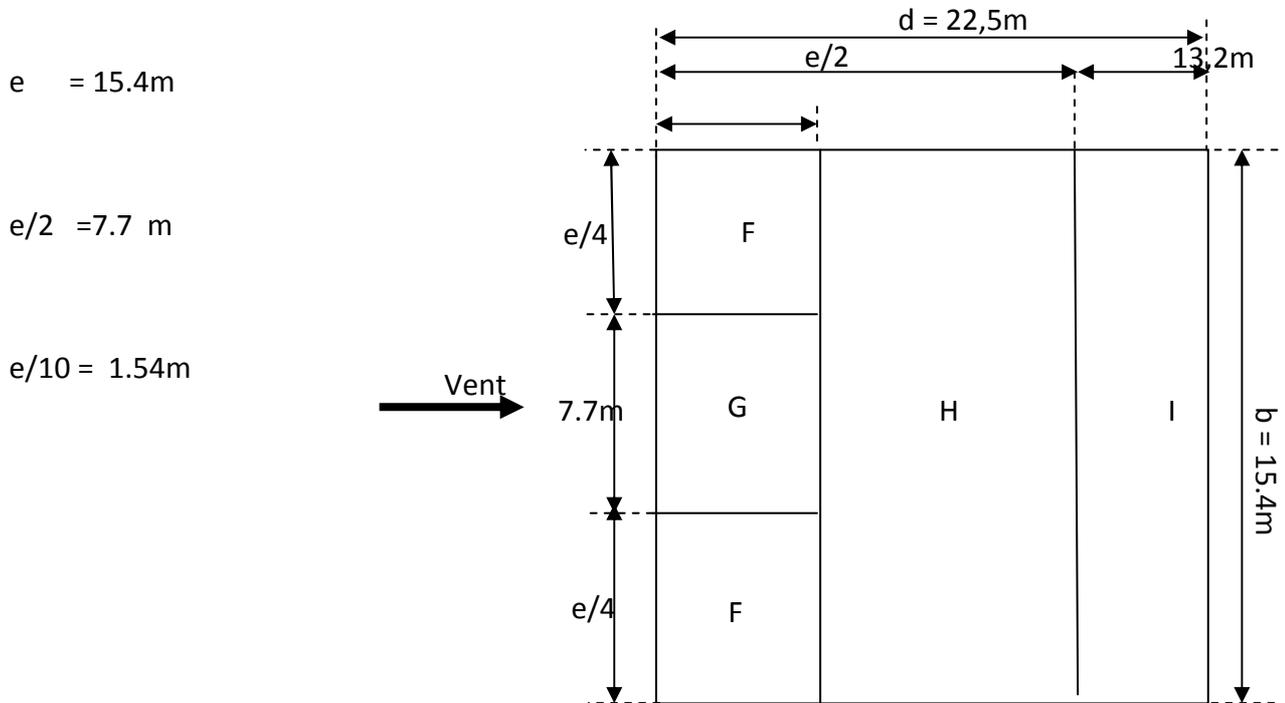
Figure VI.2.3. Action au vent

	A	B	C	D	E
$C_{pe10}$	-1	-0,8	-0,5	+0,8	-0,3

**Resultants des velour :**

C<sub>pe10</sub> sur les parois verticales.

**b-2- toitures plates : « Avec acrotère »**



	F	G	H	I
C <sub>pe10</sub>	- 1,7	- 1,2	- 0,7	0,2±

**Resultant :**

Valeur C<sub>pe10</sub> pour la toiture plate avec acrotère.

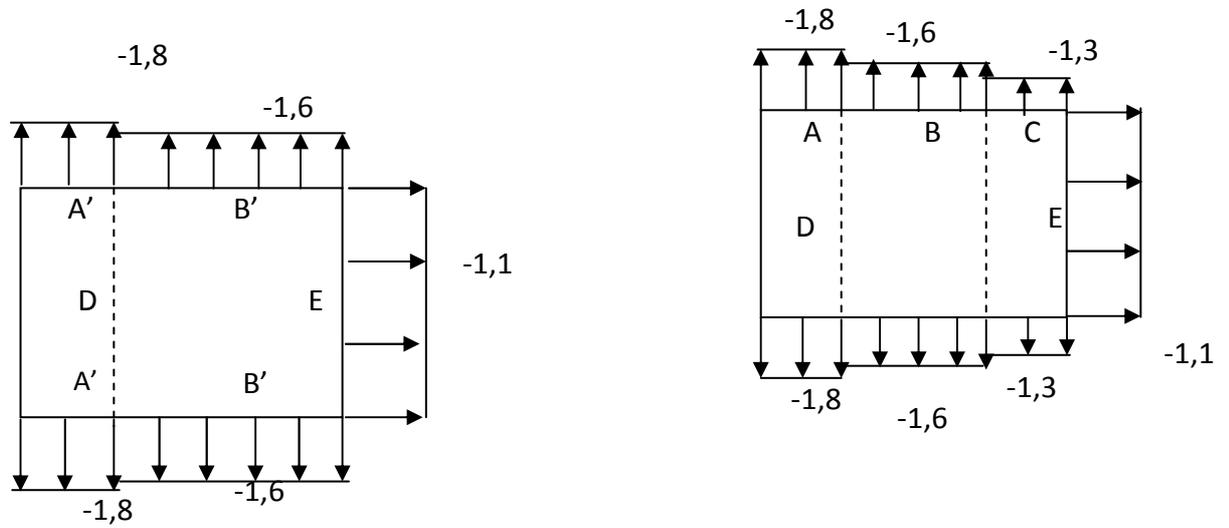
Vue en plan .

F		
- 1,7		
G	H	I
- 1,2	- 0,7	0,2±
F		
- 1,7		

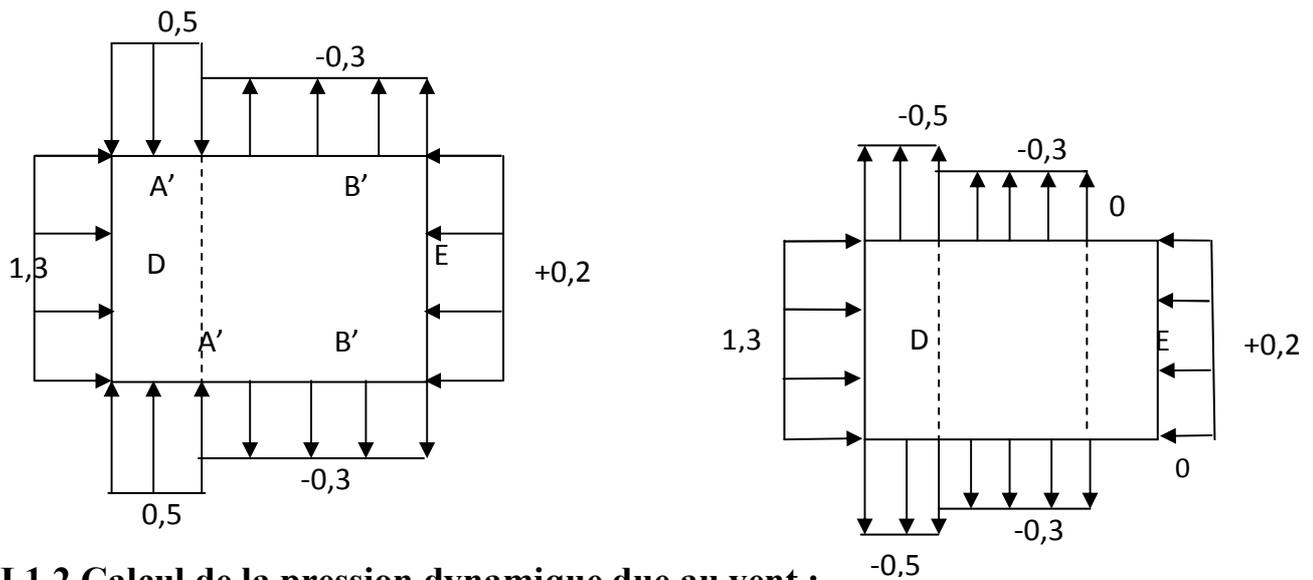
**8- Calcul du coefficient de pression Cp :  $C_{PE} = C_{pe10} - C_{pi}$**

**Parois verticales**

**C<sub>pi</sub> = +0,8**



$C_{pi} = -0,5$



**VI.1.2 Calcul de la pression dynamique due au vent :**

La pression due au vent  $q_j$  qui s'exerce sur une construction à la hauteur  $z$  est donnée par la formule suivante :

$$q_j = C_d \times q_{dyn} \times (C_{pe} - C_{pi})$$

Sens transversal :  $D_t$  ;  $E_t$

Sens longitudinal :  $D_l$  ;  $E_l$

Z =15.30m

Zone	Cd	Q <sub>dyn</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	C <sub>pi</sub> = 0,8		C <sub>pi</sub> = -0,5	
			C <sub>p</sub> = C <sub>pe10</sub> - C <sub>pi</sub>	q <sub>j</sub> [N/m <sup>2</sup> ]	C <sub>p</sub> = C <sub>pe10</sub> - C <sub>pi</sub>	q <sub>j</sub> [N/m <sup>2</sup> ]
D <sub>t</sub>	0,93	585.2595	0	0	1,3	707,537
E <sub>t</sub>	0,93	585.2595	-1,1	-598,685	0,2	108,852
D <sub>l</sub>	0,93	585.2595	0	0	1,3	707,537
E <sub>l</sub>	0,93	585.2595	-1,1	-598,685	0,2	108,852

Z =18.36m

Zone	C <sub>d</sub>	q <sub>dyn</sub>	C <sub>pi</sub> = 0,8		C <sub>pi</sub> = -0,5	
			C <sub>p</sub>	q <sub>j</sub>	C <sub>p</sub>	q <sub>j</sub>
D <sub>t</sub>	0,93	622.95125	0	0	1,3	740,589
E <sub>t</sub>	0,93	622.95125	-1,1	-626,652	0,2	113,937
D <sub>l</sub>	0,93	622.95125	0	0	1,3	740,589
E <sub>l</sub>	0,93	622.95125	-1,1	-626,652	0,2	113,937

Z = 24.48

Zone	C <sub>d</sub>	q <sub>dyn</sub>	C <sub>pi</sub> = 0,8		C <sub>pi</sub> = -0,5	
			C <sub>p</sub>	q <sub>j</sub>	C <sub>p</sub>	q <sub>j</sub>
D <sub>t</sub>	0,93	666.1513	0	0	1,3	794,359
E <sub>t</sub>	0,93	666.1513	-1,1	-672,149	0,2	122,209
D <sub>l</sub>	0,93	666.1513	0	0	1,3	794,359
E <sub>l</sub>	0,93	666.1513	-1,1	-672,149	0,2	122,209

Z =27.54m

Zone	C <sub>d</sub>	q <sub>dyn</sub>	C <sub>pi</sub> = 0,8		C <sub>pi</sub> = -0,5	
			C <sub>p</sub>	q <sub>j</sub>	C <sub>p</sub>	q <sub>j</sub>
D <sub>t</sub>	0,93	753.32984	0	0	1,3	841,736
E <sub>t</sub>	0,93	753.32984	-1,1	-712,238	0,2	129,498
D <sub>l</sub>	0,93	753.32984	0	0	1,3	841,736
E <sub>l</sub>	0,93	753.32984	-1,1	-712,238	0,2	129,498

Z = 30.60m

			C <sub>pi</sub> = 0,8		C <sub>pi</sub> = -0,5	
Zone	C <sub>d</sub>	q <sub>dyn</sub>	C <sub>p</sub>	q <sub>j</sub>	C <sub>p</sub>	q <sub>j</sub>
D <sub>t</sub>	0,93	791.55219	0	0	1,3	884,353
E <sub>t</sub>	0,93	791.55219	-1,1	-748,299	0,2	136,054
D <sub>l</sub>	0,93	791.55219	0	0	1,3	884,353
E <sub>l</sub>	0,93	791.55219	-1,1	-748,299	0,2	136,054

Z = 33.66m

			C <sub>pi</sub> = 0,8		C <sub>pi</sub> = -0,5	
Zone	C <sub>d</sub>	q <sub>dyn</sub>	C <sub>p</sub>	q <sub>i</sub>	C <sub>p</sub>	q <sub>i</sub>
D <sub>t</sub>	0,93	803.9214	0	0	1,3	922,799
E <sub>t</sub>	0,93	803.9214	-1,1	-780,830	0,2	141,969
D <sub>l</sub>	0,93	803.9214	0	0	1,3	922,799
E <sub>l</sub>	0,93	803.9214	-1,1	-780,830	0,2	141,969

**VI.2.3.Calcul des forces de frottement:**

Dans notre structure le calcul de la force de frottement est inutile parce que les deux conditions de l'article 1.4.2 page 41.

Les forces de frottement qui doivent être calculées sont celles pour lesquelles le rapport (d/b ≥ 3), et le rapport (d/h ≥ 3), soient vérifiés.

b=15.4m;      d=22.5m;      h=33.66m.

(d/b) = (22.5 / 15.4) = 1,46 < 3 ..... Non vérifiée.

(d/h) = (22.5/33.66) = 0,66 < 3 ..... Non vérifiée.

Alors la force de frottement Fr = 0

La force résultante R se décompose en deux forces :

→ Une force globale horizontale FW.

→ Une force de soulèvement Fu.

Dans notre structure la force de soulèvement Fu est négligeable parce que il y a des planchers très lourds Fu = 0

**Action d'ensemble:** ce sont les forces résultantes des pressions  $q_j$  appliquées sur notre bâtiment. On les note par  $R_x$  ;  $R_y$  ;  $R_z$  ; dirigées respectivement suivant les sens  $x$  ;  $y$  et  $z$ .

La force résultante  $R$  est donnée par : (art 2.1.2 page 44).

$$R = \sum (q_j \cdot s_j) + \sum F_{fj}$$

→  $q_j$  (N/m<sup>2</sup>) : la pression du vent sur un élément de surface  $j$

→  $s_j$  (en m<sup>2</sup>) : est l'air de l'élément de surface

→  $F_{fj}$ (en N) : La force de frottement.

**Calcule S:**

Donc :

$$R = \sum (q_i \times S_i) = q_1 \times S_1 + \sum_2^9 (q_i \times S_2)$$

S1: Surface de RDC.

S2: Surface d'EC

**Façade pignon V1:**

$$S1 = h1 \times b = 3.06 \times 15.4 = 47.124 \text{m}^2$$

$$S1 = S2 = S3 = S4 = S5 = S6 = S7 = S8 = S9 = S10 = S11 = 47.124 \text{m}^2.$$

**Donc:**  $R_T = 51836.4 \text{ daN}$

**Façade long-pan V2:**

$$S1 = h1 \times b = 3,06 \times 33.66 = 104.01 \text{m}^2$$

$$S1 = S2 = S3 = S4 = S5 = S6 = S7 = S8 = S9 = S10 = S11 = 104.01 \text{m}^2$$

**Donc:**  $R_T = 114411 \text{ daN}$

**Excentricité de la force globale horizontale:**

Selon l'article (2.2.1 et 2.2.2 page 44 )on doit tenir compte d'une excentricité  $e = \pm b/10$

dans les deux directions. Ceci est important pour calculer les systèmes de contreventement à la torsion.

Notre structure à une excentricité égale a:

- Sans XX;  $e = \pm \frac{15.4}{10} = 1.54 \text{ m}$

- Sans YY.  $e = \pm \frac{22.5}{10} = 2.25 \text{ m}$

### **VI. 3.Conclusion:**

. En comparant les actions du vent à celles du séisme, on remarque que ces dernières sont plus importantes et vue que la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible, la suite de l'étude se fera en tenant compte uniquement des actions sismiques

**V.1. Introduction :**

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tension accumulées dépassent un certain seuil, qui est fonction de la nature des matériaux considérés, et en particulier de leur limite d'élasticité.

Il est caractérisé par un point de rupture, appelé hypocentre, situé à une profondeur variable ; on parle de séisme superficiel pour une profondeur de foyer inférieure à 100 km, et de séisme profond pour une profondeur de foyer supérieure à 300 km ; cette profondeur n'est pratiquement jamais supérieure à 700 km.

En surface, les séismes se manifestent par des effets destructeurs variés, qui sont principalement fonction de leur intensité : ils peuvent être à l'origine de vastes dislocations, appelées « failles » (faille de San Andréas, en Californie). [1]

**V.2.Méthode de calcul :**

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

**1-Calcul de la force sismique totale :***RPA99 (Article 4.2.3)*

La force sismique  $V$  ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

- $A$  : Coefficient d'accélération de la zone. *RPA99 (Tableau 4.1)*
  - Groupe d'usage : groupe 2
  - Zone sismique : zone IIa  $\Rightarrow A = 0.15$
- $R$  : Coefficient de comportement global de la structure, *RPA99 (Tableau 4.3)*  
donc :  $R = 5$
- $Q$  : Facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Donc sens x et y  $Q = 1.15$

- $W$  : Poids total de la structure.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

$\beta$  : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération  $\beta = 0.20$

- $W = 35634.36t$
- $D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left( \frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left( \frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

$T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

RPA 99 (Tableau 4.7)

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

Où  $\zeta(\%)$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4}$$

RPA99 (Formule 4-6)

$$h_n = 33.66m$$

$C_T$  : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée suivant :

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times 33.66^{3/4} = 0.698 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{X,Y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{X,Y}}}$$

RPA99 (Formule 4-7)

$L$ : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 15.4\text{m}, \quad L_y = 22.50\text{m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.772\text{s} \\ T_y = 0.638\text{s} \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T) = 0.698\text{s} > T_2 = 0.5\text{s}$$

$$T_y = \min(T_y; T) = 0.638\text{s} > T_2 = 0.5\text{s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.5}{0.698} \right)^{2/3} = 1.62 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left( \frac{0.5}{0.638} \right)^{2/3} = 1.72 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_s = 1.3 \times 0.698 = 0.907\text{s} \\ T_s = 1.3 \times 0.638 = 0.829\text{s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.62 \times 1.15}{5} \times 35634.36 = 1991.6\text{t}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.72 \times 1.15}{5} \times 35634.36 = 2114.54\text{t}$$

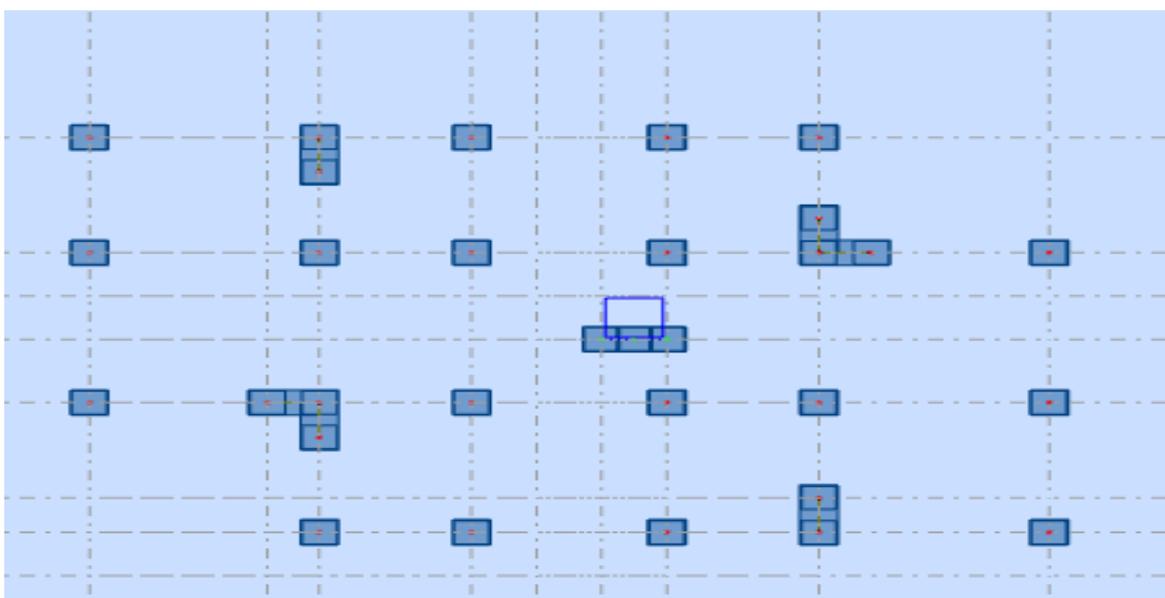
### ✓ Les Méthodes Dynamiques

#### • Méthode d'analyse modale spectrale

Principe Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum d'effet engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**V.3.Analyse de la structure :**

**V.3.1 .Premier variante:**



**Fig.V.3.1** Vue en plan pour le disposition du voiles selon le plan initiale

**V.3.2 Résultats de l’analyse dynamique par ROBOT :**

**Tab.V.3.1.** Périodes et factures da participation massique modale (Premier variante).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
5/ 1	0,54	1,84	20,12	35,72	0,0	20,12	35,72	0,0	3422025,50	3422025,50	0,0
5/ 2	0,83	1,20	61,46	69,42	0,0	41,34	33,70	0,0	3422025,50	3422025,50	0,0
5/ 3	1,28	0,78	78,16	76,74	0,0	16,70	7,32	0,0	3422025,50	3422025,50	0,0
5/ 4	1,39	0,72	78,16	76,74	0,0	0,00	0,00	0,0	3422025,50	3422025,50	0,0
5/ 5	1,40	0,71	78,16	76,74	0,0	0,00	0,00	0,0	3422025,50	3422025,50	0,0
5/ 6	1,42	0,71	78,16	76,74	0,0	0,00	0,00	0,0	3422025,50	3422025,50	0,0
5/ 7	1,43	0,70	78,16	76,74	0,0	0,00	0,00	0,0	3422025,50	3422025,50	0,0
5/ 8	1,43	0,70	78,16	76,74	0,0	0,00	0,00	0,0	3422025,50	3422025,50	0,0
5/ 9	1,45	0,69	78,16	76,74	0,0	0,00	0,00	0,0	3422025,50	3422025,50	0,0
5/ 10	1,48	0,68	78,16	76,75	0,0	0,00	0,01	0,0	3422025,50	3422025,50	0,0

**Interprétation;**

- le 1er mode est un mode detranslation (ux=20.12%, uy=35.72%)
- le 2ème mode est un mode de translation (ux=41.34% uy=33.70%)
- le 3ème est un mode torsion

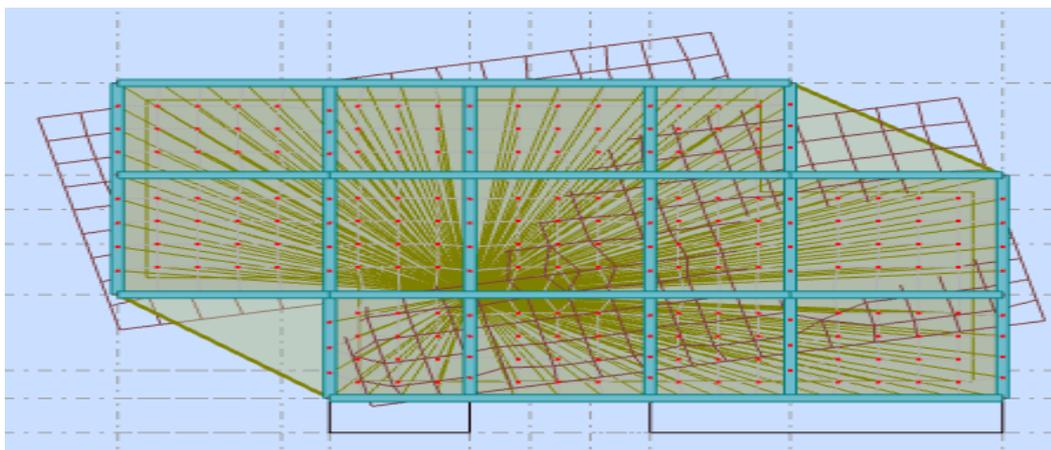


Fig.V.3.2.Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante).

