

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
جامعة -البليدة-1-  
UNIVERSITE DE BLIDA-1-

كلية العلوم الهندسية-دائرة الهندسة المدنية  
FACULTE DES SCIENCE DE L'INGENIEUR  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

## MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME  
DE MASTER 2 EN GENIE CIVIL  
OPTION : Structures et Matériaux

### Thème

ETUDE D'UN BATIMENT (R+8) +2SS  
BETON ARME CONTREVENTE PAR VOILES

Réalisé par :

*Melle : Bouzar Essaidi Affaf.*

*Melle : Smatel Saliha*

Encadré par :

*M<sup>me</sup> Bentlemsen Nadia*

*Promotion : 2013/2014*

## Remerciement :

*Au premier lieu, nous tenons à remercier Dieu qui nous a donné le courage et la volonté pour terminer ce travail.*

*Nous tenons à remercier vivement tous ceux qui nous ont aidés à élaborer cet ouvrage et en particulier notre promoteur*

*M<sup>me</sup> BENTLEMSEN NADIA pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.*

*Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.*

*Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur d'état en Génie Civil.*

*Que tous ceux ou celles qui nous ont apportés leur soutien et qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de notre vive et sincère reconnaissance, en particulier nos parents, nos familles et nos amis.*

*SALIHA*

*AFFAF*

# Dédicace


*Au nom de dieu et par sa volonté et son aide qui enrichit mes savoirs.  
Ces savoirs qui m'ont mené à réaliser ce travail, dont j'en suis comblée et fière.  
La science consiste à oublier ce qu'on croit savoir, et la sagesse à ne pas s'en  
soucier.*

*Sans oublier tous ceux qui ont par leurs égards contribué à parfaire mon objectif et  
qui me font l'éminent honneur avec différence, je tiens à leur dédier ce travail :*

- *A mon très cher père qui m'a encouragé et conseillé pendant mes plus pénibles moments et qui m'a guidé vers le droit chemin et qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je serais inchaallah.*
- *Et aussi à Ma mère qui était toujours une idéaliste, un exemple de patience et qui m'offrait ce que tout le monde appelle « la tendresse », et l'amour maternel.  
A la mémoire de ma grand mère « fatma ».*
- *Tous ceux qui attendaient ce jour impatiemment, non pas par curiosité, mais pour partager les larmes du bonheur censés éteindre les feux d'une longue durée de patience et de souffrance, entre autres :*
  - *A ma chère sœur Meriem qui m'a ouvert la voie du bonheur et de la réussite.*
  - *A mon petit frère Belkacem (mes yeux) pour son amour et sa bravoure.*
  - *A Sara la benjamine qui a enrichi mes soirées de révision.*
  - *A Monsieur Abdelnour ingénieur qui a contribué longuement au dessein de ma réussite au lui exprimant toute ma reconnaissance.*
- *Tous les étudiants du GC et surtout ceux faisant partie de notre promotion 2013/2014, et à tous les futurs ingénieurs en général.*
- *Pour ceux qui je n'ai pas cité bien sur ne croyait pas que je vous ai oublié, je vous porte toujours dans mon cœur.*

*Affaf*

# Dédicace



*C'est avec un très grand honneur que je dédie ce modeste travail aux personnes les plus chères au monde mes chers parents, pour leur amour et bonté et que sans eux je n'aurai jamais pu atteindre mon objectif, que Dieu me les garde*

*A Mon chères frère et mes chères sœurs :*

*Samia et CHrifa , Hiba ,Toha,*

*A mon Fiancé Achraf et sa famille.*

*A mon binôme Affaf pour la quelle je souhaite une vie plein de joie et de réussite.*

*A tous mes amis.*

*A toute la promotion 2014.*

*SALIHA*

## ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة لبنائية مقاومة للزلازل بواسطة الجدران و الأعمدة و الروافد المشكّلة من الخرسانة المسلحة، تتألف من طابقين تحت الأرض، وثمانية طوابق، ذات طابع إداري و الواقعة في ولاية البليدة و المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم-3- من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية وفقا *RPA99 version 2003* للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية.

أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكّلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر *BAEL91 و CBA93*

## RESUME

**Ce projet consiste principalement en l'étude d'une structure (R+8+2SS) contreventée par des voiles et des portiques à usage des bureaux.**

**La structure est implantée dans la Wilaya de BLIDA, zone de sismicité III. L'étude est conforme aux Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003.**

# Liste Des Symboles

- $A$  : Coefficient d'accélération de zone.
- $A_s$  : Aire d'une section d'acier.
- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $B$  : Aire d'une section transversale de béton.
- $\varnothing$  : Diamètre des armatures, mode propre.
- $Q$  : Charge d'exploitation.
- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de calcul d'acier.
- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité de calcul de béton.
- $\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.
- $\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.
- $\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.
- $\tau$  : Contrainte tangentielle.
- $G$  : Charge permanente.
- $\xi$  : Déformation relative.
- $V_0$  : Effort tranchant a la base.
- E.L.U : Etat limite ultime.
- E.L.S : Etat limite service.
- $N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- $N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime

- $T_u$  : Effort tranchant ultime.
- $T$  : Effort tranchant, Période.
- $S_t$  : Espacement.
- $\lambda$  : Elancement.
- $F$  : Force concentrée.
- $f$  : Flèche.
- $\bar{f}$  : Flèche admissible.
  
- $L$  : Longueur ou portée d'un élément en béton .
- $L_f$  : Longueur de flambement.
- $d$  : Hauteur utile de calcul
- $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.
- $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.
- $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.
- $M_t$  : Moment en travée.
- $M_a$  : Moment sur appuis.
- $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- $I$  : Moment d'inertie.
- $f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.
- $f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.
- $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- $M$  : Moment, Masse.
- $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.
- $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.
- $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.
- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

- $\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- $Y$  : Position de l'axe neutre.
- $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène
- $\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques



## **Introduction :**

Ce document rapporte le travail effectué dans le cadre de notre formation de master 2 en Génie Civil à l'université BLIDA1.

Le travail réalisé lors de ce projet de fin d'études porte sur une tour en R+8 Avec deux sous-sols à usages multiples, située à Blida, zone de forte sismicité. L'ensemble de L'ossature porteuse est réalisée en béton armé.

Cette étude nous a été proposée par le bureau d'études Technique et Architecture OUADA, spécialisé dans le domaine du bâtiment en structure béton armé.

Après une brève présentation des caractéristiques de la structure étudiée et des matériaux utilisés, la stabilité verticale de la structure est étudiée. Nous procéderons dans cette optique au prédimensionnement des éléments structuraux (poutres, voiles et poteaux) et non structuraux (planchers, les escaliers, . . .) ainsi que leur ferrailage.

La deuxième étape porte sur l'analyse de la stabilité latérale de la structure. On procède à une étude de la structure porteuse sous l'effet des efforts dynamiques dus essentiellement aux séismes. Le choix de la structure porteuse permet de définir le comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations dynamiques tenant compte des contraintes architecturales. Dans un premier temps, le bâtiment sera modélisé par un logiciel de calcul aux éléments finis. Ensuite, on procédera au calcul du ferrailage des éléments structuraux sur la base des efforts les plus défavorables obtenus de l'analyse dynamique, et puis la vérification de ces éléments à partir du règlement RPA99/2003. Cette étape est résumée dans les chapitres IV et V.

La troisième partie présentée dans le chapitre VI, est l'étude de l'infrastructure s'appuyant sur les conclusions du rapport de sol. Les études des fondations et du voile périphérique sont grandement influencées par les données techniques du site (poids spécifique du remblai, contrainte admissible du sol). On procède à l'analyse du radier à la flexion, à l'effort tranchant.

La dernière partie de ce projet de fin d'études, présentée dans le chapitre VII et VIII est l'étude thermique et l'étude de la charge roulante qui clos ce travail.

## I-Présentation du projet :

-Le projet « Résidence Chréa » est un complexe composé de 21 bâtiments reliés entre eux par un sous-sol de deux niveaux. Ce projet comportant 1108 logements, un hôtel, des commerces et des bureaux d'affaires, sera implanté au cœur de la wilaya de Blida qui est une ville attractive aussi bien du point de vue historique, économique que touristique.

### I.1.1 Présentation de l'ouvrage :

-L'ouvrage faisant l'objet de notre étude fait partie du projet cité précédemment. C'est une tour en R+8 (rez-de-chaussée plus 8 étages, avec deux sous-sols)

- Les deux sous-sols sont à usage de parkings ;
- Le RDC et le 1<sup>er</sup> au 8<sup>ème</sup> étages sont constitués de bureaux ;

Le bâtiment est classé en groupe d'usage 2 selon le RPA99/2003. C'est un ouvrage courant ou d'importance moyenne (usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m).



Figure I.1 photo du bâtiment étudié



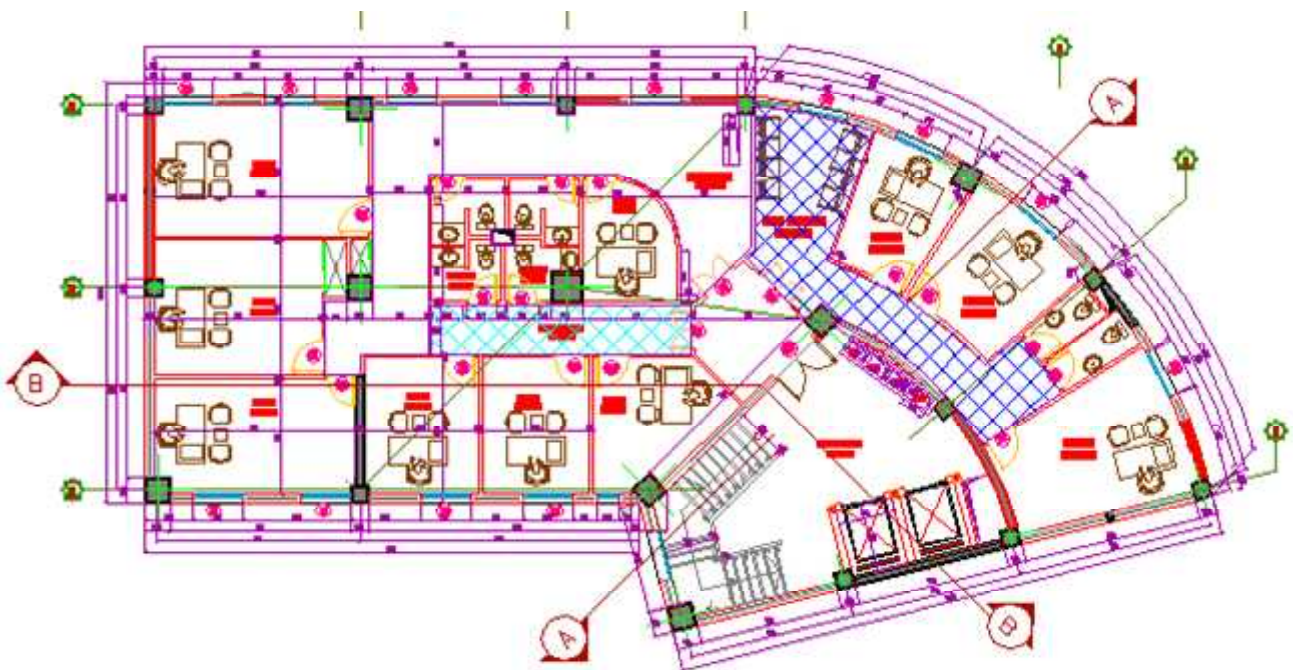
**Figure. I.2: Plan de masse**

Du fait de sa configuration architecturale, le bâtiment présente des irrégularités en plan et en élévation.

**1.1.1 Dimensions en plan :**

Vu la forme du bâtiment, on prend en compte les plus grandes dimensions qui sont :

- Longueur :  $L = 35,48$  m
- Largeur :  $L = 11,35$  m

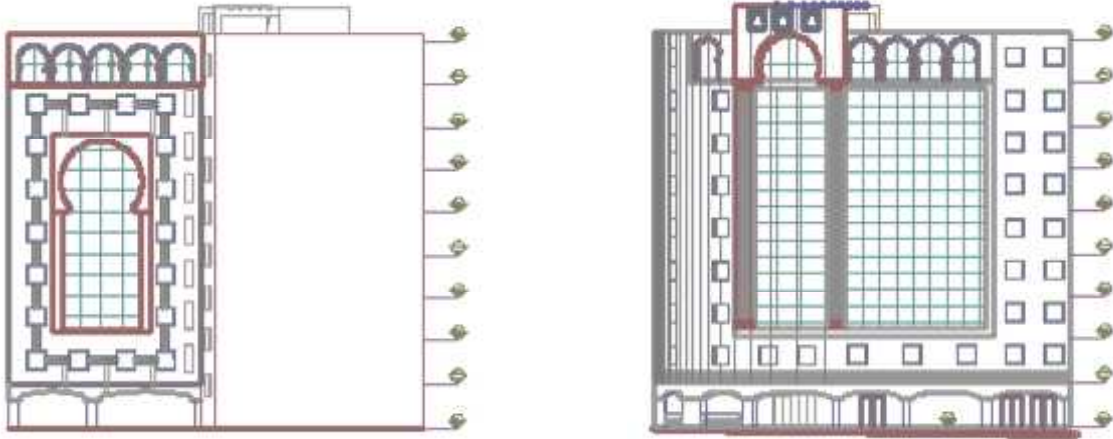


**Figure I.3. Plan étage courant à usage de bureau.**

### **1.1.2 Dimensions en élévation :**

Les dimensions en élévation du bâtiment sont répertoriées comme suit :

- La hauteur d'étage est de 2,80m pour les sous-sols, 3,23 m pour le RDC et le 1<sup>er</sup> étage, et 3,06m pour les autres étages.
- La hauteur totale du bâtiment est de 29,11m.



**Figure I.4. Façade principale et Façade postérieure.**

## **II.CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUE DES MATÉRIAUX :**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures (CBA93).

### **II.1 Le béton :**

Le rôle du béton est de reprendre les efforts de compression. Le béton à utiliser dans notre structure est dosé avec du CPA à 350Kg/m<sup>3</sup> dont les caractéristiques sont les suivantes :

#### **a. Composition du béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (gravier, sable) et de l'eau.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à s'avoir :

- 1- Une résistance mécanique élevée.
- 2- Un retrait minimum.
- 3- Une bonne tenue dans le temps

#### **b. Résistance du béton :**

##### **b.1 Résistance à la compression :**

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté " $f_{c28}$ ") déterminée par essai sur éprouvettes normalisées.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge  $j < 28$  jours, sa résistance à la compression est calculée par la formule suivante :

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Dans ce projet on admet une résistance à la compression de 25MPa.

### **b.2. Résistance du béton à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à "j" jours est conventionnellement définie par les relations suivantes :

- $f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$  si  $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$
- $f_{ij} = 0,275 (f_{cj})^{2/3}$  si  $f_{cj} > 60 \text{ MPa}$

D'où : avec une résistance caractéristique à la compression de 25MPa, on aura :

$$f_{i28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

### **C. Modules de déformation longitudinale :**

Ce module est connu sous le nom de module de "Young ou *module déformation longitudinale*", il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

#### **C.1. Module d'élasticité instantané " E<sub>ij</sub> " :**

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \xi$ ) d'un teste de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel

$$E_{i28} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (MPa)}$$

$$\text{D'ou : } E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa.}$$

#### **C.2. Module d'élasticité différé " E<sub>vj</sub> " :**

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \xi$ ) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire.

$$E_{v28} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ (MPa)}$$

$$\text{D'ou : } E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

### **d. coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

- E.L.U :  $\nu = 0,0$  (béton fissuré)
- E.L.S :  $\nu = 0,2$  (béton non fissuré)



**e. Poids volumique :**

On adopte la valeur  $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

**f. Les contraintes limites de calcul :**

**f.1 : Contraintes limites à l'état ultime (E.L.U) :**

L'état limite ultime est défini généralement par limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

La contrainte ultime de béton en compression  $\sigma_{bc}$  est donnée par la relation suivante

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

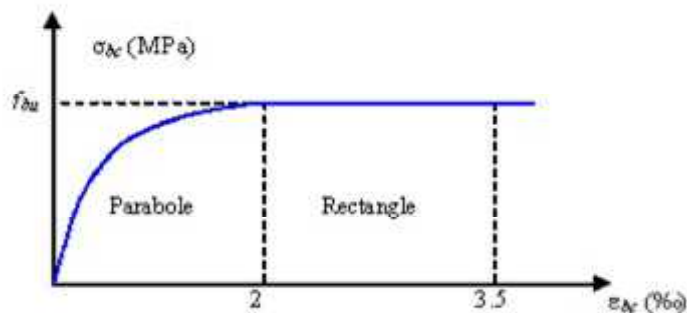
➤  $\gamma_b$  : coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$  cas des situations durable ou transitoires.....  $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$  cas des situation accidentelles.....  $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$

- $f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours.
- 0,85 : Coefficient de minoration qui à pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.
- $\theta$  : coefficient qui tient compte de la durée d'application du chargement. Il est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 heures, 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.



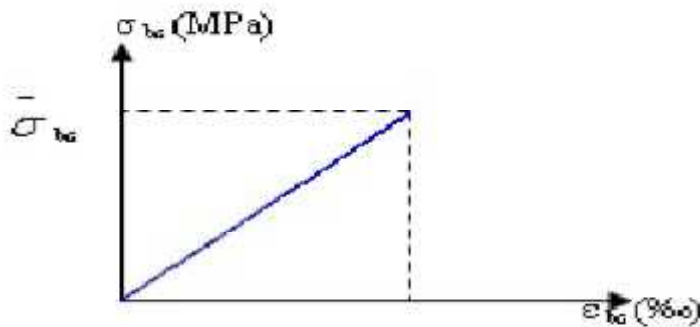
**Fig. I.5 Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU**

**f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :**

-L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$   
 Avec :  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$



**Figure I.6: Diagramme contrainte-déformation du Béton à l'ELS**

**I.2.L' ACIERS :**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction. On le combine avec le béton pour corriger la faiblesse de ce dernier vis-à-vis de la traction. L'acier doit être conforme aux textes réglementaires en vigueur.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est :  $E_s = 200000 \text{ MPa}$ .

Les aciers utilisés dans cet ouvrage sont :

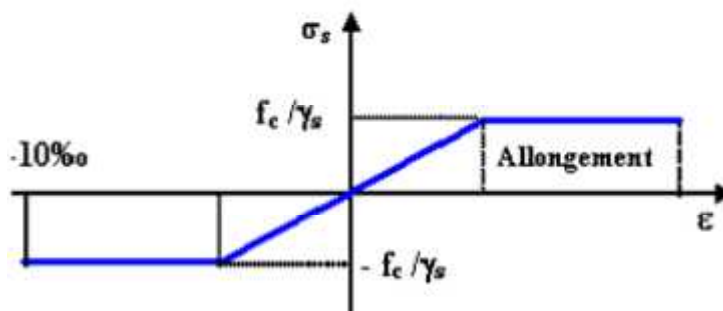
- Fe E400 HA (Limite d'élasticité garantie :  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ).
- Fe E240 RL (Limite d'élasticité garantie :  $f_e = 240 \text{ MPa}$

**I.2.1 Contraintes limites :**

**a. A l'état limite ultime :**

La contrainte limite des aciers est donnée par :  $\sigma_s = f_e / \gamma_s$ ;

- $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.
  - $\gamma_s = 1$  cas de situations accidentelles ;
  - $\gamma_s = 1.15$  cas de générale.



**Figure I.7. Diagramme contraintes-déformations de l'acier**

- L'allongement :  $\xi_s = \sigma_s / E_s$
- L'allongement (où le raccourcissement) est limité à 10 %

- $f_e$  : Contrainte limite élastique
- $\zeta_s$  : Déformation (allongement) relative de l'acier  $\rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\zeta_s = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

- Pour les aciers *FeE400* on a :  $\zeta_s = \frac{400}{1,15 \times 10^5} = 1,74\text{‰}$

**b. A l'état limite de service**

Les contraintes dans l'acier ne sont pas limitées sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \left( \frac{2}{3} f_e ; 150\eta \right)$  (MPa)
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \left( \frac{1}{2} f_e ; 110\eta \right)$  (MPa)

$\eta$  : Coefficient de fissuration

- $\eta = 1,00$  pour les aciers ronds lisse.
- $\eta = 1,60$  pour les aciers à haute adhérence.

**c. Module d'élasticité des aciers :**

Les aciers sont aussi caractérisés par le module longitudinal sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1.10^5 \text{ MPa}$$

**d. Les limites élastiques :**

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité ( $f_e$ ), cette valeur est donnée selon le "**BAELL91 mod99**" dans le tableau suivant :

Type	Désignation	Limite élastique (Mpa)	Allongement	Contrainte de Rupture (Mpa)
<i>Rond Lisse</i>	<i>FeE22</i>	215	22	380 – 390
	<i>FeE24</i>	235	25	410 – 490
<i>Barre à haute adhérence</i>	<i>FeE400</i>	400	14	490
<i>Fils très filés lisse</i>	$\varnothing > 6\text{mm}$	500	14	580

**Tableau I.1 : Caractéristiques des Aciers**



**e. Le coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté "  $n$  " est le rapport de :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Avec :

$n$  : Coefficient d'équivalence

$E_s$  : Module de déformation de l'acier.

$E_b$  : Module de déformation du béton.

**I.3. HYPOTHESES DE CALCUL :**

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- ✓ Les sections droites restent planes après déformation.
- ✓ Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- ✓ Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de son faible résistance à la traction.
- ✓ Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- ✓ L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- ✓ La contrainte de calcul, notée "  $\sigma_s$  " et qui est définie par la relation :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\checkmark \quad \text{Acier rond lisse} \begin{cases} \sigma_s = 204,34 \text{MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 235 \text{MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

$$\checkmark \quad \text{Acier à haute adhérence} \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{MPa} & \text{Situation durable} \\ \sigma_s = 400 \text{MPa} & \text{Situation accidentelle} \end{cases}$$

## Prédimensionnement et descente de charges

### I-Introduction:

- Le Prédimensionnement des éléments d'une structure nous permet d'avoir les dimensions minimales que doivent avoir les éléments de la structure. Ces dimensions sont obtenues de l'expérience de l'ingénieur et des prescriptions réglementaires données par le RPA2003 et le CBA93.

### II.1- Les planchers:

Les planchers constituent la séparation horizontale entre étages et assurent la transmission des charges vers les éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles) et aussi une isolation thermique, acoustique, coupe feu et étanchéité.

L'épaisseur des planchers dépend des conditions suivantes :

#### a)- Plancher à corps creux :

Ce plancher est constitué d'élément résistant, ce sont les poutrelles en béton armé, et des éléments de coffrage qui sont les corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (l'ourdis).



**Figure.1.plancher en corps creux**

- Le dimensionnement se fait en vérifiant la condition de déformation donné par :

$$h_t \geq \frac{L_{MAX}}{22.5} \dots\dots\dots [1]$$

-  $L_{MAX}$  : La portée entre nus d'appuis des poutres principales, d'où  $L_{MAX} = 5.30m$ .

-  $h_t$  : épaisseur du plancher.

$$h_t \geq \frac{5,30}{22,5} = 23,55cm .$$

On adopte un plancher de 25cm.

Hauteur de corps creux = 20 cm.

Hauteur de la dalle de compression = 5 cm

Donc on choisit «  $e = 25 \text{ cm} \Rightarrow (20+5)$  »

### **b)-Dalles pleines :**

- Elle concerne les escaliers et les dalles permettant l'accès à l'ascenseur. L'épaisseur à adopter sera la plus grande des valeurs résultant des conditions suivantes :

#### **- Isolation phonique :**

Selon les règles «CBA93», l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

#### **- Résistance au feu :**

\* Pour une heure de coupe feu :  $e = 7 \text{ cm}$ .

\* Pour deux heures de coupe feu :  $e = 11 \text{ cm}$ .

#### **- Résistance à la flexion:**

\* Dalle reposant sur deux appuis :  $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$

\* Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :  $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} \begin{cases} l_x : \text{le plus petit coté entre nus d'appuis de la dalle.} \\ l_y : \text{le plus grand coté entre nus d'appuis de dalle.} \end{cases}$$

-  $e$  : épaisseur de la dalle.

$$\begin{cases} * & \text{Si } \rho < 0,4 : \text{ la dalle porte sur un seul sens } \Rightarrow e \geq l_x/30. \\ * & \text{Si } 0,4 \leq \rho \leq 1 : \text{ la dalle porte sur deux sens } \Rightarrow e \geq l_x/40. \end{cases}$$

Dans notre cas on a :  $l_x = 5,30 \text{ m}$ .

$l_y = 5,45 \text{ m}$ .

$\Rightarrow \rho = 0,97 > 0,4 \Rightarrow$  : dalle reposant sur quatre appuis.

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$$

On aura donc :  $10,16 \leq e \leq 13,25 \text{ (cm)}$  ; **On prend  $e = 15 \text{ cm}$ .**

**II.2- Les poutres :**

-Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux elle est soumise à des sollicitations de flexion et d'effort tranchant.

- Le prédimensionnement de ces dernières se fera selon le **CBA93** et les vérifications selon le **RPA99**.

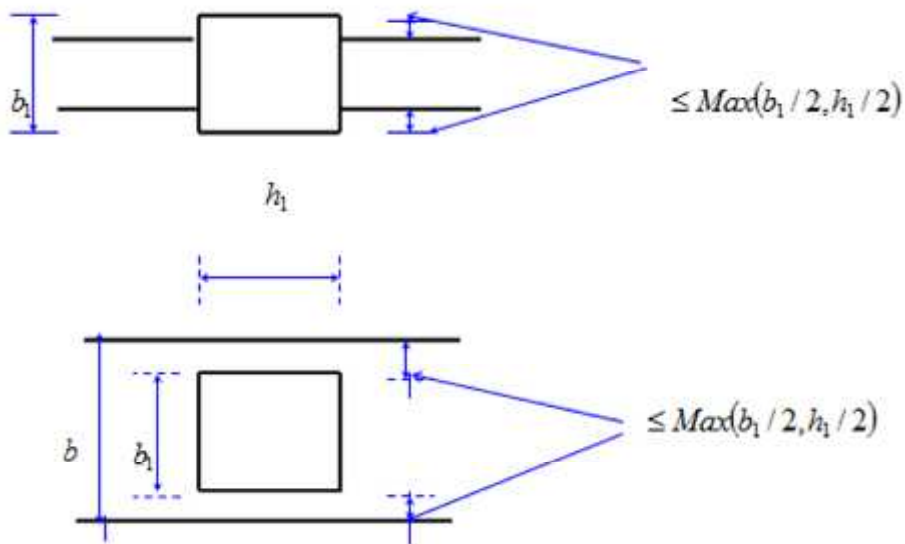
Selon le **CBA93** :  $\frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10}$        $0,3h < b < 0,7h$

- \* L : portée entre nus..... [2]
- \* h : hauteur de la poutre.