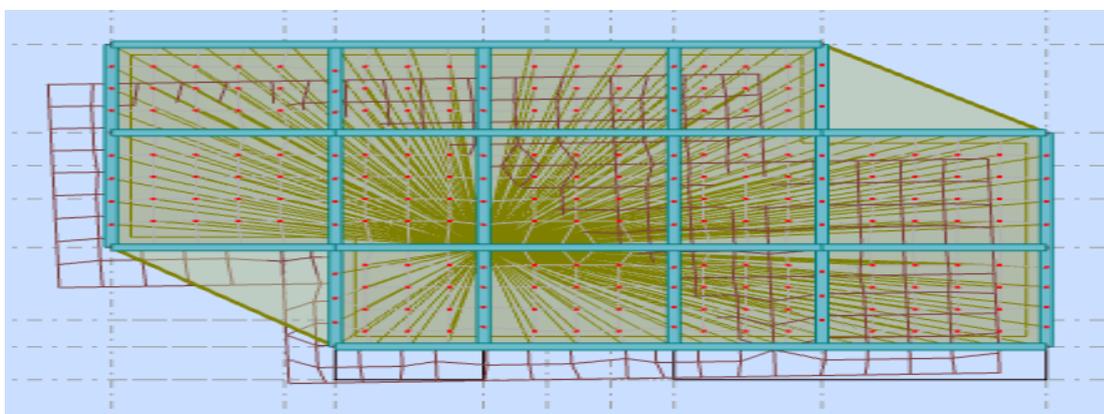


Fig.V.3.3. Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante)

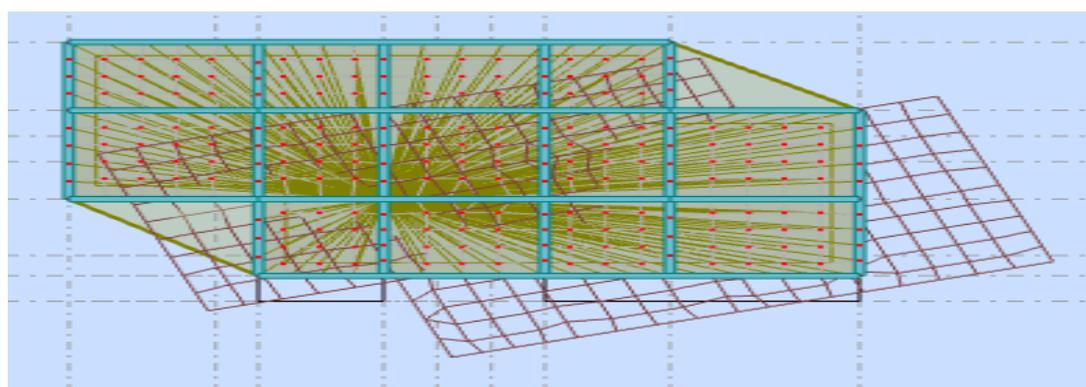


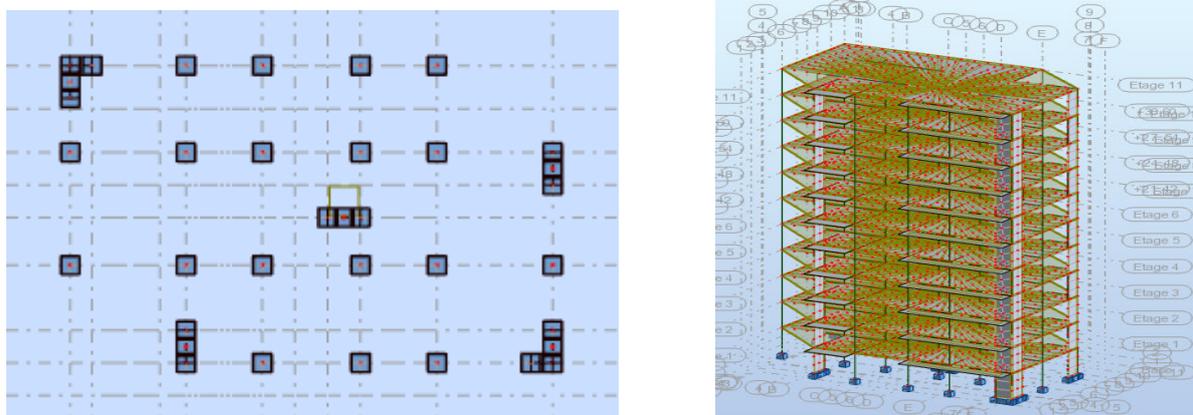
Fig.V.3.4 Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (Premier variante)

#### Problématique:

Nous remarquons de résultats précédents que la structure est instable,selon les recommandation de l'RPA

**La solution:**

on aménage le système de contreventement pour assurer la stabilité de structure et augmenté la section du poteaux et aussi ajouté des voiles.



**Fig. V.3.5.**Deuxième variante des voiles.

**Après le calcul obtenu les résultats suivants:**

**Tab.V.3.2.**Tableau. Périodes et factures da participation massique modale (Deuxième variante).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
5/ 1	0,92	1,09	0,19	75,97	0,0	0,19	75,97	0,0	3563436,79	3563436,79	0,0
5/ 2	0,97	1,03	78,50	76,14	0,0	78,31	0,17	0,0	3563436,79	3563436,79	0,0
5/ 3	1,09	0,92	78,87	76,19	0,0	0,36	0,05	0,0	3563436,79	3563436,79	0,0
5/ 4	2,99	0,33	80,90	85,11	0,0	2,03	8,91	0,0	3563436,79	3563436,79	0,0
5/ 5	3,05	0,33	89,13	87,54	0,0	8,23	2,43	0,0	3563436,79	3563436,79	0,0
5/ 6	3,65	0,27	89,13	87,56	0,0	0,00	0,02	0,0	3563436,79	3563436,79	0,0
5/ 7	5,43	0,18	92,83	87,85	0,0	3,69	0,29	0,0	3563436,79	3563436,79	0,0
5/ 8	5,80	0,17	93,11	92,18	0,0	0,29	4,33	0,0	3563436,79	3563436,79	0,0
5/ 9	7,17	0,14	93,11	92,21	0,0	0,00	0,02	0,0	3563436,79	3563436,79	0,0
5/ 10	8,24	0,12	95,32	92,27	0,0	2,21	0,07	0,0	3563436,79	3563436,79	0,0

**Interprétation;**

- le 1<sup>er</sup> mode est un mode detranslation selon l’axeY (uy=75.97%)
- le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation selon l’axe X(uy=78.31%)
- le 3<sup>ème</sup> est un mode torsion pure

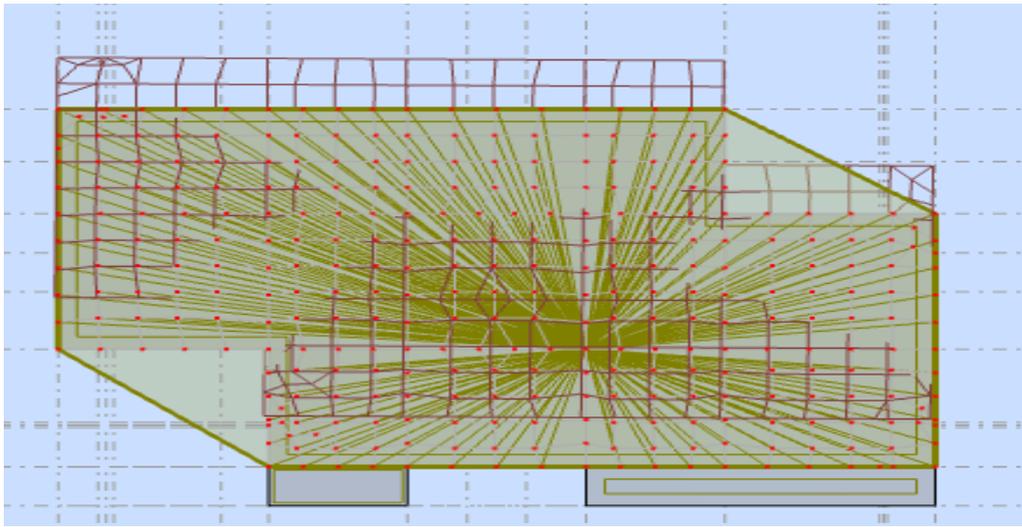


Fig.V.3.5.Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).

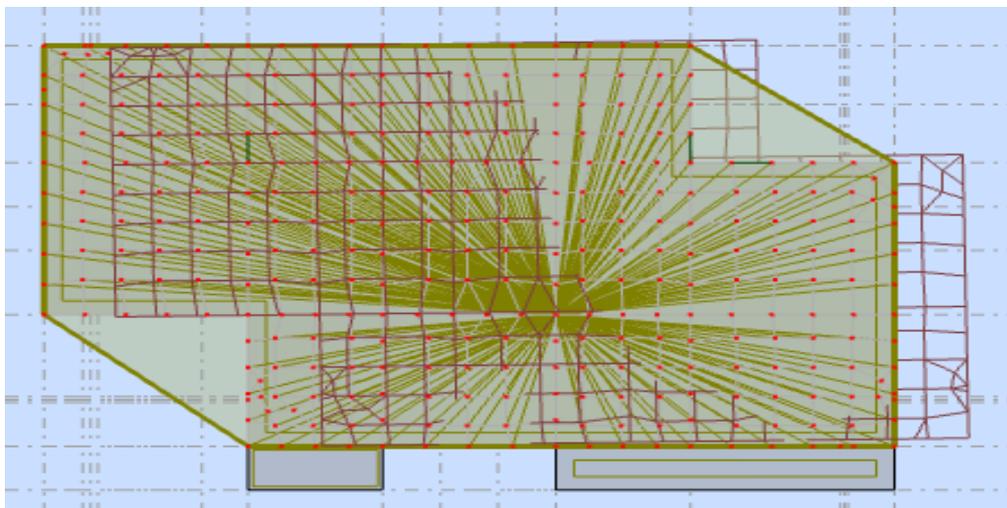


Fig.V.3.6 deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).

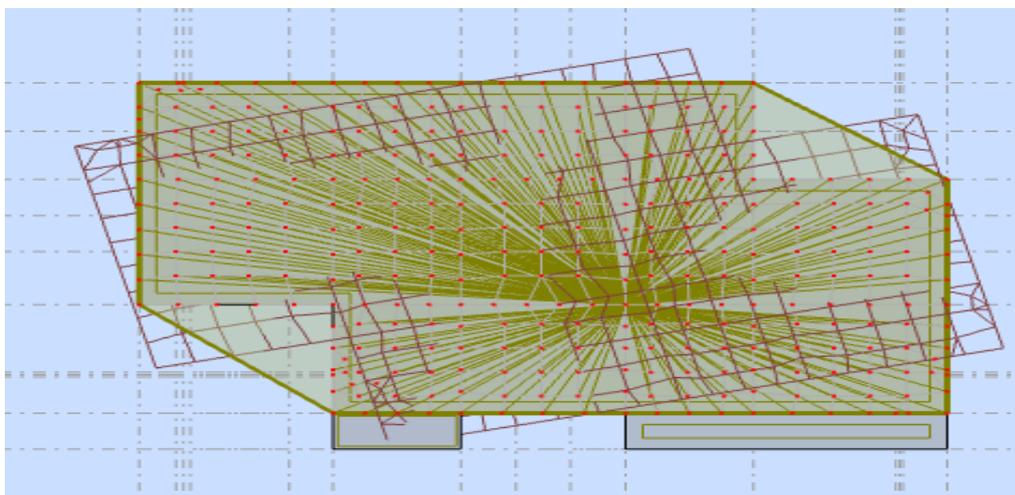


Fig.V.3.7. Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).

**Résultat :**

Nous remarquons de resultats precedents que la structure est instable , cas dans :

- Le mode( 1): il ya un translation dans le sens Y.
- Le mode( 2): il ya un translation dans le sens X.
- Le mode( 3): il ya un torsion négligeable.

**Interprétation :**

-on constate qu'il faut 8 modes pour attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

**Conclusion:**

Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme

Sens longitudinal	<b>VX = 2080,53 KN</b>
Sens transversal	<b>VY = 1954,26 KN</b>

**V.4.Calcul Des Actions Sismiques :**

(Selon Méthode Statique Equivalente) Selon RPA99/version2003 art 4.3.6 :

$$V_s \leq 0,80 V_d$$

	Vt(t)	V (t)	80%V	0.8V < Vt
Sens X	2080,53	1991.6	1593.28	Vérifie
Sens Y	1954,26	2114.54	1691.63	Vérifie

**période fondamentale :**

RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4),

$$T_{dyn,x} = 1.09 \text{ sec}$$

$$T_{dyn,y} = 1.03 \text{ sec}$$

**Une période empirique :**

$$T_x = 0.698 \text{ sec.}$$

$$T_y = 0.638 \text{ sec.}$$

**Nous avons:**

$$1.3 \times T_x = 0.907 < T_{dyn,x} = 1.09 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$1.3 \times T_y = 0.829 < T_{dyn,y} = 10.3 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

- Sens longitudinal

Cas/Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
6/ 1	2080,53	1557,29	523,25
6/ 2	2049,75	1597,33	452,42
6/ 3	1974,07	1630,86	343,22
6/ 4	1865,10	1567,01	298,09
6/ 5	1727,99	1460,77	267,22
6/ 6	1565,77	1326,68	239,09
6/ 7	1381,72	1171,34	210,38
6/ 8	1171,15	992,92	178,23
6/ 9	929,54	790,71	138,82
6/ 10	655,03	560,19	94,84
6/ 11	334,48	354,96	-20,48

$$\frac{F_{xpoteux}}{F_{xtotal}} = \frac{1557.29}{2080.53} = 74.8\% > 25\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Sens transversal

Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
8/ 1	1954,26	1078,91	875,35
8/ 2	1930,35	989,37	940,98
8/ 3	1864,25	1058,84	805,41
8/ 4	1763,16	1048,76	714,40
8/ 5	1638,54	997,90	640,65
8/ 6	1492,99	919,88	573,10
8/ 7	1324,05	821,57	502,48
8/ 8	1131,32	706,26	425,06
8/ 9	912,07	580,04	332,03
8/ 10	653,60	421,62	231,97
8/ 11	337,61	381,97	-44,36

$$\frac{F_{ypoteux}}{F_{ytotal}} = \frac{1078.91}{1954.26} = 55.21\% > 25\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

-Sollicitations du voiles

Cas/Etage	FZ [kN]	FZ sur les poteaux [kN]	FZ sur les voiles [kN]
7 (C) (CG)	34606,36	30936,63	3669,74
7 (C) (CG)	31206,42	28206,67	2999,75
7 (C) (CG)	28050,23	25359,03	2691,19
7 (C) (CG)	24894,04	22525,45	2368,58
7 (C) (CG)	21737,85	19696,50	2041,35
7 (C) (CG)	18581,68	16873,64	1708,04
7 (C) (CG)	15425,52	14055,80	1369,72
7 (C) (CG)	12269,38	11242,09	1027,30
7 (C) (CG)	9113,31	8431,67	681,63
7 (C) (CG)	5957,37	5624,88	332,49
7 (C) (CG)	2794,27	2815,76	-21,49

$$\frac{F_{zvoile}}{F_{ztotal}} = \frac{3669.74}{34606.36} = 10.60\% < 20\% \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

V.4.1.Vérification du déplace..ments:

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R.\delta_{CK}$$

$\delta_{CK}$  ; Déplacement dû aux forces sismique  $F_i$

R: coefficient de comportement =5

**-Sens longitudinal**

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
6/ 1	0,6	0,6
6/ 2	1,8	1,2
6/ 3	3,1	1,3
6/ 4	4,4	1,3
6/ 5	5,7	1,2
6/ 6	6,8	1,1
6/ 7	7,8	1,0
6/ 8	8,6	0,8
6/ 9	9,2	0,7
6/ 10	9,7	0,5
6/ 11	10,1	0,3

Tab.V.7.1.Vérification du déplacements longitudinal

**-Sens transversal :**

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
8/ 1	0,5	0,5
8/ 2	1,6	1,1
8/ 3	2,9	1,3
8/ 4	4,3	1,4
8/ 5	5,7	1,4
8/ 6	7,0	1,3
8/ 7	8,1	1,1
8/ 8	9,1	1,0
8/ 9	10,0	0,8
8/ 10	10,6	0,7
8/ 11	11,2	0,6

Tab.V.7.2.Vérification du déplacements transversal

**-Donc:**

$\Delta_1 \Delta_2 \dots \dots \Delta_{RDC}$  sont inférieurs à  $\Delta_{adm} = 1\%(h) = 1\%(3,06) = 0.0306m = 3.06cm$

**-Justification de l'effet 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**

$$\Theta = P_k \Delta_k / h_k \leq 0.10$$

$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k

$V_k$  : 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..

**- Sens longitudinal:**

Tab V 7.3Résume l'ensemble des résultats dans le sens longitudinal (sens x-x)

niveau	Wi (kn)	pk (kn)	Δk (m)	Vy	hk (m)	Θ	<0.1
11	3148.15	3148.15	0.006	2080.53	3.06	0.00296	<b>vérifie</b>
10	3273.91	6422.06	0.012	2049.75	3.06	0.01228	<b>vérifie</b>

9	3273.91	9695.97	0.013	1974.07	3.06	0.02086	vérifie
8	3273.91	12989.88	0.013	1865.10	3.06	0.02958	vérifie
7	3273.91	16243.79	0.012	1727.99	3.06	0.03686	vérifie
6	3273.91	19517.70	0.011	1565.77	3.06	0.04480	vérifie
5	3273.91	22791.61	0.010	1381.72	3.06	0.05390	vérifie
4	3273.91	26065.52	0.008	1171.5	3.06	0.05816	vérifie
3	3273.91	29339.43	0.007	929.54	3.06	0.07220	vérifie
2	3273.91	32613.34	0.005	659.03	3.06	0.08060	vérifie
1	3273.91	35888.25	0.003	394.5	3.06	0.09415	vérifie

**-Sens transversal :**

**Tab.V.7.4.** Résumé l'ensemble des résultats dans le sens transversal (sens y-y)

niveau	Wi (kn)	p <sub>k</sub> (kn)	Δk (m)	V <sub>x</sub>	h <sub>k</sub> (m)	Θ	<0.1
11	3148.15	3148.15	0.005	1954.26	3.06	0.00263	vérifie
10	3273.91	6422.06	0.011	1930.35	3.06	0.01195	vérifie
9	3273.91	9695.97	0.013	1864.25	3.06	0.02209	vérifie
8	3273.91	12989.88	0.014	1763.16	3.06	0.03370	vérifie
7	3273.91	16243.79	0.014	1638.54	3.06	0.04535	vérifie
6	3273.91	19517.70	0.013	1492.99	3.06	0.05553	vérifie
5	3273.91	22791.61	0.011	1324.65	3.06	0.06185	vérifie
4	3273.91	26065.52	0.010	1131.32	3.06	0.06534	vérifie
3	3273.91	29339.43	0.008	912.07	3.06	0.07298	vérifie
2	3273.91	32613.34	0.007	653.6	3.06	0.08862	vérifie
1	3273.91	35888.25	0.006	587.61	3.06	0.09681	vérifie

**-Remarque :**

Puisque tous les coefficients  $\theta_k$  sont inférieurs à 0.10, donc l'effet P-Δ peut être négligé pour les deux sens

#### V.4.2-Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

**Mr:** moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

**Ms**: moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

**W** : le poids total de la structure

-Sens longitudinal :

$$M_s = 4008865.5 \text{ KN.m}$$

**Tab.V.7.5** Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens XX

Niveau	Fi (KN)	hi (m)	Fi×hi (KN.m)
11	2080.53	33.66	70030.67
10	2049.75	30.60	62722.38
9	1974.07	27.54	54365.84
8	1865.10	24.48	45657.60
7	1727.99	21.42	37013.54
6	1565.77	18.36	28747.53
5	1381.72	15.3	21140.31
4	1171.50	12.24	143390.11
3	929.03	9.16	8509.91
2	655.03	6.12	4008.78
1	334.54	3.06	1023.62j
		<b>MRx</b>	476610.32

**-Vérifications:**

$$M_s/MR_x = 8.4 > 1.5 \dots\dots\dots \text{vérifie}$$

**Tab.V.4.2.** Le moment de renversement provoqué par effort sismique sens yy

Niveau	Fi (KN)	hi (m)	Fi×hi (KN.m)
11	1954.26	33.66	65780.39
10	1930.35	30.60	59068.71
9	1864.25	27.54	51341.44
8	1763.16	24.48	43162.15
7	1638.54	21.42	35097.52
6	1492.99	18.36	27411.29
5	1324.65	15.3	20267.15
4	1131.32	12.24	13847.35

<b>3</b>	912.07	9.16	8354.56
<b>2</b>	653.60	6.12	4000.03
<b>1</b>	337.61	3.06	1033.08
		<b>MRy</b>	329365.67

**-Vérifications:**

$M_s/MR_y=8.13 > 1.5$ .....vérifie

**-Remarque :**

Nous avons changé section tous les poteaux RDC -10<sup>ème</sup> étage des dimensions initiales à nouvelle dimension (55cm\*60cm) parce qu'il nous fallait plus des résistance .

**V.5.conclusion :**

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel **ROPOT**, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

## IV.1. Calcul Les Plancher:

### IV.1.1 Introduction:

Un plancher est une aire plane, destinée à limiter les étages et dont les fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance; il doit supporter les charges qui lui sont appliquées (poids propre+charge d'exploitation).
- Un rôle d'isolation thermique et phonique.
- Un rôle de transmission des charges.

### IV.1.2 Différents types de poutrelles :

Dans le cas de notre projet on a trois types de poutrelles:

#### Type 1:

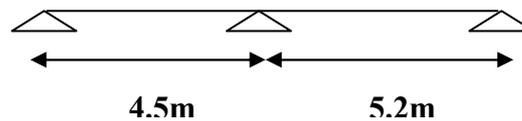


Figure IV.1: Schéma du 1<sup>er</sup> type de poutrelles

#### Type 2:

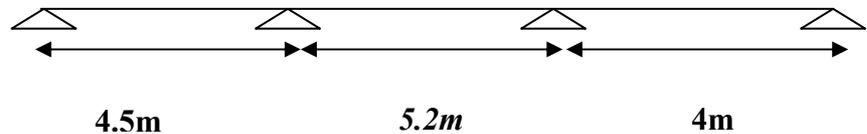


Figure IV.2: Schéma du 2<sup>eme</sup> type de poutrelles

#### Type 3:

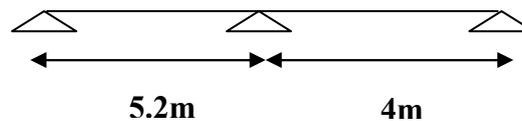


Figure IV.3 : Schéma du 3<sup>eme</sup> type de poutrelles

### IV.1.3 Méthode de calcul des poutrelles :

#### ❖ Méthode forfaitaire :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

Condition d'application :

- Plancher à surcharge modérée :  $Q \leq \min(2 \times G; 5) \text{KN} / \text{m}^2$ .

► **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 6.94KN / m^2$$

$$Q = 1.00KN / m^2 \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 6.94; 5)KN / m^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

► **Plancher étage courant :**

$$G = 5.8KN / m^2$$

$$Q = 1.5KN / m^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.8; 5)KN / m^2 \quad \text{Vérfiée.}$$

• Le moment d’inertie est constant sur tout le long de la travée. Vérfiée.

• Le rapport  $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

Type 1 :  $0.8 \leq \frac{4.5}{5.2} \leq 1.25$  Vérfiée.

Type 2 :  $0.8 \leq \frac{4.5}{5.2}; \frac{5.2}{4.2} \leq 1.25$  Vérfiée.

Type 3 :  $0.8 \leq \frac{5.2}{4} \geq 1.25$  Elle n’est pas vérfiée.

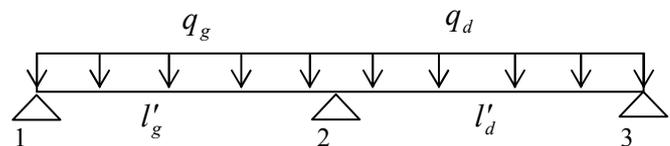
• Fissuration peu nuisible.

❖ **La méthode de Caquot :**

On ne tient compte que des charges sur les travées encadrant l’appui considéré.

Moment en appui :

$$M_{app} = \frac{p_u \times l'^3_g + p_u \times l'^3_d}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$



**Fig IV.4** Schéma statique d’une poutrelle

$M_2$  : Moment à l’appui 2.

$l'_g$  et  $l'_d$  : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

$q_g$  et  $q_d$  : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

Avec :  $l' = 0.8 \times l$  Pour une travée intermédiaire.

$l' = l$  Pour une travée de rive.

Moment maximal en travée :

Moment en travée :

$$M_t = M_0 + \frac{M_g + M_d}{2}$$

Avec  $M_g, M_d$  : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} : \text{Moment isostatique.}$$

**Effort tranchant :**

$$V_g = \frac{M_g + M_d}{l} - \frac{P_U l}{2}$$

$$V_d = V_g + P_U l$$

**IV.1.4 Calcul des moments et efforts tranchant des poutrelles :**

Calcul des sollicitations

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

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

Désignation	G (KN/m <sup>2</sup> )	Q (KN/m <sup>2</sup> )	ELU		ELS	
			q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/ml)	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>s</sub> (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.94	1.0	10.86	7.06	7.94	5.16
Étages courants	5.8	1.5	10.08	6.55	7.3	4.74

**Tableau IV.1.1** Charges et surcharges d'exploitation

Poutrelles du Plancher terrasse inaccessible 1<sup>er</sup> type:

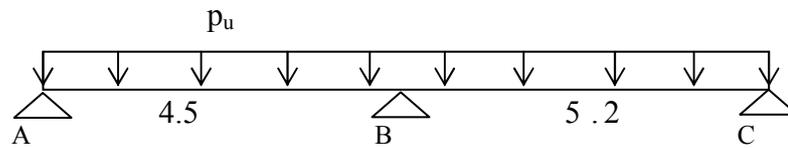


Fig. IV 5 Schéma statique d'une poutrelle

ELU	Travée	L (m)	L' (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>app</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Terrasse Inaccessible	A-B	4.5	4.50	7.06	17.87	A=0	27.79	20.29	11.40
						B=-19.84			
	B-C	5.2	5.20	7.06	23.86	B=-19.84	33.75	22.17	14.54
						C=0			
Etages courants	A-B	4.5	4.50	6.55	16.38	A=0	25.78	18.82	10.65
						B=-18.41			
	B-C	5.2	5.20	6.55	22.14	B=-18.41	31.34	20.57	13.49
						C=0			

Tableau IV.1.2 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Etages courants et Terrasse

ELS	Travée	L (m)	L' (m)	P <sub>s</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>app</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Terrasse Inaccessible	A-B	4.5	4.50	5.16	13.06	A=0	20.31	15.30	9.84
						B=-14.50			
	B-C	5.2	5.20	5.16	17.44	B=-14.50	24.69	18.54	11.33
						C=0			
Etages courants	A-B	4.5	4.50	4.74	11.99	A=0	18.65	16.18	9.65
						B=-13.32			
	B-C	5.2	5.20	4.74	16.21	B=-13.32	22.87	15.11	9.81
						C=0			

Tableau IV.1.3 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Etages courants et Terrasse

Poutrelles du Plancher 2<sup>eme</sup> type :

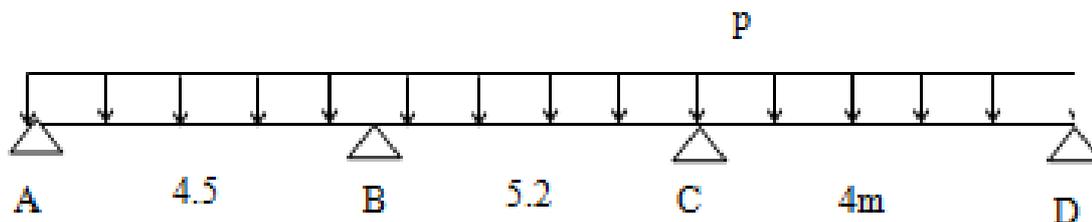


Fig IV.6 Schéma statique d'une poutrelle

ELU	Travée	L (m)	L' (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>app</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Terrasse Inaccessible	A-B	4.5	4.50	7.06	17.87	A=0	25.79	19.36	12.41
						B=-15.64			
	B-C	5.2	4.16	7.06	15.27	B=-15.64	30.01	24.02	12.69
						C=-13.84			
	C-D	4.0	4.00	7.06	14.12	C=-13.84	21.04	17.58	10.66
						D=0			
Etages courants	A-B	4.5	4.50	6.55	16.58	A=0	23.82	17.96	11.51
						B=-14.51			
	B-C	5.2	4.16	6.55	14.16	B=-14.51	27.83	20.19	7.06
						C=-12.84			
	C-D	4.0	4.00	6.55	13.10	C=-12.84	19.52	16.31	9.89
						D=0			

Tableau IV.1.4 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Etages courants et Terrasse

ELS	Travée	L (m)	L' (m)	P <sub>S</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>app</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Terrasse Inaccessi- ble	A-B	4.5	4.50	5.16	13.06	A=0	18.77	15.64	8.57
						B=-11.43			
	B-C	5.2	4.16	5.16	11.24	B=-11.43	19.24	19.15	10.34
						C=-10.11			
	C-D	4.0	4.00	5.16	10.32	C=-10.11	11.87	10.67	10.66
						D=0			
Etages courants	A-B	4.5	4.50	4.74	11.99	A=0	15.42	13.67	11.51
						B=-10.50			
	B-C	5.2	4.16	4.74	10.25	B=-10.50	17.23	14.93	7.06
						C=-9.29			
	C-D	4.0	4.00	4.74	9.48	C=-9.29	14.10	9.22	6.89
						D=0			

**Tableau IV.1.5** Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Etages courants et Terrasse

Poutrelles du Plancher terrasse inaccessible 3<sup>eme</sup> type :

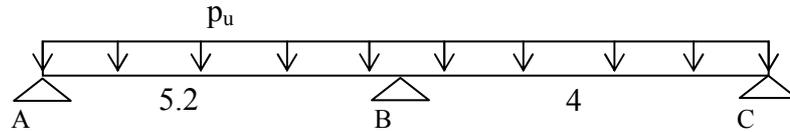


Fig IV.7 Schéma statique d'une poutrelle

ELU	Travée	L (m)	L' (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>app</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Terrasse Inaccessible	A-B	5.2	5.20	7.06	23.36	A=0	33.09	21.90	14.18
						B=-18.47			
	B-C	4	4.00	7.06	14.12	B=-18.47	23.35	18.73	9.51
						C=0			
Etages courants	A-B	5.2	5.20	6.55	22.14	A=0	30.71	20.34	13.72
						B=-17.14			
	B-C	4	4.00	6.55	13.10	B=-17.14	21.67	13.10	13.16
						C=0			

Tableau IV.1.6 Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher Etages courants et Terrasse

ELS	Travée	L (m)	L' (m)	P <sub>u</sub> (KN/m)	M <sub>0</sub> (KN.m)	M <sub>app</sub> (KN.m)	M <sub>t</sub> (KN.m)	V <sub>g</sub> (KN)	V <sub>d</sub> (KN)
Terrasse Inaccessible	A-B	5.2	5.20	5.16	17.44	A=0	24.19	17.51	13.18
						B=-13.50			
	B-C	4	4.00	5.16	10.32	B=-13.50	17.07	15.25	11.08
						C=0			
Etages courants	A-B	5.2	5.20	4.74	16.02	A=0	21.26	16.44	10.96
						B=-10.49			
	B-C	4	4.00	4.74	9.48	B=-10.49	14.72	10.78	9.31
						C=0			

Tableau IV.1.7 Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher Etages courants et Terrasse

Tableau Récapitulatif:

Types de planchers	ELU			ELS		
	$M_{appui}^{max}$ (KN.m)	$M_{trav}^{max}$ (KN.m)	$V^{max}$ (KN)	$M_{appui}^{max}$ (KN.m)	$M_{trav}^{max}$ (KN.m)	$V^{max}$ (KN)
Sollicitations						
Poutrelle terrasse Inaccessible type 1	19.84	33.75	22.17	14.50	14.96	18.54
Poutrelle terrasse Inaccessible type 2	15.61	30.01	24.02	11.43	19.24	19.15
Poutrelle terrasse Inaccessible type 3	18.47	33.09	21.90	13.50	24.19	17.51
Poutrelle Etages courants type 1	18.41	31.34	20.57	13.32	22.87	16.18
Poutrelle Etages courants type 2	14.51	27.85	20.19	10.50	17.23	14.93
Poutrelle Etages courants type 3	17.14	30.71	20.34	10.49	21.26	16.44

Tableau IV.1.8 Récapitulation des moments et efforts tranchants maximaux.

IV.1.5 Ferrailage des poutrelles :

Le ferrailage se en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

▪ Plancher terrasse inaccessible

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

IV.1.5.1 Plancher de la terrasse inaccessible :

a)- En travées :

On ferraille toutes les poutrelles avec les sollicitations maximales à l'ELU.

$$M_t = 33.75KN.m$$

$$M_a = 19.84KN.m$$

Mais le CBA93 exige une quantité d'acier équilibrant un moment égal à  $0,15 \cdot M_0$  .

$$M_a^{rive} = 0.15 \times 17.87 = 2.68KN.m$$

$$V_u = 24.02KN$$

Calcul de  $M_{TU}$ :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left( 0.22 - \frac{0.04}{2} \right) = 0.055 MN.m$$

$$M_{tu} = 0.055 MN.m$$

$$M_t^{\max} = 33.75 \times 10^{-3} MN.m$$

$M_{tu} > M_t^{\max} \Rightarrow$  La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc

l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire  $b \times h$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} d^2 b} = \frac{33.75 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.65 \times 0.22^2} = 0.075 < 0.186$$

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

On a

$$\mu_l = 0.3916$$

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

Calcul de A:

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.075}) = 0.097$$

$$Z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.097) = 0.211 m$$

$$A_t = \frac{33.75 \times 10^{-3}}{348 \times 0.211} = 4.59 \times 10^{-4} m^2$$

$$A_t = 4.59 cm^2$$

➤ **Vérification:**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.727 cm^2$$

$A_{\min} < A_t \Rightarrow$  C'est vérifié.

$$A = 3T14 = 4.61 cm^2$$

**b)-En appuis :**

- **appuis intermédiaires :**

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

$$M_{tu} = 0.055 MN.m$$

$$M_a^{int} = 19.84 \times 10^{-3} MN.m$$

$$\Rightarrow M_{tu} > M_a^{int}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{19.84 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.288$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B: } \xi_{st} = 3.5\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4\alpha_l) = 0.3916$$

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

$$A = \frac{M_a^{int}}{f_{st} \times z} \quad \text{Avec: } Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.288}) = 0.436$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.436) = 0.182 \text{ m}$$

$$A = \frac{19.84 \times 10^{-3}}{348 \times 0.182} = 3.07 \text{ cm}^2$$

**Calcul de  $A_{min}$  :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.727 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.727 \text{ cm}^2 > A_{calculé}$$

On choisit **A = 1T14+1T16=3.46cm<sup>2</sup>**

- **appui de rive :** (calcul forfaitaire)

$$M_a^{rive} = 2.68 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.68 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.04$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.051$$

$$z = 0.22(1 - 0.4 \times 0.051) = 0.215 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{2.68 \times 10^{-3}}{0.215 \times 348} = 0.35 \text{ cm}^2$$

On choisit : **A= 1T12=1.13cm<sup>2</sup>**

➤ **Cisaillement :**

$$V_u = 24.02 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{24.02 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22} = 1.09 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Choix des armatures transversales :**

On choisit un étrier  $\Phi_6$

$$A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

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

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

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

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

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$St = 0.351 \text{ m} = 35.1 \text{ cm.}$$

$$St \leq 35.1 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

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

❖ **Vérification à l'effort tranchant:**

**a) - vérification des  $A_t$  à  $V_u$  de l'appui intermédiaire :**

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

$$A_t \geq \frac{1.15}{400} \left( 24.02 \times 10^{-3} - \frac{19.84 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22} \right) = -2.19 \text{ cm}$$

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

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

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 24.02 \times 10^{-3} = 0.690 \text{ cm}^2$$

Or,  $A_l = 1T14+1T16+3T14 = 8.07 \text{ cm}^2$  C'est vérifiée.

**b)- Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_U \left( \frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{24.02 \times 10^{-3} \left( \frac{0.65-0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 1.283 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < 3.25 \text{ MPa}$  C'est vérifiée

**❖ Vérification des poutrelles à l'ELS :**

Il y a lieu de vérifier : - Etat limite de compression du béton.

- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de déformation.

➤ **Etat limite de compression du béton :**

**a)- En travée :**

$$M_{ser} = 24.69 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 4.61 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) = -7.247 \times 10^{-4}$$

L'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  calcul de section en T

**Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$A' = 0$$

$$\frac{0.65}{2} y^2 + [15 \times 4.61 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1) \times 0.04] y - 15 \times 4.61 \times 10^{-4} \times 0.22 - (0.65 - 0.1) \times \frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$0.325y^2 + 0.0282y - 18.128 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = 0.0016 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0.04$$

$$y = \frac{-0.0282 \pm 0.04}{2 \times 0.325} \Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.018m \\ y_2 = -0.1m \end{cases}$$

$$y = -0.1m = -10cm$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times (-0.1)^3 - (0.65 - 0.1) \times \frac{(-0.1 - 0.04)^3}{3} + 15 \times 4.61 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.1)^2 \Rightarrow I = 6.298 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{24.69 \times 10^{-3}}{6.298 \times 10^{-4}} \times 0.1$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 3.92MPa \\ \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

La fissuration est préjudiciable, alors on ne vérifie que  $\sigma_{bc}$  ( $\sigma_{sc}$  est toujours vérifiée)

#### b)-En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = 14.50 \times 10^{-3} MN.m$$

Position de l'axe neutre :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.46 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) = -5.654 \times 10^{-4}$$

L'axe neutre passe par la nervure  $\Rightarrow$  calcul de section en T

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$A' = 0$$

$$\frac{0.65}{2}y^2 + [15 \times 3.54 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1) \times 0.04]y - 15 \times 3.54 \times 10^{-4} \times 0.22 - (0.65 - 0.1) \times \frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$0.325y^2 + 0.0280y - 12.205 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = 0.0022 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0.064$$

$$y = \frac{-0.0280 \pm 0.054}{2 \times 0.325} \Rightarrow \begin{cases} y_1 = 0.04m \\ y_2 = -0.12m \end{cases}$$

$$y = -0.12m = -12cm$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times (-0.12)^3 - (0.65 - 0.1) \times \frac{(-0.1 - 0.04)^3}{3} + 15 \times 3.54 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.1)^2 \Rightarrow I = 7.8754 \times 10^{-4} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{14.50 \times 10^{-3}}{7.8754 \times 10^{-4}} \times 0.1$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 1.84MPa \\ \sigma_{bc} = 15MPa \end{cases}$$

Donc :  $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$  C'est vérifié.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :** *BAEL 91(Article B-6-3)*

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ **Etat limite de déformation :**

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

Evaluation de la flèche *BAEL 91(Article B.6.5)* et le *CBA 93*.

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

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a :  $\frac{h}{l} = \frac{24}{520} = 0.046 < \frac{1}{16}$  la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une

vérification de la flèche.

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

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{l}{1000} \quad \text{portée} > 5\text{m.}$$

$$f_{adm} = 0,5 + \frac{520}{1000} = 1,02 \text{ cm}$$

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

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

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

Evaluation des moments en travée :

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

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

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

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

**Position de l'axe neutre :**

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

**Moment d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = 74880\text{cm}^4$$

$$I = 78754\text{cm}^4$$

$$A_s = 4.61\text{cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{4.61}{10 \times 22} = 0.018$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad \text{Déformation instantanée.}$$

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

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

**Contraintes ( $\sigma_s$ ) :**

$$\sigma_{sj} = \frac{M_{jser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sg} = \frac{M_{gser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})} ; \sigma_{sp} = \frac{M_{pser}}{A_s \times (d - \frac{y}{2})}$$

**Inerties fictives ( $I_f$ ) :**

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

Si  $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

**Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.3 = 2.145 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 6.94 = 4.51 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (6.94 + 1) = 5.16 \text{ KN / m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = \frac{2.145 \times 5.2^2}{8} = 7.25 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = \frac{4.51 \times 5.2^2}{8} = 15.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = \frac{5.16 \times 5.2^2}{8} = 17.44 \text{ KN.m}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.018} = 2.38$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.38 = 0.95$$

$$\sigma_{sj} = \frac{7.25 \times 10^{-3}}{4.61 \times 10^{-4} \times (0.22 - \frac{0.1}{2})} = 106.61 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15.24 \times 10^{-3}}{4.61 \times 10^{-4} \left(0.22 - \frac{0.1}{2}\right)} = 205.49 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{17.44 \times 10^{-3}}{4.61 \times 10^{-4} \times \left(0.22 - \frac{0.1}{2}\right)} = 246.6 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.018 \times 106.6 + 2.1} = 0.624$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.018 \times 205.4 + 2.1} = 0.782$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.018 \times 246.6 + 2.1} = 0.815$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 74880}{1 + 2.38 \times 0.624} = 33144.45 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 74880}{1 + 2.38 \times 0.782} = 28788.32 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 74880}{1 + 2.38 \times 0.815} = 28019.18 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 74880}{1 + 0.95 \times 0.782} = 47259.16 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{7.25 \times 10^{-3} \times 5.2^2}{10 \times 32164.2 \times 33141.45 \times 10^{-8}} = 0.0018 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{15.24 \times 10^{-3} \times 5.2^2}{10 \times 32164.2 \times 28788.32 \times 10^{-8}} = 0.0044 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{17.44 \times 10^{-3} \times 5.2^2}{10 \times 32164.2 \times 28019.18 \times 10^{-8}} = 0.0052 \text{ m}$$

$$f_{vg} = \frac{17.44 \times 10^{-3} \times 4.99^2}{10 \times 10721.4 \times 47259.16 \times 10^{-8}} = 0.0093 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0093 - 0.0018 + 0.0052 - 0.0044 = 0.0083 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.83 \text{ cm} \leq f_{adm} = 1.02 \text{ cm}$$

**Pour les autres types de poutrelles, leur ferrailage est donné dans le tableau suivant :**

Planchers	Type	$M_t = 33.75 KN.m$				$M_a^{int} = 19.84 KN.m$				$M_a^{riv} = 2.68 KN.m$			
		$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (M)	A (Cm <sup>2</sup> )	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (M)	A (Cm <sup>2</sup> )	$\mu_{bu}$	$\alpha$	Z (M)	A (Cm <sup>2</sup> )
Poutrelles de la terrasse inaccessible.	1	0.07	0.09	0.21	4.59	0.28	0.43	0.18	3.027	0.04	0.05	0.21	0.3
	2	5	7	1		0	6	2		1	5	5	
	3												
Poutrelles du Plancher d'habitation	1	$M_t = 31.34 KN.m$				$M_a^{int} = 18.41 KN.m$				$M_a^{riv} = 2.68 KN.m$			
	2												
	3	0.07	0.09	0.21	4.25	0.26	0.39	0.18	2.86	0.04	0.05	0.21	0.3
		0	1	2		8	8	5		1	5	5	

**Tableau IV.1.9** Ferrailage Des Poutrelles

**Choix des barres et vérification au cisaillement :**

Plancher	Type	En travée	En appuis Intermédiaire	En appuis de rive	$V_U$ KN	$\tau$ Mpa	$\bar{\tau}$ Mpa
Poutrelles de la terrasse inaccessible.	1	3T14 =4.61	1T12+1T16	1T12=1.13	24.04	1.28	3.25
	2	cm <sup>2</sup>	=3.54 cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>			
	3						
Poutrelles du Plancher d'habitation	1	3T14 =4.61	1T12+1T16	1T12=1.13	20.57	1.16	3.25
	2	cm <sup>2</sup>	=3.54 cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>			
	3						

**Tableau IV.1.10** Choix des barres de ferrailage

**Choix des armatures transversales :**

Pour tous les types de poutrelles on prend  $A_t = 2 \times \phi 6 = 0.57$

L'espacement  $S_t = 15cm$  Pour toutes les poutrelles.