Selon **RPA2003 [3]**, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- \*  $b \geq 20\text{cm}$
- \*  $h \geq 30\text{cm}$
- \*  $h/b \geq 4$ .
- \*  $b_{\text{max}} \leq 1,5h + b_1$ .

-h peut être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles.



**Figure.2.Dimensions à respecter par les poutres**

**1-Poutre porteuse (ou principal) :**

$$L_{max} = 5,65m$$

$$\frac{565 - 30}{15} \leq h \leq \frac{565 - 30}{10} \Rightarrow 33cm \leq h \leq 535cm \quad h = 45cm$$

$$13,5 < b < 31,5 \quad b = 30cm$$

**Vérification de RPA :**

$$*b = 30cm > 20cm \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$*h = 45cm > 30cm \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$*h/b = 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

**-On prend  $h = 45cm$  ;  $b = 30cm$**

**\*Poutre spéciale de L = 7,78-0,3= 7,52m :**

$$\frac{778 - 30}{15} \leq h \leq \frac{778 - 30}{10} \Rightarrow 47cm \leq h \leq 75,2cm \quad h = 60cm$$

$$18 < b < 42 \quad b = 30cm$$

**Vérification de RPA :**

$$*b = 30cm > 20cm \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$*h = 60cm > 30cm \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

$$*h/b = 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

**-On prend pour la poutre de L = 7,78 m  $h = 60cm$  ;  $b = 30cm$**

**2- Poutres non porteuses (secondaires) :****\*Poutre secondaire de L = 5,6-0,3= 5,35m :**

$$* L_{max} = 5,6-0,3 = 5,35m$$

$$\frac{560 - 30}{15} \leq h \leq \frac{560 - 30}{10} \Rightarrow 33cm \leq h \leq 535cm \quad h = 45cm$$

$$13,5 < b < 31,5 \quad b = 30cm$$

On prend :  $h = 45cm$   $b = 30cm$

On prend pour la poutre de  $L = 5,60 \text{ m}$  ;  $h = 45 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$

**Vérification de RPA :**

$*b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$

$*h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$

$*h/b = 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier}$

**\*Poutre secondaire spéciale de  $L = 6,80 - 0,3 = 6,5 \text{ m}$  :**

$$\frac{650 - 30}{15} \leq h \leq \frac{650 - 30}{10} \Rightarrow 40 \text{ cm} \leq h \leq 65 \text{ cm} \quad h = 55 \text{ cm}$$

$$16,5 < b < 38,5 \quad b = 30 \text{ cm}$$

On prend pour la poutre de  $L = 6,80 \text{ m}$  ;  $h = 55 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$

**Vérification de RPA :**

$*b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$

$*h = 55 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$

$*h/b = 1,8 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifier}$

-Les résultats sont regroupés dans le tableau ci dessous :

		Portée L(m)	Section bxh (cmxcm)
<i>Poutre principale</i>	<i>PP</i>	5,65	30x45
	<i>PP<sub>spécial</sub></i>	7,8	30x60
<i>Poutre secondaire</i>	<i>PS</i>	5,6	30x45
	<i>PS<sub>spécial</sub></i>	6,5	30x55

**Tableau II.1 Coffrages des poutres**

**II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES [4] :****II.3.1. Les charges permanentes :****a. Plancher terrasse :****a.1. En corps creux :**

1- Protection mécanique en gravier (e= 5 cm) .....	(0,05). (17) = 0,85	kN /m <sup>2</sup>
2- Etanchéité multicouche .....	(0,02). (6) = 0,12	kN/m <sup>2</sup>
3- Forme de pente (e <sub>moy</sub> =10 cm) .....	(0,10). (22) = 2,2	kN /m <sup>2</sup>
4- Isolation thermique (liège) (e=4 cm) .....	(0,04). (4) = 0,16	kN /m <sup>2</sup>
5- Dalle de compression +corps creux (5+20) cm .....	= 3,3	kN /m <sup>2</sup>
6- Enduit de plâtre .....	(10). (0,02) = 0,20	kN /m <sup>2</sup>
	$\Sigma G = 6,62$	kN /m <sup>2</sup>

**a.2. Dalle pleine :**

1- plancher dalle pleine .....	=3,75	kN/m <sup>2</sup>
2- enduit de ciment (2 cm) .....	=0,36	kN/m <sup>2</sup>
3-Revêtement .....	=1,2	kN/m <sup>2</sup>
	$\Sigma G = 5,31$	kN /m <sup>2</sup>

**b. Etage courant :****b.1 En corps creux**

1- Carrelage (e=2cm) .....	(0,02) . (20) = 0,40	kN/m <sup>2</sup>
2- Mortier de Pose (e =2cm).....	(0,02). (20) = 0,40	kN/m <sup>2</sup>
3- lit de sable (e=3cm).....	(0,03). (18) = 0,54	kN/m <sup>2</sup>
4- dalle de compression +corps creux (5+20) cm .....	= 3,3	kN/m <sup>2</sup>
5- enduit de plâtre (2 cm) .....	(0,02). (10) = 0,20	kN/m <sup>2</sup>
6-cloisons légères .....	= 1,0	kN/m <sup>2</sup>
	$\Sigma G = 5,80$	kN /m <sup>2</sup>

**c. Maçonnerie :**

**Mur extérieur**

1-Mur en double paroi 10+10 .....	1,8 kN /m <sup>2</sup>
2 -Enduit en mortier de ciment (3cm).....	0,54 kN /m <sup>2</sup>
3- Enduit plâtre (2cm).....	0,20 kN /m <sup>2</sup>

---


$$\Sigma G = 2,54 \text{ kN /m}^2$$

**d. Garde du corps épaisseur (10cm) :**

1- maçonnerie .....	0,9 kN /m <sup>2</sup>
2-enduit extérieur et intérieur (4cm).....	0,72 kN /m <sup>2</sup>

---


$$\Sigma G = 1,62 \text{ kN /m}^2$$

**d. Acrotère**

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml est de :  $G = \rho \times S$

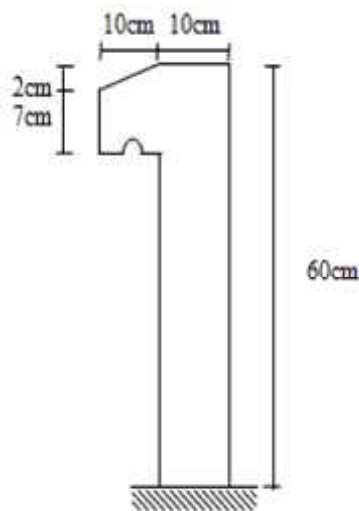
\*S : la surface transversale totale de l'acrotère

\* $\rho$  : le poids volumique tel que  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

$$S = 0,0678 \text{ m}^2$$

D'où :

$$\text{Le poids des éléments en béton armé : } G = 25 \times 0,0678 = 1,696 \text{ kN/ml}$$



**Figure II.3. Dimensions de l'acrotère**



**II.3.2. Les charges d’exploitations :**

Vu la nature des planchers et leurs usage, on distingue les charges d’exploitations suivantes :

- Acrotère ..... Q = 1,0 kN/ml
- Plancher terrasse (inaccessible) ..... Q = 1,0 kN/m<sup>2</sup>
- Plancher RDC (bureau) ..... Q = 2,5 kN/m<sup>2</sup>
- Escaliers ..... Q = 2,5 kN/m<sup>2</sup>
- Parking ..... Q = 2,5 KN/ m<sup>2</sup>

**Loi de dégression [5] :**

- Lorsque la charge d’exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalent à la règle usuelle dans laquelle les charges d’exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour le toit ou terrasse .....Q<sub>0</sub>
- Pour le dernier étage.....Q
- Pour l’étage immédiatement inférieur.....0,90 Q

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu’à 0,50 Q. valeur conservée pour les étages inférieurs suivants :

Niveau	Q <sub>i</sub>	Σ surcharge	Σ Q umulée (kN/m <sup>2</sup> )
P8	Q <sub>0</sub> =1	Σ <sub>0</sub> =Q <sub>0</sub>	1
P7	Q <sub>1</sub> =2,5	Σ <sub>1</sub> =Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub>	3,5
P6	Q <sub>2</sub> =2,5	Σ <sub>2</sub> =Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub> +0,90Q <sub>2</sub>	5,75
P5	Q <sub>3</sub> =2,5	Σ <sub>3</sub> = Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub> +0,90Q <sub>2</sub> +0,80Q <sub>3</sub>	7,75
P4	Q <sub>4</sub> =2,5	Σ <sub>4</sub> = Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub> +0,90Q <sub>2</sub> +0,80Q <sub>3</sub> +0,7Q <sub>4</sub>	9,5
P3	Q <sub>5</sub> =2,5	Σ <sub>5</sub> = Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub> +0,90Q <sub>2</sub> +0,80Q <sub>3</sub> +0,7Q <sub>4</sub> +0,6Q <sub>5</sub>	11
P2	Q <sub>6</sub> =2,5	Σ <sub>6</sub> = Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub> +0,90Q <sub>2</sub> +0,80Q <sub>3</sub> +0,7Q <sub>4</sub> +0,6Q <sub>5</sub> +0,5Q <sub>6</sub>	12,25
P1	Q <sub>7</sub> =2,5	Σ <sub>7</sub> = Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub> +0,90Q <sub>2</sub> +0,80Q <sub>3</sub> +0,7Q <sub>4</sub> +0,6Q <sub>5</sub> +0,5(Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> )	13,5
RDC	Q <sub>8</sub> =2,5	Σ <sub>8</sub> = Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub> +0,90Q <sub>2</sub> +0,80Q <sub>3</sub> +0,7Q <sub>4</sub> +0,6Q <sub>5</sub> +0,5(Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> +Q <sub>9</sub> )	14,75
SS1	Q <sub>9</sub> =2,5	Σ <sub>9</sub> =Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub> +0,90Q <sub>2</sub> +0,80Q <sub>3</sub> +0,7Q <sub>4</sub> +0,6Q <sub>5</sub> +0,5(Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> +Q <sub>9</sub> )	16
SS2	Q <sub>10</sub> =2,5	Σ <sub>10</sub> =Q <sub>0</sub> +Q <sub>1</sub> +0,90Q <sub>2</sub> +0,80Q <sub>3</sub> +0,7Q <sub>4</sub> +0,6Q <sub>5</sub> +0,5(Q <sub>6</sub> +Q <sub>7</sub> +Q <sub>8</sub> +Q <sub>9</sub> +Q <sub>10</sub> )	17,25

**Tableau II.1 : Dégression des surcharges**

**II.4.PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :**

**Calcul des sections des poteaux :**

-Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

-Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

D'après le **CBA93**, la section réduite des poteaux est donnée par la formule :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]} \dots\dots\dots [6]$$

Avec :

- \*  $N_{ul}$  : Effort normal ultime.
- \*  $B_r$  : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- \*  $\gamma_s = 1,15$ .
- \*  $\gamma_b = 1,5$ .
- \* $\alpha$  : Coefficient en fonction de l'élancement  $\lambda$ , qui prend les valeurs suivantes [7] :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \cdot \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70. \end{array} \right.$$

**\* Effort normal ultime :**

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

$$N_{ult} = \alpha \cdot \left[ B_r \cdot \frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{C28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

D'après le RPA2003 [8] on a :

%min(A) = 0,9% ⇒  $A_s/B_r = 0,9\%$ .

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas

On fixe :  $\lambda = 35 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0,708$

Donc :  $B_r \geq 0,065 N_{ul}$

**On a 3 types des coffrages :**

**-Type 1 :** 1<sup>er</sup> sous-sol, 2eme sous-sol, R.D.C 1<sup>er</sup> étage.

**-Type 2 :** du 2<sup>ème</sup> étage jusqu'au la 5<sup>ème</sup> étage

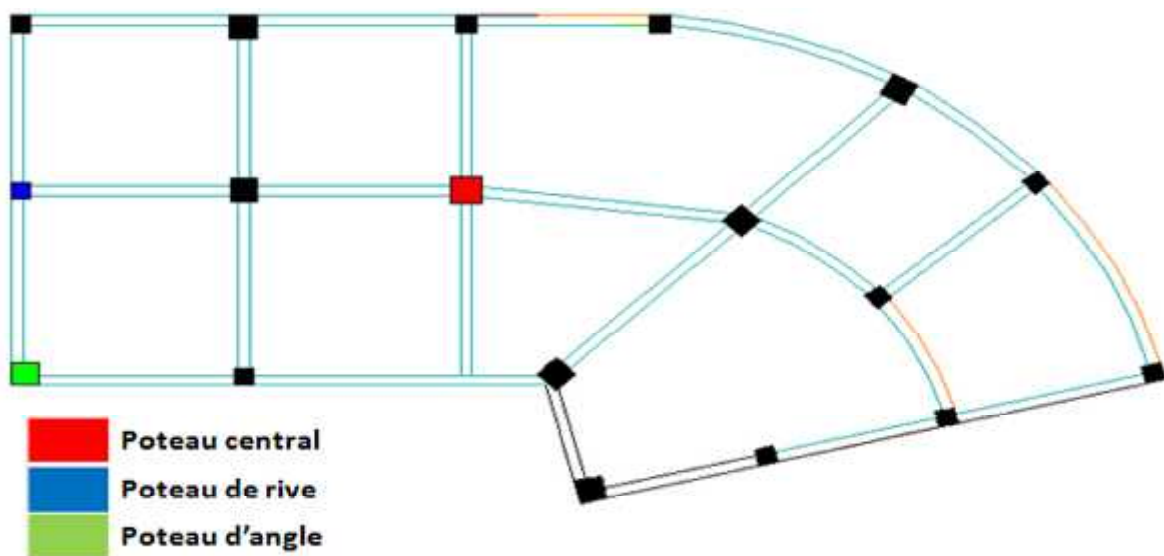
**-Type 3:** du 6<sup>ème</sup> étage jusqu'à la terrasse

Les poteaux les plus sollicités sont :

-Poteau central (C-3)..... S=22,41 m<sup>2</sup>

-Poteau de rive (C-2)..... S=12,12 m<sup>2</sup>

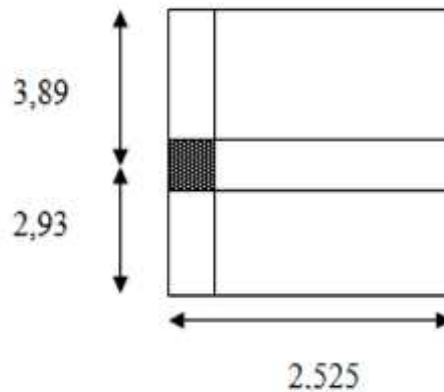
-Poteau d'angle (A-6).....S=06,24 m<sup>2</sup>



**Figure II.4 Vue en plan « Types de Poteaux »**

**1-Poteau de rive :**

$$S_{pl} = (2,375 \times 3,74) + (2,375 \times 2,78) = 15,48 \text{ m}^2$$



**Figure. II.5 Surface du plancher revenant au poteau de rive le plus sollicité**

**Détermination des charges :**

➤ **Charge permanente :**

Poids revenant à la terrasse :

- poids plancher terrasse .....  $G_{PT} = 6,62 \times 15,48 = 102,477 \text{ kN}$
- Poids des poutres porteuse (1) .....  $G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,78 = 9,3825 \text{ kN}$
- Poids des poutres porteuse (2) .....  $G_{PP} = 0,30 \times 0,60 \times 25 \times 3,74 = 11,596 \text{ kN}$
- Poids des poutres non porteuses .....  $G_{PNP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,375 = 8,0156 \text{ kN}$
- Poids de l'acrotère .....  $G_{ACR} = 1,696 \times 6,82 = 17,5 \text{ kN}$

---


$$G_T = 148,95 \text{ kN}$$

Poids revenant au 8<sup>ème</sup> étage :

- poids plancher courant .....  $G_{PC} = 5,8 \times 15,48 = 89,78 \text{ kN}$
- Poids des poutres porteuse (1) .....  $G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,78 = 9,3825 \text{ kN}$
- Poids des poutres porteuse (2) .....  $G_{PP} = 0,30 \times 0,60 \times 25 \times 3,74 = 11,596 \text{ kN}$
- Poids des poutres non porteuses .....  $G_{PNP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,375 = 8,0156 \text{ kN}$
- Poids de mur extérieure .....  $G_{MUR} = 2,54 \times (2,93 + 3,89) \times 2,61 = 45,12 \text{ kN}$

---


$$g = 169,88 \text{ kN}$$

Poids revenant au 8<sup>ème</sup> étage

D'où :  $G_8 = G_T + g = 318,83 \text{ kN}$

Poids revenant au 7<sup>ème</sup> étage :

D'où :  $G_7 = G_8 + g = 488,71 \text{ kN}$

Poids revenant au 6<sup>ème</sup> étage :

$$G_6 = G_7 + g = 658,59 \text{ kN}$$

Poids revenant au 5<sup>ème</sup> étage :

$$G_5 = G_6 + g = 828,47 \text{ kN}$$

Poids revenant au 4<sup>ème</sup> étage :

$$G_4 = G_5 + g = 988,35 \text{ kN}$$

Poids revenant au 3<sup>ème</sup> étage :

$$G_3 = G_4 + g = 1168,23 \text{ kN}$$

Poids revenant au 2<sup>ème</sup> étage :

$$G_2 = G_3 + g = 1338,11 \text{ kN}$$

Poids revenant au 1<sup>ère</sup> étage :  $G_1 = G_2 + g = 1507,99 \text{ kN}$

Poids revenant au RDC :  $h_{RDC} = 3,23 - 0,45 = 2,78 \text{ m}$

- Poids du plancher RDC .....  $G_{PC} = 5,31 \times 15,48 = 82,2 \text{ kN}$
  - Poids des poutres porteuse (1).....  $G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,78 = 9,3825 \text{ kN}$
  - Poids des poutres porteuse (2).....  $G_{PP} = 0,30 \times 0,60 \times 25 \times 3,74 = 11,596 \text{ kN}$
  - Poids des poutres non porteuses.....  $G_{PNP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,375 = 8,0156 \text{ kN}$
  - Poids de mur extérieure .....  $G_{MUR} = 2,54 \times (2,93 + 3,89) \times 2,78 = 41,15 \text{ kN}$
- 
- $g^* = 152,34 \text{ kN}$

D'où :  $G_{RDC} = G_1 + g^* = 1659,34 \text{ kN}$

Poids revenant au SS:

- poids plancher .....  $G_{PC} = 5,31 \times 15,48 = 82,2 \text{ kN}$
  - Poids des poutres porteuse (1).....  $G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,78 = 9,3825 \text{ kN}$
  - Poids des poutres porteuse (2).....  $G_{PP} = 0,30 \times 0,60 \times 25 \times 3,74 = 11,596 \text{ kN}$
  - Poids des poutres non porteuses.....  $G_{PNP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,375 = 8,0156 \text{ kN}$
- $g^{**} = 111,19 \text{ kN}$

D'où :  $G_{ISS} = G_{RDC} + g^{**} = 1770,53 \text{ kN}$

**Surcharge d'exploitation :**

En appliquant la loi de dégression ; on trouve :

- Terrasse :  $Q_0=Q_0=1 \times S = 15,48\text{kN}$
  - 8<sup>ème</sup> étage:  $Q_1= (Q_0+Q) \times S = 54,18\text{kN}$
  - 7<sup>ème</sup> étage:  $Q_2=Q_0+0,90(Q+ Q) \times S = 89\text{kN}$
  - 6<sup>ème</sup> étage:  $Q_3=Q_0+0,80(Q+ Q + Q) \times S = 119,97\text{kN}$
  - 5<sup>ème</sup> étage:  $Q_4=Q_0+0,7(Q+ \dots + Q) \times S = 147,06\text{kN}$
  - 4<sup>ème</sup> étage:  $Q_5=Q_0+0,6(Q+ \dots + Q) \times S = 171,28\text{kN}$
  - 3<sup>ème</sup> étage:  $Q_6=Q_0+0,5(Q+ \dots + Q) \times S = 189,63\text{kN}$
  - 2<sup>ème</sup> étage:  $Q_7=Q_0+0,5(Q+ \dots + Q) \times S = 208,98\text{kN}$
  - 1<sup>er</sup> étage:  $Q_7=Q_0+0,5(Q+ \dots + Q) \times S = 228,33\text{kN}$
  - RDC:  $Q_{RDC}= Q_0+0,5(Q+ \dots + Q) \times S = 247,68\text{kN}$
  - 1<sup>er</sup> SOUS SOL:  $Q_{SS}= Q_0+0,50(Q+ \dots + Q) \times S$
- $Q_{SSI}= 267,03 \text{ kN}$

-Les résultats du pré dimensionnement des poteaux sont présentés dans le tableau suivant :

Niveaux	G (KN)	Q0 (KN)	Q (KN)	$Nu=1.35G+1.5Q$	$1.1 \times Nu$ (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	A (cm)	AxB (choisit)
T	148.95	1	15.48	224.3025	246.73275	160.376288	12.663976	30x30
8	318.83	3.5	54.18	511.6905	562.85955	365.858708	19.1274334	30x30
7	488.71	5.75	89	793.2585	872.58435	567.179828	23.8155375	30x30
6	658.59	7.75	119.97	1069.0515	1175.95665	764.371823	27.6472751	30x30
5	828.47	9.5	147.06	1339.0245	1472.92695	957.402518	30.9419217	35x35
4	988.35	11	170.28	1589.6925	1748.66175	1136.63014	33.7139457	40x40
3	1168.23	12.25	189.63	1861.5555	2047.71105	1331.01218	36.4830397	40x40
2	1338.11	13.5	208.99	2119.9335	2331.92685	1515.75245	38.9326656	45x45
1	1567.99	14.47	228.33	2459.2815	2705.20965	1758.38627	41.9331167	45x45
RDC	1659.34	16	247.68	2611.629	2872.7919	1867.31474	43.2124373	50x50
S SOL	1770.53	17.25	267.03	2790.7605	3069.83655	1995.39376	44.6698305	50x50

**Tableau II .2. Choix des sections des poteaux de rive**

-Les résultats sont regroupés dans le tableau ci dessous :

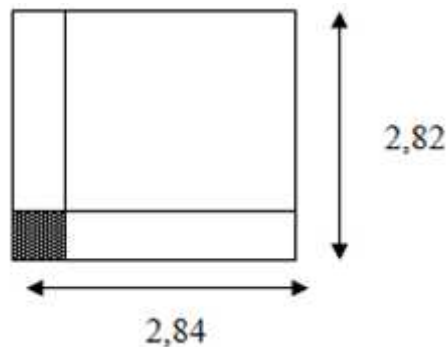
\*L'effort normal sollicitant le poteau de rive (le plus sollicité) ne subit aucune majoration :

$$Nu = 2475,684kN = 2,6878MN$$

	$N_{ult}$ [kN]	$B_r$ [m <sup>2</sup> ]	Section adoptée [cm <sup>2</sup> ]
Du niveau 6ème au niveau 8ème	787,46	0,0518	30x30
Du niveau 2ème au niveau 5ème	1774,48	0,1153	40x40
Du niveau SS au niveau 1 <sup>er</sup> niveau	2475,684	0,11609	45x45

## 2- Poteau d'angle :

$$S_{pl} = (2,84 - 0,15) * (2,82 - 0,15) = 7,19 \text{ m}^2$$



**Figure. II.6 Surface du plancher revenant au poteau d'angle le plus sollicité**

## Détermination des charges

### ➤ Charge permanente :

Poids revenant à la terrasse :

- poids plancher terrasse .....  $G_{PT} = 6,62 \times 7,19 = 47,59 \text{ kN}$
- Poids des poutres porteuse (1) .....  $G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,67 = 9,028 \text{ kN}$
- Poids des poutres non porteuses .....  $G_{PNP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,69 = 9,078 \text{ kN}$ 
  - Poids de l'acrotère .....  $G_{ACR} = 1,696 \times (2,84 + 2,82 + 0,3) = 10,10 \text{ kN}$

$$G_T = 75,80 \text{ kN}$$

Poids revenant au 8<sup>ème</sup> étage :

- poids plancher courant .....  $G_{PC} = 5,8 \times 7,19 = 41,70 \text{ kN}$
- Poids des poutres porteuse (1) .....  $G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,67 = 9,028 \text{ kN}$
- Poids des poutres non porteuses .....  $G_{PNP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,69 = 9,078 \text{ kN}$
- Poids de mur extérieure .....  $G_{MUR} = 2,54 \times (2,67 + 2,69) \times 2,61 = 35,56 \text{ kN}$

- Poids revenant au 8<sup>ème</sup> étage :  
 -Poids revenant au 7<sup>ème</sup> étage :

$$\underline{\underline{g = 95,36 \text{ kN}}}$$

D'où :  $G_7 = G_8 + g = 266,52 \text{ kN}$

-Poids revenant au 6<sup>ème</sup> étage :

$G_6 = G_7 + g = 361,88 \text{ kN}$

-Poids revenant au 5<sup>ème</sup> étage :

$G_5 = G_6 + g = 454,24 \text{ kN}$

-Poids revenant au 4<sup>ème</sup> étage :

$G_4 = G_5 + g = 552,6 \text{ kN}$

Poids revenant au 3<sup>ème</sup> étage :

$G_3 = G_4 + g = 647,96 \text{ kN}$

Poids revenant au 2<sup>ème</sup> étage :

$G_2 = G_3 + g = 743,32 \text{ kN}$

Poids revenant au 1<sup>ère</sup> étage :