**Vérification à l'ELS :**

**a) Etat limite de compression de béton :**

		En travée			En appui			$\bar{\sigma}$ Mpa
		$M_t$ KN.m	$I$ cm <sup>4</sup>	$\sigma$ Mpa	$M_a$ KN.m	$I$ cm <sup>4</sup>	$\sigma$ Mpa	
Terrasse Inaccessible	Poutrelles de type 1,2,3	17.44	78754	2.77	14.50	62982	1.84	15
Plancher d'habitation	Poutrelles de type 1,2,3	16.02	78754	4.21	13.32	62982	2.52	15

**Tableau IV.1.11** Vérification des états limites de compression du béton

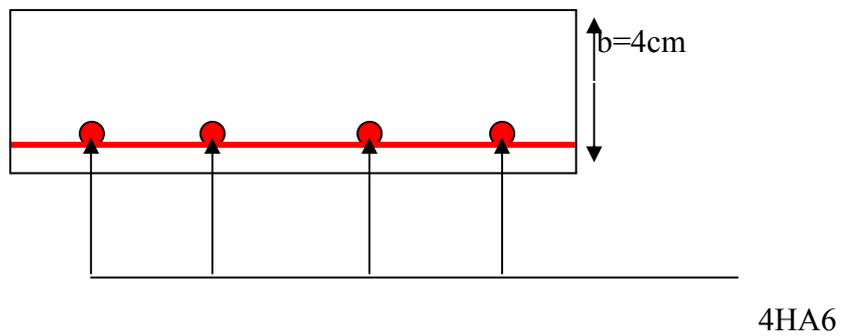
**b) Etat limite de déformation :**

	Type	$q_{jser}$ KN/m	$q_{gser}$ KN/m	$q_{pser}$ KN/m	$M_{jser}$ KN.m	$M_{gser}$ KN.m	$M_{pser}$ KN.m	$I_0$ Cm <sup>4</sup>	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$
Terrasse accessible	1	2.145	4.51	5.16	7.25	15.24	17.44	74880.00	0.018	2.35	0.95
	2										
	3										
Plancher d'habitation	1	2.145	4.19	4.87	7.25	14.85	16.35	62530.66	0.018	2.35	0.95
	2										
	3										

	Type	$\sigma_{sj}$ Mpa	$\sigma_{sg}$ Mpa	$\sigma_{sp}$ Mpa	$\mu_j$	$\mu_g$	$\mu_p$	$I_{f_{ij}}$ Cm <sup>4</sup>	$I_{f_{ig}}$ Cm <sup>4</sup>	$I_{f_{ip}}$ Cm <sup>4</sup>
Terrasse inaccessibl e	1									
	2	106.6	205.49	246.6	0.62	0.78	0.81	33144.45	28788.	28019.18
	3	1			4	2	5		32	
Plancher d'habitatio n	1									
	2	102.7	181.12	207.84	0.60	0.71	0.80	21352.11	17922.	23007.44
	3	3			1	7	0		19	

	type	$I_{vg}$ Cm <sup>4</sup>	$f_{ji}$ Mm	$f_{gi}$ Mm	$f_{pi}$ Mm	$f_{gv}$ Mm	$\Delta f$ mm	$f_{adm}$ mm
Terrasse inaccessible	1	47259.16	1.8	4.4	5.2	9.3	8.3	10.2
	2							
	3							
9Plancher d'habitation	1	40327.08	2.3	8.6	9.15	10.6	8.85	10.2
	2							
	3							

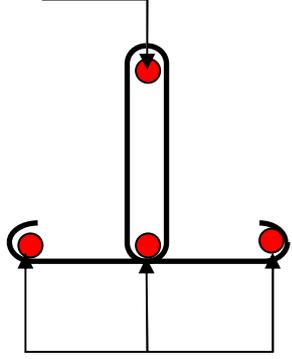
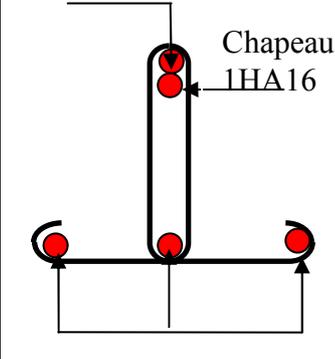
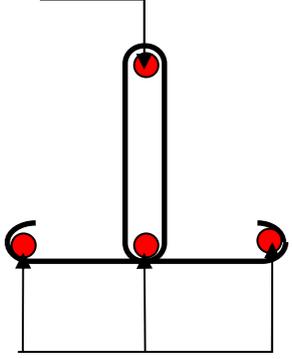
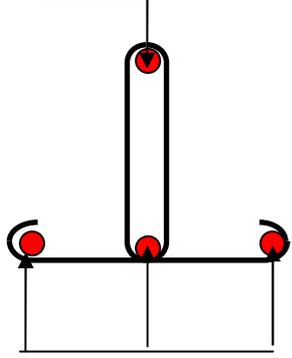
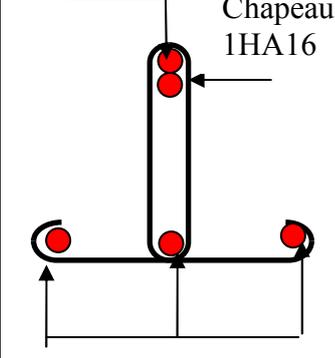
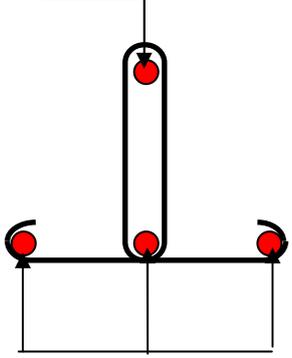
Tableau IV.1.12 Vérification des états limites de déformation.

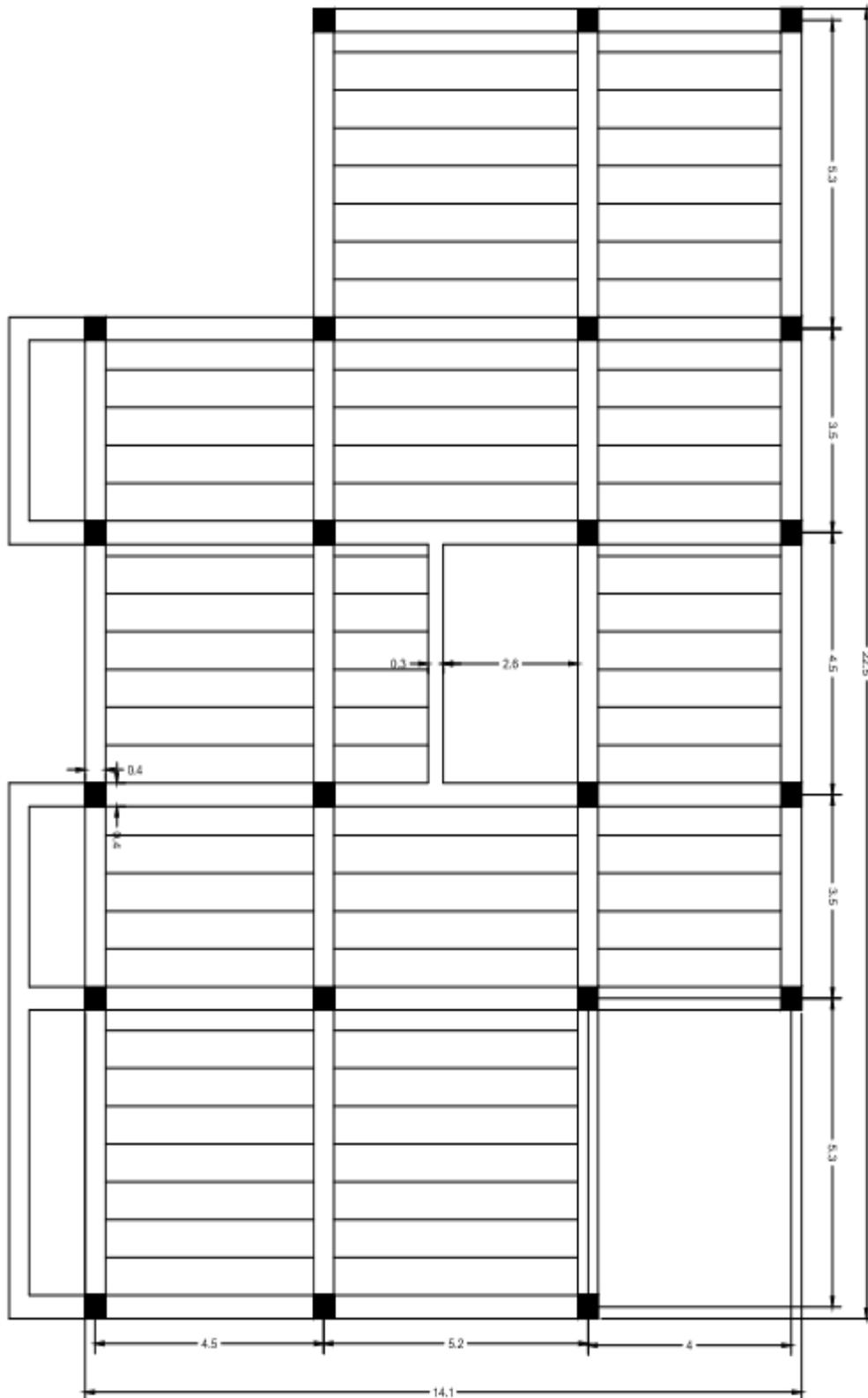


IV.1.8 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

f) Le schéma de ferrailage des poutrelles :

FigIV.9. schéma de ferrailage des poutrelles

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage	<p>1HA12</p>  <p>3HA14</p>	<p>1HA12</p>  <p>Chapeau 1HA16</p> <p>3HA14</p>	<p>1HA12</p>  <p>3HA14</p>
Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Terrasse inaccessible	<p>1HA12</p>  <p>3HA14</p>	<p>1HA12</p>  <p>Chapeau 1HA16</p> <p>3HA14</p>	<p>1HA12</p>  <p>3HA14</p>

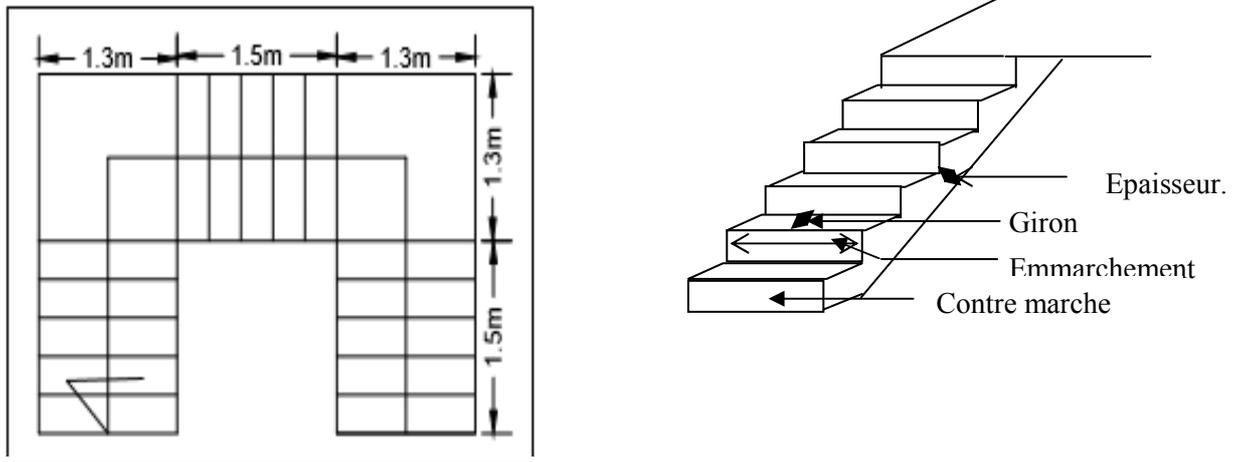


IV10 Schéma de couverture

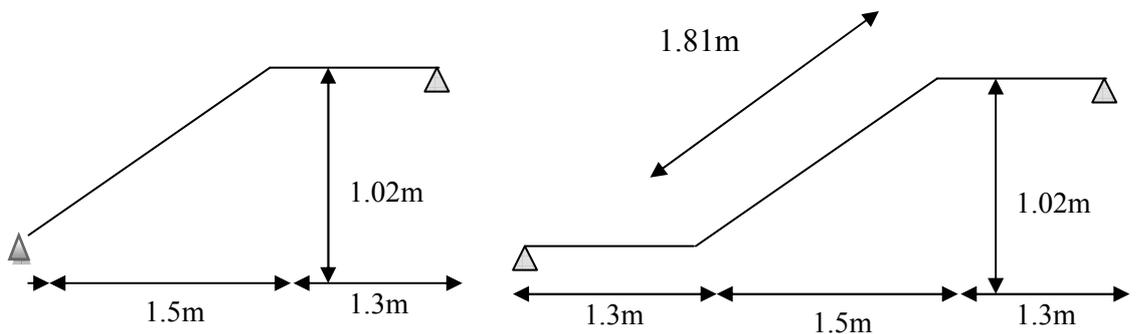
**IV.2 Etude De l'escalier**

**IV.2.1. Définition :** Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.



**Fig IV.2.1.** Vue en plan et en perspective de l'escalier.



**Fig IV.2.2** Schéma statique1

**Fig IV.2.2** Schéma statique2

**Ce type d'escalier et composé de :**

- ✓ Un palier d'épaisseur 15cm.
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- ✓ Giron de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm.

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.

- La méthode R.D.M.

❖ Charges et surcharges :

Palier :  $G_{palier} = 5KN / m^2$

Volée :  $G_{paillasse} = 7.32KN / m^2$

Moments et efforts tranchants :

a) l'ELU :

$q_v = 1.35 \times 7.32 + 1.5 \times 2.5 = 13.63KN / ml$

$q_p = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 2.5 = 10.5KN / ml$

$R_A = R_B = 26.17KN$

$M_0 = 28.63KN.m$

$M_t^{max} = 24.35KN.m$

$M_a = 8.589KN.m$

$V=26.17KN$

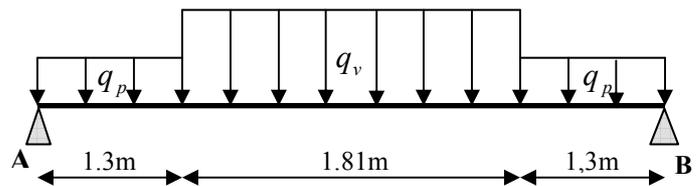


Fig IV.2.3 Schéma statique avec chargement

b) l'ELS :

$q_v = 7.32 + 2.5 = 9.82KN / m$

$q_p = 5 + 2.5 = 7.5KN / m$

Après calcul on trouve :

$M_0 = 20.54KN.m$

$M_t^{max} = 17.46KN.m$

$M_a = 6.16KN.m$

$V=18.63KN$

IV.2.3 Calcul du ferrailage :

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

Avec :

En travée:  $M_t = 24.35KN.m$

En appuis:  $M_a = 8.59KN.m$

$b = 100 \text{ cm.}$

$d = 13 \text{ cm.}$

$h = 15 \text{ cm.}$

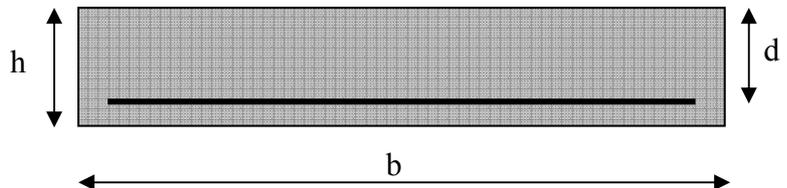


Fig IV.2.4 Section à ferrailier

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

	$M(KN.m)$	$\mu_{bu}$	$\alpha$	$Z(m)$	$A_{CAL} (cm^2/ml)$	$A_{Adoblé} (cm^2/ml)$
En travée	24.35	0.10	0.13	0.12	5.83	6T12=6.79
En appuis	8.59	0.036	0.046	0.13	1.9	3T10=2.36

Tabl IV.2.1Résumé des résultats de ferrailage.

**IV.2.4 Vérification à l'ELU et à l'ELS :**

**a)Vérification à l'ELU**

✓ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times 2.1/400 = 1,569cm^2 / ml.$$

On a :  $A > A_{min}$  Condition vérifiée.

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 3,25MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{26.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.201MPa < \bar{\tau}_u. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (26.17 \times 10^{-3} - \frac{24.35 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13}) \times \frac{1.15}{400} = -0.0005m^2$$

✓ **Calcul des armatures de répartition :**

En travée :  $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.7cm^2 / m$  on choisie : 4T8 = 2.01cm<sup>2</sup>/m

En appuis :  $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.588cm^2 / m$  on choisie : 2T8 = 1cm<sup>2</sup>/m

✓ **Ecartement des barres :**

Armatures longitudinales :  $S_l \leq (3 \times h; 33)cm = 33cm$

Armatures transversales :  $S_t \leq (6 \times h; 45)cm = 17cm$

**b) Vérification à l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

✓ Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5^2) \times 2.1 = 2.83 MPa$$

avec  $\psi = 1.5$  pour les HA

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0.9.d \times \sum U_i$$

$\sum U_i$  : Somme des périmètres des barres =  $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n \cdot \phi \cdot \pi = 6 \times 1.2 \times 3.14 = 22.61 cm$$

$$\tau_u = \frac{18.63 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 22.61 \times 10^{-2}} = 0.70 MPa.$$

$$\tau_{ser} < \tau_{ser}^- \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$M_S = 17.46 KNm$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

calcul de y :

$$A = 6.79 cm^2$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 4.22 cm$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 10356.86 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.08 MPa < 15 MPa \dots\dots\dots C'est vérifiée$$

Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad (1)$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \quad (3)$$

(1) :  $0.036 < 0.0625$  condition non vérifiée.

(2) :  $0.15 > 0.085$  condition vérifiée.

(3) :  $0.010 > 0.006$  condition non vérifiée.

Les relations (1) et (3) ne sont pas vérifiées ; donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2 = 30008.1m^4$$

$$y = 4.22 \text{ cm} , I = 10356.86 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 32164.2Mpa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4Mpa$$

**b) Etat limite de déformation :**

$q_{jser}$	$q_{gser}$	$q_{pser}$	$M_{jser}$	$M_{gser}$	$M_{pser}$	$I_0$	$\rho$	$\lambda_i$	$\lambda_v$
KN/ m	KN/ m	KN/ m	KN. m	KN. m	KN. m	Cm <sup>4</sup>			
2.5	5	7.25	5.25	10.50	15.13	30008.1	0.01	2.1	0.84

$\sigma_{sj}$	$\sigma_{sg}$	$\sigma_{sp}$	$\mu_j$	$\mu_g$	$\mu_p$	$I_{f_{ij}}$	$I_{f_{ig}}$	$I_{f_{ip}}$
Mpa	Mpa	Mpa				Cm <sup>4</sup>	Cm <sup>4</sup>	Cm <sup>4</sup>
110.0	220.1	317.2	0.434	0.66	0.751	17269.4	13797.8	12808.55

$I_{f_{vg}}$	$f_{ji}$	$f_{gi}$	$f_{pi}$	$f_{gv}$	$\Delta f$	$f_{adm}$
Cm <sup>4</sup>	Mm	Mm	Mm	Mm	Mm	Mm
31984.42	1.5	3.9	4.78	6.19	5.57	8.82

**Tab IV.2.2** Vérification des états limites de déformation.

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{441}{500} = 0.882cm.$$

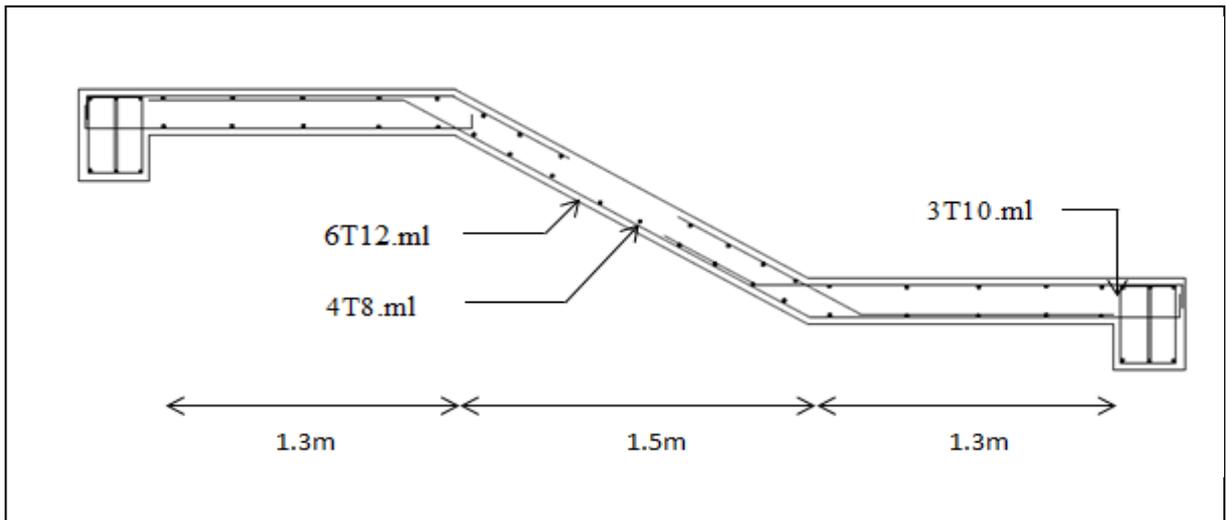


Fig IV.2.5 Section à ferrailer 2

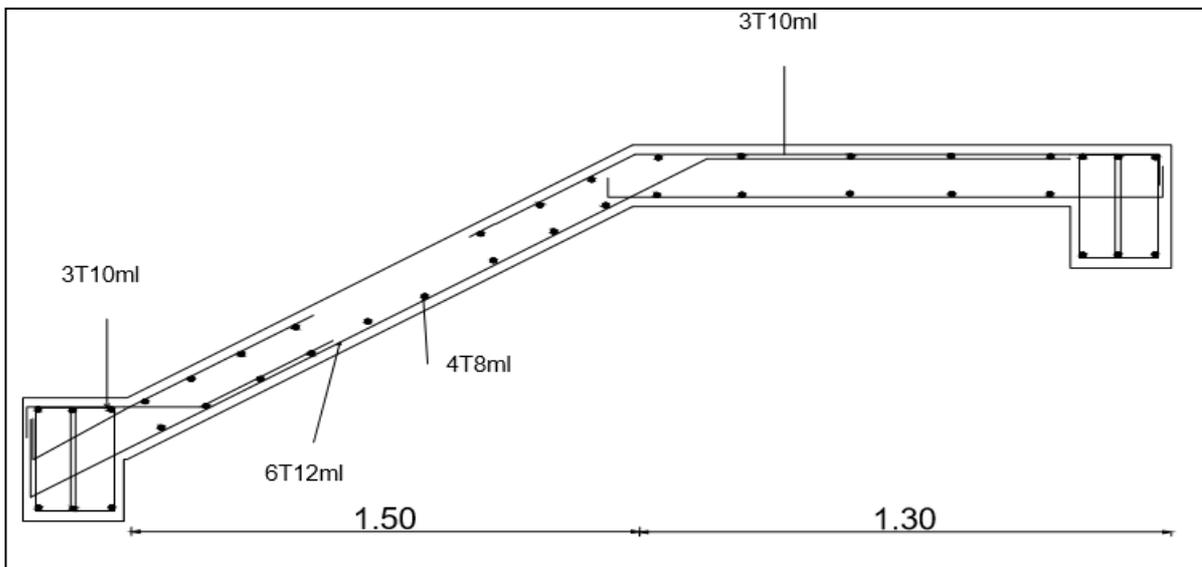


Fig IV.2.5 Section à ferrailer1

**CALCUL DE LA POUTRE PALIERE :**

**IV.2.5 Dimensionnement :**

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- .  $b \geq 20$  cm
- .  $b \geq 30$  cm
- .  $h/b \leq 4$

on fixe les dimensions de la poutre palière (30×25) cm<sup>2</sup>.