$G_1 = G_2 + g = 838,69 \text{ kN}$

Poids revenant au RDC :  $h_{RDC} = 3,23 - 0,45 = 2,78 \text{ m}$

- Poids du plancher RDC .....  $G_{PC} = 5,31 \times 7,19 = 38,178 \text{ kN}$
- Poids des poutres porteuse (1) .....  $G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,67 = 9,028 \text{ kN}$
- Poids des poutres non porteuses .....  $G_{PNP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,69 = 9,078 \text{ kN}$
- Poids de mur extérieure .....  $G_{MUR} = 2,54 \times (2,67 + 2,69) \times 2,78 = 37,88 \text{ kN}$

$$\underline{\underline{g^* = 94,16 \text{ kN}}}$$

D'où :  $G_{RDC} = G_1 + g^* = 932,85 \text{ kN}$

Poids revenant au 1er SS:

- poids plancher .....  $G_{PC} = 5,31 \times 7,19 = 38,178 \text{ kN}$
- Poids des poutres porteuse (1).....  $G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,67 = 9,028 \text{ kN}$



– Poids des poutres non porteuses .....  $G_{PNP}=0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,69 = 9,078 \text{ kN}$

$$g^{**} = 56,28 \text{ kN}$$

D’où :  $G_{SS} = G_{RDC} + g^{**} = 989,13 \text{ kN}$

**Surcharge d’exploitation :**

En appliquant la loi de dégression ; on trouve :

-Terrasse :  $Q_0=Q_6=1 \times S = 7,19 \text{ kN}$

-8<sup>ème</sup> étage:  $Q_1 = (Q_0+Q) \times S = 25,165 \text{ kN}$

-7<sup>ème</sup> étage:  $Q_2=Q_0+0,90(Q+ Q) \times S = 39,54 \text{ kN}$

-6<sup>ème</sup> étage:  $Q_3=Q_0+0,80(Q+ Q + Q) \times S = 50,33 \text{ kN}$

-5<sup>ème</sup> étage:  $Q_4=Q_0+0,7(Q+ \dots + Q) \times S = 57,52 \text{ kN}$

-4<sup>ème</sup> étage:  $Q_5=Q_0+0,6(Q+ \dots + Q) \times S = 61,115 \text{ kN}$

-3<sup>ème</sup> étage:  $Q_6=Q_0+0,5(Q+ \dots + Q) \times S = 61,115 \text{ kN}$

-2<sup>ème</sup> étage:  $Q_7=Q_0+0,5(Q+ \dots + Q) \times S = 70,10 \text{ kN}$

-1<sup>er</sup> étage:  $Q_8=Q_0+0,5(Q+ \dots + Q) \times S = 79,09 \text{ kN}$

-RDC:  $Q_{RDC} = Q_0+0,5(Q+ \dots + Q) \times S = 88,07 \text{ kN}$

-SOUS SOL:  $Q_{SS} = Q_0+0,80(Q+ \dots + Q) \times S = 97,065 \text{ Kn}$

-Les résultats du pré dimensionnement des poteaux sont présentés dans le tableau suivant :

Niveaux	G (KN)	Q0 (KN)	Q (KN)	Nu=1.35G+1.5Q	1.1xNu (KN)	Br(cm²)	A (cm)	AxB (choisit)
T	75.8	1	7.19	113.11	124.42	80.87	8.99	30x30
8	171.16	3.5	25.16	268.81	295.69	192.20	13.86	30x30
7	266.52	5.75	41.34	421.81	463.99	301.59	17.36	30x30
6	361.88	7.75	55.72	572.12	629.33	409.06	20.21	30x30
5	457.24	9.5	68.30	719.75	791.70	514.60	22.65	30x30

4	552.6	11	79.09	864.64	951.10	618.22	24.89	30x30
3	647.96	12.25	88.07	1006.86	1107.54	719.90	26.86	30x30
2	743.32	13.5	97.06	1149.07	1263.98	821.59	28.34	35x35
1	838.68	14.47	104.03	1288.27	1417.10	921.11	30.34	35x35
RDC	932.84	16	115.04	1431.89	1575.08	1023.80	31.96	35x35
S SOL	989.12	17.25	124.02	1521.35	1673.48	1087.76	32.96	35x35

**Tableau II.3 choix des sections des poteaux d'angles**

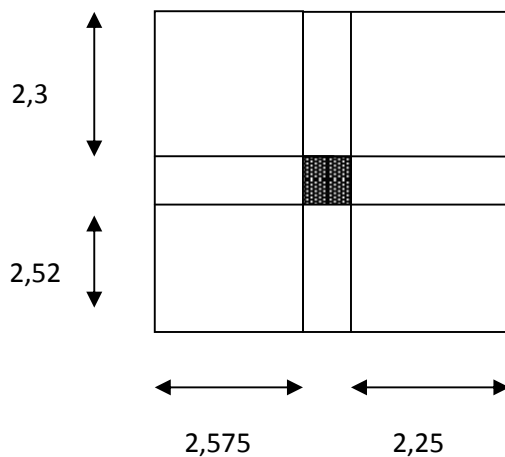
-Les résultats sont regroupés dans le tableau ci dessous :

-L'effort normal sollicitant le poteau d'angle (le plus sollicité) ne subit aucune majoration :

$$N_u = 2687,877kN = 2,6878MN$$

	$N_{ult}$ [kN]	$B_r$ [m <sup>2</sup> ]	Section adoptée [cm <sup>2</sup> ]
Du niveau 6ème au niveau 8ème	1481,166	0,0962	30x30
Du niveau 2ème au niveau 5ème	966,41	0,0628	30x30
Du niveau SS au niveau 1 <sup>er</sup> niveau	419,112	0,027	35x35

**3- Poteau central :**



**Figure II.7 Surface du plancher revenant au poteau central le plus sollicité**

$$S=23,28 \text{ m}^2$$

**Détermination des charges :**➤ **Charge permanente :**Poids revenant à la terrasse :

– poids plancher terrasse .....	$G_{PT} = 6,62 \times 23,28 = 154,11 \text{ kN}$
– Poids des poutres porteuse.....	$G_{PP} = 17,97 \text{ kN}$
– Poids des poutres non porteuses .....	$G_{PNP} = 16,28 \text{ kN}$
	<hr/> $G_T = 188,36 \text{ kN}$

Poids revenant au 8<sup>ème</sup> étage :

– poids plancher courant .....	$G_{PC} = 5,8 \times 23,28 = 135,024 \text{ kN}$
– Poids des poutres porteuse.....	$G_{PP} = 17,97 \text{ kN}$
– Poids des poutres non porteuses .....	$G_{PNP} = 16,28 \text{ kN}$
	<hr/> $g = 169,27 \text{ kN}$

Poids revenant au 8<sup>ème</sup> étage

D'où :  $G_8 = G_T + g = 357,66 \text{ kN}$

Poids revenant au 7<sup>ème</sup> étage :

D'où :  $G_7 = G_8 + g = 526,9 \text{ kN}$

Poids revenant au 6<sup>ème</sup> étage :

$$G_6 = G_7 + g = 696,17 \text{ kN}$$

Poids revenant au 5<sup>ème</sup> étage :

$$G_5 = G_6 + g = 865,44 \text{ kN}$$

Poids revenant au 4<sup>ème</sup> étage :

$$G_4 = G_5 + g = 1034,71 \text{ kN}$$

Poids revenant au 3<sup>ème</sup> étage :

$$G_3 = G_4 + g = 1203,98 \text{ kN}$$

Poids revenant au 2<sup>ème</sup> étage :

$$G_2 = G_3 + g = 1373,25 \text{ kN}$$

Poids revenant au 1<sup>ère</sup> étage :

$$G_1 = G_2 + g = 1542,52 \text{ kN}$$

Poids revenant au RDC :

$$h_{RDC} = 3,23 - 0,45 = 2,78$$

- Poids du plancher RDC .....  $G_{PC} = 5,31 \times 23,28 = 123,61 \text{ kN}$
  - Poids des poutres porteuse .....  $G_{PP} = 17,97 \text{ kN}$
  - Poids des poutres non porteuses .....  $G_{PNP} = 16,28 \text{ kN}$
- $$g^* = 157,86 \text{ kN}$$

D'où :  $G_{RDC} = G_1 + g^* = 1700,38 \text{ kN}$

Poids revenant au SS1:

$$G_{1SS} = G_{RDC} + g^* = 1858,24 \text{ kN}$$

**Surcharge d'exploitation :**

En appliquant la loi de dégression ; on trouve :

- Terrasse :  $Q_0 = Q_0 = 1 \times S = 23,28 \text{ kN}$
  - 8<sup>ème</sup> étage:  $Q_1 = (Q_0 + Q) \times S = 81,48 \text{ kN}$
  - 7<sup>ème</sup> étage:  $Q_2 = Q_0 + 0,90(Q + Q) \times S = 128,04 \text{ kN}$
  - 6<sup>ème</sup> étage:  $Q_3 = Q_0 + 0,80(Q + Q + Q) \times S = 162,96 \text{ kN}$
  - 5<sup>ème</sup> étage:  $Q_4 = Q_0 + 0,7(Q + \dots + Q) \times S = 186,24 \text{ kN}$
  - 4<sup>ème</sup> étage:  $Q_5 = Q_0 + 0,6(Q + \dots + Q) \times S = 197,88 \text{ kN}$
  - 3<sup>ème</sup> étage:  $Q_6 = Q_0 + 0,5(Q + \dots + Q) \times S = 197,88 \text{ kN}$
  - 2<sup>ème</sup> étage:  $Q_7 = Q_0 + 0,5(Q + \dots + Q) \times S = 226,98 \text{ kN}$
  - 1<sup>er</sup> étage:  $Q_7 = Q_0 + 0,5(Q + \dots + Q) \times S = 256,08 \text{ kN}$
  - RDC:  $Q_{RDC} = Q_0 + 0,5(Q + \dots + Q) \times S = 285,18 \text{ kN}$
  - 1<sup>er</sup> SOUS SOL:  $Q_{SS} = Q_0 + 0,50(Q + \dots + Q) \times S$
- $Q_{SS1} = 314,28 \text{ kN}$

-Les résultats du pré dimensionnement des poteaux sont présentés dans le tableau suivant :

Niveaux	G (KN)	Q0 (KN)	Q (KN)	Nu=1.35G+1.5Q	1.1xNu (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	A (cm)	AxB (choisit)
T	169,27	1	23.28	517.72	569.49	370.17	21.23	30
8	357.63	3.5	81.48	833.53	916.88	595.97	26.41	30
7	526.9	5.75	133.86	1141.42	1255.57	816.12	30.56	35
6	696.77	7.75	180.42	1438.97	1582.87	1028.86	34.07	35
5	865.44	9.5	221.16	1728.59	1901.45	1235.94	37.15	40
4	1034.71	11	256.08	2009.49	2210.44	1436.78	39.90	40
3	1203.98	12.25	285.18	2281.65	2509.82	1631.38	42.39	45
2	1373.25	13.5	314.28	2553.82	2809.20	1825.98	44.73	45
1	1542.52	14.75	343.38	2810.58	3091.64	2009.56	46.82	50
RDC	1700.38	16	372.48	3067.34	3374.07	2193.15	48.83	50
S SOL	1858.24	17.27	402.04	603.06	663.37	431.19	49.62	50

**Tableau II.4. Choix des sections des poteaux centraux**

-Les résultats sont regroupés dans le tableau ci dessous :

L'effort normal sollicitant le poteau central (le plus sollicité) subit une majoration de  $1,1xN_{ult}$  [9]

$$Nu = 2687,877kN = 2,6878MN$$

	$N_{ult} \times 1,1$ [kN]	Br [m <sup>2</sup> ]	Section adoptée [cm <sup>2</sup> ]
Du niveau 6ème au niveau 8ème	916,88	0,59597	30x30
Du niveau 2ème au niveau 5ème	2114,41	0,13374	40x40
Du niveau SS au niveau 1 <sup>er</sup> niveau	3230,03	0,20995	50x50

**Conclusion :**

-Les résultats sont regroupés dans le tableau ci dessous :

<b>Etages</b>	<b>poteau central</b>	<i>Poteau de rive</i>	<i>Poteau d'angle</i>
Du niveau 6ème au niveau 8ème	30x30	30x30	30x30
Du niveau 2ème au niveau 5ème	40x40	40x40	30x30
Du niveau SS au niveau 1 <sup>er</sup> niveau	50x50	45x45	35x35

**Tableau II.5 Coffrages des poteaux**

## II. 5 PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES : [10]

-Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par le RPA99/Version2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

-Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

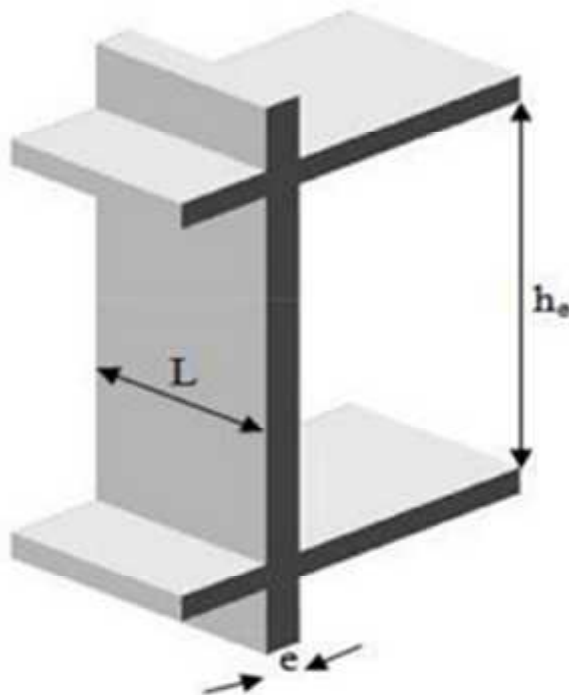
- sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition

$L > 4a$  telle que  $L$  : longueur de voile

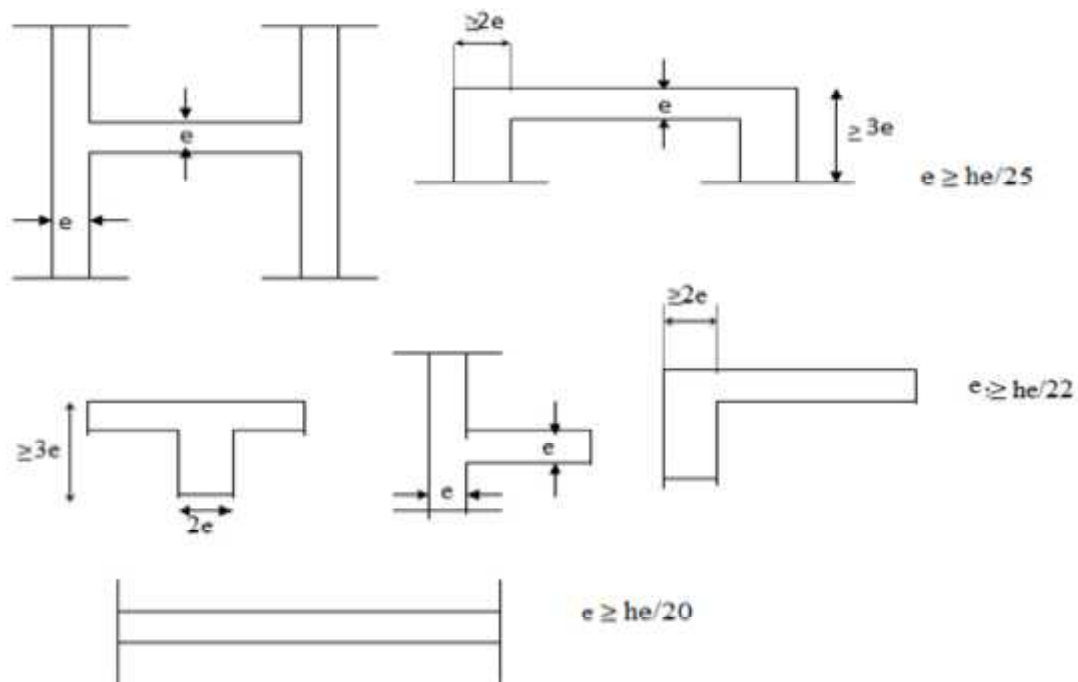
$a$  : épaisseur de voile.

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

L'épaisseur minimale est de 15cm De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :



**Figure II.8-Coupe de voile en élévation**



$-a \geq \max (h_e/25, h_e/22, h_e/20)$

**Pour les étages courants de H=3,06m :**

$$h_e = 3,06 - 0,45 = 2,61m \rightarrow a = \frac{h_e}{20} = 13,05cm.$$

On prend :  $a=15cm$ .

**Pour les étages R.D.C H=3,23m :**

$$h_e = 3,23 - 0,45 = 2,78m \rightarrow e = \frac{h_e}{20} = 13,9cm.$$

On prend :  $a=15cm$ .

**\* Conclusion:**

On prend **a=15cm** pour tous les voiles et suivant toute la hauteur de la structure.



## 1. L'Acrotère :

### III.1.1. Introduction :

-L'Acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade, Elle est exposée aux chocs thermiques. Elle est considérée comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale (qui peut correspondre à l'action sismique).

-Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

-L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS

### Principe de calcul :

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base dans le plancher terrasse, elle est soumise à :

-Son poids propre ( $W_p$ ) ;

-Un moment dû à la force horizontale  $F = \text{Max} \begin{cases} Q = 1 \text{ KN/ml} \\ F_p = 4.A.C_p.W_p \dots\dots\dots [1] \end{cases}$

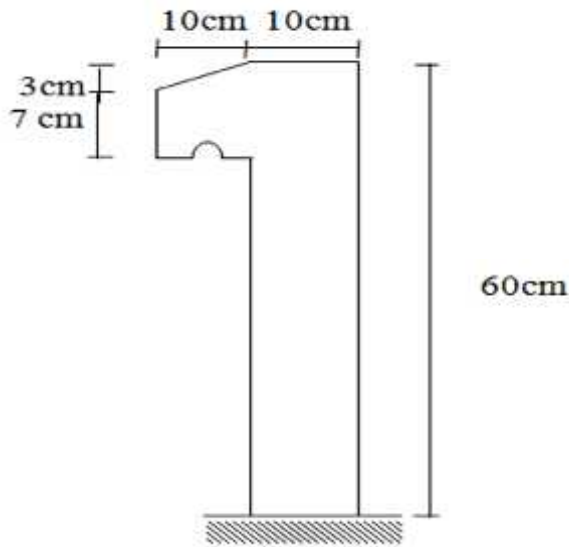
Le calcul du ferrailage se fait en flexion composée pour une bande de 1m de largeur. La fissuration est considérée comme préjudiciable, car l'élément est exposé aux intempéries.

### Dimensions :

La hauteur  $h = 60\text{cm}$

L'épaisseur  $e_p = 10\text{cm}$

Le calcul se fera sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, cet élément est exposé aux intempéries ce qui peut entraîner des fissures ainsi que des déformations importantes (fissuration préjudiciable).



**Figure III.1.1 : Dimensions de l'acrotère**

### **III.1.2. CALCUL DES CHARGES SOLLICITANT L'ACROTÈRE :**

#### **III.1.2 CHARGE PERMANENTE ET SURCHARGE D'EXPLOITATION:**

##### **a. Charges permanentes :**

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[ \frac{0,03(0,2+0,1)}{2} + (0,1 \times 0,5) + (0,07 \times 0,2) \right] = 0,0685 \text{ m}^2$$

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,0685 = 1,7125 \text{ kN / ml}$$

- Revêtement en ciment ( $e=2\text{cm}$  ;  $\rho=14\text{kN/m}^3$ ) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60+10) \times 2 \cdot 10^{-2} = 0,392 \text{ kN / ml}$$

- Charge permanente totale :

$$\mathbf{G = 2,104 \text{ kN/ml}}$$

##### **b. Charge d'exploitation :**

- $Q = 1,00 \text{ kN/ml}$

L'action des forces horizontales  $Q_h$  : ( $F_p$ )

L'action des forces horizontales est donnée par :  $F_p = 4AC_pW_p$

Avec :

- **A** : Coefficient d'accélération de zone obtenu de RPA 99, pour la zone et le groupe d'usage appropriés [A=0,25] groupe 2..... [2]
- **C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale donnée de RPA 99 [C<sub>p</sub>=0,8]..... [3]
- **W<sub>p</sub>** : Poids de l'acrotère = 2,104 kN.  
 $F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,104 = 1,683 \text{ KN}$ .

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$\begin{cases} F_p = 1,683 \text{ KN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,683 \text{ kN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur on a :

- **G = 2,104 kN/ml**
- **Q = 1,683 kN/ml**

**III.1.3 Détermination des efforts :**

- Calcul des efforts à l'ELU :

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 2,104 = 2,84 \text{ kN}$$

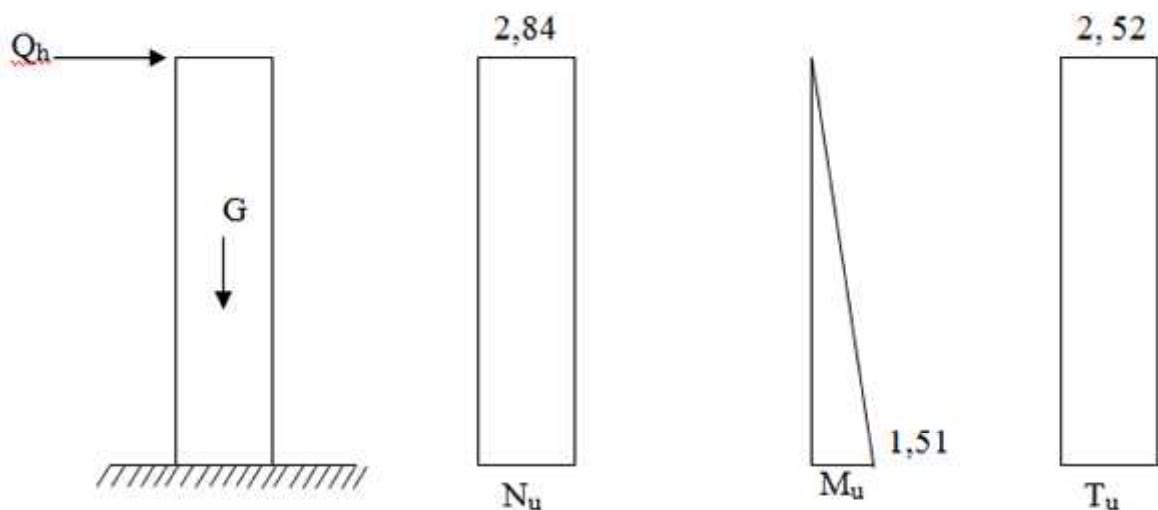
$$M_u = 1,5Qh = 1,5 \times 1,683 \times 0,6 = 1,51 \text{ kN.m}$$

$$T_u = 1,5Q = 1,5 \times 1,683 = 2,52 \text{ kN}$$

- Calcul des efforts à l'ELS :

$$N_{ser} = G = 2,104 \text{ kN}$$

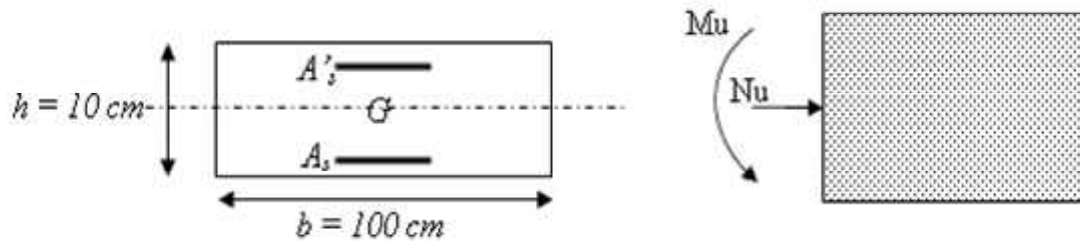
$$M_{ser} = Qh = 0,6 \times 1,683 = 1,009 \text{ kN.m}$$



**Figure III.1.2 Diagramme des efforts à l'ELU**

**III.1.4.FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE:**

$h=10\text{cm}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $c=c'=2\text{cm}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$



**Figure III.1.3 : schéma statique d'une bande de 1m**

**a) Calcul de l'excentricité :**

Vu que la fissuration préjudiciable On prend  $C = C' = 2\text{cm}$

$$\left. \begin{aligned} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,51}{2,84} = 53,16\text{cm} \\ \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \text{ Section partiellement comprimée.}$$

**b) Calcul du moment fictif "Mf" :**

$$M_f = M_u + N_u \left( d - \frac{h}{2} \right) = 1,598\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2\sigma_{bc}} = (1,598 * 10^6) / (1000 * 100^2 * 14,17) = 0,0112$$

$\mu < \mu_R = 0,372 \Rightarrow A'_s = 0$  Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,014$$

$$Z = d \left( 1 - 0,4\alpha \right) = 8,94 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 51,36\text{mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 43,28\text{mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0\text{cm}^2 \\ A_{s2} = 43,28\text{mm}^2 \end{cases}$$

**c) Condition de non-fragilité [4] :**

Elle s'exprime par la relation suivante :

$$A_{\min} > \frac{0.23b_o d f_{t28}}{f_e} = 1,087\text{cm}^2$$

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \quad f_e=400\text{MPa} ; \quad b=100\text{cm}; \quad d=0,9ht=9\text{cm} .$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1\text{cm}^2 ; 1,087\text{cm}^2 \} = 1,087\text{cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour 5T6=1,41cm<sup>2</sup>

$$\text{Avec un espacement } S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} .$$

**Armatures de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,352 \leq A_r \leq 0,705 \text{ cm}^2$$

Donc :

La section choisie est  $A_r = 3T6 = 0,85 \text{ cm}^2$  avec un espacement  $S_t = 20\text{cm}$

**III.1.5. VERIFICATION :**

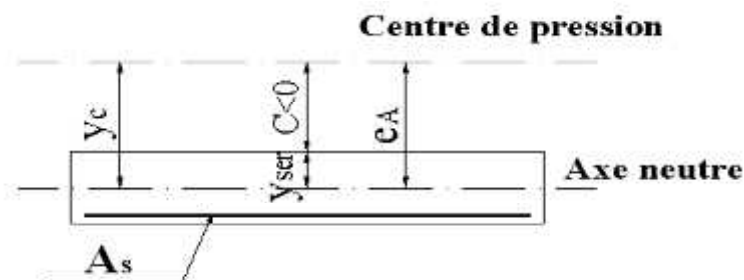
**Vérification à L'E.L.S :**

**a) Détermination de l'axe neutre :**

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS.) [5]

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 50,95cm \text{ Donc on prend } e_0 = 51 cm$$

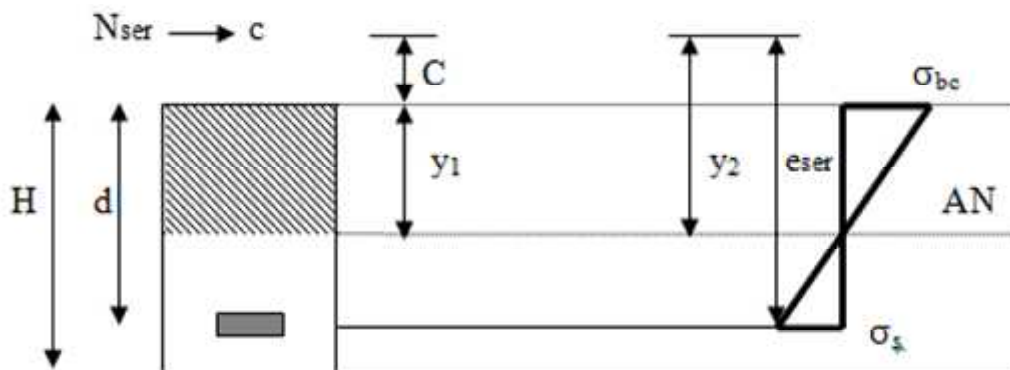
$$\frac{h}{2} - c = 3cm$$



**Figure III.1.4 distance de l'axe neutre**

On a  $e_0=51 cm > \frac{h}{2} - c = 3cm \Rightarrow$  Section Partiellement Comprimée.