Poutre en console :

Ça section est (b,h) = (30.25)

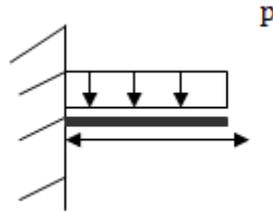


Fig IV.2.6 : schéma statique de la console

**IV.2.5.1 - Méthode de calcul:**

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

- Son poids propre  $g$
- La réaction de la volée ( $P, q$ ).
- La réaction de la Palier ( $P_p.P_q$ ).
- Poids du mur extérieur  $g_m$ .

**IV.2.5.2 -Évaluation des charges :**

- poids propre de la poutre :

$$g = h.b.\gamma = 0,3 \times 0,25 \times 25 \times 1,3 = 2,44 \text{ KN/m}^2$$

- la réaction d'escalier :

$$P = q_u \times \frac{l}{2} = 11,78 \times \frac{4,41}{2} = 25,97 \text{ KN/m}^2$$

- poids du mur :

$$g_m = h.\gamma.1,3 = 2,04 \times 1,3 \times 1,32 = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

**IV.2.6 -Calcul de la poutre à la flexion :**

**1- Combinaisons d'actions :**

**-E.L.U :**  $P_u = 1,35 (g + g_m) + P$

$$= 1,35 (3,5 + 2,44) + 25,97 = 33,99 \text{ KN/m}^2$$

**- E.L.S :**  $P_{ser} = g + P + g_m$

$$= 3,5 + 2,44 + 25,97 = 31,91 \text{ KN/m}^2$$

**2- les sollicitations :**

**-E.L.U :**  $M_u = - P_u \times \frac{L^2}{2} = 33,99 \times \frac{1,3^2}{2} = 28,72 \text{ KN.m}$

$$T_u = P_u \times L = 33,99 \times 1,3 = 44,18 \text{ KN}$$

- E.L.S :  $M_{ser} = - P_{ser} \times \frac{L^2}{2} = 31.91 \times \frac{1.3^2}{2} = 26.96 \text{ KN.m}$

**3- Calcul de ferrailage :( armatures longitudinales)**

-E.L.U :

$M = 28.72 \text{ KN.m}$

$\mu_{bu} = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{28.72 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.28^2 \times 14.2} = 0.1$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.13$

$z = 0.28 (1 - 0.4 \times 0.47) = 0.265 \text{ m}$

$A = \frac{M}{z \times f_{st}} = \frac{28.72 \times 10^{-3}}{0.265 \times 348} = 3.11 \text{ cm}^2$

On choisit :  $A = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$

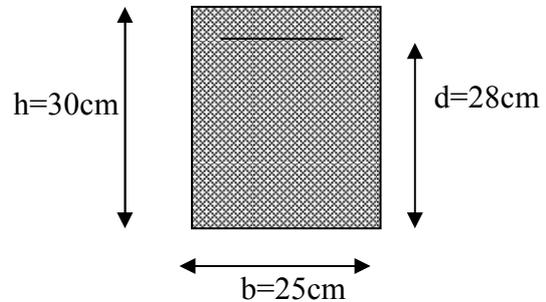


Fig. IV.2.7. Section à ferrillée

-ELS :

- 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  $\sigma_b$  est inutile, si la condition suivante est remplie.

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

$\gamma = M_u / M_{ser}$

**4-Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)**

$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$

$A_{min} \geq 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{min} \geq 0,85 \text{ cm}^2$

**5-Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)**

$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 25 \times 30 = 0,75 \text{ cm}^2$

$A'_{min} \geq 0,001 \times 25 \times 30 \Rightarrow A'_{min} \geq 0,75 \text{ cm}^2$

**6-Pourcentage minimale : RPA99**

$A_{min}^{RPA} = 0,5 \% \cdot b \cdot h = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$

$$A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min} ; A_{\min}^{\text{RPA}})$$

$$A = A_{\min}^{\text{RPA}} = 3.75 \text{ cm}^2$$

On choisit :  $A = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}14 = 3.79 \text{ cm}^2$

**IV.2.6.1 - Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{44.18 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.28} = 0.63 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible :  $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$

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

Selon BAEL 83, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètres minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; 1,4; \frac{25}{10} \right\} = 0,85 \text{ cm}$$

soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$ .

**1- Espacement des armatures transversales : RBA99**

\* Dans la zone nodale :  $S_t \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12\phi_l; 30 \text{ cm} \right)$

$$S_t \leq \min \left( \frac{30}{4}; 12 \times 1,4; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow S_t \leq 7,5 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 7 \text{ cm}$

\* Dans la zone courante :  $S' \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} \Rightarrow S' \leq 15 \text{ cm}$

Soit  $S' = 15 \text{ cm}$

\* La longueur de la zone nodale :  $L' = 2.h = 60 \text{ cm}$

**2- La quantité des armatures transversales :**

\* **BAEL91:** (art A.5.1,2 )

$$A_t \geq 0,4 \cdot b_0 \frac{S}{f_e} \Rightarrow$$

$$A_t \geq \frac{b \times S \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}{0.8 \times f} = \frac{25 \times 15 \times (0.63 - 0.3 \cdot 2.1)}{0.8 \times 235} = 0$$

$$A_t \geq 0 \text{ cm}^2$$

**\* RPA 99:**

$$A_t \geq 0,003.S.b = 1.125\text{cm}^2$$

$$A_t = \max ( A_{t\text{BAEL}} , A_{t\text{RPA}} )$$

$$A_t = \max(0,1.125) = 1.125\text{cm}^2$$

**3- Calcul de la poutre à la torsion :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 25 = 1.125\text{cm}^2$$

**4- Contraintes tangentes de torsion :**

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi  $b_t$  est égale aux (1/6) du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_u = \frac{T_u}{2.\Omega.b_0} \quad (\text{formule de Rausch})$$

$T_u$  : moment de torsion ( $T_u = 112.93$  KN)

$$b_0 = b_t = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} \Rightarrow b_0 = \frac{25}{6} = 4,167 \text{ cm}$$

$\Omega$  : Aire du contour à mi-épaisseur.

$$\Omega = (h-b_t) \times (b-b_t) = 538,18 \text{ cm}^2$$

**5- Les armatures longitudinales :**

$$A_{\ell} = \frac{\mu.T_u}{2.\Omega.\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{93.33 \times 10^{-4} \times 44.18 \times 10^{-3}}{2 \times 538.18 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15}} = 1.10 \text{ cm}^2$$

$\mu$  : périmètre de l'aire  $\Omega$  de la section efficace

$$\mu = 2[(h - b_t) + (b - b_t)]$$

$$\mu = 2[(30 - 4.167) + (25 - 4.167)] = 93.3 \text{ cm}^2$$

Les armatures totales :

Armatures longitudinales :

**À P'ELS :**

**• Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$M_S = 26.96\text{KNm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

6-Calcul de y :

$$A = 3.75\text{cm}^2$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 4.28\text{cm}$$

7-Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = 10445.4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 11.04\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

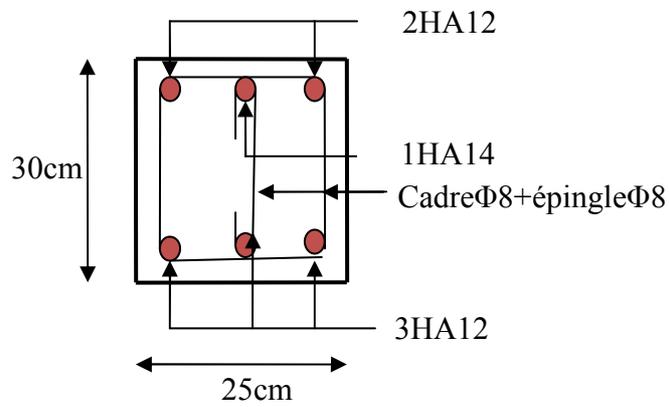


Fig. IV.2.8.Schéma de ferrailage de la poutre

**IV.3 Balcons:**

**Dalle sur un seul appui**

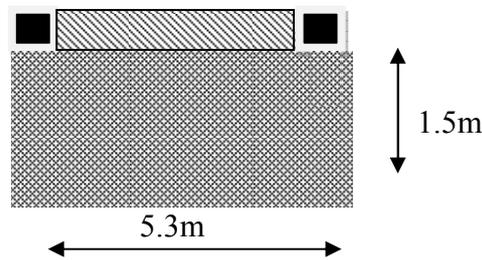


Fig IV.3.1.dalle pleine

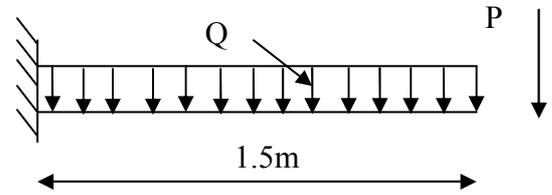


Fig IV.3.2.schéma statique de la dalle sur un seul

**IV.3.1 Evaluation des charges :**

**Etage carnet**

$$G = 4,25 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 10.98 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = G + Q = 7.75 \text{ KN/m}^2.$$

$Q_g = 1 \text{ kN/m}$  (la charge concentrée due au poids propre du garde corps (DTR B-C 2-2)).

$$Q_{gu} = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN/m}$$

**Terrasse .**

$$G = 4.77 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Poids de mur } P = 3.3 \text{ KN/m}^2$$

**IV.3.2 Calcul Ferrailage :**

- **Les sollicitations :**

**-Etage carnet**

$$M_U = \frac{p_u \times l^2}{2} + Q_{gu} \times l$$

$$M_U = \frac{10.98 \times 1,5^2}{2} + 1,35 \times 1,5 = 14.37 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u \times l + Q_{gu} = 10.98 \times 1.5 + 1,35 = 17.82 \text{ KN.}$$

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + Q_{gs} \times l = \frac{7.75 \times 1,5^2}{2} + 1 \times 1,5 = 10.22 \text{ KN.m}$$

Pour une bande de 1m on a

$$\text{-E.L.U : } P_u = 1,35 (g + g_m) + 1,5 q$$

$$= 1,35 (4.25 + 1) + 1,5 \times (3.5) = 12.33 \text{ KN/m}^2$$

$g_m = 1 \text{ KN}$  qui est le poids du garde corps.(DTR B-C 2-2)

- E.L.S :  $P_{ser} = g + g_m + q$   
 $= 1 + 4.25 + 3.25 = 8.5 \text{ KN/m}^2$

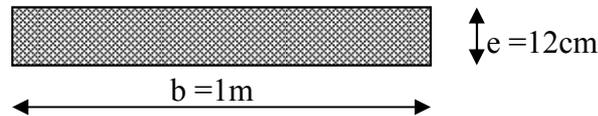
-E.L.U :  $M_u = - P_u \times \frac{L^2}{2} = 12.33 \times \frac{1.5^2}{2} = 13.87 \text{ KN.m}$

$V_u = P_u \times L = 12.33 \times 1.5 = 18.49 \text{ KN}$

- E.L.S :  $M_{ser} = - P_{ser} \times \frac{L^2}{2} = 8.5 \times \frac{1.5^2}{2} = 9.56 \text{ KN.m}$

**IV.3.3 Ferrailage :**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.



**Fig IV.3.3.**Section de la dalle pleine a

Le tableau ;résume le calcul des armatures en travées et en appuis

	$M_u(\text{KN.m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	A min( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$A_{opté}$ ( $\text{cm}^2/\text{ml}$ )	$S_t(\text{cm})$	$A_r(\text{cm}^2/\text{ml})$
Etage	14.37	4.39	1.21	4H12=4.52	25	5HA12=5.62
Terrasse	13.93	3.46	1.449	5T12 = 5.62	20	5HA12=5.62

**Tab. IV.3.1.**Calcul du ferrailage de la dalle du balcon type1

• **Vérification diverse :**

a) **A l'ELU :**

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

$V_u = 17.82 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{17.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.17 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$  donc c'est vérifié

b) **A l'ELS :**

- **Vérification des contraintes :**

Le balcon se situ à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte du compression dans le béton ( $\sigma_{bc}$ ) et la contrainte de traction dans l'acier ( $\sigma_{st}$ )

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150 \times 1.6\right)$$

M <sub>ser</sub> (KN)	y(m)	I(m <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ <sub>st</sub> (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
10.22	4.2	4684.79	8.6	15	vérifiée	178.14	240	vérifiée

- Tab. IV.3.2 vérification des contraintes

-Vérification de la flèche :

f <sub>gi</sub> (m)	f <sub>gv</sub> (m)	f <sub>ji</sub> (m)	f <sub>pi</sub> (m)	Δf (cm)	f <sub>adm</sub> (cm)	Obs
0.00264	0.0024	0.00097	0.00345	0.224	0.3	Vérifiée

Tab. IV.3.3 vérification de la flèche

• Schéma de ferrailage :

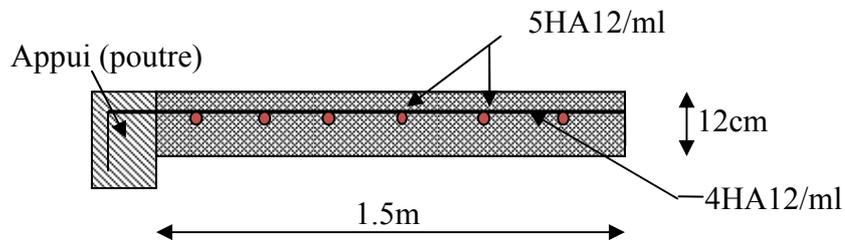


Fig IV.3.4 schéma de ferrailage de la dalle Etage

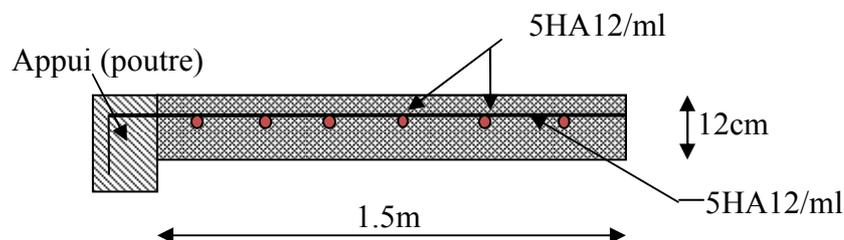


Fig IV.3.5 schéma de ferrailage de la dalle terrasse

**IV.4 l'acrotère:**

**Terrasse inaccessible :**

$$S = 60 \times 10 + 7 \times 10 + \frac{10 \times 3}{2} = 0,0685 m^2$$

**Hypothèse de calcul :**

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

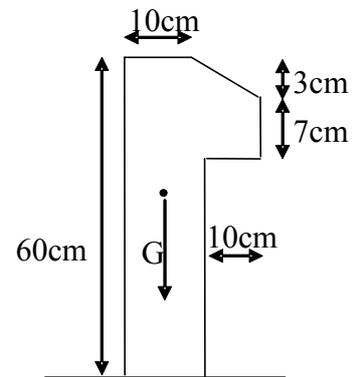


Fig IV.4. IVue en plan d'un acrotère

**Poids de l'acrotère :**

$$G_{crot} = 25 \times 0,0685 + \text{Le poids d'enduit en ciment}$$

$$G_{crot} = 2,133 KN / m$$

- Charge d'exploitation :  $q = 1 KN/ml$ .
- Charge sismique :  $F_p = 4.A.Cp.Wp \dots RPA99$  (article 6.2.3).

Où :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99

Cp : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1 de RPA99)

Wp : Poids de l'élément considéré ;  $Wp = 2,02 KN/ml$ .

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIa  $\Rightarrow$   $\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15. \\ Cp = 0,8. \end{array} \right.$

Donc :  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,02 \Rightarrow F_p = 0.96 KN$ .

Le centre de gravité de la section est  $G(X_g; Y_g)$  :

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085m$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32m$$

**IV.4 .1.Calcul des sollicitations :**

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.88KN \quad M_G = 0.$$

$$N_Q = 0 \quad M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6KNm.$$

$$N_{F_p} = 0 \quad M_{F_p} = F_p \times Y_g = 1.38 \times 0.32 = 0.441KNm$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

**IV.4 .2.Combinaisons d'actions :**

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.88	3.88	2.88
M (KN.m)	1.04	0.90	0.60

**IV.4.3.Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :**

La combinaison à considérer est : 1,35G + 1,5Q.

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = 0.90KNm$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.23m \\ \frac{h}{6} = 0.1m \end{array} \right.$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$  le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est

partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter  $e_a$  et  $e_2$  telle que :

$e_a$  : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

$e_2$  : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

*CBA93 (Article*

A.4.3.5)

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

$\phi$  : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

$\alpha$  : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1.

$l_f$  : Longueur de flambement ;  $l_f = 2 \times h = 1.2m$

$h_0$  : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc:

$$e_2 = 0.58cm$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.256m$$

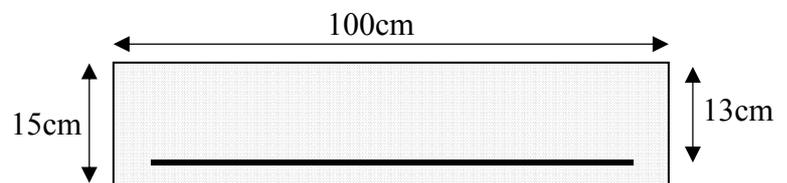
**IV.4.4.Ferraillage de la section :**

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1KNm$$



**Fig IV.4.2** Section à ferrailer.

**Selon le BAEL 91:**

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 1.213KNm$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 5.05 \times 10^{-3}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

D'où :

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 6.33 \times 10^{-3}$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129m$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27cm^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.16cm^2$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) *Condition de non fragilité:*

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

On remarque que  $A_s < A_{\min}$  donc on prend  $A_{\min} = 1.56 \text{ cm}^2$ .

Se qui fait  $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ .

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

Calcul des espacements :

Les armatures principales :  $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$       soit  $S_t = 30 \text{ cm}$

Les armatures de répartition :  $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$       soit  $S_t = 30 \text{ cm}$

**b) Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \qquad V_u = F_p + Q = 2.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0183 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}.$$

On a  $\tau_u = 0.0183 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$       c'est vérifiée.

➤ **Vérfications à L'ELS:**

Vérification de la contrainte d'adhérence limite:

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_s \qquad \text{BAEL91 (Article J.II.2)}$$

Avec  $\sum u_i$  : la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}.$$

$$\tau_s = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.20 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \qquad \psi = 1.5 \qquad \text{Pour les HA}$$

$\Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_s$       c'est vérifiée.