On doit vérifier le béton et l'acier



**Figure III.1.5 -Diagramme des contraintes de section partiellement comprimée-**

On a :  $e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$  La section est partiellement comprimée (SPC).

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left( d - \frac{h}{2} \right) = 63,99 \text{ cm} \Rightarrow C = -54,99 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le "BAEL 91 modifié 99", on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

$y_c$  : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$\eta = 15$$

$$P = -3c^2 - \frac{90A_s'(c - c')}{b} + \frac{90A_s(d - c)}{b} = -3c^2 + \frac{90}{b} A_s(d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A_s'(c - c')^2}{b} - \frac{90A_s(d - c)^2}{b} = -2c^3 - \frac{90}{b} A_s(d - c)^2$$

$$\text{Avec } A_s' = 0 \quad \left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow P = -9152,90 \text{ cm}^2 \\ q = 325742,10 \text{ cm}^3 \end{array} \right.$$

-La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left( \frac{4p^3}{27} \right) = -7,490.10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \Rightarrow \varphi = 165,12^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 110,47$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -110,05 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 63,29 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 46,75 \text{ cm}$$

La solution qui convient est :  $y_c = 64,29 \text{ cm}$

Car :  $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 63,29 - 54,99 = 8,3 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 8,3 \text{ cm} \\ y_c = 64,29 \text{ cm} \end{cases}$$

**b) CALCUL DU MOMENT D'INERTIE DE LA SECTION :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + \eta (A_s (d - y_{ser})^2 + A_s (y_{ser} - c')^2) = \frac{b y_{SER}^3}{3} + 15 A_s (d - y_{SER})^2$$

$$= \frac{100 \times 8.3^3}{3} + 15 \times 1.41 \times (9 - 8.3)^2 = 17792.88 \text{ cm}^4$$

**c) VÉRIFICATION DES CONTRAINTES :**

**1. Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{2,104.10^3 \times 64,29.10}{17792.88.10^4} \right) \times 83 = 0.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

**2. Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\sigma_s = 79.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 11,48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

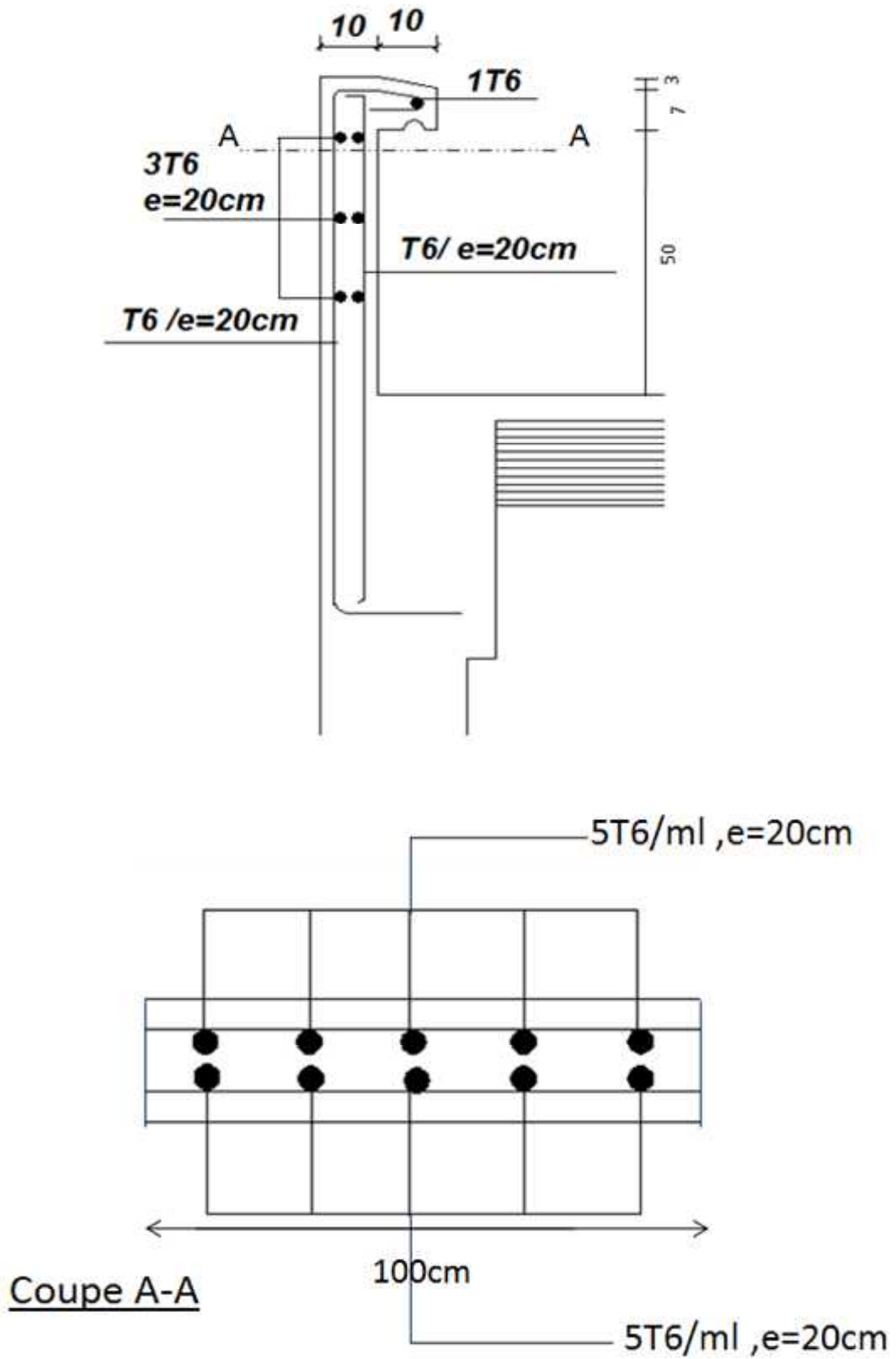
**d) VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_U}{bd} = \frac{2.52 \times 10^3}{1000 \times 90} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,028 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$





**Figure III.1.6 : Ferrailage de l'acrotère**

**III.2. ESCALIERS:**

**III.2.1 Introduction:**

-Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

**III.2.2-Terminologie :**

-Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur déchiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

**III.2.3-Dimensions des escaliers:**

- Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL:

$$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche),

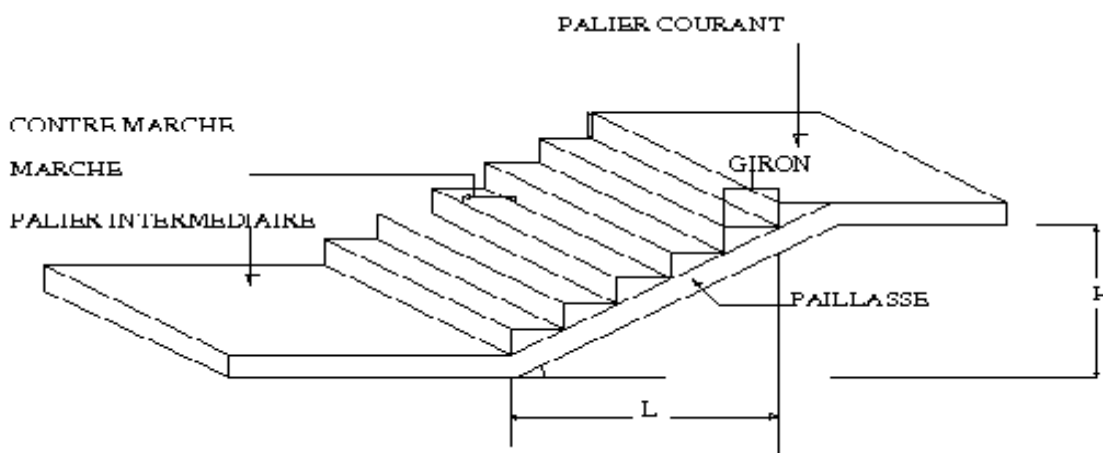
g : largeur de la marche,

On prend  $2h+g=64\text{cm}$

H : hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage ( $H=n.h=he/2$ )

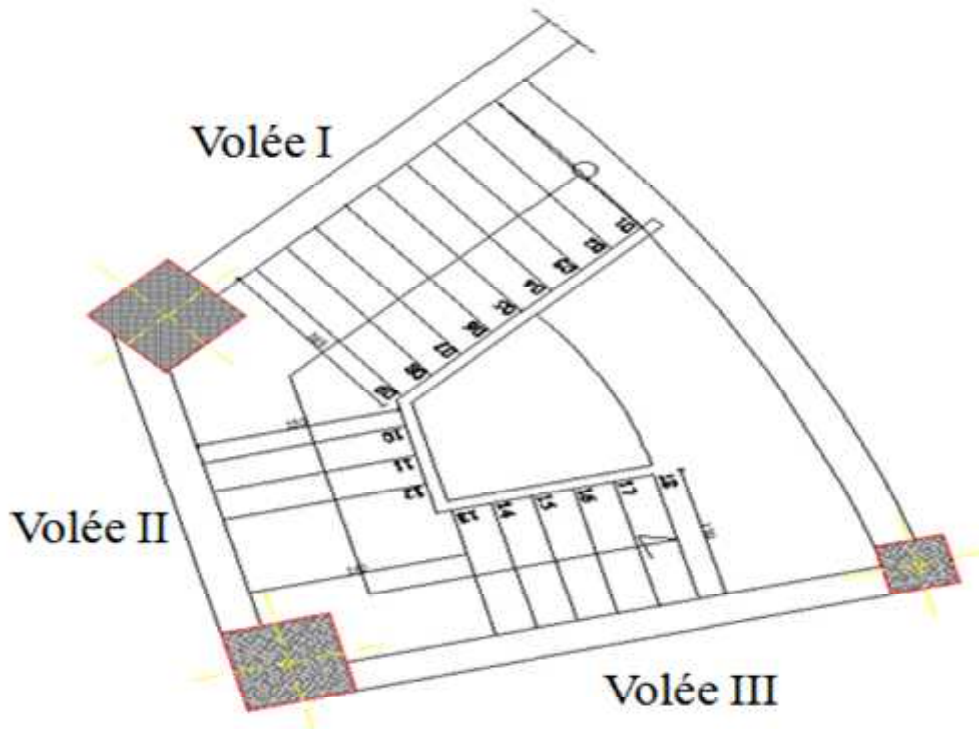
n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur total de la volée :  $L=(n-1)g$



**Figure III.2.1 Dimensions de l'escalier**

**III.2.4-Etude d'un escalier à trois volées :**



**Figure III.2.2-escalier à 3 volées**

**III.2-4.1-Dimensionnement des marches et contre marches :**

**Caractéristique géométrique :**

**Volet I (AB) :**

La hauteur d'étage est :  $H_t = 3.06m$ .

La hauteur du premier volet (volet I) est :  $H_t=153cm$  ;  $L=275cm$ .

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$0,59 \leq 2h + g \leq 0,66$$

Pour déterminer (h et g), il faut résoudre l'équation suivante :

$$2h+g = 64cm$$

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1).g \Rightarrow g=L/ (n-1)$$

D'après BLONDEL on a :  $\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = 64$

Et puis :  $64 n^2 - (64 + 1 + 2H) n + 2H = 0 \dots (2)$

Donc l'équation (2) devient :  $64n^2 - 570n + 266 = 0$

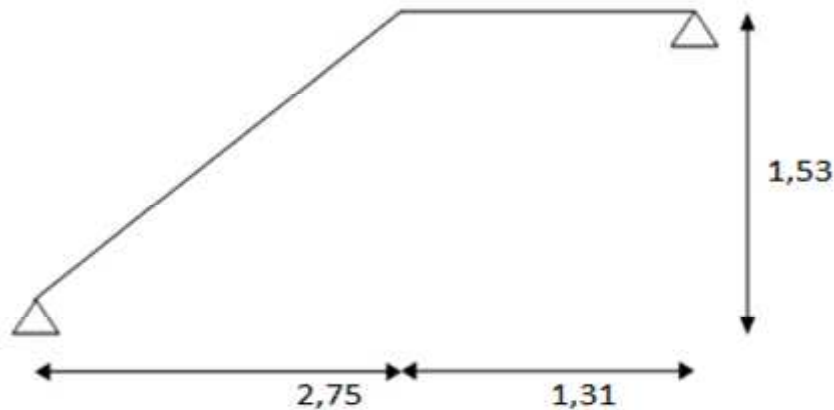
La solution de l'équation est : **n=9 contre marches**

Donc le nombre de marche : **n-1=8marches**

Puis:  $h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm.}$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{275}{8} = 30 \text{ cm}$$

**Schéma statique de l'escalier :**



On va diviser le nombre des marches sur les volées comme suit :

- Volée 1: 8 marches.
- Volée 2 : 3marches.
- Volée 3 : 6marches.

Vérification de la formule de BLONDEL :

$$0,59 \leq 2h + g \leq 0,66$$

$$2 \times 0,17 + 0,30 = 0,64 \quad \text{et} \quad 0,59 < 0,64 < 0,66$$

L'inégalité vérifiée, on a : **8 marches, avec : g=30cm et h=17cm.**

L'angle d'inclinaison est :  $\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,87$

**III.2-4.2-Epaisseur de la paillasse (epai) et du palier (epal):**

$$\frac{1}{30} \leq ep \leq \frac{1}{20} \Leftrightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\Leftrightarrow \frac{240}{30 \times 0,87} \leq ep \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \Leftrightarrow 10.19 \leq ep \leq 15.89 \text{ cm} \quad , \text{ en prend: } \mathbf{ep = 15 \text{ cm}}$$

**-Epaisseur de palier (ev):**

$$epal = \frac{epai}{\cos \alpha} = \frac{10}{0,87} = 17,24cm$$

On prend : **epal=18cm.**

**III.2-4.3-Evaluation des charges et des surcharges :**

**a. Palier :**

**a. 1. Charges permanentes :**

- Carrelage (e=2cm) ..... 0,50kN/m<sup>2</sup>
  - Mortier de pose (e=2cm) ..... 0,40N/m<sup>2</sup>
  - Lit de sable (e=3cm) ..... 0,54kN/m<sup>2</sup>
  - Dalle pleine (e=15cm) ..... 4,50kN/m<sup>2</sup>
  - Enduit en ciment (e=2cm) ..... 0.36kN/m<sup>2</sup>
- G<sub>1</sub>=5,45kN/m<sup>2</sup>**

**a. 2. Charge d'exploitation :**

$$Q_1=2,50kN/m^2$$

**b. Paillasse :**

**b. 1. Charges permanentes:**

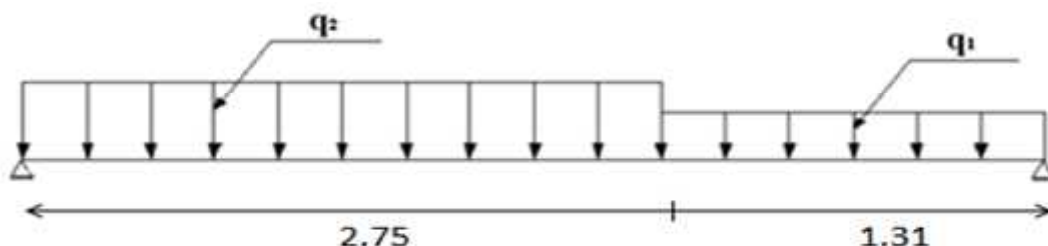
- Poids propre de la paillasse  $\left( \frac{25 \times 0,15}{\cos 29,53} \right) =$  ..... 4,31kN/m<sup>2</sup>
- Carrelage (e=2cm) ..... 0,50kN/m<sup>2</sup>
- Mortier de pose (e=2cm) ..... 0,40kN/m<sup>2</sup>
- Poids propre de la marche  $\frac{25 \times 0,17}{2} =$  ..... 2,13kN/m<sup>2</sup>
- Garde corps ..... 1,00kN/m<sup>2</sup>
- Enduit en ciment (e=2cm) ..... 0,36kN/m<sup>2</sup>

$$G_2=9,22kN/m^2$$

**b. 2. Charge d'exploitation :**

$$Q_2=2,50kN/m^2$$

**III.2.4.4 SCHÉMA STATIQUE :**



**III.2.4.5 COMBINAISON DES CHARGES :**

**E.L.U :**

$$q_{ul} = 1,35G_l + 1,5Q$$

**E.L.S :**

$$q_{ser1} = G_l + Q$$

Le chargement de la rampe pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

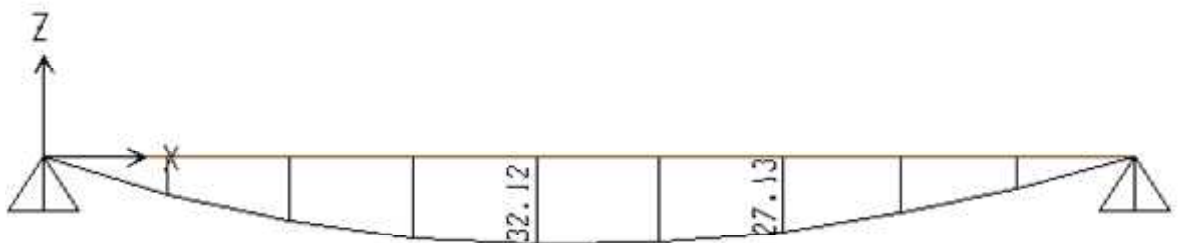
	G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	ELU	ELS
Palier	5,45	2,5	11,1	7,95
Paillasse	9,22	2,5	16,2	11,72

**Tableau III.2.1 : Charge à l'ELU et l'ELS**

**III.2.4.6 DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES :**

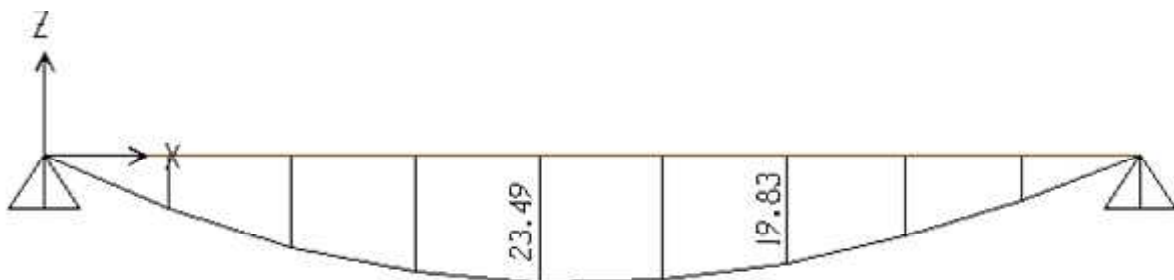
- **Moment fléchissant :**

**E.L.U :**



**Figure III.2.3 Diagramme des moments à l'ELU**

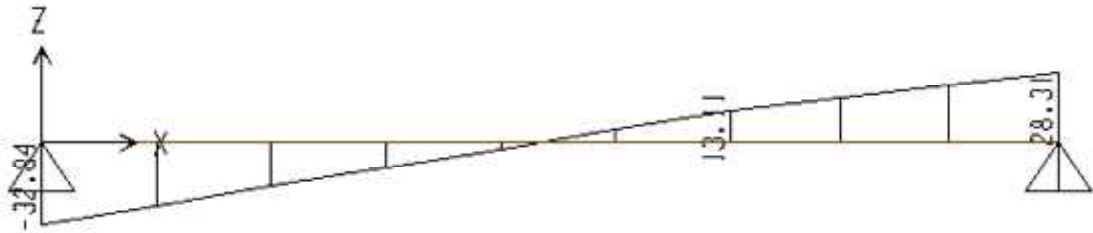
**E.L.S :**



**Figure III.2.4 Diagramme des moments à l'ELS**

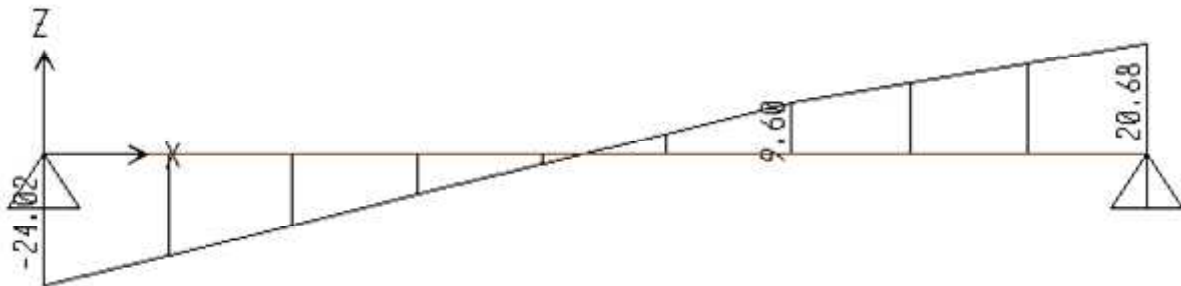
▪ **Effort tranchant :**

**E.L.U :**



**Figure III.2.5. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU**

**E.L.S :**



**Figure III.2.6 Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS**

**III.2.4.7. CALCUL DES ARMATURES :**

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension  $(b \times h)$   
Tel que :  $b=100cm ; h=15cm$
- Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur  
(organigramme I, voir annexe)

$f_{c28} = 25MPa ; f_{bc} = 14,17MPa ; f_{t28} = 2,10MPa ; \gamma_b = 1,5 ; d=0,9h=13,5$

$\sigma_s = 348MPa, \gamma_s = 1,15, f_e=400MPa$

	$M_u$ (KNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (mm)	$A_s^{cal} / ml$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp} / ml$ (cm <sup>2</sup> )
<b>Travée</b>	32.12	0.127	Oui	0	0.170	125.7	7.51	5T14	7.7
<b>Appuis</b>	16.42	0.064	Oui	0	0.0822	130.56	3.62	4T12	4.52

**Tableau III.2.3 : Ferraillage de l'escalier**

**Espacement :**

▪ **En travée :**  $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$

On prend :  $esp=20cm$

▪ **Sur appui :**  $esp \leq \frac{100}{3} = 25cm$

On prend :  $esp=25cm$

**Armature de répartition :**

▪ **En travée :**  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.925cm^2/ml \leq A_r \leq 3.85cm^2/ml$

Le choix est de  $4T10=3,13cm^2$  avec  $S_t=25cm$

▪ **Sur appui :**  $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.13cm^2/ml \leq A_r \leq 2.26cm^2/ml$

Le choix est de  $4T8=2,01cm^2$  avec  $S_t=25cm$

**III.2.4.8 VÉRIFICATIONS :**

**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63cm^2$$

En travée :  $A_s = 7.7cm^2 > A_s^{\min} = 1,63cm^2$  .....vérifiée

Sur appui :  $A_s = 4.52cm^2 > A_s^{\min} = 1,63cm^2$  .....vérifiée

**b. Effort tranchant :**

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left( 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 2,5MPa \dots\dots\dots (Fissuration peu nuisible)$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{32.84 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.24MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- Si :  $T_u - \frac{M_u}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$



$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 32.84.10^3 - \frac{32.12.10^6}{0,9 \times 135} = -23,15kN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

**d. Vérification des armatures transversales :**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,24MPa < 0,05 f_{c28} = 1,25MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

**1. Vérification des contraintes du béton :**

**- Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

**- Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2cm ; d=13,5cm ; b=100cm ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

	M <sub>ser</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
<b>Travée</b>	23,49	5,25	4,32	13801.71	7.36	Vérifiée
<b>Appui</b>	9,74	2,11	2.901383	6411.535	4.40	Vérifiée

**Tableau III.2.4 : Vérification à l'E.L.S**

**2. Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{17}{406} = 0,041 \geq 0,0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{7.7}{100 \times 13,50} = 0,0057 \leq 0,0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0,045 \geq \frac{32,12}{10.16,42} = 0,19 \quad \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche  
 Flèche totale  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ .

$$\text{Avec } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{cases}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène  $I_0$  :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + 15 A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictive.}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{cases} ; \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases}$$

$$E_i = 32164,20 \text{MPa} ; E_v = 10721,40 \text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

$M_{ser}$ (KNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\delta$	$\sigma_s$ (MPa)	$\lambda_i$	$\lambda_v$	$\mu$	$I_0$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fi}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{fv}$ (cm <sup>4</sup> )
23,49	5,25	0,0032	331,4	6,48	2,59	0,42	32995,80	4041,12	7220,055

**Tableau III. 2.5 : Vérification de la flèche de l'escalier**

Donc :

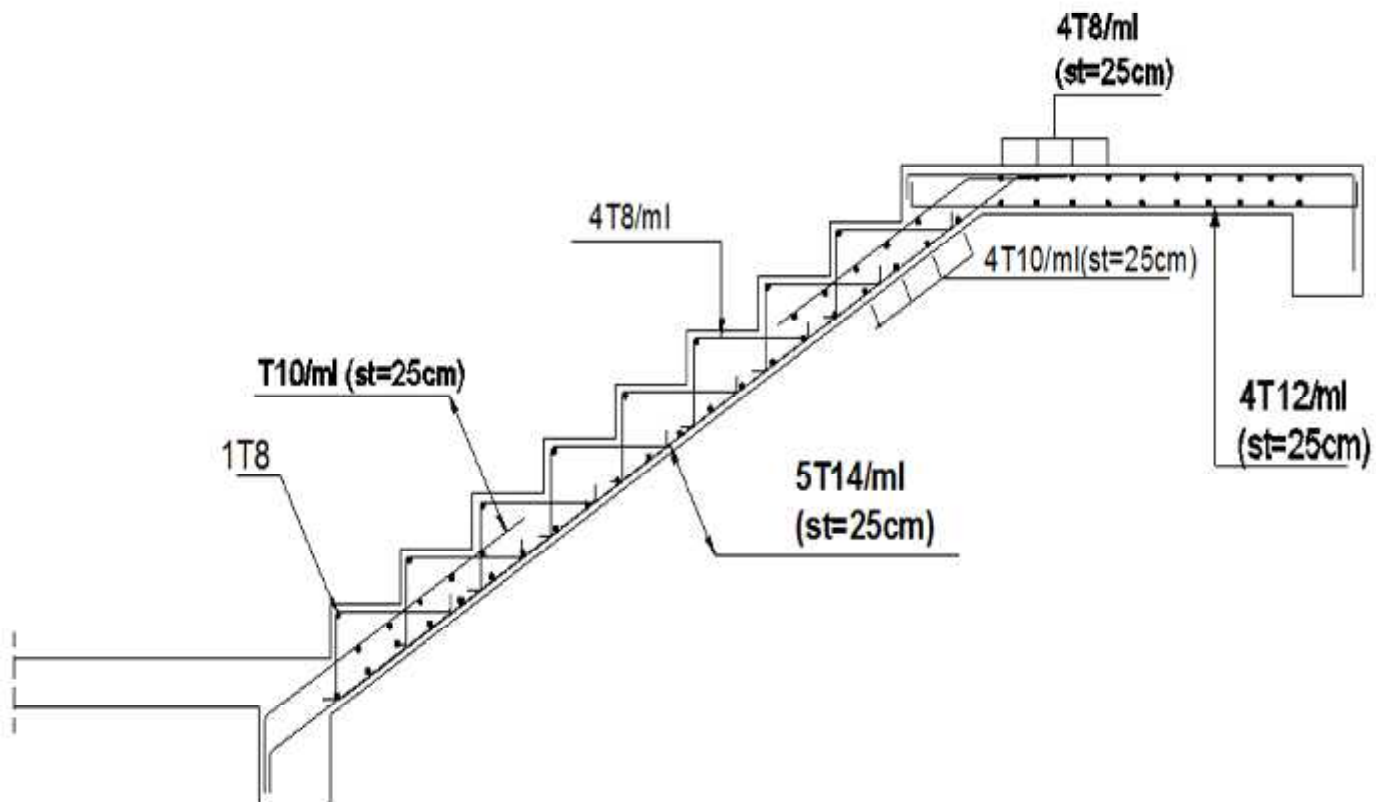
$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,97cm \\ f_v = 1,4cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,49cm$$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 1,6cm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 1,03cm < \bar{f} = 1,6cm \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

**Récapitulation :**

Armature longitudinale				Armature de répartition		
Escalier a trois Volées	$A_{\text{adopte}}$ (cm <sup>2</sup> )	Barres	$S_t$ (cm)	$A_{\text{adopte}}$ (cm <sup>2</sup> )	Barres	$S_t$ (cm)
Appui	4,52	T12	25	3,13	T8	25
Travée	7,7	T14	25	2,01	T10	25



**Figure III.2.7 Ferrailage de l'escalier**

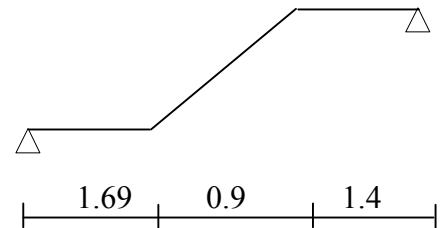
**ETUDE DE LA POUTRE LIMON :**

-Le calcul de la poutre palière comme poutre simplement appuyée et uniformément chargée

**1-Dimensionnement:**

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{339}{15} \leq h \leq \frac{339}{10} \Rightarrow h = 30\text{cm} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 0,3 \cdot 27 \leq b \leq 0,4 \cdot 27 \Rightarrow b = 30\text{cm} \end{cases}$$



**-Charge supportée par la poutre:**

**a)Chargement de la partie droite de la poutre :**

Poids propre de la poutre:  $0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25\text{KN/m}$   
 Poids du mur situé sur la poutre :  $2,5 \times (3,06 - 0,3) = 6,9\text{KN/m}$   
 Réaction du palier sur la poutre :  $R_b = 27,28\text{KN/m}$   
 $G = 36,43\text{KN/m}$

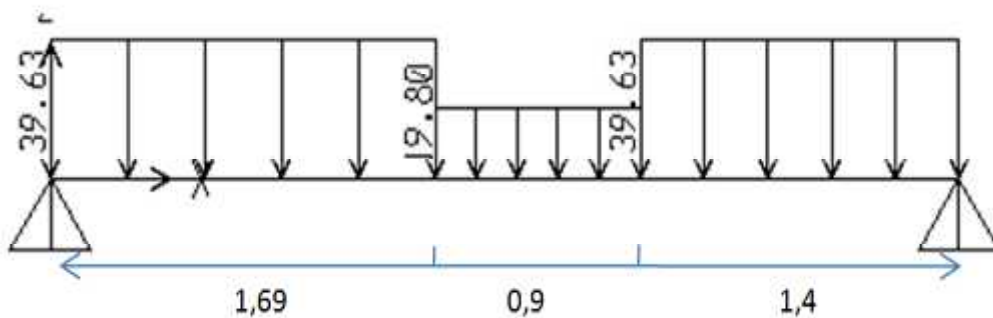
On a:  $q_{u1} = 1,35(2,25 + 6,9) + 27,28\text{KN/m} = 39,63\text{KN/m}$

**b) Chargement de la partie inclinée de la poutre :**

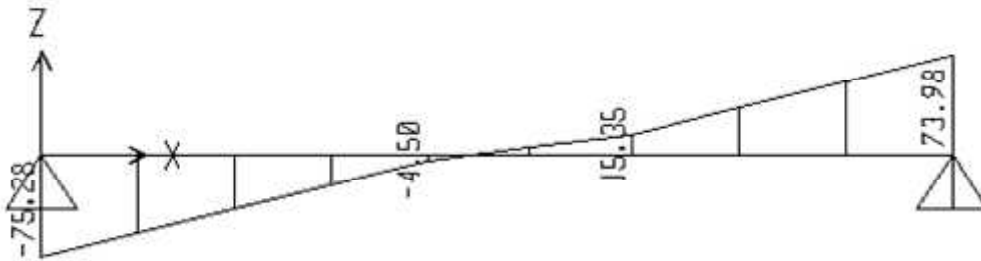
Poids propre de la poutre:  $(0,3 \times 0,3 \times 25) / \cos \alpha = 2,586\text{KN/m}$   
 Poids du mur situé sur la poutre :  $2,5 \times (3,06 - 0,3) = 6,9\text{KN/m}$   
 Réaction du palier sur la poutre :  $R_b = 7,00\text{KN/m}$   
 $G = 16,48\text{KN/m}$

On a:  $q_{u2} = 1,35(2,586 + 6,9) + 7,00\text{KN/m} = 19,80\text{KN/m}$

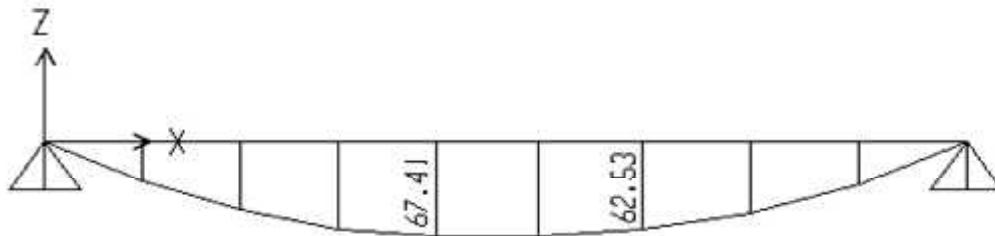
**2-Schéma statique :**



**3-DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES :**



**Figure III.2.7 Diagramme de l'effort tranchant**



**Figure III.2.8 Diagramme des moments**

**4-Ferraillage de la poutre limon :**

**En travée :**

$M_t = 0,85 \cdot M_{max} = 57,29 \text{ KN.m}$

$d = 0,9 \cdot h = 27 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{57,29 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,184 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$\mu = 0,184 \rightarrow \beta = 0,936$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{57,29 \times 10^3}{0,936 \times 27 \times 348} = 5,95 \text{ cm}^2$$

On prend : 3T16 = 6,03 cm<sup>2</sup>

**En appuis :**

$M_a = 0,4 \cdot M_{max} = 26,96 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{26,96 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,087 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$\mu = 0,087 \rightarrow \beta = 0,971$

$$A_a = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26,96 \times 10^3}{0,971 \times 27 \times 348} = 2,95 \text{ cm}^2$$

On prend :  $3T14=4,62\text{cm}^2$

**5-Vérification :**

**5.1Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq (0,23.b.d.f_{t28}) / f_e = (0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1) / 400 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

**En travée :**  $A = 6,03\text{cm}^2 > A_{\min}$  .....condition Vérifiée.

**En appuis :**  $A=4,62\text{cm}^2 > A_{\min}$ .....condition vérifiée.

**5.2Vérification de la contrainte de compression du béton  $\sigma_{bc}$  :**

$$M_{t_{\text{ser}}}=22,91 \text{ KN.m}, A_t=6,03\text{cm}^2$$

**5.2.1En travée :**

Position de l'axe neutre

$$(b.y^2)/2-15.A_s.(d-y)=0$$

$$15.y^2-15.4,52(27-y)=0 ; \text{ alors : } y=8,97 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I= (b.y^3)/3+15.A_s.(d-y)^2=29745,45 \text{ cm}^4$$

$$I=29745,45 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = K.y = (M_{\text{ser}}/I).y = (22,91.10^3 \times 8,97) / 29745,45 = 6,91 \text{ Mpa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 6,91 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les armatures calculées à l'état limite ultime conviennent.

**5.2.2En appuis :**

$$M_{\text{ser}}=11,25 \text{ KN.m} ; A_a=4,62\text{cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$Y=8,02\text{cm} ; I=20897,47 \text{ cm}^4 ; \sigma_{bc} = 4,32 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

**5.3Contrainte de cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

$$T = \frac{Q.L}{2} = 21,936 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{21,936 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,27} = 0,27 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min\{0,13.f_{t28}, 5 \text{ Mpa}\} = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,27 \text{ Mpa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a pas risque de cisaillement.

**6-Armatures transversales At:**

**6.1Diamètre des armatures At:**

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varnothing_L \right\} = \min \{8,6;30;14\}$$

On prend  $\varnothing_t=8\text{mm}$

**6.2-Espacement St:**

$$S_t \leq \min \{0,9.d;40\text{cm}\} = \min \{24;3;40\}\text{cm}$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

Zone nodale  $S_t \leq \min \{15\text{cm}, 10.\varnothing_L\}$

Zone courante  $S_t \leq 15.\varnothing_L$

**6.3-Vérification de la section d'armatures minimale:**

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa} \right\} = \max \{0,135;0,4\} = 0,4\text{MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

**6.4-Section des armatures transversales:**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \cdot S_t \cdot \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3K \cdot f_{ij}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,27 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 30 \cdot 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,026\text{cm} \dots \dots \dots (2)$$

On prend le max de (1) et (2) :  $\begin{cases} A_t \geq 0,05.S_t \\ \text{on prend : } S_t = 15\text{cm} \\ A_t \geq 0,75\text{cm}^2 \end{cases}$

Donc on prend  $A_t = 1,13\text{cm}^2$  ; soit  $4\phi 6$

**6.5-Ancrage des armatures tendues:**

$$\tau_s = 0,6.\psi^2 \cdot f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\text{Mpa}$$

La longueur de scellement droit  $l_s$ :

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \cdot \tau_s} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33\text{cm}$$

On prévoit une courbe égale à :  $r=5,5 \varnothing=6,6\text{cm}$

$$L_2 = d - \left( c + \frac{\varnothing}{2} + r \right) = 27 - (3 + 0,8 + 6,6) = 16,8\text{cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19 \cdot r - L_2}{1,87} = \frac{42,33 - 2,19 \times 6,6 - 16,8}{1,87} = 5,92\text{cm}$$

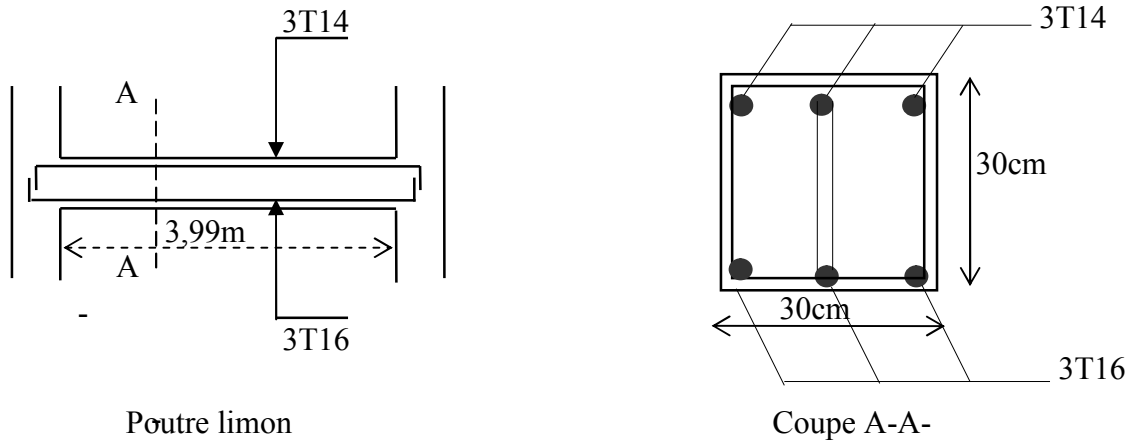
**6.6-Calcul de la flèche:**

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Condition	vérification	
$h_t/L \geq 1/16$	$30/399=0,075 > 0,0625$	Condition vérifiée
$M_{t.ser} / 10.M_{0.SER} h_t/L \geq$	$0,075 > 42,69/10.51,22=0,073$	Condition Vérifiée
$A/b.d \leq 4,2.f_e$	$6,03/30.27=0,0074 < 0,0105$	Condition Vérifiée

Donc il est inutile de calculer la flèche.

**Figure III.2.8 ferraillage de la poutre limon:(30x30) cm<sup>2</sup>**





### III.3 Planchers à corps creux :

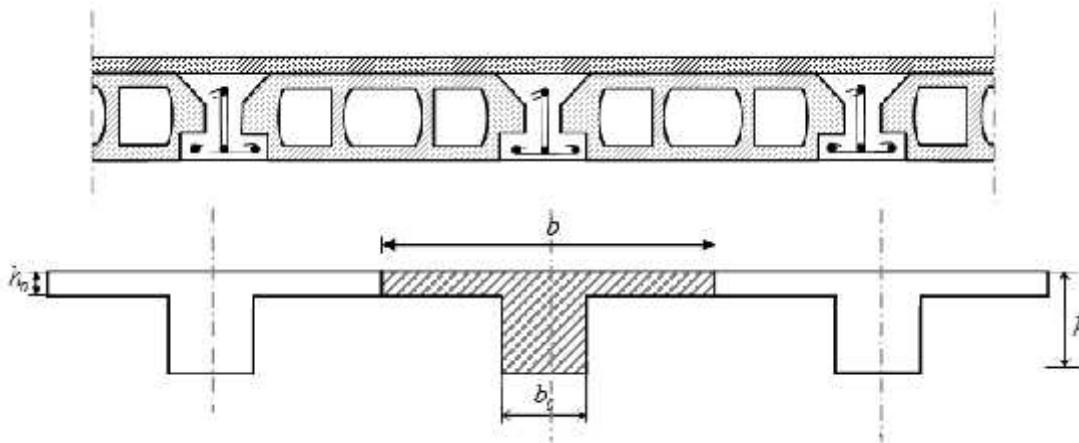
Par définition et par opposition aux planchers à dalle pleine, les planchers sont dits nervurés (Où à corps creux) lorsqu'en coupe transversale (perpendiculairement au sens de la portée), la Section résistante prise en compte dans les calculs se présente comme une succession de sections en T (té). Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles), et des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions ( $20 \times 60 \times 20 \text{cm}^3$ ), le tout surmonté d'une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

On calculera le ferrailage des deux éléments suivants :

- Les poutrelles.
- La table de compression.

#### III.3.1 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des poutres de section en T disposées parallèlement les unes par rapport aux autres dans le sens de la petite portée et distancées par la longueur d'un corps creux ( $b = 65 \text{cm}$ ).



**Figure III.3.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux**

Dans notre structure on a un plancher à corps creux de hauteur totale  $ht = 25 \text{cm}$  (Prédimensionné dans le chapitre II) avec une épaisseur de :

- 20cm pour les corps creux.
- 5cm pour la table de compression.

Donc on a des poutrelles de dimensions :

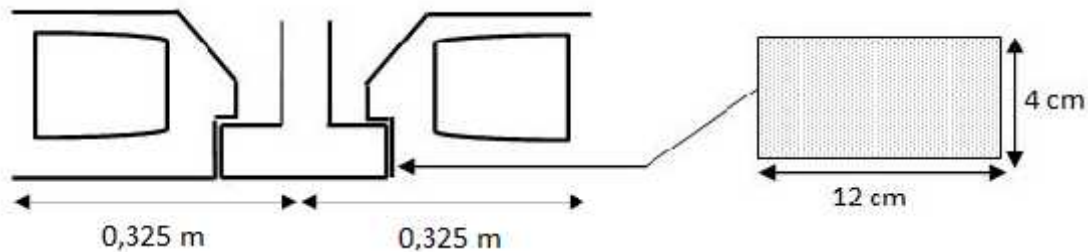
- $ht = 25 \text{cm}$
- $h0 = 5 \text{cm}$
- $b = 65 \text{cm}$
- $b0 = 12 \text{cm}$

Le dimensionnement des poutrelles se fera en deux étapes :

- 1ère étape : avant le coulage de la table de compression.
- 2ème étape : après le coulage de la table de compression.

**III.3.2 Avant coulage :**

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée de section rectangulaire (b=12cm ; h=4cm) soumise à son poids propre, au poids des corps creux, ainsi qu'à la charge concentrée Q appliquée en mi-travée (la section dangereuse) qui simule la présence d'un ouvrier sur le plancher :



**Figure III.3.2: Coupe transversale d'une poutrelle**

• **La surcharge d'exploitation :**

$$Q = \text{Max} \{ 1 \text{ kN (appliquée au milieu de la poutrelle)} ; 0,5 \text{ kN/ml de portée} \}$$

$$= \text{Max} (1 \text{ kN} ; 0,5 \times 5,6) = 2,8 \text{ kN}$$

D'où :  $Q = 2,8 \text{ kN}$

• **Les charges permanentes :**

– Poids propre d'une poutrelle :  $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/ml}$

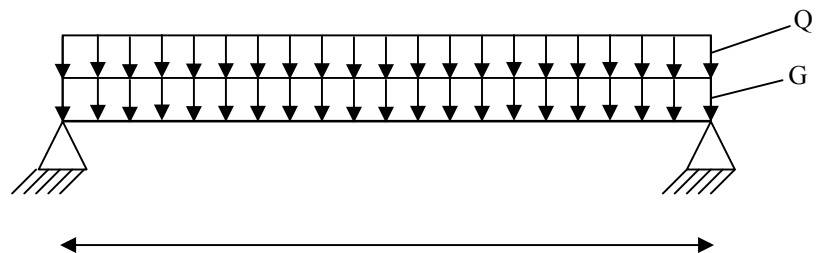
– Poids propre du corps creux d'épaisseur 20cm : 1,3 à 1,6 kN/m<sup>2</sup>

$$= 0,65 \times 1,4 = 0,91 \text{ kN/ml}$$

D'où :  $G = 0,96 \text{ kN/ml}$

• **Sollicitations de calcul :**

Pour une portée  $L = 5,6 \text{ m}$ , on a :



$$M_G = \frac{GL^2}{8} = 3,76 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = \frac{QL}{4} = 3,92 \text{ KN.m}$$

➤ A l'ELU :  $M_u = 1,35MG + 1,5MQ = 10,43 \text{ kN.m}$

➤ A l'ELS :  $M_{ser} = MG + MQ = 7,68 \text{ kN.m}$

• **Pour l'effort tranchant :**

➤ A l'ELU :  $T_u = ((1,35 \times GL) + 1,5 \times Q) / 2 = 5,54 \text{ KN}$

➤ A l'ELS :  $T_{ser} = (GL + Q) / 2 = 3,96 \text{ KN}$

**III.3.3 Calcul du ferrailage :**

Le calcul se fera en flexion simple par la méthode des moments résistants :  
 b= 12 cm; d= 3, 6 cm; h=4cm; f<sub>bc</sub>= 14,17MPa Mu=9, 08 KN.m

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 4,12 \geq \mu_{lim} = 0,392 \Rightarrow AS' \neq 0$$

$$\mu > \mu_{lim} = 0, 39$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaire pour équilibrer le moment *Mu*, mais comme la hauteur de le section est très faible, il est impossible d’introduire des armatures de compression.

Il est donc impératif de prévoir des étaitements afin de diminuer le moment en diminuant la Portée pour que les poutrelles puissent supporter les charges (avant le coulage de la table de Compression) sans introduire des armatures comprimées.



**Figure III.3.3 Les étaitements**

L’espacement *L<sub>max</sub>* des étaitements est calculé à partir de l’inéquation suivante :

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \geq \mu_{lim} = 0,392$$

Avec :

$$Mu = \frac{(1,35xGx(L \max)^2)}{8} + \frac{1,5xQxL \max}{4}$$

L’inégalité précédente s’écrit :

$$Mu = \frac{1,35x(Gx(L \max)^2)}{8} + \frac{1,5x(QxL \max)}{4} \leq 0,39x b x d^2 x Fbc$$

On en déduit *L<sub>max</sub>* = 0, 82m

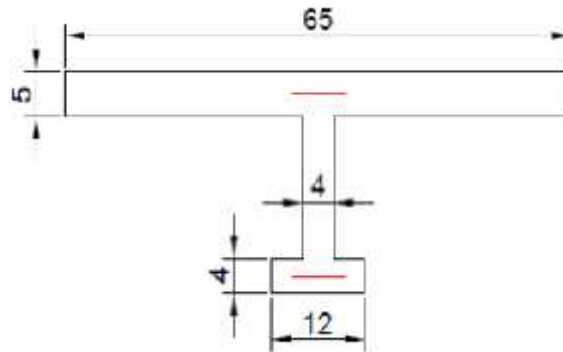
Donc on prévoit des étaitements espacés de 80cm

q ≤ q <sub>R</sub>	(As'=0)
Mu	0,868KN.m
α	0,674
Z	26,29mm
As	94,93mm
As	0,95cm

On prend : 2 T10 ; As =1,57 cm<sup>2</sup>

**III.3.4 Après coulage :**

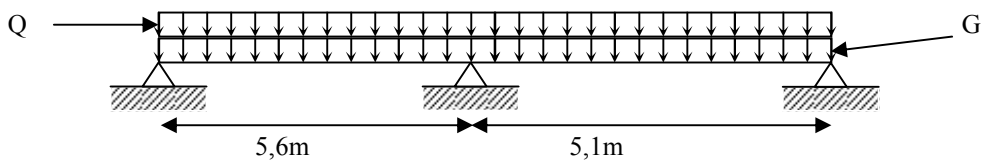
Après le coulage de la table de compression, les poutrelles sont considérées comme des poutres continues de section en T (avec talon) supportant les charges et surcharges des planchers.



**Figure III.3.4: Section de calcul des poutrelles après coulage.**

On a un seul type de poutrelles continues sont à envisager dans notre bâtiment :

Poutrelle à 2 travées :



**Figure III.3.5 : Schéma Statique de la poutrelle à deux travées.**

**a / charges et surcharges :**

-plancher terrasse :

- G= 6,62 kN / m<sup>2</sup>
- Q = 1,00 kN/m<sup>2</sup>

-plancher étage courant :

- G = 5,8 kN/m<sup>2</sup>
- Q = 2.5 k/N/m<sup>2</sup>

**b. Détermination des efforts internes :**

**b.1 : Méthode forfaitaire :**

Cette méthode est utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

1.  $Q \leq (2.G, 500N/m^2)$
2. Inertie constante
3. Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \leq \frac{l_x}{l_{x+1}} \leq 1,25$$

4. Fissuration non préjudiciable

$$0,85 \leq \frac{5,1}{5,6} = 0,91 \leq 1,25$$

Cette méthode n'est pas applicable car la condition n'est pas vérifiée.

On utilise la méthode Caquot pour la détermination des efforts internes :

Niveaux	G (KN/ml)	Q(KN/ml)	Pu (KN/ml)	Pser (KN/ml)
Terrasse	3,972	0.60	6,26	4,572
Etage courante	3,48	1,5	9,95	4,94

**Table III.3.1: Actions de calcul des poutrelles après coulage.**

**b.2 Sollicitations de calcul :**

01) **Terrasse :**

Type de poutrelle	Type de sollicitation		Sollicitations maximales [kN.m]
Poutrelle à 2 travées	ELU	Moment d'appui [kN.m]	-20.39
		Moment en travée [kN.m]	12.37
		Effort tranchant d'appui [kN]	19.85
	ELS	Moment d'appui [kN.m]	-14.88
		Moment en travée [kN.m]	9.03
		Effort tranchant d'appui [kN]	14.48

**Table III.3.2: Sollicitations de calcul des poutrelles de terrasse après coulage.**

02) Etage courante :

Type de poutrelle	Type de sollicitation		Sollicitations maximales [kN.m]
Poutrelle à 2 travées	ELU	Moment d'appui [kN.m]	-23.55
		Moment en travée [kN.m]	14.29
		Effort tranchant d'appui [kN]	22.93
	ELS	Moment d'appui [kN.m]	-16.88
		Moment en travée [kN.m]	10.24
		Effort tranchant d'appui [kN]	16.34

**Tableau III.3.3: Sollicitations de calcul des poutrelles de l'étage courant après coulage.**

**b.3 Calcul du ferraillage :**

Le calcul du ferraillage se fera à l'ELU car la fissuration est peu nuisible.