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{sc} = n \times K \times (d - y_{ser})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{MPa}$$

Avec :

$$n = 15$$

$$K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_c$$

$$I = \frac{b}{3} \times y_{ser}^3 + 15 \times \left[ (A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - d')^2) \right]$$

Détermination de  $y_{ser}$  :

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.88} + \left(0.13 - \frac{0.15}{2}\right)$$

$$e_a = 0.263 \text{m}$$

$$c = d - e_a = 0.13 - 0.263$$

$$c = -0.133 \text{m}$$

$$\text{Calcul de } y_c \text{ telle que : } y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad (*)$$

Avec :

$$p = -3 \times c^2 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')}{b} + 90 \times A \times \frac{(d - c)}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')^2}{b} - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$\text{On } A' = 0, A = 2.01 \times 10^{-4} \text{m}^2, b = 1 \text{m} \text{ et } c = -0.133 \text{m}$$

Donc on trouve :

$$p = -4.83 \times 10^{-2}$$

$$q = 3.72 \times 10^{-4}$$

$$\text{Après résolution de l'équation (*) on trouve : } y_c = 0.251 \text{m} \Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.118 \text{m}$$

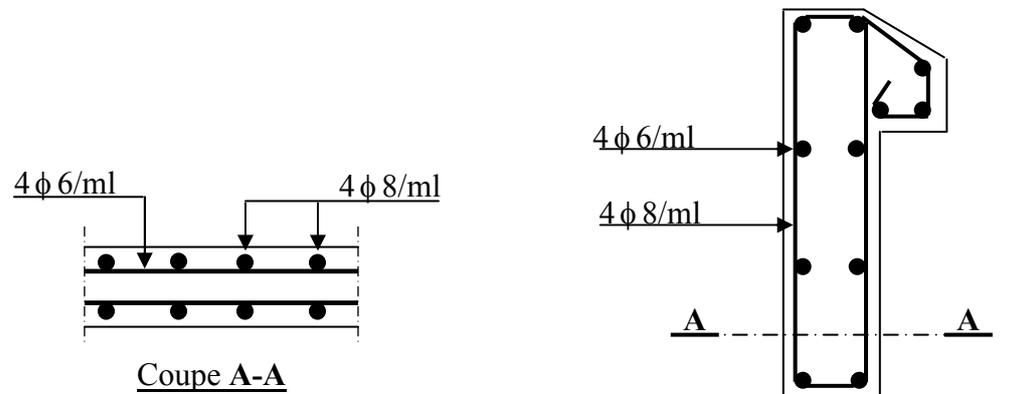
Calcul de  $I$  :

$$I = 5.48 \times 10^{-4} \text{m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 0.15 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{sc} = 0.237 \text{MPa} < 240 \text{MPa}$$

## IV.4.5. Schéma de ferrailage :



**Fig IV.4.3** Schéma de ferrailage de l'acrotère.  
(Terrasse inaccessible)

**III. Evaluation des charges et surcharges :**

**III. 1. Plancher terrasse inaccessible :**

	Désignation des elements	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Gravillon de protection 0.2(KN/m <sup>2</sup> )	5	1
2	Multicouche d'étanchéité 0.12(KN/m <sup>2</sup> )	2	0.12
3	Forme de pente 22(KN/m <sup>3</sup> )	10	2.20
4	Isolation thermique 4(KN/m <sup>3</sup> )	1,5	0.27
5	Plancher corps creux (20+4)	24	3.3
6	Enduit de plâtre 0.1 (KN/m <sup>2</sup> )	2	0.2
			$\Sigma = 6.94$

Tab III. 1. Plancher terrasse inaccessible

$G_{pi} = 6.94 \text{ KN/m}^2$  ;  $Q_{pi} = 1 \text{ KN/m}^2$

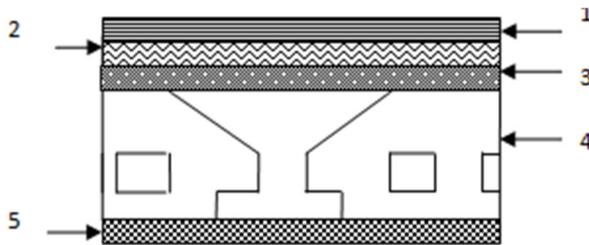


Fig III.1 étage courant

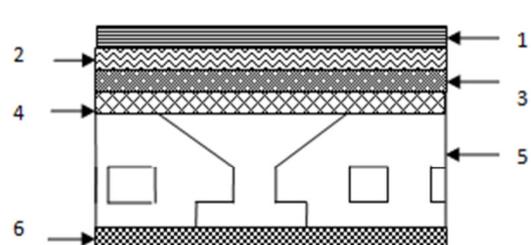


Fig III.2 plancher terrasse

**III.2.Plancher étage courant :**

		e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Cloisons légères de separation	10	0.9
2	Revêtement en Carrelage 0.2(KN/m <sup>2</sup> )	2	0.40
3	Mortier de pose 0.18(KN/m <sup>2</sup> )	2	0.36
4	Lit Sable 17 (KN/m <sup>2</sup> )	2	0.34
5	Plancher corps creux (20+4)	24	3.3
6	Enduit en plâtre 0.1(KN/m <sup>2</sup> )	2	0.20
7	2 couche enduit en plâtre 0.1(KN/m <sup>2</sup> )	1.5	0.3
			$\Sigma = 5.8$

Tab III.2.Plancher étage courant

$G_p = 5.8 \text{ KN/m}^2$

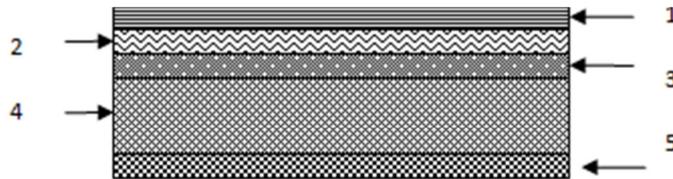
$Q_p = 1.5 \text{ KN/m}^2$

**III.3. dalle pleine (Balcon) :**

Désignation des elements	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage 0.2(KN/m <sup>2</sup> )	2	0.40
Dalle pleine 25 (KN/m <sup>3</sup> )	12	3
Mortier de pose 0.18(KN/m <sup>2</sup> )	2	0.36
Sable fin 17(KN/m <sup>2</sup> )	2	0.34
Enduit en plâtre 0.1(KN/m <sup>2</sup> )	1.5	0.15
		$\Sigma = 4.25$

**Tab III.3.** dalle pleine (Balcon)

G= 4.25 KN/m<sup>2</sup> ; Q= 3,5 KN/m<sup>2</sup>.



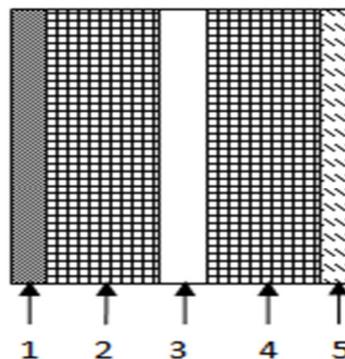
**Fig III .3** dalle pleine

**III.4.Murs extérieurs (doubles cloisons en briques creuses) :**

	Désignation des elements	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre 0.1(KN/m <sup>2</sup> )	1.5	0,15
2	Briques creuses	15	1,3
3	Lame d'air	5	0,00
4	Briques creuses	10	0.90
5	Enduit de ciment 0.18(KN/m <sup>2</sup> )	1.5	0,27
			$\Sigma = 2.62$

**Tab III.4.**Murs extérieurs (doubles cloisons en briques creuses)

G = 2,62 KN/m<sup>2</sup>



**Fig III .4** Murs

**III.5.L'acrotère :**

Pour la terrasse inaccessible on prend  $H = 60cm$ .

**Terrasse inaccessible :**

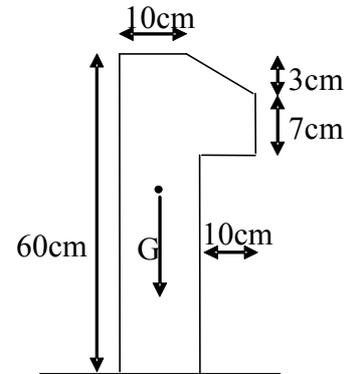
$$S = 60 \times 10 + 7 \times 10 + \frac{10 \times 3}{2} = 0,0685 m^2$$

Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.
- Poids de l'acrotère :

$$G_{crot} = 25 \times 0,0685 + \text{Le poids d'enduit en ciment}$$

$$G_{crot} = 2,133 \text{ KN} / m$$



**Fig III 5** Vue en plan d'un acrotère

**III.6.Les escaliers :**

**Evaluation des charges et sur charges du paillasse:**

Désignation des elements	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage horizontal 0.2(KN/m <sup>2</sup> )	2	0.40
Mortier de pose 0.18(KN/m <sup>2</sup> )	2	0.36
Dalle pleine 25(KN/m <sup>3</sup> )	15/cos 34.22	4.54
Enduit de plâtre 0.1(KN/m <sup>2</sup> )	1.5/cos 34.22	0.18
Marche 22 KN/m <sup>3</sup> )	0.17/2	1.84

Tab III.5. Evaluation des charges et sur charges du paillasse

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

$$G = 7.32 \text{ KN} / m^2$$

**Evaluation des charges sur le palier :**

Désignation des elements	e (cm)	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage 0.2(KN/m <sup>2</sup> ).	2	0.40
Mortier de pose 0.18 (KN/m <sup>2</sup> )	2	0.36
Lit de sable 17 (KN/m <sup>2</sup> )	2	0.34
Dalle pleine 25 KN/m <sup>3</sup> )	15	3.75
Enduit de plâtre 0.1(KN/m <sup>2</sup> )	1.5	0.15
		5

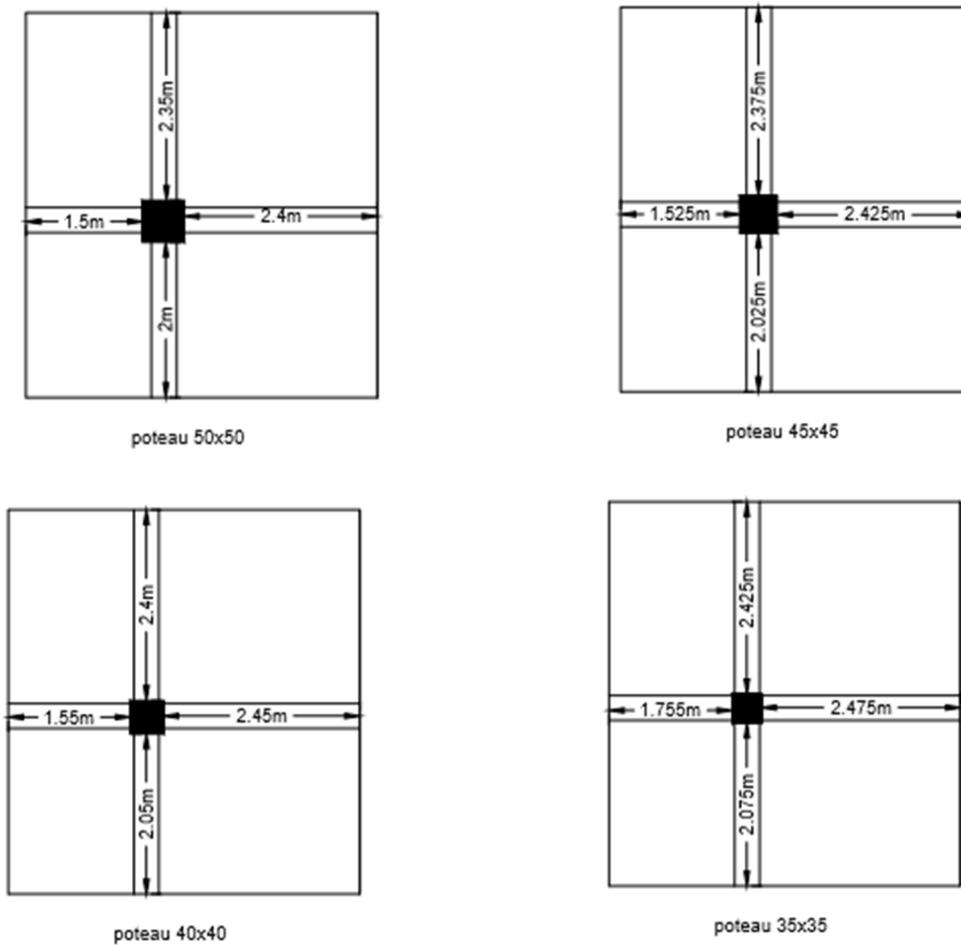
**Tab III.6** Evaluation des charges sur le palier

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

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

### III.7. Descente des charge

#### III.7.1 Descente des charges sur le poteau



FigIII.7 Vue en plan des poteaux

#### Poteau (35×35)

$$S_G = (1.575 + 2.475) \times (2.425 + 2.075) = 18.22 \text{ m}^2$$

$$S_{Q0} = [(1.57 + 2.475 + 0.3) \times (2.425 + 2.075 + 0.30)] = 20.85 \text{ m}^2$$

$$S_Q = S_{Q0} - (0.35 \times 0.35) = 20.72 \text{ m}^2$$

$$G_T = 18.22 \times 6.94 = 121.45 \text{ KN}$$

$$Q_T = 20.85 \times 1 = 20.85 \text{ KN}$$

$$G_E = 18.22 \times 5.8 = 105.67 \text{ KN}$$

$$Q_E = 20.72 \times 1.5 = 31.08 \text{ KN}$$

$$G_p = 0.35 \times 0.35 \times (3.06 - 0.5) \times 25 = 7.84 \text{ KN}$$

#### Poteau (40×40)

$$S_G = (1.55 + 2.45) \times (2.4 + 2.05) = 17.80 \text{ m}^2$$

$$S_Q = 20.72 - (0.40 \times 0.40) = 20.56 \text{ m}^2$$

$$G_E = 17.80 \times 5.8 = 103.24 \text{ KN}$$

$$Q_E = 20.56 \times 1.5 = 30.84 \text{ KN}$$

$$G_p = 0.40 \times 0.40 \times (3.06 - 0.5) \times 25 = 10.24 \text{ KN}$$

**Poteau (45×45)**

$$S_G = (1.525 + 2.425) \times (2.375 + 2.025) = 17.38 \text{ m}^2$$

$$S_Q = 20.72 - (0.45 \times 0.45) = 20.51 \text{ m}^2$$

$$G_E = 17.38 \times 5.8 = 100.80 \text{ KN}$$

$$Q_E = 20.51 \times 1.5 = 30.77 \text{ KN}$$

$$G_p = 0.45 \times 0.45 \times (3.06 - 0.5) \times 25 = 12.96 \text{ KN}$$

**Poteau (50×50)**

$$S_G = (1.5 + 2.4) \times (2.35 + 2.) = 16.96 \text{ m}^2$$

$$S_Q = 20.72 - (0.50 \times 0.50) = 20.47 \text{ m}^2$$

$$G_E = 16.96 \times 5.8 = 98.37 \text{ KN}$$

$$Q_E = 21.09 \times 1.5 = 30.70 \text{ KN}$$

$$G_p = 0.5 \times 0.5 \times (3.06 - 0.5) \times 25 = 16 \text{ KN}$$

**Les poutres**

$$P_P = \frac{3.5 + 5.3}{2} \times 0.3 \times 0.5 \times 25 = 16.5 \text{ KN}$$

$$P_S = \left( \frac{5.2 + 4.5}{2} - 0.3 \right) \times 0.3 \times 0.4 \times 25 = 13.65 \text{ KN}$$

**III.7.2. Loi de dégression : DTR B.C.2.2 P 16**

$$N_1 : Q_0 = 20.85 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_1 = 20.85 + 31.08 = 51.93 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_2 = Q_1 + 0.9 \times 31.84 = 80.58 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_3 = Q_2 + 0.8 \times 31.84 = 106.05 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_4 = Q_3 + 0.7 \times 31.84 = 128.34 \text{ KN}$$

$$N_6 : Q_5 = Q_4 + 0.6 \times 30.77 = 146.80 \text{ KN}$$

$$N_7 : Q_6 = Q_5 + 0.5 \times 30.77 = 162.18 \text{ KN}$$

$$N_8 : Q_7 = Q_6 + 0.5 \times 30.77 = 177.57 \text{ KN}$$

$$N_9 : Q_8 = Q_7 + 0.5 \times 30.70 = 192.92 \text{ KN}$$

$$N_{10} : Q_9 = Q_8 + 0.5 \times 30.70 = 208.27 \text{ KN}$$

$$N_{11} : Q_{10} = Q_9 + 0.5 \times 30.70 = 223.62 \text{ KN}$$

N1	10
N2	9
N3	8
N4	7
N5	6
N6	5
N7	4
N8	3
N9	2
N10	1
N11	RDC

<b>Niveau</b>	<b>Élément</b>	<b>G (kN)</b>	<b>Q (kN)</b>
<b>1</b>	Plancher Terrasse: Poutre s+p : Poteau :	121.45 30.15 7.84 159.44	20.58
<b>2</b>	Venant 1 Plancher E.C Poutre s+p : Poteau	159.44 105.67 30.15 7.84 303.1	51.93
<b>3</b>	-Venant 2 Plancher E.C Poutre s+p : Poteau	303.1 103.24 30.15 10.24 446.73	80.58
<b>4</b>	-Venant 3 Plancher E.C Poutre s+p : Poteau	446.73 103.24 30.15 10.24 590.36	106.05
<b>5</b>	-Venant4 Plancher E.C Poutre s+p : Poteau	590.36 103.24 30.15 10.24 733.99	128.34
<b>6</b>	-Venant 5 Plancher E.C Poutre s+p : Poteau	733.99 100.8 30.15 12.96 877.9	146.80
<b>7</b>	-Venant6 Plancher E.C Poutre s+p : Poteau	877.9 100.8 30.15 12.96 978.7	162.18
<b>8</b>	-Venant 7 Plancher E.C Poutre s+p : Poteau	978.7 100.8 30.15 12.96 1165.72	177.57
<b>9</b>	Venant 8 Plancher E.C Poutre s+p : Poteau	1165.72 98.37 30.15 16 1310.24	192.92
<b>10</b>	-Venant 9 Plancher E.C	1310.24 98.37	

	Poutre s+p : Poteau	30.15 16 1454.76	208.27
<b>11</b>	-Venant 10 Plancher E.C Poutre s+p : Poteau	1454.76 98.37 30.15 16 1599.28	223.62
<b>Tableau III.7.1</b> Descente des charge ( 2-E)		$\Sigma = 1599.28$	$\Sigma = 223.62$

**III.7.3. Vérification section du poteau: BAEL91 (B.8.4,1)**

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité, on a trouvé que c'est le poteau numéro **2-E** qui est le plus sollicité sous charges verticales.

$$G_{totale} = 1599.28KN, Q_{totale} = 223.62KN$$

$$N_u = 1.35 \times 1599.28 + 1.5 \times 223.62 = 2494.46KN.$$

Selon le CBA93 (article B.8.1.1) et BAEL 91 (article B.8.1.1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu

De 10%.

$$\text{Tel que : } Nu = 1.1 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$$

$$Nu = 1.1 \times 2494.46 = 2743.9KN$$

**III.7.4. Vérification du critère de résistance (BAEL) :**

$$\frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

(B) la section du poteau

$$\text{- vérifier la condition suivante : } B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}}$$

Niveau	Nu ( kN)	B (m²)	Nu/B(MPa)	Critère $\frac{Nu}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 14.2$	$B \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}}$
Etage 9,10	535.70	0.1225	4.37	Vérifié	Vérifié
Etage 8,7,6	1031.74	0.16	6.40	Vérifié	Vérifié
Etage 5,4,3	1975.22	0.2025	9.75	Vérifié	Vérifié
Etage 2,1 RDC	2743.9	0.25	10.97	Vérifié	Vérifié

**Tab III.7.2.** Vérification du critère de résistance (BAEL)

**III.7.5.Verification au flambement :**

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

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

$B_r$  : Section réduite du béton.

$A_s$  :Section des armatures.

$\gamma_b$ : coefficient de sécurité de béton . = 1.5

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité des aciers = 1.15

$\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élancement  $\lambda$  .

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

On calcule l'élancement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$  .

$l_f$  : Longueur de flambement.

$l_0$  : Longueur du poteau.

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  :Moment d'inertie :  $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

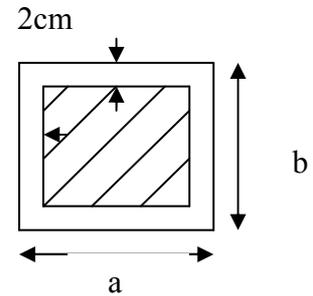
$l_f = 0.7 \times l_0$

$f_e = 400\text{mpa}$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s} + \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} \right]}$$

**CBA 93 (Article B.8.2.1)**



Poteau (cm)	B (m <sup>2</sup> )	B <sub>r</sub> (m)	l <sub>0</sub> (m)	l <sub>f</sub> (m)	I (m <sup>4</sup> )	i	λ	α
35×35	0.1225	0.109	3.06	2.142	1.25×10 <sup>-3</sup>	0.1	21.42	0.79
40×40	0.16	0.144	3.06	2.142	2.13×10 <sup>-3</sup>	0.12	17.85	0.81
45×45	0.2025	0.185	3.06	2.142	3.42×10 <sup>-3</sup>	0.13	16.34	0.814

50×50	0.25	0.23	3.06	2.142	5.21×10 <sup>-3</sup>	0.14	15.17	0.82
-------	------	------	------	-------	-----------------------	------	-------	------

Tab III.7.3 Vérification au flambement des poteaux

Poteau	$N_u$	$B_r$ (m)	$\frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s} + \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} \right]}$	$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s} + \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} \right]}$
35×35	<b>535.7</b>	0.109	0.020	<b>Verifier</b>
40×40	<b>1301.74</b>	0.144	0.050	<b>Verifier</b>
45×45	<b>1975.22</b>	0.185	0.0876	<b>Verifier</b>
50×50	<b>2743.9</b>	0.23	0.106	<b>Verifier</b>

Tab III.7.4 Vérification au flambement des poteaux

✓ Le poteau ne risque pas de flamber

III.7.6.vérification de l'effort normal réduit :

Selon le RPA99 /2003(Art 7.4.3.1), l'effort normale de compression de calcul est limité par la condition suivante:

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

$N_d$ : effort normale dans le poteau non majeure .