**1 .Armatures longitudinales :**

La section d'armatures est déterminée à l'aide du logiciel de calcul des poutres en flexion simple SOCOTEC. Les sections d'armatures nécessaires sont données dans le tableau suivant :

	section	Mu( KN.m)	As (cm <sup>2</sup> )	Armatures Sup	Armatures Inf.
Poutrelles (terrasse)	appuis	-20.39	2.67	2T14	0
	travées	12.37	1.6	0	2T10+1T8
Poutrelle (étage courante)	appuis	-23.55	3.08	2T14	0
	travées	14.29	1.88	0	2T10+1T8

**Table III.3.4: Ferraillages des poutrelles.**

**2. Les Armatures transversales :**

En adoptant une section d'armatures transversales  $A_{st} = 2\Phi 6$  ( $0,57cm^2$ ), le rapport de la section  $A_t$  sur l'espacement  $St$  des armatures transversales doit vérifier l'inégalité suivante:

$$D'o\grave{u} : St \geq \frac{0,9 \times A_t \times f_{su}}{2V_u}$$

Avec :  $V_u$  est l'effort tranchant à l'ELU dans la section,  $b_0$  la largeur de l'âme et  $d = 0,9h$  la position des aciers tendus.

On a :  $V_u = 21,49 kN$  ;  $d = 22,5cm$  ;  $f_{su} = \frac{F_s}{V_s} = 348MPa$

$A_t = 0,57cm^2$

D'o\grave{u} :  $St = 18cm$

On prend un espacement  $St = 15cm$ .

**C) Vérification de la contrainte de cisaillement du béton :**

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

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

Où  $V_u$  est l'effort tranchant à l'ELU dans la section,  $b_0$  la largeur de l'âme et  $d = 0,9h$  La position des aciers tendus.

Dans le cas où les armatures sont droites, et pour une fissuration peu préjudiciable, la contrainte doit vérifier [2] :

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0,2 f_{tj}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right\}$$

On a :  $b_0 = 12cm$  ;  $d = 0,9 \times 25 = 22,5cm$  ;  $V_u = 22,93kN$

D'o\grave{u} :

$$\tau_u = \frac{22,93 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,225} = 0,84 MPa$$

Et :  $\min \{3,33; 5 MPa\} = 3,33 MPa$

Donc :  $\tau_u \leq 3,33MPa$  (Condition vérifiée).

**d) Vérification de la condition de non-fragilité :**

$$A_s \geq A_{smin} = 0,23 b_0 \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :  $f_{t28} = 2,1MPa$  ;  $f_e = 400MPa$

$A_s \geq 0,33 cm^2$  (condition vérifier)

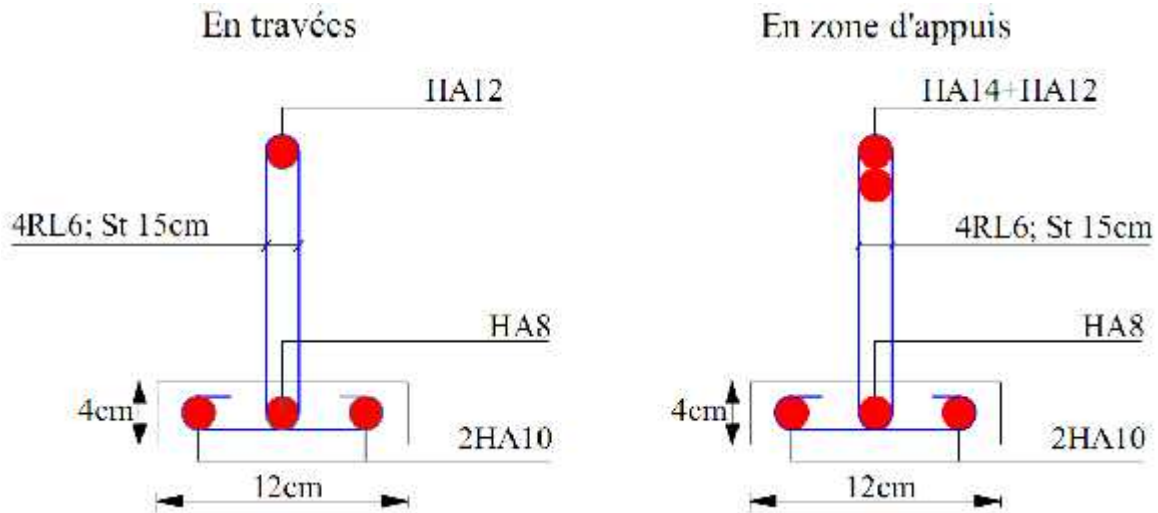


Figure. III.3.5: Ferraillage des poutrelles

### III.3.5 FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION :

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage de laquelle les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e}, A_2 \geq \frac{A_1}{2} \text{ avec : } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :  $L_1$  : distance entre l'axe des poutrelles ( $L_1=65 \text{ cm}$ ).

$A_1$  : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

$A_2$  : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).

$$A_2 = A_1 / 2$$

$F_e=520 \text{ MPa}$  'quadrillage de T.S.TIE 520.

On a :  $L_1=65 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

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

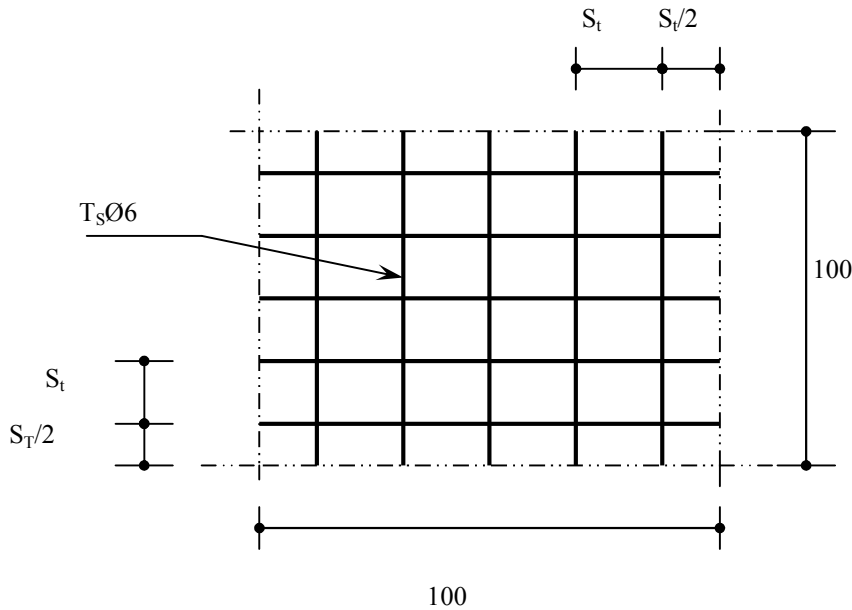


**III.3.5.1 ARMATURES DE REPARTITION:**

$$A_2 = A_1 / 2 = 0,71 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6  $\Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$  et  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

Pour le ferraillage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

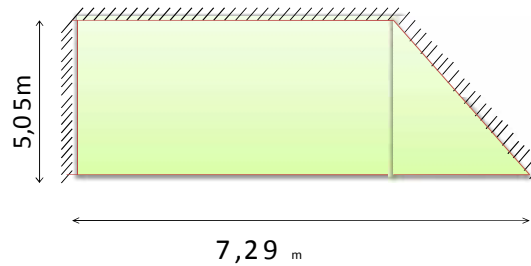


**Figure .III.3.6. Disposition constructive des armatures de la dalle de compression**

### III.4. PLANCHER EN DALLE PLEINE :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis. Des dalles pleines en porte à faux (console) existent aussi.

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme trapézoïdale qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisi la dalle la plus sollicitée.



**Figure III.4.1 la dalle la plus sollicitée**

#### III.4.1. EVALUATION DES CHARGES :

$$G=5,31 \text{ kN/m}^2, Q=2,5 \text{ kN/m}^2.$$

**ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 10,91 \text{ kN/m}^2$$

**ELS :**

$$q_{ser} = G + Q = 7,81 \text{ kN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,05}{7,29} = 0,692 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

#### III.4.2. CALCUL DES MOMENTS :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée :  $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont fonction de  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  et de  $\nu$ .

$$\nu: \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires.

$$\rho = 0,692 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0697 \\ \mu_y = 0,4181 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 19.39 kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 7.98 kNm$$

• **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 16,48 kNm$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 6,78 kNm$$

• **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 8,24 kNm$$

**III.4.3. FERRAILLAGE DE LA DALLE :**

$b=100cm ; h=15cm ; d=0,9h=13.5cm ; f_e=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; \sigma_s=348MPa$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z(cm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	16.48	0,0638	0	0,083	13.05	3.63	5T10	3,93	20
	y-y	6.78	0,0263	0	0,033	13,3	1,46	4T8	2.01	25
<b>Appuis</b>	x-x	8.24	0,0319	0	0,041	13.28	1,78	4T8	2.01	25
	y-y									

**Tableau .III.4.1.Ferraillage de la dalle pleine**

**Espacement :**

**Travée :**

Sens x-x :  $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(3h;33cm) = 33cm.....Vérifier$

Sens y-y :  $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h;45cm) = 45cm.....Vérifier$

**Appuis :**

Sens x-x :  $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h;33cm) = 33cm.....Vérifier$

Sens y-y :  $esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h;45cm) = 45cm.....Vérifier$

**III.4. CONDITION DE NON FRAGILITÉ :**

$h=e=15cm; b=100cm \quad f_e=400 MPa \quad f_{t28}=2,1$

$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63cm^2$

**Travée :**

- Sens x-x :  $A_x = 3.93cm^2 \succ A_s^{min} = 1,63cm^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée
- Sens y-y :  $A_y = 2.01cm^2 \succ A_s^{min} = 1,63cm^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée

**Appuis :**

$A_a = 2.01cm^2 \succ A_s^{min} = 1,63cm^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée

**III.4.5. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES :**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée :

$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \prec \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$

$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{10,91 \times 5,05 \times 7,29}{2 \times 5,05 + 7,29} = 23,09kN$

$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 18,36kN$

$T_u^{max} = Max(T_x; T_y) = 23,09kN$

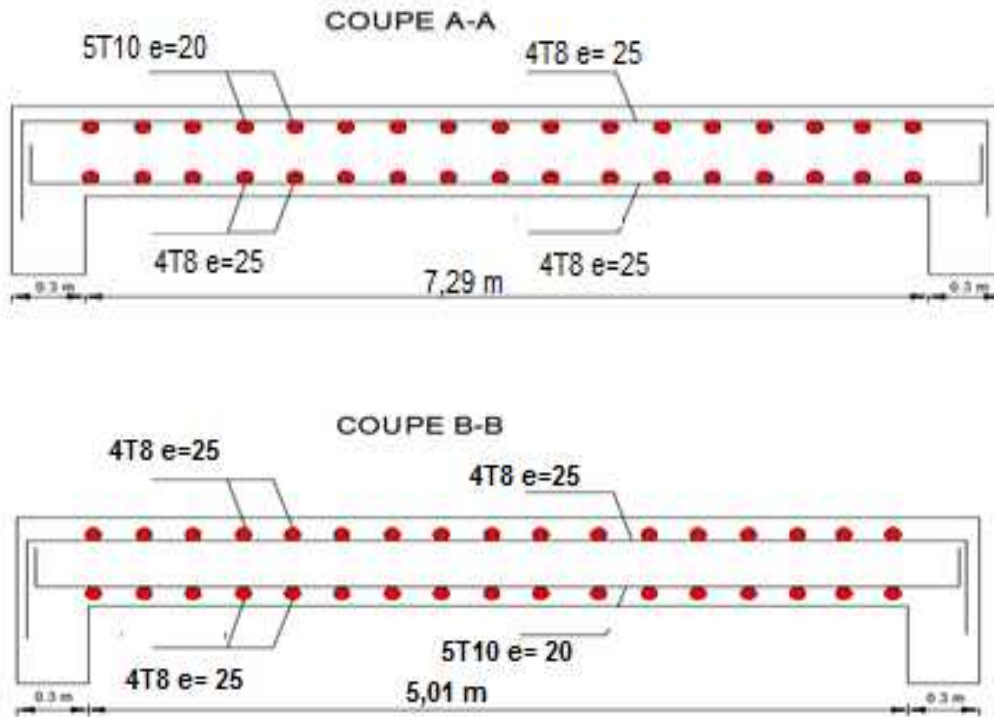
$\tau_u = \frac{23,09 \cdot 10^3}{1000 \times 135} = 0,171MPa \prec \bar{\tau}_u = 1,25MPa \dots\dots\dots$ Vérifier

**III.4.6. Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément :

- $\frac{h}{L_x} \succ \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \Rightarrow 0,042 \succ 0,02 \dots\dots\dots$ vérifiée
- $\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \grave{a} \frac{1}{35} \Rightarrow 0,029 \succ 0,028 \div 0,037 \dots\dots\dots$ vérifiée
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \quad (f_e(MPa)) \Rightarrow 2,91 \cdot 10^{-3} \prec 5 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots$ vérifiée

Les trois inégalités précédentes sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.



**Figure III.5 Ferraillage de la dalle pleine.**

## **IV.1. INTRODUCTION :**

-Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celle qui a le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Peut-on prévoir un tremblement de terre ? Il semble qu'on ne puisse encore apporter qu'une réponse fragmentaire à travers la convergence d'un certain nombre d'observations plus ou moins empiriques. Il est malheureusement certain que les séismes continueront à surprendre l'homme. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude c'est que plus nous nous éloignons du dernier tremblement de terre ; plus nous sommes proches du suivant . Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévention valable est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismique consiste à formuler des critères à la fois économique justifier et techniquement cohérent.

## **IV. 2. ÉTUDE DYNAMIQUE :**

### **IV.2.1. INTRODUCTION**

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

### **IV.2.2. MODÉLISATION MATHÉMATIQUE**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

### **IV.2.3. CARACTÉRISTIQUE DYNAMIQUES PROPRES :**

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation d'un tel système est donné par :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [K]\{x\} = \{0\}.....(1)$$

Avec  $[M]$  : Matrice de masse de la structure.

$[K]$  : Matrice de rigidité de la structure.

$\{\ddot{x}\}$  : Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$  : Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degré de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$  : Vecteur des amplitudes.

$\omega$  : Fréquence de vibration.

$\varphi$  : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\{\ddot{x}\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A<sub>i</sub>". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice Δ<sub>ω</sub> sa nulle c'est à dire :

$$\Delta_{\omega} = |[K.] - \omega^2 [M]| = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci dessus est appelée "**Equation caractéristique**".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en (ω<sup>2</sup>).

Les (n) solutions (ω<sub>1</sub><sup>2</sup>; ω<sub>2</sub><sup>2</sup>; .....; ω<sub>n</sub><sup>2</sup>) sont les carrés des pulsations propres des (n) modes de vibrations possibles.

Le 1<sup>er</sup> mode vibratoire correspond à ω<sub>1</sub> et il est appelé mode fondamental (ω<sub>1</sub> < ω<sub>2</sub> < ... < ω<sub>n</sub>)

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre {A<sub>i</sub>} ou forme modale (modale shape).

**IV.3. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE :**

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre porté : il s'agit du **SAP2000 (version 14.0.0)**.

### IV.3.1. MODÉLISATION DE LA RIGIDITÉ :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) a deux nœuds, chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- \* Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- \* Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément coque (shell) à quatre nœuds (rectangulaire).
- Les planchers ne sont pas modéliser, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan (donc indéformable).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

### IV.3.2. MODÉLISATION DE LA MASSE :

- Pour la masse des planchers ; nous avons concentré en chaque nœud d'un panneau de dalle le (1/4) de la masse de ce panneau. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par le **RPA99 version 2003** avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage bureaux [1].
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $2,5t/m^3$ .
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).

#### Remarque :

Le **RPA99 version 2003** préconise de calculer le poids total de la structure de la

manière suivante :  $W = \sum_{i=1}^n W_i$  tel que  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Avec :

$W_i$  : Représente le poids concentré au niveau du centre masse du plancher "i".

$W_{Gi}$  : Représente le poids dû aux charges permanentes et celle des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau "i".

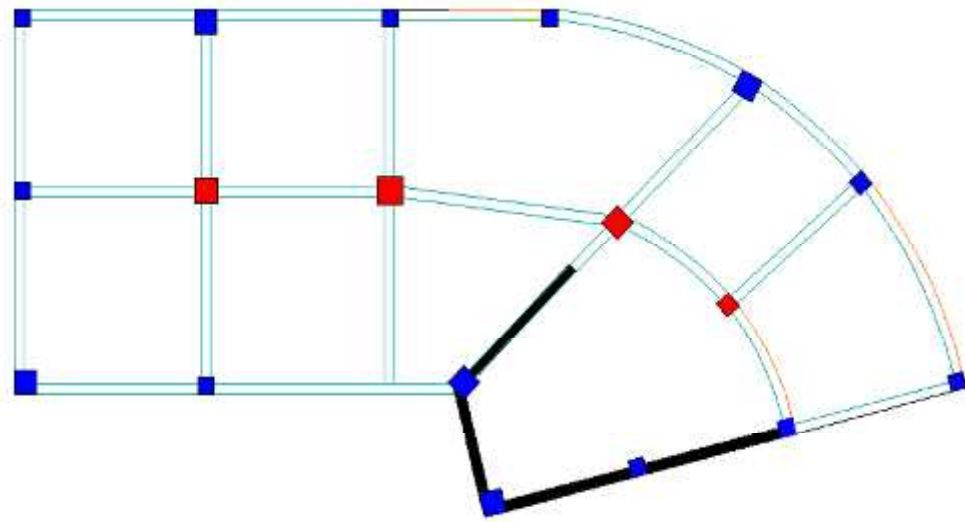
$W_{Qi}$  : Surcharges d'exploitation au niveau "i".

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation il est donné par le règlement.

$\beta = 0,2$  (bâtiment de bureaux).



**IV.4. RÉSULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE :**



**Figure .IV.1 : Modèle Initial**

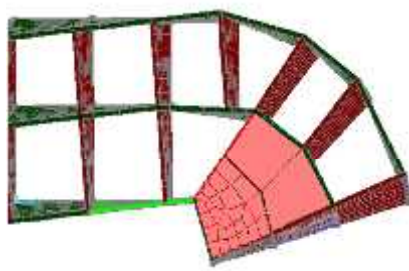
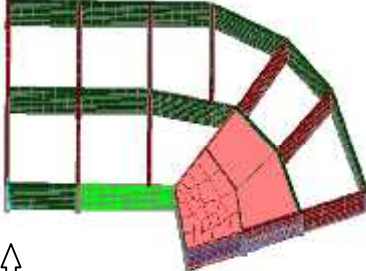
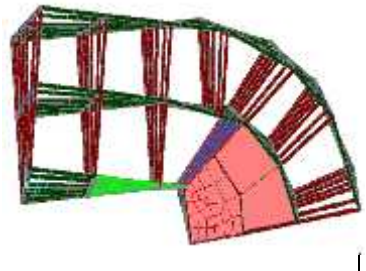
**IV.4.1. LES RÉSULTATS A PARTIR DU FICHER DE SORTIE DU SAP2000 :**

Mode	Période	Facteur de participation massique (%)					
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	1.488501	0.3096	0.01569	0.00001005	0.3096	0.01569	0.00001005
2	0.59543	0.00154	0.68189	0.00053	0.31115	0.69758	0.00054
3	0.503365	0.03218	0.01333	0.000003443	0.34332	0.7109	0.00055
4	0.383478	0.42127	0.00091	0.00019	0.7646	0.71181	0.00074
5	0.27681	0.01815	0.00027	0.00002175	0.78274	0.71208	0.00076
6	0.186275	0.01184	0.00018	0.0000343	0.79459	0.71226	0.00079
7	0.166178	0.00054	0.18012	0.00567	0.79513	0.89239	0.00646
8	0.140081	0.00446	0.00156	0.000008639	0.79959	0.89395	0.00647
9	0.132001	0.00013	0.00144	0.24896	0.79971	0.89539	0.25543
10	0.125261	0.00087	0.00023	0.07043	0.80058	0.89562	0.32587
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
29	0.099949	0.00019	0.000004649	0.00079	0.82426	0.89676	0.59548
30	0.098147	0.08853	0.00822	0.00459	0.91279	0.90498	0.60007

**Tableau. IV.1. Période et facteurs de participation massique du modèle initial**

**Remarque :**

Les résultats du tableau précédent correspondant à la comportant uniquement les voiles de l'escalier et la cage d'ascenseur.

Mode 1	Mode 2	Mode 3
 <p>Rotation</p>	 <p>Translation « sens y »</p>	 <p>Rotation</p>

**Tableau IV-2 les trois premiers modes**

#### **IV.4.2. CONSTATATIONS :**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale :  $T=1.48s$ .
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 30<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de rotation.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- 

#### **IV.4.3. INTERPRÉTATION :**

L'irrégularité en plan de la structure c'est traduite par une présence importante des modes de torsion.

### **IV.5. ÉTUDE SISMIQUE :**

#### **IV.5.1. INTRODUCTION :**

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est conduite par le logiciel *SAP2000* qui utilise une approche dynamique (par opposition à l'approche statique équivalente) basés sur le principe de la superposition modale.

#### **IV.5.2. CHOIX DE LA MÉTHODE DE CALCUL :**

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le "*RPA99 version 2003*". Ce dernier propose trois méthodes de calcul dont les conditions d'application différente et cela selon le type de structure à étudier, ces méthodes sont les suivantes :

- 1- La méthode statique équivalente.

- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

La condition d'application de la méthode statique équivalente dans le cas du bâtiment étudié (car la structure est irrégulière en plan avec une hauteur supérieure à 17m), nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique ; vu que cette dernière d'après le règlement peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

**IV.5.3. DÉCOMPOSITION MODALE DES ÉQUATIONS DE MOUVEMENT :**

Soit un système structural linéaire, à masse concentrée ayant plusieurs degrés de liberté et dont la base repose sur plusieurs supports. Ce système est soumis à une excitation sismique de translation (dans une seule direction) de nature uniforme. Les équations couplées du mouvement peuvent s'écrire sous la forme matricielle suivante :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{P(t)\}.....(7)$$

Si la structure étudiée est un bâtiment à plusieurs étages pour lequel les déplacements de la structure sont mesurés parallèlement au mouvement du sol alors  $\{P(t)\}$  peut s'écrire :

$$\{P(t)\} = \{R\}^T [M] \ddot{U}_g(t).....(8)$$

Où :

$\ddot{U}_g(t)$  : Est l'accélération du sol.

$\{R\}$  : Est un vecteur colonne unitaire.

$[M]$ ,  $[c]$  et  $[K]$  : Sont les matrices masse, amortissement et rigidité respectivement.

$\{\ddot{x}\}$ ,  $\{\dot{x}\}$  et  $\{x\}$  : Sont les vecteurs accélérations absolues, vitesses et déplacements relatifs respectivement.

L'équation (7) représente un système d'équation différentielle couplée. Elle peut être résolue directement par l'intégration directe des équations couplées. Cependant lors de l'analyse de la réponse sismique des structures linéaires, il semble plus efficace de transformer le système d'équation en un système de coordonnées normales en vue de découpler les équations différentielles du mouvement.

En effet, pratiquement, il a été démontré que ce type d'excitation de support tend à exciter particulièrement les quelques premiers modes de vibration. Subséquemment, une approximation satisfaisante de la réponse sismique de système ayant un nombre élevé de degré de liberté peut être obtenue en excluant de l'analyse modale un certain nombre de modes.

Il est donc certain que la technique de superposition modale reste un moyen performant permettant d'approcher au mieux les solutions du système d'équation différentielles données par (7).

Elle nécessite l'introduction de la transformation suivante :

$$\{x\} = [\phi]\{y\}.....(9)$$

Où :

$[\phi]$  : Est la matrice de transformation et  $\{y\}$  est identique au vecteur des coordonnées normales.

Dans ce cas la substitution de l'équation (9) dans l'équation (7) et la pré multiplication par  $[\phi]^T$  permet d'écrire :

$$([\phi]^T [M] [\phi]) \ddot{y} + ([\phi]^T [c] [\phi]) \dot{y} + ([\phi]^T [K] [\phi]) y = -[\phi]^T \{R\}^T [M] \ddot{U}_g(t)$$

Supposons à présent que la structure est amortie de manière classique cette hypothèse permet de découpler les équations de mouvement en une série d'équations modales indépendantes et cela en utilisant les vecteurs et valeurs propres réels correspondants au système non amorti. L'application des propriétés d'orthogonalité permet alors d'écrire :

$$\ddot{Y}_K + (2\xi_K W_K) \dot{Y}_K + W_K^2 Y_K = -\gamma_K \ddot{U}_g(t) \dots \dots \dots (10)$$

Où :

$Y_K$  : Est la kième coordonné modale.

$\xi_K$  : Est le facteur d'amortissement modale donné par :  $2\xi_K W_K = \frac{\{\phi\}_K^T [c] \{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K}$

$W_K$  : Est la fréquence angulaire propre (modale) donnée par :  $W_K^2 = \frac{\{\phi\}_K^T [K] \{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K}$

$\gamma_K$  : Est le vecteur de participation du mode  $K$  est donné par :

$$\gamma_K = \frac{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K \{R\}}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K} = \frac{L_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K} = \frac{L_K}{M_K}$$

La définition de  $L_K$  est analogue à celle de  $\gamma_K$ .

$\{\phi\}_K$  : Est le vecteur propre de kième mode de vibration.

L'équation (10) est analogue à l'équation d'équilibre gouvernante d'un oscillateur à un degré de liberté. Sa résolution peut se faire soit par intégration numérique (intégral de Duhamel), ce qui nécessite la connaissance de l'exacte évolution temporelle du chargement  $U_g(t)$ , soit par la méthode du spectre de réponse, ce qui implique la connaissance du spectre de réponse de l'excitation mais qui fournit uniquement la réponse modale maximale, c'est à dire,  $max(Y_K)$ . Dans notre cas l'excitation sismique est définie par son spectre de réponse.

**IV.5.4. DÉTERMINATION DE LA RÉPONSE PHYSIQUE :**

En effet, les réponses modales maximales représentent les ordonnées du spectre de réponse caractérisant un mouvement sismique donné. De ce fait, pour chaque mode individuel de la structure, la réponse maximale peut être obtenue directement par simple lecture à partir du spectre de réponse, ce qui s'écrit par exemple pour le vecteur déplacement relatif maximum associé au mode "  $K$  " comme suit :

$$\{X_K, \max\} = \{\phi\}_K \gamma_K S_d(\xi_K, \xi_K)$$

Où :  $S_d(\xi_k, \xi_k)$  : Représente le déplacement spectrale correspondant à l'amortissement et à la période de kième mode de vibration.

Par ailleurs, la réponse physique (par opposition à modale) maximale de la structure ne peut être approchée par simple addition des réponses modales maximales, car ces derniers ne sont pas nécessairement toutes atteints au même instant. Par conséquent, la superposition (S.A.V sum of absolute values) des réponses modales (maximales) fournit incontestablement une limite supérieure de la réponse et de manière générale sur estime le maximum escompté de manière significative. Il apparaît donc plus raisonnable, de combiner de manière judicieuse les réponses modales. La plus simple des méthodes de combinaison modale fréquemment utilisée est sans doute, La S.R.SS (square root of sum of square).

Par exemple pour le vecteur déplacement, elle s'écrit :

$$\{x\}_{\max} = \sqrt{\{x_1, \max\}^2 + \{x_2, \max\}^2 + \dots + \{x_n, \max\}^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \{x_i, \max\}^2}$$

Où :  $n$  : Représente le nombre de mode considéré dans l'analyse, alors que les termes sous la racine carrée représentent le carré des vecteurs déplacements relatifs maximum associé à chaque mode.

Néanmoins, la S.R.SS bien que plus raffinée que la S.A.V, peut mener à une sous estimations de la réponse. Pour palier ses aspects négatifs d'autres règles de combinaisons plus élaborées ont été développés. Elles se basent sur la théorie des vibrations aléatoires et tiennent compte de l'inter corrélation modale par l'introduction dans la combinaison de coefficient de corrélation inters modaux. A titre d'exemple nous pouvons citer la règle de combinaison dite C.Q.C (complète quadratique combinaison) qui est justement utilisée par le **SAP2000** pour déterminer la réponse de la structure vis-à-vis d'une composante de l'excitation sismique.

Par ailleurs, pour la détermination de la réponse totale due plusieurs composantes de l'excitation sismique (appliquées simultanément à la structure), le **SAP2000** combine les réponses sismiques individuelles (dû à chaque composante du séisme) selon la règle S.R.SS.

**IV.5.5. SPECTRE DE RÉPONSE :**

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :[2]

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

$g$  : Accélération de la pesanteur

$A$  : Coefficient d'accélération de zone.

Pour notre cas :

- L'ouvrage est de "groupe 2" (bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48m) [3]
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de **Blida** (zone III) [4]

Donc :  $A=0,25$ [5]

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819 \quad [6]$$

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique ( $\xi=7\%$ ). [7]

$R$  : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement  $R = 5$ . [8]

$T_1, T_2$  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (site 2 :  $T_1=0,15s$  et  $T_2=0,4s$ ) [9]

$Q$  : Facteur de qualité ( $Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1,25$ ). [10]

La longueur de l'intervalle temporel définissant le spectre de réponse doit comprendre les périodes des (10) premiers modes considérés dans le calcul de la réponse.

Une fois le spectre de réponse injecté dans les fichiers de données la réponse sismique est obtenue sous différentes combinaisons de charges ( $G, Q$  et  $E$ ).

#### **IV.5.6. RÉSULTANTE DES FORCES SISMQUES DE CALCUL[11]**

L'une des  $I^{\text{ères}}$  vérifications préconisées par le "RPA99 version 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base " $V_t$ " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente " $V$ " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport  $r = \frac{0,8V}{V_t}$ .

##### **\* Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W = 28484,24 \text{ KN}$  (calcul automatique).

$A=0,25$  (groupe 2, zone III) ;  $Q=1,25$  ;  $R=5$

$D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement  $\eta$  et de la période fondamentale de la structure  $T$ .

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le "RPA99 version 2003", nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T_N = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

Où :

$h_N$  : La hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  $N$

$L$  : La dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a :  $h_N = 27.71m$

Selon x-x :  $L_x = 29.78m \Rightarrow T_x = 0,457s$

Selon y-y :  $L_y = 14.94m \Rightarrow T_y = 0,645s$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15s & (\text{site2}) \\ T_2 = 0,40s & (\text{site2}) \end{cases}$$

Ce qui donne :  $T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3s \Rightarrow D = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$

$$D_x = 2,5(0,8819) \left( \frac{0,4}{0,457} \right)^{2/3} = 2,017$$

$$D_y = 2,5(0,8819) \left( \frac{0,4}{0,645} \right)^{2/3} = 1,603$$

On trouve :

$$V^x = \frac{0,25(2,017)(1,25)}{5} 28484,24 = 3590,79kN \Rightarrow 0,8V^x = 2872,63kN$$

$$V^y = \frac{0,25(1,606)(1,25)}{5} 28484,24 = 2859,10kN \Rightarrow 0,8V^y = 2287,28kN$$

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a :  $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3954,498kN \\ F_2 = V_t^y = 2874,291kN \end{cases}$

Ce qui donne :  $V_t^x > 0,8V^x$  et  $V_t^y > 0,8V^y$

$$\Rightarrow \begin{cases} r_x = 1 \\ r_y = 1 \end{cases}$$

#### IV.5.7. VÉRIFICATION DES DÉPLACEMENTS LATÉRAUX INTERS ÉTAGE :

L'une des vérifications préconisées par le **RP499**, concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon le **RP499 version 2003 [12]** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où :  $he$  représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = Rr_x \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = Rr_y \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  dans le sens  $x-x$  (idem dans le sens  $y-y$ ,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y,  $\delta_{eK}^y$ ).

Données :  $r_x=1, r_y=1, R=5$

**Tableau IV.3 : Vérification des déplacements inter étages avant renforcement (modèle initial)**

Z(m)	$\delta_{eK}^x (m)$	$\delta_{eK}^y (m)$	$\delta_k^x (mm)$	$\delta_k^y (mm)$	$\Delta_x (mm)$	$\Delta_y (mm)$	$\bar{\Delta} (mm)$	Observation
27.71	0.053513	0.073049	267.565	427.33665	18.86	37.01295	30.6	Non Vérifié
24.65	0.049741	0.066722	248.705	390.3237	26.145	46.47825	30.6	Non Vérifié
21.59	0.044512	0.058777	222.56	343.84545	31.65	53.4807	30.6	Non Vérifié
18.53	0.038182	0.049635	190.91	290.36475	33.625	54.6039	30.6	Non Vérifié
15.47	0.031457	0.040301	157.285	235.76085	36.48	57.2247	30.6	Non Vérifié
12.41	0.024161	0.030519	120.805	178.53615	35.8	54.4284	30.6	Non Vérifié
9.53	0.017001	0.021215	85.005	124.10775	34.665	51.5034	30.6	Non Vérifié
6.29	0.010068	0.012411	50.34	72.60435	30.52	44.3898	30.6	Non Vérifié
3.23	0.003964	0.004823	19.82	28.21455	7.28	28.21455	32.3	Vérifié

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.
- Rajouter des voiles dans la structure.

L'augmentation de la section des poteaux risque de réduire la surface exploitable de la structure, en revanche, l'ajout des voiles de contreventement est la solution inévitable dans notre cas vu que la hauteur du bâtiment a dépassé les 8 mètres en zone III.

Ci qui d'après le "RPA99 version 2003" rend nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement ; c'est donc cette deuxième solution qui sera retenue pour la suite de l'analyse.

Le problème qui se pose ici c'est bien la bonne disposition de ces voiles dans la structure.



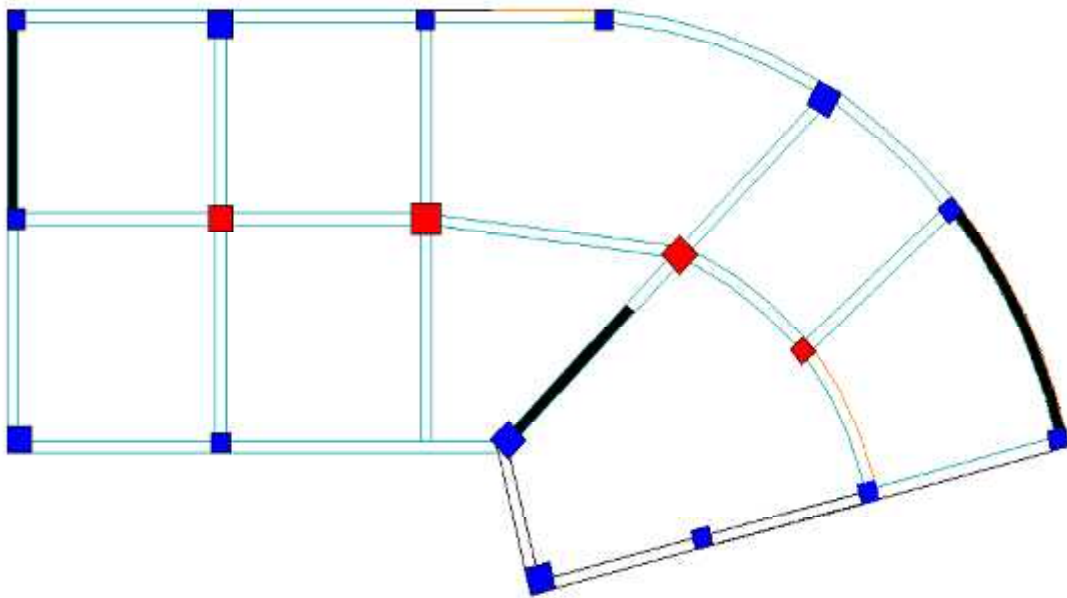
**IV.6. RENFORCEMENT DE L’OSSATURE DU BÂTIMENT :**

Les voiles de contreventement seront disposées de manière symétrique. Donc dans ce qui suit il faudra déterminer ; le nombre de voile nécessaire à rajouté et la position des voiles rajoutés.

Présentation des résultats :

a. Modèle 1 :

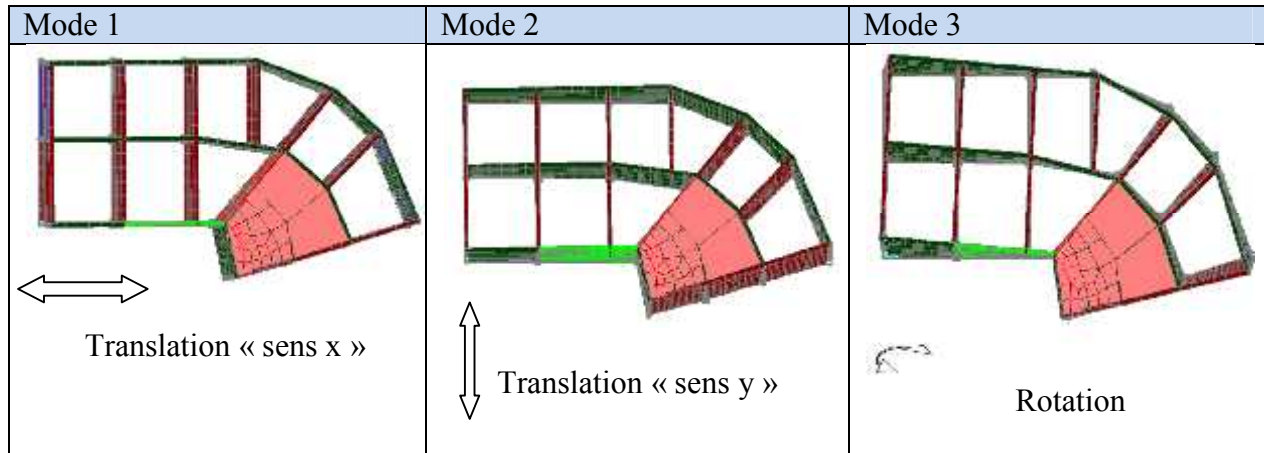
a.1. Dessin de disposition des voiles :



a.2. Caractéristiques dynamiques propres :

**Tableau IV.4 :** Période et facteurs de participation massique du modèle 1

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		$U_x$	$U_y$	$U_z$	$\Sigma U_x$	$\Sigma U_y$	$\Sigma U_z$
1	1.117	0.7078	0.00155	0.00000419	0.7078	0.0015	0.00000419
2	0.837	0.00338	0.66145	4.946E-08	0.7111	0.663	0.0000042
3	0.653	0.00645	0.01658	0.0000538	0.7176	0.6795	0.0000580
4	0.361	0.14541	0.0000741	0.0000027	0.8630	0.6796	0.0000608
5	0.240	0.00026	0.13716	0.0000019	0.8633	0.8168	0.0000627
6	0.179	0.06085	0.00028	5.055E-09	0.9241	0.8170	0.0000627
7	0.153	0.00018	0.04289	0.00044	0.9243	0.8599	0.0005
8	0.132	0.000094	0.00016	0.09242	0.9244	0.8601	0.09293
9	0.117602	0.00027	0.00006337	0.03863	0.92469	0.8602	0.13156
10	0.115631	0.01472	0.01681	0.01167	0.93942	0.87701	0.14323
11	0.11448	0.01056	0.02667	0.00001223	0.94998	0.90368	0.14324
12	0.113249	0.00011	0.00025	0.00067	0.95009	0.90392	0.14391
13	0.111595	0.00183	0.00087	0.09906	0.95192	0.9048	0.24297



**Tableau IV-5.les trois premiers modes**

**a.3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$W = 29934.13 \text{ KN}; R = 5; D_x = 2,017; D_y = 1,606; Q = 1,25; A = 0,25$$

On a :

On trouve :

$$V^x = \frac{0,25(2,017)(1,25)}{5} 29934.13 = 3773.57 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 3018.85 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25(1,606)(1,25)}{5} 29934.13 = 2993.41 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 2394.73 \text{ kN}$$

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3487.325 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 2003.38 \text{ kN} \end{cases}$$

Ce qui donne :  $V_t^x > 0,8V^x$  et  $V_t^y > 0,8V^y$

$$\Rightarrow \begin{cases} r_x = 1 \\ r_y = 1 \end{cases}$$

**Tableau IV.6 : Vérification des déplacements inter étages avant renforcement (modèle 1)**

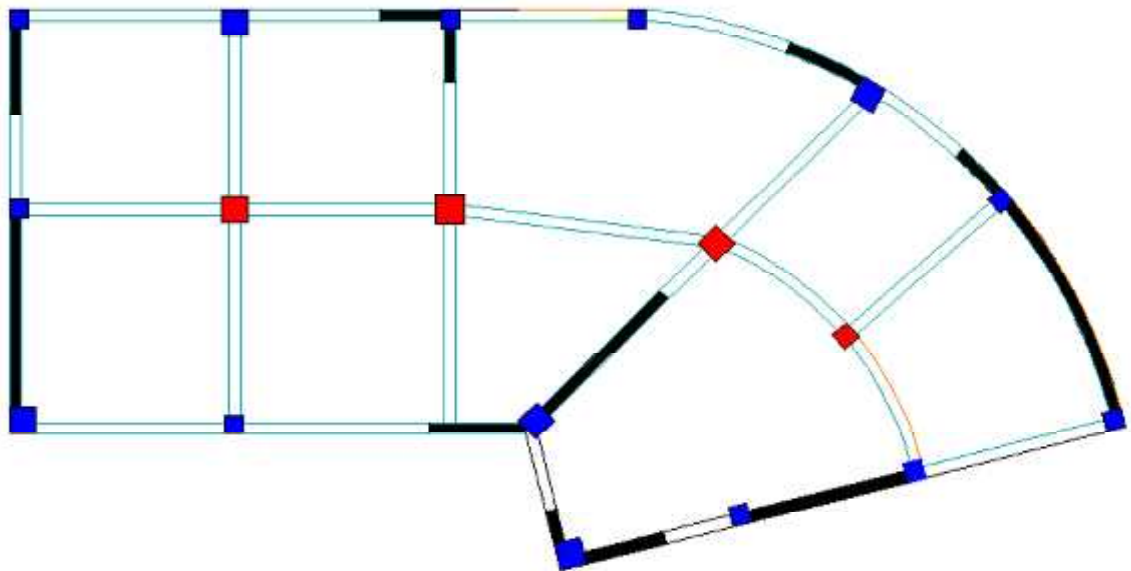
Z(m)	$\delta_{eK}^x$ (m)	$\delta_{eK}^y$ (m)	$\delta_K^x$ (mm)	$\delta_K^y$ (mm)	$\Delta_K^x$ (mm)	$\Delta_K^y$ (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
27.71	0.05652	0.04427	282.6	258.9795	29.68	28.23795	30.6	Vérifié
24.65	0.050584	0.039443	252.92	230.74155	33.83	31.1454	30.6	Non Vérifié
21.59	0.043818	0.034119	219.09	199.59615	37.5	33.88905	30.6	Non Vérifié
18.53	0.036318	0.028326	181.59	165.7071	36.805	34.86015	30.6	Non Vérifié
15.47	0.028957	0.022367	144.785	130.84695	37.135	35.07075	30.6	Non Vérifié
12.41	0.02153	0.016372	107.65	95.7762	35.85	33.39765	30.6	Non Vérifié
9.53	0.01436	0.010663	71.8	62.37855	32.34	29.10375	30.6	Non Vérifié
6.29	0.007892	0.005688	39.46	33.2748	25.405	21.996	30.6	Vérifié
3.23	0.002811	0.001928	14.055	11.2788	7.28	11.2788	32.3	Vérifié

**a.4. Constatations :**

- Une période fondamentale :  $T^{SAP}=1.117s > T^{RPA}=0.78s$  condition pas vérifiée.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 1<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- 3<sup>ème</sup> mode est un mode de translation.
- Les déplacements inter étages ne sont pas vérifiés.
  - Donc il faut rajouter d'autre voile dans la structure.

**b. Modèle 2 :**

**b.1. Dessin de disposition des voiles :**

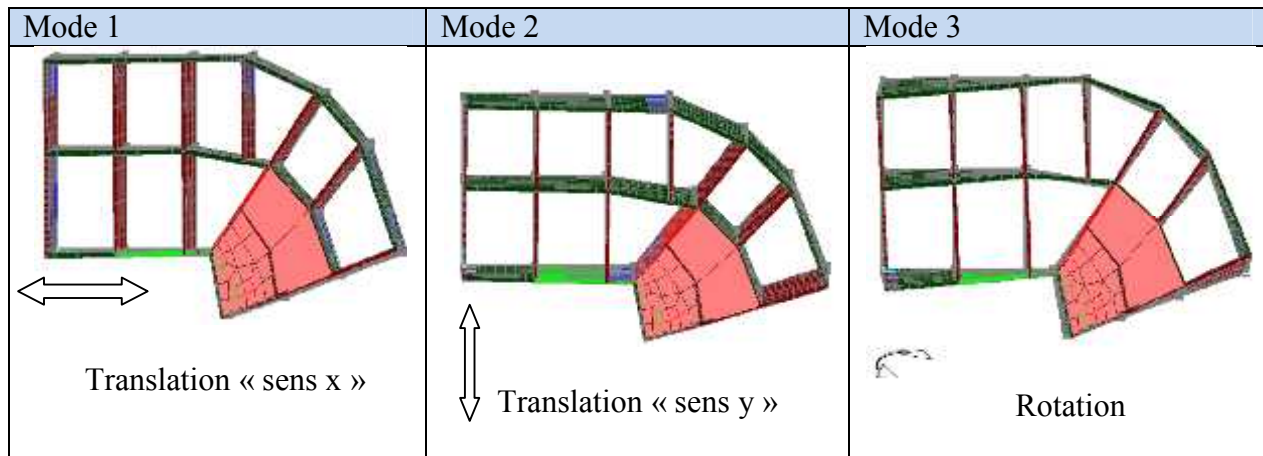


**b.2. Caractéristiques dynamiques propres :**

**Tableau IV.7 : Période et facteurs de participation massique du modèle 2**

Mode	Période	Facteur de participation massique (%)					
		UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0.730176	0.67683	0.01562	0.00001816	0.67683	0.01562	0.00001816
2	0.616176	0.01038	0.64745	0.00012	0.68721	0.66307	0.00014
3	0.466311	0.01425	0.01427	0.000001879	0.70146	0.67734	0.00014
4	0.202868	0.15908	0.00328	0.0000026	0.86054	0.68062	0.00014
5	0.164847	0.00263	0.15803	0.00065	0.86317	0.83864	0.00079
6	0.123736	0.00003474	0.00069	0.07478	0.8632	0.83933	0.07557
7	0.12223	0.00151	0.02379	0.00216	0.86472	0.86312	0.07774

8	0.110356	2.094E-07	0.000005834	0.02271	0.86472	0.86313	0.10044
9	0.106436	0.000008353	8.267E-10	0.00104	0.86473	0.86313	0.10148
10	0.103375	0.00005547	6.009E-07	0.0104	0.86478	0.86313	0.11188
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
31	0.0757	0.00001713	0.05041	0.00005159	0.93148	0.92207	0.38297



**Tableau IV-8.les trois premiers modes**

**b.3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W = 30828.776 \text{ kN}$ ;  $R = 5$ ;  $D_x = 2,017$ ;  $D_y = 1,606$ ;  $Q = 1,25$ ;  $A = 0,25$

On a :

On trouve :

$$V^x = \frac{0,25(2,017)(1,25)}{5} 30828,776 = 3886.35 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 3109.08 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25(1,606)(1,25)}{5} 30828,776 = 3094.43 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 2475.55 \text{ kN}$$

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a :  $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3935.365 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 2016.99 \text{ kN} \end{cases}$

Ce qui donne :  $V_t^x > 0,8V^x$  et  $V_t^y > 0,8V^y$

$$\Rightarrow \begin{cases} r_x = 1 \\ r_y = 1 \end{cases}$$

**Tableau IV.9 : Vérification des déplacements inter étages (modèle 2)**

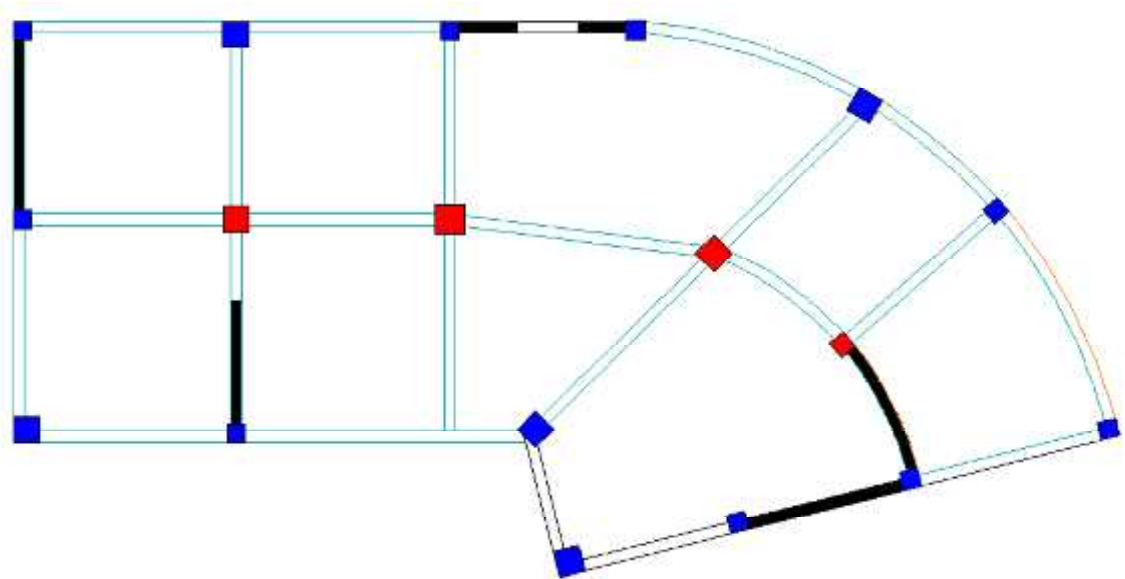
Z(m)	$\delta_{ek}^x (m)$	$\delta_{ek}^y (m)$	$\delta_k^x (mm)$	$\delta_k^y (mm)$	$\Delta_x (mm)$	$\Delta_y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
27.71	0.031095	0.035426	155.475	207.2421	18.015	26.64675	30.6	Vérifié
24.65	0.027492	0.030871	137.46	180.59535	19.395	27.7056	30.6	Vérifié
21.59	0.023613	0.026135	118.065	152.88975	20.565	28.4778	30.6	Vérifié
18.53	0.0195	0.021267	97.5	124.41195	20.855	28.29645	30.6	Vérifié
15.47	0.015329	0.01643	76.645	96.1155	20.615	27.22005	30.6	Vérifié
12.41	0.011206	0.011777	56.03	68.89545	19.365	24.8625	30.6	Vérifié
9.53	0.007333	0.007527	36.665	44.03295	16.875	20.9547	30.6	Vérifié
6.29	0.003958	0.003945	19.79	23.07825	12.91	15.52005	30.6	Vérifié
3.23	0.001376	0.001292	6.88	7.5582	7.28	7.5582	32.3	Vérifié

**b.4. Constatations :**

- Une période fondamentale : T=0.73s
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 31<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- 3<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion.
- Les déplacements inter étages sont vérifiés.
- Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales (42.20%), en plus les voiles reprennent 79.61% des sollicitations dues aux charges horizontales suivant l'axe (xx) et 85.41% suivant l'axe (yy). De ce fait l'article (3.4-4.a) du RPA n'est pas vérifié.