$B_c$ : section brute du beton.

$$N_d = N_G + N_Q$$

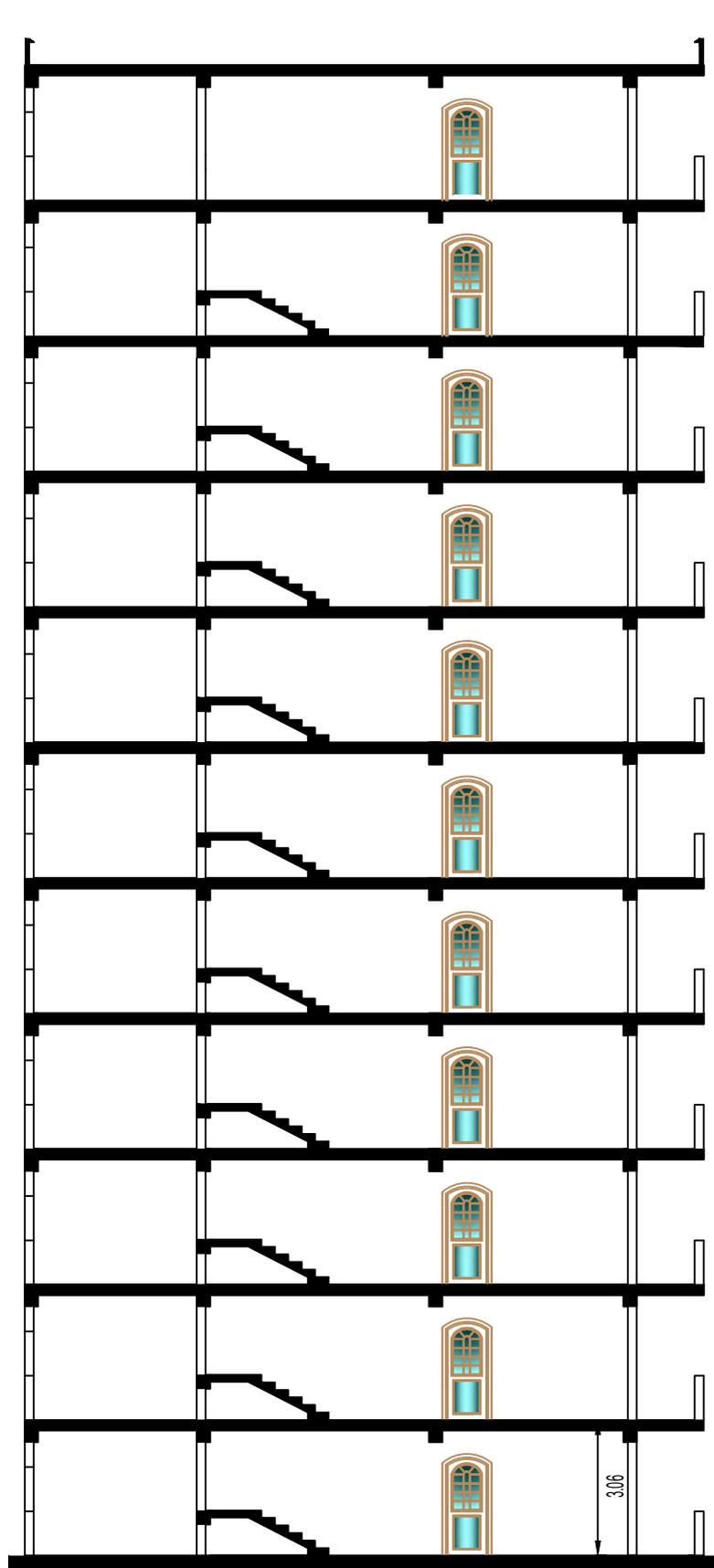
POTEAU	$N_d$ (kn)	B (m <sup>2</sup> )	$\nu$	$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$
35×35	355.03	0.1225	0.115	<b>Verifier</b>
40×40	862.33	0.16	0.215	<b>Verifier</b>
45×45	1343.27	0.2025	0.26	<b>Verifier</b>
50×50	1822.9	0.25	0.29	<b>Verifier</b>

TabIII.7.5.vérification de l'effort normal réduit

DONC:

- R.D.Cet 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup> étage (h, b)= (50,50,) cm<sup>2</sup>
- 3<sup>eme</sup> , 4<sup>eme</sup> 5<sup>eme</sup> étage (h, b)= (45,45) cm<sup>2</sup>
- 6<sup>eme</sup> 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> étage : (h, b) = (40, 40) cm<sup>2</sup>
- 9<sup>eme</sup> ,10<sup>eme</sup> étage: (h, b) = (35, 35). cm<sup>2</sup>



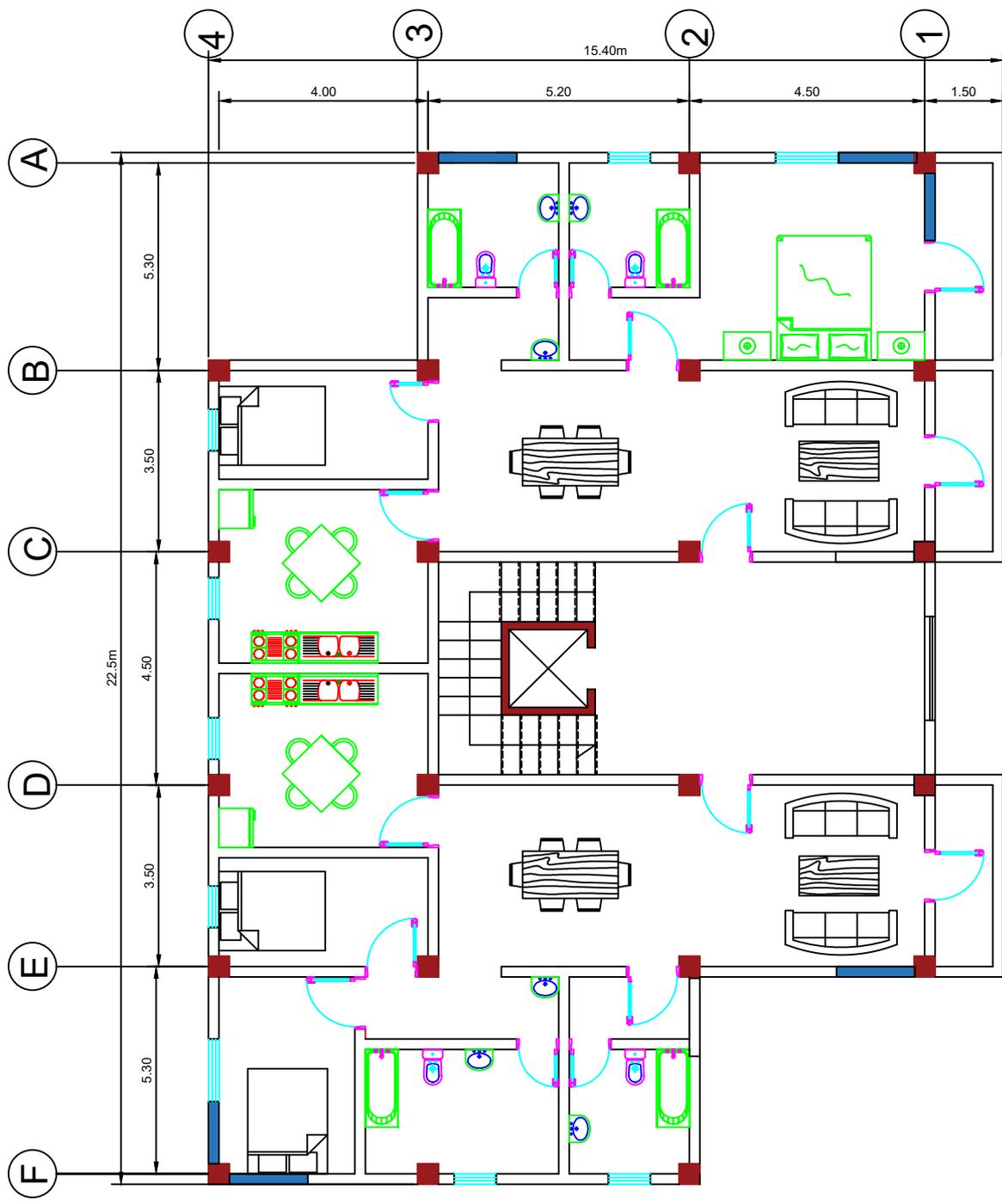


0.60

33.66

3.06

COUPE B-B



Plan Des Etage



facade arrier

**II.1 : Introduction :**

Les éléments porteurs doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous avons respecté les recommandations du : RPA 99 version 2003, BAEL 91 et CBA 93.

**II.2 : pré dimensionnement des éléments porteurs :****II.2-1 : les poutres :**

**II.2.1.1 : poutres principales :** Selon le BAEL91

$$\boxed{L/15 \leq h \leq L/10}$$

D'ou:

$$L = 530\text{cm} \Rightarrow 35.33\text{cm} \leq h_t \leq 53\text{m}$$

On prend :  $\boxed{b=30\text{cm} \text{ et } h=50\text{cm}}$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$  condition vérifiée.
- $h_t \geq 30\text{cm}$  condition vérifiée.
- $h/b = 50/30 = 1.66 < 4$  condition vérifiée.

Elles seront disposées perpendiculairement aux poutrelles.

**II.2.1.2 : les poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles,

$$\boxed{L/15 \leq h \leq L/10}$$

$$L=520\text{cm} \Rightarrow 34.66\text{cm} \leq h \leq 52\text{cm}.$$

On prend:  $\boxed{h = 30\text{cm} \text{ et } b=40\text{cm}}$ .

- **Vérifications selon RPA 99:**

Les dimensions de la poutre doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h / b \leq 4.00. \end{array} \right.$$

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

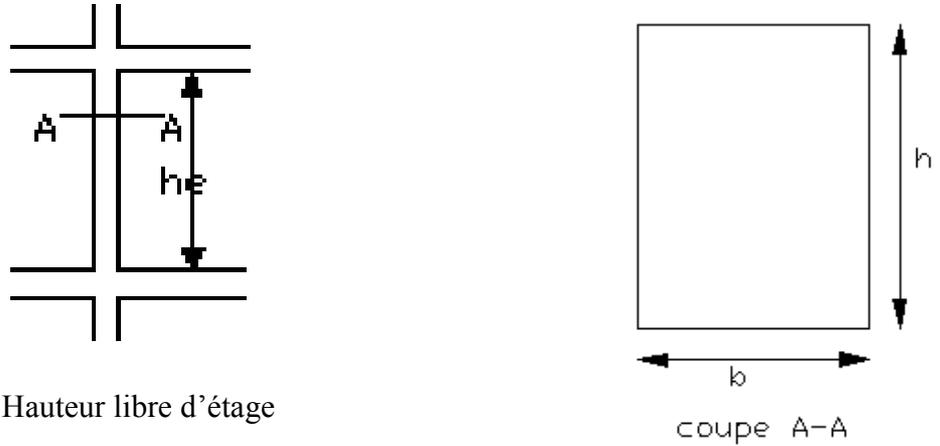
**Poutres principales :  $b \times h = (30,50) \text{ cm}^2$**

**Poutres secondaires :  $b \times h = (30,40) \text{ cm}^2$ .**

**II.2.2 : Les poteaux :**

Ce sont des éléments en béton arme, rectangulaire et circulaire, le pré dimensionnement des poteaux se fait a la compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant

les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.



**Fig II.1 : Hauteur libre d'étage**

Les exigences de RPA {  $\begin{cases} \text{Min } (b, h) \geq 25\text{cm} \\ \text{min } (b, h) \geq h_e / 20 \text{ cm.} & \text{Pour un poteau rectangulaire.} \\ 0.25 < b/h < 4.0 \\ D \geq 30\text{cm} & \text{pour un poteau circulaire.} \end{cases}$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- - R.D.Cet 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup> étage (h, b)= (50,50,) cm<sup>2</sup>
- -3<sup>eme</sup> , 4<sup>eme</sup> 5<sup>eme</sup> étage (h, b)= (45,45) cm<sup>2</sup>
- -6<sup>eme</sup> 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> étage : (h, b) = (40, 40) cm<sup>2</sup>
- -9<sup>eme</sup> ,10<sup>eme</sup> étage: (h, b) = (35, 35). cm<sup>2</sup>

**II.2.3 : Les planchers**

**Définition :** Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :  $h \geq L_{\max} / 22.5$

$L_{\max} = 5.3\text{m}$

$h \geq 530 / 22,5 = 23.33\text{cm}$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de (20+4)=**24cm**.

Avec :

$h = 20 \text{ cm}$  : hauteur du corps creux.

$h_0 = 4 \text{ cm}$  : hauteur de la dalle de compression.

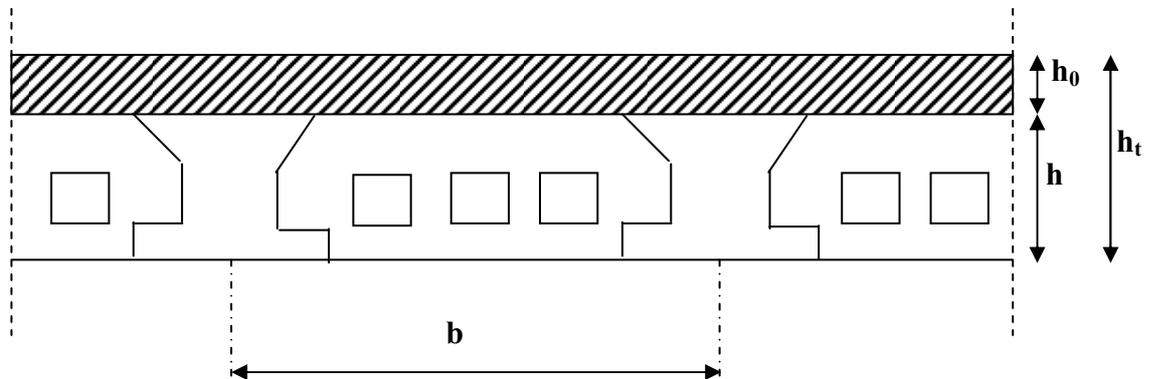


Fig. II.2 : Coupe du plancher à corps creux

### II.2.3.1 : Pré dimensionnement des poutrelles :

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

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

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère.

$b$  : Largeur de la table de compression.

$h$  : Épaisseur du plancher = 20+4cm.

$L_x$  : distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

$l_y$  : distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

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

Soit :  $b_0 = 10\text{cm}$

$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$  **CBA93 (article A.4.1.3)**

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$  : distance entre deux nervures Successives.

$L_y$  : la distance maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires

$$L_y = 520\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 520/10)$$

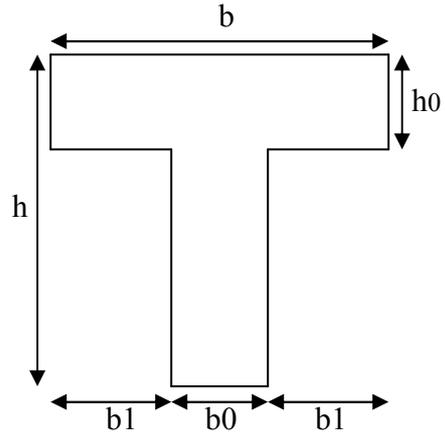
$$b_1 \leq \min (27.5 ; 52)$$

$$b_1 = 27.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 5 \times 27.5 + 10 = 65$$

Soit :  $b = 65\text{cm}$



**Fig.II.3** : Schéma d'une poutrelle

**II.2.4 : les voiles :**

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions du RPA (article 7.7.1) suivantes :

$$e \geq \max [h_e/22, 15\text{cm}].$$

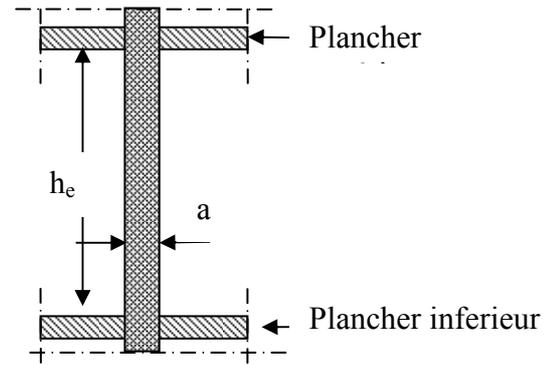
$e$  : épaisseur.

Avec :  $h_e$  : la hauteur libre d'étage.

On a :

$$h_e = 3.06 - 0.50 = 2.56\text{m}$$

pour étage courant et RDC



**Fig 11.4** : coupe verticale d'un voile

$$e \geq 256/22 = 11.63\text{cm}$$

(on adopte pour l'étage courant et RDC une épaisseur de  $a=15\text{cm}$ ).

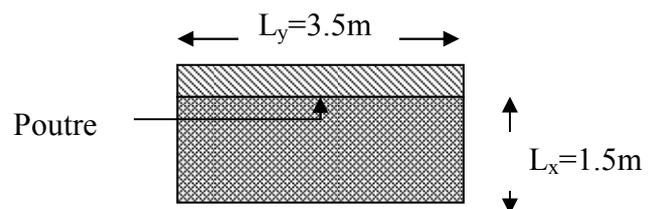
**II.2.5 : dalles pleines du balcon :**

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

- **Panneau sur 01 appuis :**

$$e \leq \frac{150}{20} = 7.5\text{cm}$$

On voit bien que les dimensions sont



**FigII.5**; schéma de balcon

très petites donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable

$$e \geq 11\text{cm}$$

On prend :  $e = 12\text{ cm}$

**II.2.6 : Escalier :**

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 64 \dots\dots\dots (1).$$

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite Supérieure (64) correspond à des locaux publics.

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marche

H : la hauteur de la volée

L : la longueur projetée de la volée

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1) \times g \Rightarrow g = L/n-1$$

$$24 \leq g \leq 32 \longrightarrow \boxed{g = 30}$$

$$14 \leq h \leq 18 \longrightarrow \boxed{h = 17}$$

la volée 1= la volée 2= la volée3

$$\text{Si } g + 2 \times h = 64\text{cm} \dots\dots\dots (2).$$

$$30 + 2 \times 17 = 64 \dots\dots\dots \text{cv}$$

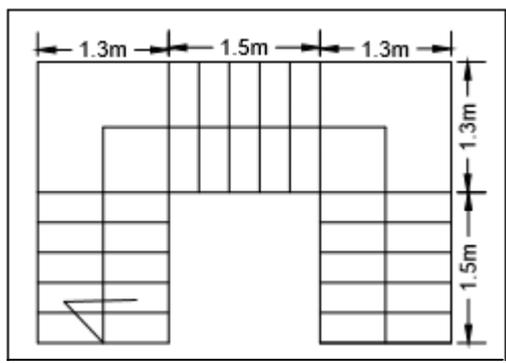


Fig II.6. Schéma statique de l'escalier

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \left\{ \begin{array}{l} n : \text{ Nombre de contre marches.} \\ n-1 : \text{ Nombre de marches.} \end{array} \right.$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

$$\alpha = \arctan(1.02 \div 1.5) = 34.21$$

$$\alpha = 34.21$$

Pour  $g$  on le prend égal à 30cm.

$$56 \leq 2h + g \leq 64$$

$$56 \leq 17 \times 2 + 30 \leq 64 \dots \dots \dots \text{cv}$$

- épaisseur de la pailasse :

La longueur développée est :  $l = l_v + l_p$

Avec :  $l_v$  : longueur de la volée

$l_p$  : longueur des paliers ( de départ et d'arrivée ).

$$l = 1.3 + \sqrt{1.5^2 + 1.02^2} + 1.3 = 4.41m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{441}{30} \leq e \leq \frac{441}{20} \Rightarrow 14.7cm \leq e \leq 22.05cm \\ e \geq 11cm \end{array} \right. \quad \text{pour deux heures de coupe feu.}$$

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

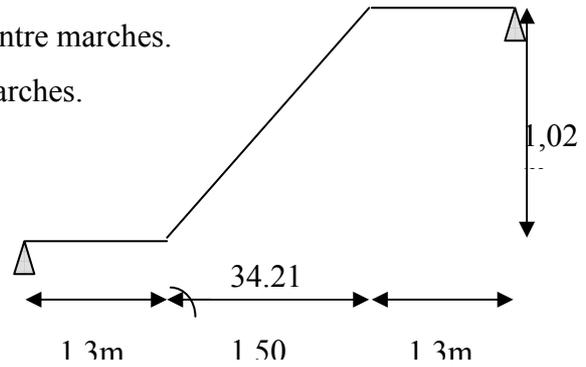
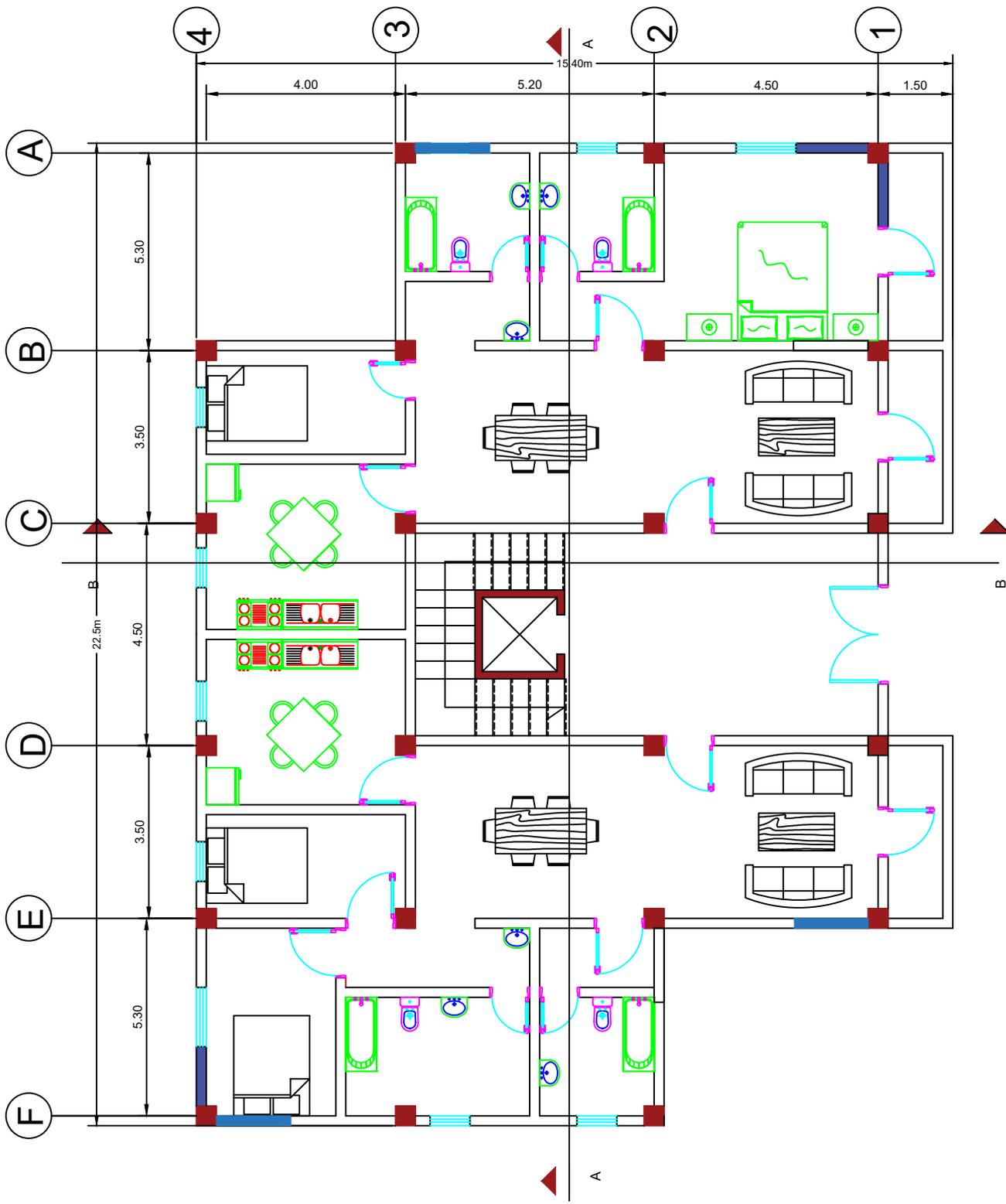


Fig II.6. Schéma statique de l'escalier



PLAN RDC

**II.1 : Introduction :**

Les éléments porteurs doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous avons respecté les recommandations du : RPA 99 version 2003, BAEL 91 et CBA 93.

**II.2 : pré dimensionnement des éléments porteurs :****II.2-1 : les poutres :**

**II.2.1.1 : poutres principales :** Selon le BAEL91

$$\boxed{L/15 \leq h \leq L/10}$$

D'ou:

$$L = 530\text{cm} \Rightarrow 35.33\text{cm} \leq h_t \leq 53\text{m}$$

On prend :  $\boxed{b=30\text{cm} \text{ et } h=50\text{cm}}$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du **RPA** qui sont les suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$  condition vérifiée.
- $h_t \geq 30\text{cm}$  condition vérifiée.
- $h/b = 50/30 = 1.66 < 4$  condition vérifiée.

Elles seront disposées perpendiculairement aux poutrelles.

**II.2.1.2 : les poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles,

$$\boxed{L/15 \leq h \leq L/10}$$

$$L=520\text{cm} \Rightarrow 34.66\text{cm} \leq h \leq 52\text{cm}.$$

On prend:  $\boxed{h = 30\text{cm} \text{ et } b=40\text{cm}}$ .

- **Vérifications selon RPA 99:**

Les dimensions de la poutre doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h / b \leq 4.00. \end{array} \right.$$

Après la vérification on adopte les dimensions suivantes :

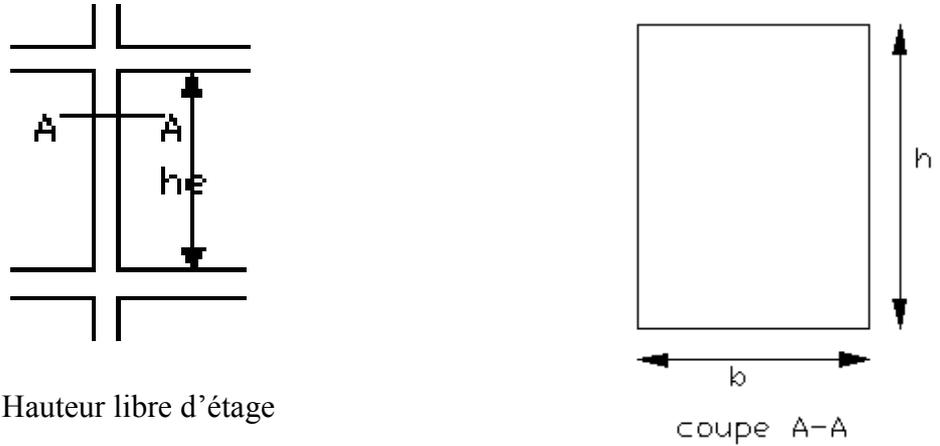
**Poutres principales :  $b \times h = (30,50) \text{ cm}^2$**

**Poutres secondaires :  $b \times h = (30,40) \text{ cm}^2$ .**

**II.2.2 : Les poteaux :**

Ce sont des éléments en béton arme, rectangulaire et circulaire, le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant

les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003.



**Fig II.1 : Hauteur libre d'étage**

Les exigences de RPA {  $\begin{cases} \text{Min } (b, h) \geq 25\text{cm} \\ \text{min } (b, h) \geq h_e / 20 \text{ cm.} & \text{Pour un poteau rectangulaire.} \\ 0.25 < b/h < 4.0 \\ D \geq 30\text{cm} & \text{pour un poteau circulaire.} \end{cases}$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99.

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- - R.D.Cet 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup> étage (h, b)= (50,50,) cm<sup>2</sup>
- -3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup> 5<sup>eme</sup> étage (h, b)= (45,45) cm<sup>2</sup>
- -6<sup>eme</sup> 7<sup>eme</sup>, 8<sup>eme</sup> étage : (h, b) = (40, 40) cm<sup>2</sup>
- -9<sup>eme</sup>, 10<sup>eme</sup> étage: (h, b) = (35, 35). cm<sup>2</sup>

**II.2.3 : Les planchers**

**Définition :** Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :  $h \geq L_{\max} / 22.5$

$L_{\max} = 5.3\text{m}$

$h \geq 530 / 22,5 = 23.33\text{cm}$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de (20+4)=**24cm**.

Avec :

$h = 20 \text{ cm}$  : hauteur du corps creux.

$h_0 = 4 \text{ cm}$  : hauteur de la dalle de compression.

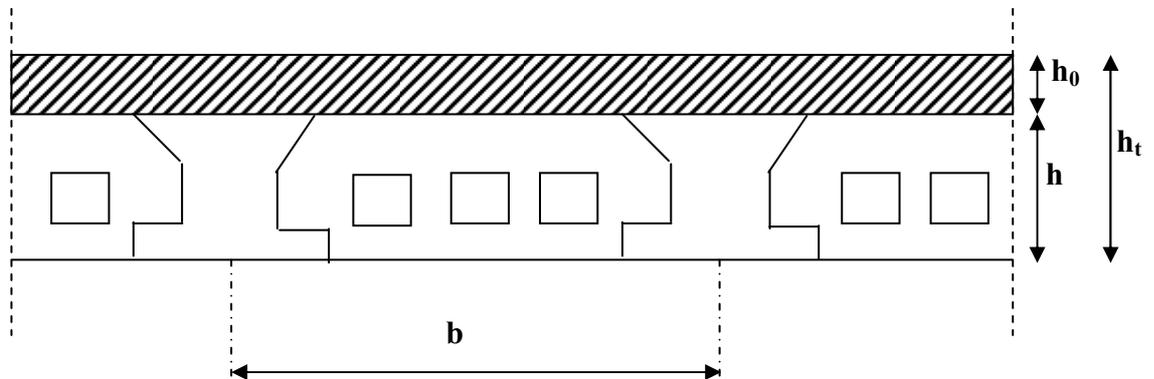


Fig. II.2 : Coupe du plancher à corps creux

### II.2.3.1 : Pré dimensionnement des poutrelles :

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

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

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère.

$b$  : Largeur de la table de compression.

$h$  : Épaisseur du plancher = 20+4cm.

$L_x$  : distance maximale entre nus d'appui de deux poutrelles.

$l_y$  : distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

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

Soit :  $b_0 = 10\text{cm}$

$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$  **CBA93 (article A.4.1.3)**

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$  : distance entre deux nervures Successives.

$L_y$  : la distance maximale entre nus d'appuis des poutres secondaires

$$L_y = 520\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min (55/2 ; 520/10)$$

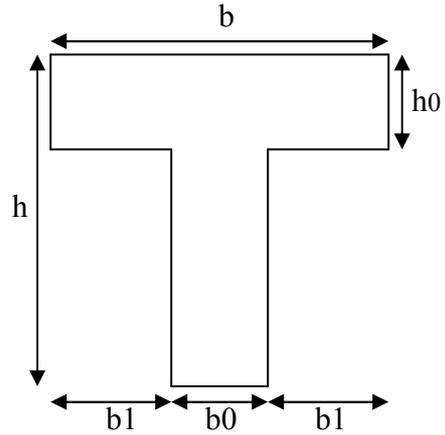
$$b_1 \leq \min (27.5 ; 52)$$

$$b_1 = 27.5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 5 \times 27.5 + 10 = 65$$

$$\text{Soit : } b = 65\text{cm}$$



**Fig.II.3** : Schéma d'une poutrelle

**II.2.4 : les voiles :**

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions du RPA (article 7.7.1) suivantes :

$$e \geq \max [h_e/22, 15\text{cm}].$$

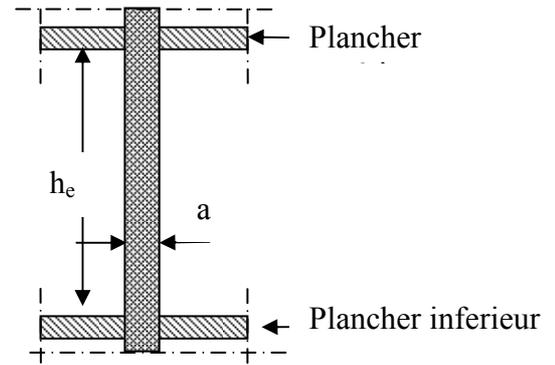
e : épaisseur.

Avec :  $h_e$  : la hauteur libre d'étage.

On a :

$$h_e = 3.06 - 0.50 = 2.56\text{m}$$

pour étage courant et RDC



**Fig 11.4** : coupe verticale d'un voile

$$e \geq 256/22 = 11.63\text{cm}$$

(on adopte pour l'étage courant et RDC une épaisseur de **a=15cm**).

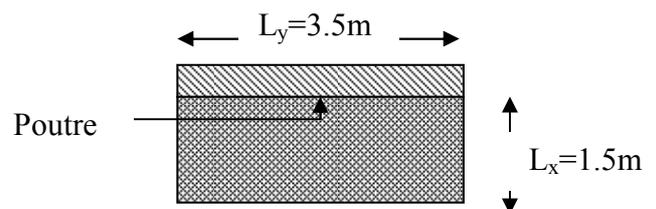
**II.2.5 : dalles pleines du balcon :**

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

- **Panneau sur 01 appuis :**

$$e \leq \frac{150}{20} = 7.5\text{cm}$$

On voit bien que les dimensions sont



**FigII.5**; schéma de balcon

très petites donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable

$$e \geq 11\text{cm}$$

On prend : **e = 12 cm**

**II.2.6 : Escalier :**

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 64 \dots\dots\dots (1).$$

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite Supérieure (64) correspond à des locaux publics.

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marche

H : la hauteur de la volée

L : la longueur projetée de la volée

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1) \times g \Rightarrow g = L/n-1$$

$$24 \leq g \leq 32 \longrightarrow \boxed{g = 30}$$

$$14 \leq h \leq 18 \longrightarrow \boxed{h = 17}$$

la volée 1= la volée 2= la volée3

$$\text{Si } g + 2 \times h = 64\text{cm} \dots\dots\dots (2).$$

$$30 + 2 \times 17 = 64 \dots\dots\dots \text{cv}$$

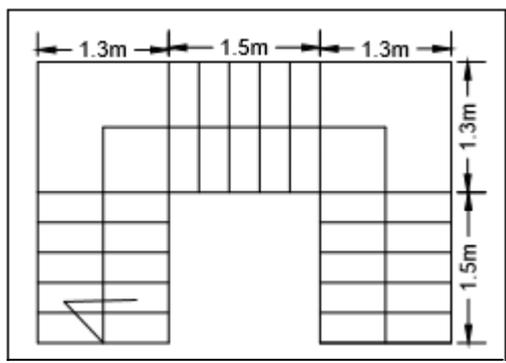


Fig II.6. Schéma statique de l'escalier

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \left\{ \begin{array}{l} n : \text{ Nombre de contre marches.} \\ n-1 : \text{ Nombre de marches.} \end{array} \right.$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

$$\alpha = \arctan(1.02 \div 1.5) = 34.21$$

$$\alpha = 34.21$$

Pour  $g$  on le prend égal à 30cm.

$$56 \leq 2h + g \leq 64$$

$$56 \leq 17 \times 2 + 30 \leq 64 \dots \dots \dots \text{cv}$$

• **épaisseur de la pailasse :**

La longueur développée est :  $l = l_v + l_p$

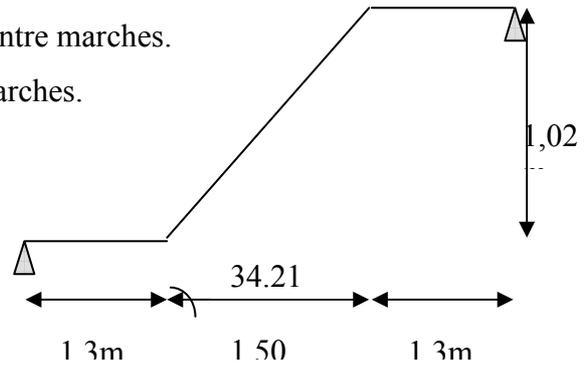
Avec :  $l_v$  : longueur de la volée

$l_p$  : longueur des paliers ( de départ et d'arrivée ).

$$l = 1.3 + \sqrt{1.5^2 + 1.02^2} + 1.3 = 4.41m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{441}{30} \leq e \leq \frac{441}{20} \Rightarrow 14.7cm \leq e \leq 22.05cm \\ e \geq 11cm \end{array} \right. \quad \text{pour deux heures de coupe feu.}$$

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



**Fig II.6.** Schéma statique de l'escalier

## I.1 : Présentation de l'ouvrage :

### I.1.1 Introduction

. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, `utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments porteurs de la structure

### I. 1.2. Présentation de l'ouvrage de l'étude :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en R+10, cette structure est destinée à l'usage habitation, est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 »

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de **BOUIRA**, qui est représentée, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en **zone IIa** (zone moyenne sismicité).

### I.1.3: Description architecturale :

Pour la longueur et la largeur du bâtiment voir le plan architectural

- Hauteur totale du bâtiment : **33.66m**.
- Hauteur du RDC : **3.06m** .
- Hauteur des étages courants : **3.06m**.
- Hauteur du l'acrotère: **0.60m**.
- La largeur du bâtiment:**15.4m**.
- La longueur du bâtiment:**22.50m**.

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 version 2003 exige, que pour toute structure dépassent une hauteur de 14m en zone **IIa**,et groupe d'usage **2** .la considéré comme Sol meuble **S3** la contraint admissible  $\sigma=1.5 \text{ bar}$

l'introduction des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques par voiles).

### I.1.4 : Description structurale :

- ❖ **Les planchers** : constitués de corps creux 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.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

❖ **Les façades et les cloisons :**

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

❖ **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible.**I.1.5 : Règlements et normes utilisés :** Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

**I.2 Les états limites : (BAEL91)**

**I.2.1 : Définition :** Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

**a) Etat limite ultime :** Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

**b) Etat limite de service :** Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

**I.2.2 les hypothèses de calcul :****I.2.2.1 E.L.U : CBA93 (article A.4.3.2)**

1- conservation des sections planes.

2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.

3- la résistance à la traction du béton est négligeable.

4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

6- le diagramme contrainte déformation ( $\sigma; \varepsilon$ ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas

7-on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

### **I.2.2.2 E.L.S : BAEL91 (article4.1)**

1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.

2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ( $\sigma = E\varepsilon$ )

3-  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  avec  $E_s$  : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence acier-

beton.

4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé

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

## **I.3 les actions :**

### **I.3.1 : Les différents types d'actions :**

- **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :
  - Le poids propre de la structure.
  - Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
  - Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
  - Les déformations imposées à la structure.
- **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :
  - Les charges d'exploitations.
  - Les charges climatiques (neige et vent).
  - Les effets thermiques.
- **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :
  - Les chocs.
  - Les séismes.
  - Les explosions
  - Les feux.

**I.3.2 : Valeurs de calcul des actions :** Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les

valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable

**a) Combinaison d'actions à l'ELU: CBA93 (article : A.3.3.2)**

➤ **Situation durable ou transitoire :** On ne tient compte que des actions permanentes et des

actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum_{i>1} 1,3\psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0.77$  pour les bâtiments à usage courant.

$\psi_{0i}$ : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + FA + \psi_{1i} Q_1 + \sum_{i>1} \psi_{2i} Q_i \quad (i>1)$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$  : Valeur fréquente d'une action variable.

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

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

**b) Combinaison d'action à l'ELS : CBA93 (article : A.3.3.3)**

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

$\psi_{0i} = 0.6$  pour l'effet de la température.

Avec :

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

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

$Q_1$  : action variable de base.

$Q_i$  : action variable d'accompagnement.

**c) Combinaisons de calcul : RPA99 version 2003**

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ \text{Situations accidentelles} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS : } G + Q \\ G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{array} \right.$$

## I.4 : Les matériaux :

**I.4.1 : Béton :** est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le ciment : pour la réalisation des ouvrages en béton armé, le ciment utilisé généralement est le CPA 325 (ciment portland artificiel).le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 350kg.

### **I.4.1.1 : Caractéristiques mécanique du béton :**

**a) résistance à la compression  $f_{cj}$  :** Cette résistance ( $f_{cj}$  en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16\*32) cm<sup>2</sup> dans le laboratoire.

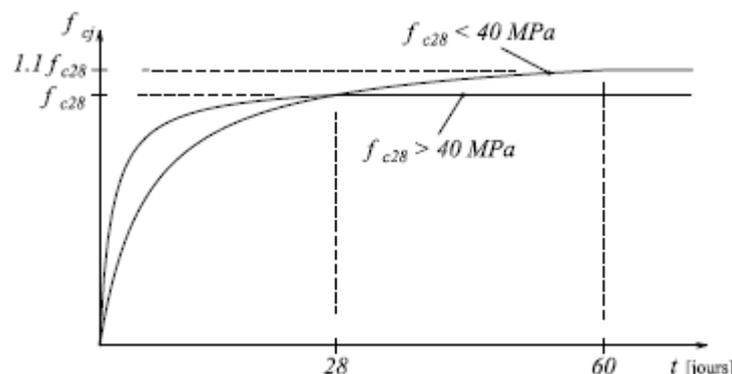
Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours  $f_{c28}$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 60j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 60j \end{cases} \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad \text{CBA93 article A.2.1.1}$$



**Figure I.1:** Evaluation de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton

Pour 1m<sup>3</sup> de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne  $f_{c28}$  comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend  $f_{c28} = 25$  MPa.

**b) Résistance à la traction**  $f_{tj}$  : la résistance à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est donnée par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad \text{CBA93 (article A.2.1.1.2).}$$

Pour  $j=28$  jours et  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $f_{t28} = 2,1$  MPa.

**c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) :** **BAEL91** (article A.5.1.211)

$$\tau_{Adm} = \begin{cases} \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

Dans notre cas on a  $f_{c28} = 25$  MPa donc :

$$\tau_{Adm} = \begin{cases} 3.33\text{Mpa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5\text{Mpa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

**d) Module déformation longitudinale du béton :** on distingue les modules de Young instantané  $E_{ij}$  et différé  $E_{vj}$ . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égal.

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{1/3}. \quad \text{BAEL91.}$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton, le module instantané est pris égal à trois le module différé.

$$E_{ij} = 3 * E_{vj} \quad \text{BAEL91.}$$

Pour les vérifications courantes :  $j > 28$  jours on a :  $E_{ij} = 11000 * (f_{c28})^{1/3}$ .

$$; E_{vj} = (1/3) * E_{ij}.$$

Pour :  $f_{c28} = 25$  MPa on a :

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 10721.40 \text{ MPa}$$

**e) Module déformation transversale du béton :**

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

Avec : E : module de Young

$\nu$  : Coefficient de poisson

**CBA93 (article A.2.1.3).**

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU).

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

ELU :  $\nu = 0$  et  $G=0,5 \cdot E$

ELS :  $\nu = 0,2$  et  $G=0,42 \cdot E$

#### f) Diagramme contraintes déformations :

Diagramme contraintes ( $\sigma_{bc}$ )-déformations relatives ( $\varepsilon_{bc}$ ):

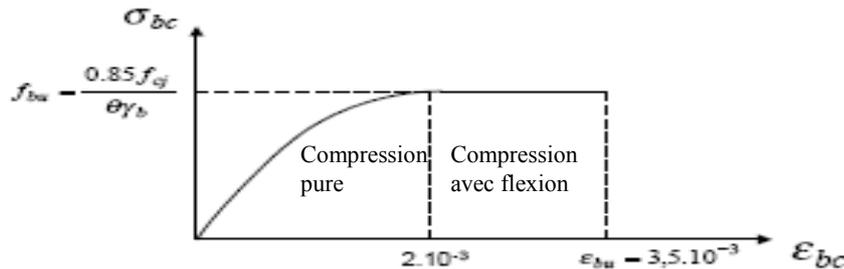


Figure II.2 : Diagramme contraintes déformations à l'ELU

$-f_{bu}$  : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 \cdot f_{bu} \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc} \cdot (4 \cdot 10^3 \cdot \varepsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2.0/100 \\ 0.85 \cdot f_{c28} / \theta \cdot \gamma_b & \text{si } 2.0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5/100 \end{cases}$$

-le coefficient  $\theta$  dépend de la durée d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 1.0 & \text{si durée} > 24h \\ 0.9 & \text{si } 1h > \text{durée} > 24h \\ 0.8 & \text{si } h < 1h \end{cases}$$

$-\gamma_b$  est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{(cas courants)} \\ 1.15 & \text{(combinaisons accidentelles)} \end{cases}$$

#### I.4.2 : L'acier:

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec  $f_e \leq 500$  MPA et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

##### I.4.2.1 : Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité  $f_e$

- **Contraintes limites  $\sigma_s$  :**

- ✓ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

$\gamma_s$  : est le coefficient de sécurité

- ✓ **ELS :** **BAEL91** (article A.4.5.32)

La valeur de  $\sigma_s$  est donnée en fonction de la fissuration :

**Cas 1 :** fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

**Cas2 :** fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (240, 110(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]}$$

$f_{tj}$  : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

**Cas 3 :** fissuration très préjudiciable (FP-milieux agressifs):

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa].}$$

$\eta$  : Coefficient de fissuration avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 : \text{pour les ronds lisses, treillis soudés.} \\ \eta=1.6 : \text{pour les hautes adhérences.} \end{array} \right.$$

#### I.4.2.2 : Principales armatures utilisées :

**Tab I.1 :**  $f_e$  en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
$f_e$ [MPa]	215	235	400	500	500	500

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

#### I.4.2.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers :

Le diagramme se compose de deux parties : **CBA93** (article A.2.2.2)

- Droite de Hook ( $\sigma = E_e \epsilon$ ) de pente  $E=2*10^5$  MPA indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10%(déformation maximale).

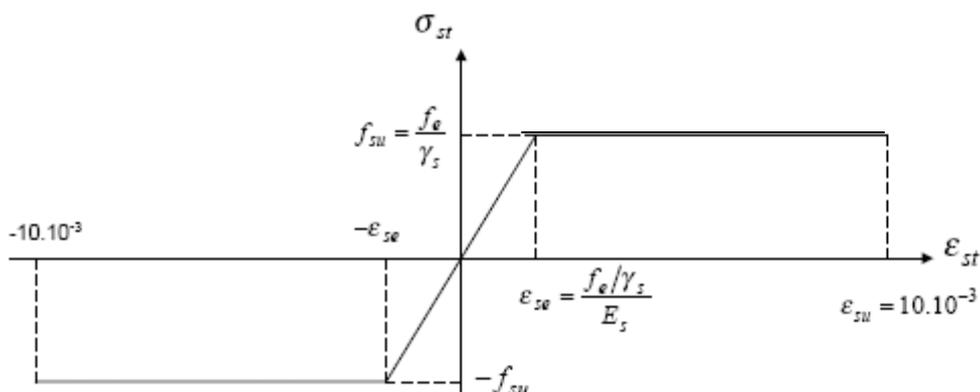


Figure I.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie  $f_{su}$  est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

- $\sigma_s$  est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.
- $\gamma_s$  est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants).} \\ 1 & \text{(combinaisons accidentelles).} \end{cases}$$

I.4.3 : Matériaux à utiliser :

Tab I.2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
<b>Béton</b>	Résistance caractéristique ( $f_{c28}$ )	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable *situation accidentelle	14,2
		18,45
	Contrainte limite à l'ELS ( $\sigma_{bc}$ )	15
	Module de déformation longitudinale instantanée $E_{ij}$	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée $E_{vj}$	10721,39
<b>Acier</b>	Limite d'élasticité $f_e$	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle *situation courante	400
		348
	Contrainte à l'ELS : *FPN	/
	*FP	240
*FTP	176	