**c. Modèle 3 :**

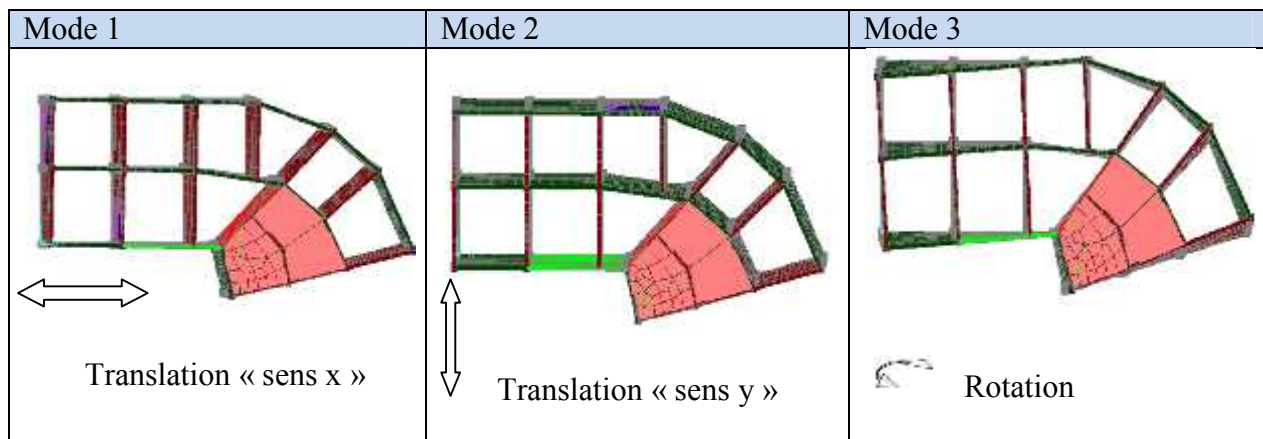
**c.1. Dessin de disposition des voiles :**



**c.2. Caractéristiques dynamiques propres :**

**Tableau IV.10 : Période et facteurs de participation massique du modèle 3**

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		$U_x$	$U_y$	$U_z$	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum U_z$
1	0.753	0.6345	0.04366	0.0000220	0.6345	0.0436	0.0002
2	0.610	0.04918	0.63916	0.0000032	0.6836	0.6828	0.0002
3	0.468	0.01844	0.00442	0.0000318	0.7021	0.6872	0.0005
4	0.200	0.15672	0.00783	0.00013	0.8584	0.6957	0.0008
5	0.156	0.012	0.17858	0.0000052	0.8708	0.8736	0.0001
6	0.1171	0.0000236	0.00005106	0.09091	0.8708	0.8737	0.0911
7	0.115	0.00494	0.01099	0.00108	0.8758	0.8846	0.0921
8	0.105	0.00001143	3.001E-07	0.01605	0.8758	0.8846	0.1082
9	0.101	0.00009185	0.00000128	0.00055	0.8759	0.8846	0.1087
10	0.100334	0.00107	0.00001258	0.00166	0.8769	0.8847	0.1104
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
25	0.075784	0.00042	0.01058	0.00006732	0.93226	0.89888	0.41087
26	0.075213	0.00206	0.03047	0.00007872	0.93432	0.92935	0.41095



**Tableau IV-11.les trois premiers modes**

**c.3. Calcul de la force sismique et vérification du déplacement inter étage:**

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W = 30403.39 \text{ KN}$ ;  $R = 5$  ;  $D_x = 2,017$  ;  $D_y = 1,606$  ;  $Q = 1,25$  ;  $A = 0,25$

On a :

On trouve :

$$V^x = \frac{0,25(2.017)(1,25)}{5} 30403.39 = 3832.72kN \Rightarrow 0,8V^x = 3066.18kN$$

$$V^y = \frac{0,25(1,606)(1,25)}{5} 30403.39 = 3094.43kN \Rightarrow 0,8V^y = 2475.55kN$$

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a :  $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3935.365kN \\ F_2 = V_t^y = 2016.99kN \end{cases}$

Ce qui donne :  $V_t^x > 0,8V^x$  et  $V_t^y > 0,8V^y$

$$\Rightarrow \begin{cases} r_x = 1 \\ r_y = 1 \end{cases}$$

**Tableau IV.12 : Vérification des déplacements inter étages (modèle 3)**

Z(m)	$\delta_{eK}^x$ (m)	$\delta_{eK}^y$ (m)	$\delta_K^x$ (mm)	$\delta_K^y$ (mm)	$\Delta_K^x$ (mm)	$\Delta_K^y$ (mm)	$\bar{\Delta}$ (mm)	Observation
27.71	0.031396	0.024808	156.98	145.1268	17.38	18.08235	30.6	Vérifié
24.65	0.02792	0.021717	139.6	127.04445	19.24	19.22895	30.6	Vérifié
21.59	0.024072	0.01843	120.36	107.8155	20.555	19.65015	30.6	Vérifié
18.53	0.019961	0.015071	99.805	88.16535	21.06	19.31085	30.6	Vérifié
15.47	0.015749	0.01177	78.745	68.8545	21.005	18.5445	30.6	Vérifié
12.41	0.011548	0.0086	57.74	50.31	19.81	16.91235	30.6	Vérifié
9.53	0.007586	0.005709	37.93	33.39765	17.265	9.2196	30.6	Vérifié
6.29	0.004133	0.004133	20.665	24.17805	13.52	17.0469	30.6	Vérifié
3.23	0.001429	0.001219	7.145	7.13115	7.28	7.13115	32.3	Vérifié

**c.4. Constatations :**

- Une période fondamentale :  $T=0.75s$ .
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 26<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion.

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le “**RPA99 version 2003**”

**Remarque :**

C’est la disposition des voiles dans le modèle 3 qui sera utilisées dans la suite de l’étude de la structure donc c’est le modèle final.



### C.5. Vérification Spécifique Aux Sollicitations Normales :

#### 1. Vérification :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

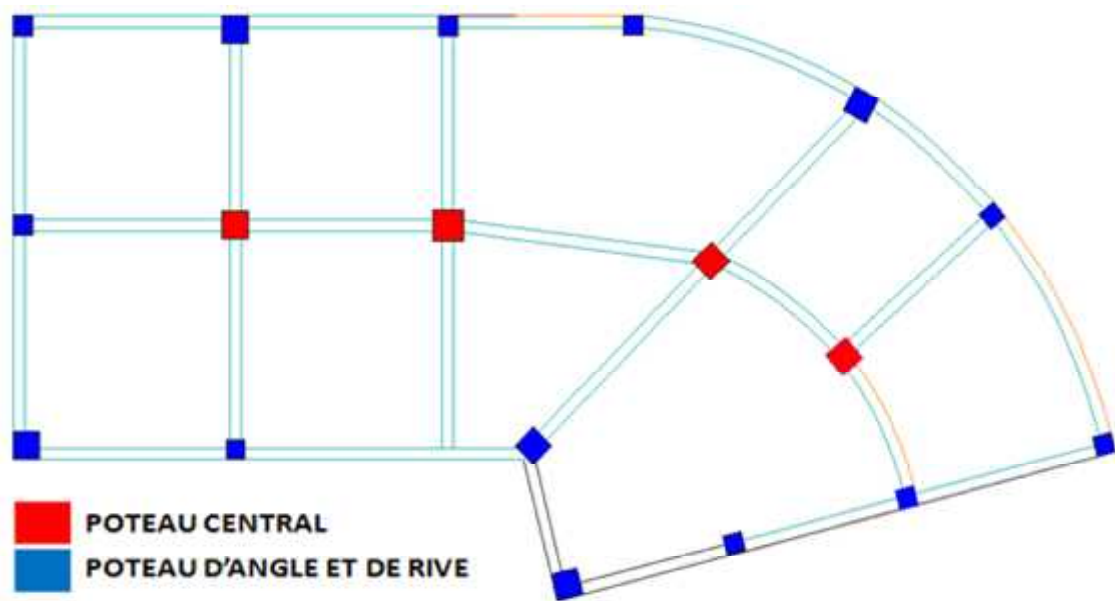
$$= \frac{N_d}{E_c f_{c28}} \leq 0.30 \dots \dots \dots [13]$$

Avec :

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

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

$f_{c28}$  : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).



**Figure IV-2 Repérage des Poteaux.**



**Poteau centrale :**

<i>Niveaux</i>	<i>B<sub>c</sub></i> <i>(cm<sup>2</sup>)</i>	<i>N<sub>d</sub></i> <i>(KN)</i>	<i>ν</i>	<i>Obs</i>	<i>Section</i> <i>corrigée</i> <i>(cm<sup>2</sup>)</i>	<i>N<sub>d</sub></i> <i>(KN)</i>	<i>ν</i>	<i>Obs</i>
<i>R.D.C</i>	50*50	2885.749	0.46	>0,3	75x75	3078.964	0.29	<0,3
<i>P1</i>	45*45	2533.292	0.50	<0,3	75x75	2533.292	0.27	<0,3
<i>P2</i>	45*45	2190.773	0.43	<0,3	75x75	2348.364	0.26	<0,3
<i>P3</i>	40*40	1852.794	0.46	<0,3	70x70	1987.221	0.26	<0,3
<i>P4</i>	40*40	1525.07	0.38	<0,3	70x70	1610.1	0.26	<0,3
<i>P5</i>	35*35	1202.788	0.39	<0,3	70x70	1285.949	0.25	<0,3
<i>P6</i>	35*35	889.549	0.29	>0,3	65x65	1154.3	0.244	<0,3
<i>P7</i>	30*30	580.96	0.26	>0,3	65x65	1027.05	0.28	<0,3
<i>P8</i>	30*30	278.636	0.12	>0,3	65x65	981.23	0.264	<0,3

**Tableau IV-13 Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux centraux**

**Poteau d'angle et de rive:**

<i>Niveaux</i>	<i>B<sub>c</sub></i> (cm <sup>2</sup> )	<i>N<sub>d</sub></i> (KN)	<i>ν</i>	<i>Obs</i>	<i>Section corrigée</i> (cm <sup>2</sup> )	<i>N<sub>d</sub></i> (KN)	<i>ν</i>	<i>Obs</i>
<b>R.D.C</b>	45*45	1875.532	0.37	>0,3	60x60	1966.494	0.26	<0,3
<b>P1</b>	45*45	1662.359	0.33	>0,3	60x60	1732.114	0.28	<0,3
<b>P2</b>	40*40	2190.773	0.55	>0,3	60x60	1496.977	0.30	<0,3
<b>P3</b>	40*40	1230.158	0.31	>0,3	55x55	1257.817	0.25	<0,3
<b>P4</b>	35*35	1010.984	0.33	>0,3	55x55	1023.744	0.26	<0,3
<b>P5</b>	35*35	795.836	0.26	<0,3	55x55	<b>10058.6</b>	<b>0.23</b>	<0,3
<b>P6</b>	30*30	581.927	0.26	<0,3	<b>50x50</b>	<b>992.12</b>	<b>0.25</b>	<0,3
<b>P7</b>	30*30	373.471	0.17	<0,3	<b>50x50</b>	<b>974.65</b>	<b>0.24</b>	<0,3
<b>P8</b>	30*30	166.48	0.07	<0,3	<b>50x50</b>	<b>897.34</b>	<b>0.27</b>	<0,3

**Tableau IV-14 Vérification de l'Effort Normal pour les Poteaux d'angle et de rive**

a- Résultats de l'analyse dynamique du modèle final après les modifications :

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		$U_x$	$U_y$	$U_z$	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum U_z$
1	0.749	0.6883	0.00312	0.00002532	0.6883	0.00312	0.0002
2	0.647	0.00051	0.64798	0.000011	0.6836	0.6511	0.0002
3	0.473	0.0167	0.03098	0.000041	0.70559	0.6820	0.0005
4	0.206	0.15672	0.00783	0.00013	0.8584	0.6957	0.0008
5	0.174	0.012	0.17858	0.0000052	0.8708	0.8736	0.0001
6	0.1171	0.0000236	0.00005106	0.09091	0.8708	0.8737	0.0911
7	0.115	0.00494	0.01099	0.00108	0.8758	0.8846	0.0921
8	0.105	0.00001143	3.001E-07	0.01605	0.8758	0.8846	0.1082
9	0.101	0.00009185	0.00000128	0.00055	0.8759	0.8846	0.1087
10	0.100334	0.00107	0.00001258	0.00166	0.8769	0.8847	0.1104
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
.	.	.	.	.	.	.	.
25	0.0747	0.00032	0.01568	0.00003985	0.92226	0.9124	0.31597

**Tableau IV-15 Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle final après la vérification spécifique aux sollicitations normales.**

• Constatations :

- Une période fondamentale :  $T=0.74s$ .
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 25<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion.

• Résultantes des forces sismiques

-  $W = 31306.296 \text{ kN}$ .

$$V^x = \frac{0,25(2,017)(1,25)}{5} 31306.296 = 3946.54 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 3157.23 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25(1,606)(1,25)}{5} 31306.296 = 3142.36 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 2513.89 \text{ kN}$$

D'après le fichier des résultats du **SAP2000** on a :  $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3451.23 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 2872.17 \text{ kN} \end{cases}$

Ce qui donne :  $V_t^x > 0,8V^x$  et  $V_t^y > 0,8V^y$

$$\Rightarrow \begin{cases} r_x = 1 \\ r_y = 1 \end{cases}$$

• **Vérification des déplacements inter étage :**

$r_x=1; \quad r_y=1$

Z(m)	$\delta_{eK}^x (m)$	$\delta_{eK}^y (m)$	$\delta_K^x (mm)$	$\delta_K^y (mm)$	$\Delta_K^x (mm)$	$\Delta_K^y (mm)$	$\bar{\Delta}(mm)$	Observation
27.71	0.03138	0.025693	156.9	150.30405	17.425	18.6966	30.6	Vérifié
24.65	0.027895	0.022497	139.475	131.60745	19.135	19.7964	30.6	Vérifié
21.59	0.024068	0.019113	120.34	111.81105	20.45	20.23515	30.6	Vérifié
18.53	0.019978	0.015654	99.89	91.5759	21.015	19.9485	30.6	Vérifié
15.47	0.015775	0.012244	78.875	71.6274	20.975	19.2231	30.6	Vérifié
12.41	0.01158	0.008958	57.9	52.4043	19.825	17.64945	30.6	Vérifié
9.53	0.007615	0.005941	38.075	34.75485	17.335	15.21	30.6	Vérifié
6.29	0.004148	0.003341	20.74	19.54485	13.57	12.1797	30.6	Vérifié
3.23	0.001434	0.001259	7.17	7.36515	7.28	7.36515	32.3	Vérifié

**Tableau IV-16 Vérification des Déplacements Inter Etages du Modèle Final**

**b. 5. Vérification des conditions du facteur de comportement R [14] :**

\_ Pour la justification de l'interaction portique–voiles, on doit vérifier que Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les sollicitations verticales totales de la structure : 30403.39KN

Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 6060,9 KN

On a :

$$\frac{\text{Les charges reprises par les voile}}{\text{le poids totale de la structure}} = \frac{6060,9}{30403.39} \times 100 = 19,93\% < 20\%$$

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

**-Suivent X :**

L'effort tranchant total à la base 5033,3 KN

L'effort tranchant à la base repris par les portiques 1400,13KN

Donc :  $1400,13/5033,3 = 27,81\% > 25\%$  vérifiée.

**-Suivent Y :**

L'effort tranchant total à la base 5984,2 KN

L'effort tranchant la base repris par les portiques 1540,33KN

Donc :  $1540,33/5984,2 = 25,73\% > 25\%$  vérifiée

Les conditions d l'interaction portiques–voiles sont vérifiées.

**IV.7. Vérification de la stabilité au renversement [15] :**

-La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique, Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$$

- SENS LONGITUDINAL : (dans le sens des X)

$$M_{\text{res}} = F_x \frac{L_x}{2} = 31306.296 \times 14.89 = 466150.70 \text{ KN}$$

$$M_{\text{renv}} = F_t x h_i = 142793.1 \text{ KN.m}$$

$M_s/M_r = 3.40 > 1,5 \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

- SENS TRANSVERSAL : (dans le sens des Y).

$$M_{\text{res}} = F_x \frac{L_y}{2} = 31306.296 \times 7.47 = 23385.03 \text{ KN}$$

$$M_{\text{renv}} = F_t x h_i = 142793.1 \text{ KN.m}$$

$M_s/M_r = 1.63 > 1,5 \Rightarrow$  la condition est vérifiée.

**Donc :**

**La stabilité de la structure au renversement est vérifiée.**

**IV.8 JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P-Δ :**

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \dots [16]$$

$P_K$ : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau "K".

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

$V_K$ : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

$\Delta_K$ : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

$h_K$ : Hauteur de l'étage "K"

- Si  $0,10 < \theta_K \leq 0,20$ , Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

- Si  $\theta_K > 0,20$ , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants:

**Tableau IV.17: Calcul de l'effort tranchant  $V_{Kx}$  et  $V_{Ky}$**

Niveaux	H (m)	$F_x$ (kN)	$F_y$ (kN)	$V_{Kx}$ (kN)	$V_{Ky}$ (kN)
RDC	3,23	3304.4317	3762.721	3219.335	3681.447
1 <sup>er</sup>	3,06	3219.335	3681.447	3058.739	3506.38
2 <sup>ème</sup>	3,06	3058.739	3506.38	2840.648	3275.104
3 <sup>ème</sup>	3,06	2840.648	3275.104	2572.083	2967.197
4 <sup>ème</sup>	3,06	2572.083	2967.197	2235.431	2584.777
5 <sup>ème</sup>	3,06	2235.431	2584.777	1834.072	2122.971
6 <sup>ème</sup>	3,06	1834.072	2122.971	1359.826	1570.38
7 <sup>ème</sup>	3,06	1359.826	1570.38	757.445	860.818
8 <sup>ème</sup>	3,06	757.445	860.818	3219.335	3681.447

**Tableau IV.18: Calcul de  $\theta_x$  et  $\theta_y$**

Niveaux	$P_K$ (kN)	$\Delta_x$ m(m)	$\Delta_y$ (mm)	$V_{Kx}$ (kN)	$V_{Ky}$ (kN)	$h_K$ (m)	$\theta_x$	$\theta_y$	$\theta(x \text{ ou } y) \leq 0,1$
RDC	27781.175	0.01924	0.01922	3219.335	3681.447	3,06	0.05425854	0.0402547	OK
1 <sup>er</sup>	23594.09	0.02055	0.01965	3058.739	3506.38	6,12	0.05180256	0.03758253	OK
2 <sup>ème</sup>	20521.253	0.02106	0.01931	2840.648	3275.104	9,18	0.04971912	0.03274139	OK
3 <sup>ème</sup>	16992.659	0.021	0.01854	2572.083	2967.197	12,24	0.04533924	0.02756663	OK
4 <sup>ème</sup>	13500.249	0.01981	0.01691	2235.431	2584.777	15,30	0.03909701	0.02153074	OK
5 <sup>ème</sup>	10070.704	0.01726	0.00921	1834.072	2122.971	18,36	0.03097154	0.00943376	OK
6 <sup>ème</sup>	6654.124	0.01352	0.01704	1359.826	1570.38	21,42	0.02162035	0.01158015	OK
7 <sup>ème</sup>	3265.659	0.00728	0.00713	757.445	860.818	24,48	0.01025722	0.00205025	OK
8 <sup>ème</sup>	27781.175	0.01924	0.01922	3219.335	3681.447	27,54	0.05425854	0.0402547	OK

**IV.9 Etude du joint sismique [17] :**

Déplacement maximal selon le sens x-x :

$$-d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}}$$

$$- d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (20.67 + 26.84)_{\text{mm}} = 62.51_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}}$$

On prend :  $d_{\min} = 100_{\text{mm}} = 10 \text{ cm}$

Donc on opte un joint sismique de 10 cm entre les deux blocs de la structure

**Conclusion:**

- 1- Les déplacements inter étages dus à l'effet de torsion additionnelle sont négligeables devant les déplacements dus aux forces sismiques (tableau IV.16).
- 2- On remarque dans le cas de notre structure, que l'effet P- $\Delta$  n'influe pas sur son comportement (périodes, déplacements, efforts tranchants à la base) ; on peut dire que notre structure présente un bon rapport « rigidité / poids ».
- 3- Ce sont les éléments de la structure correspondant au modèle 3 qui seront ferrillés dans le chapitre qui suit (V).

**V. Introduction :**

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le *BAEL 91 Modifié 99* et le *RPA99 version 2003*.

**V.1. Ferrailage des poteaux :****V.1.1. Introduction :**

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée ( $M, N$ ) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " $N$ " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " $M$ " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

**a. Situation durable :**

- **Béton:**  $\gamma_b=1,5$  ;  $f_{c28}=25MPa$  ;  $\sigma_{bc}=14,17MPa$ .
- **Acier:**  $\gamma_s=1,15$  ; Nuance *FeE400* ;  $\sigma_s=348MPa$ .

**b. Situation accidentelle :**

- **Béton:**  $\gamma_b=1,15$  ;  $f_{c28}=25MPa$  ;  $\sigma_{bc}=21,74MPa$ .
- **Acier:**  $\gamma_s=1,00$  ; Nuance *FeE400* ;  $\sigma_s=400MPa$ .

**V.1.2. Combinaison d'action :**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

**a. Selon BAEL 91 [1] :**

**a.1. ELU :** Situation durable

$$1,35G+1,5Q$$

**a.2. ELS :** Situation durable

$$G+Q$$



**b. Selon RPA 99[2] : Situation accidentelle**

- $G+Q+E$
- $0,8G\pm E$

Avec:

$G$ : Charges permanentes.

$Q$ : Surcharge d'exploitation.

$E$ : Action du séisme.

\*A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1-  $M^{max}, N^{corr}$

2-  $N^{max}, M^{corr}$

3-  $N^{min}, M^{corr}$

**V.1.3 Recommandation selon RPA99 version 2003 :**

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leurs pourcentage est limité par:

\*  $0,9 < \frac{A_s}{B} < 4\%$       Zone courante (Z.C)

\*  $0,9 < \frac{A_s}{B} < 6\%$       Zone de recouvrement (Z.R)..... [3]

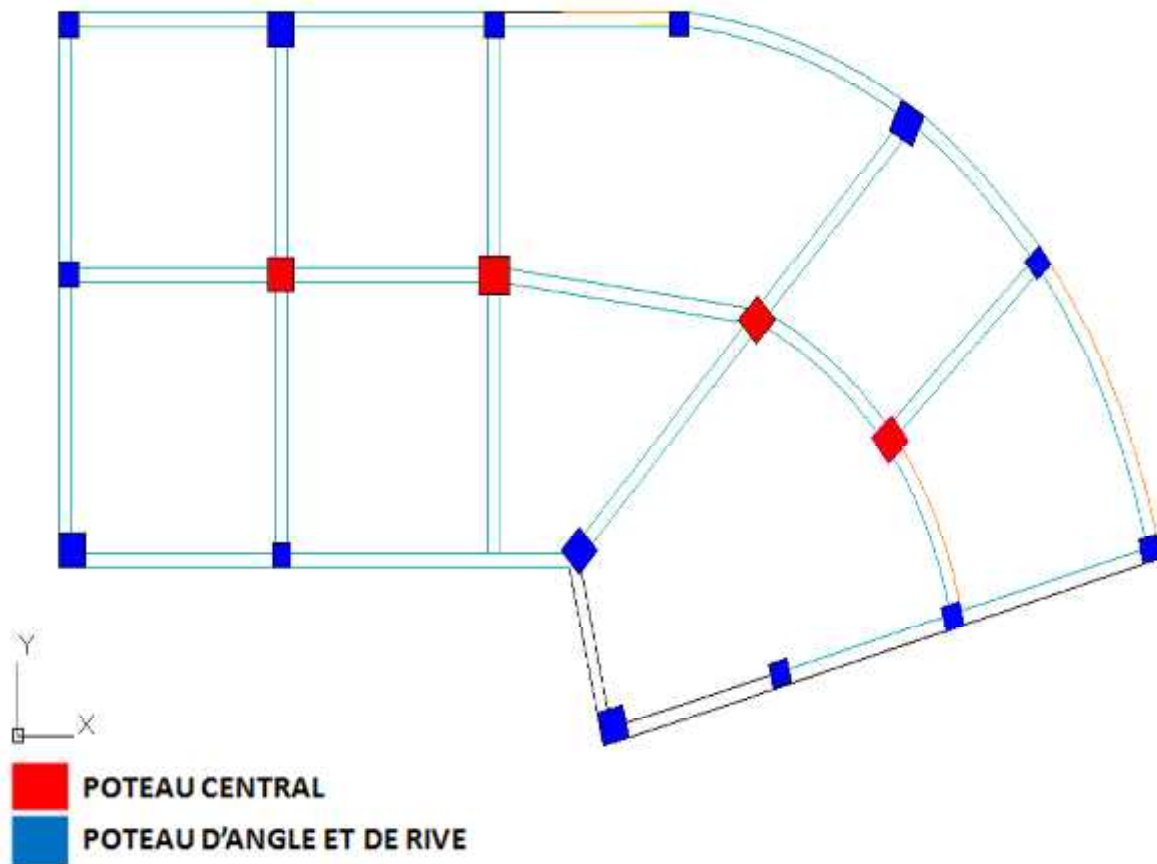
Avec :

$A_s$  : La section d'acier.

$B$  : Section du béton [ $cm^2$ ].

- Le diamètre minimal est de  $12mm$ .
- La longueur minimale de  $50\emptyset$  en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser  $20cm$ .
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

**Schéma Illustrant Les Groupes de Poteaux :**



**V.2 Ferraillage des poteaux :**

**1. Situation durable :**

- Combinaison :  $1,35G+1,5Q$

a.  $(N^{max}, M^{corr})$

**a.1. Poteau central :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ (kN)	$M^{corr}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	75x75	4522.35	22.98	SEC	0	0	50.62
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	70x70	2953.98	51.58	SEC	0	0	44.4
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	65x65	1430.7	47.04	SEC	0	0	38.02

**a.2.Poteau d'angle et de rive :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ (kN)	$M^{corr}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	75x75	2585.22	33.4545	SEC	0	0	50.62
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	70x70	1686.83	80.1386	SEC	0	0	44.4
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	65x65	852.889	75.143	SEC	0	0	38.02

**Tableau. V.1.1.** Ferrailages des poteaux situation durable ( $N^{max}, M^{corr}$ )**b. ( $M^{max}, N^{corr}$ )****b.1.Poteau central :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$M^{max}$ (kN)	$N^{corr}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	75x75	62.381	3994.29	SEC	0	0	50.62
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	70x70	63.7959	1886.5	SEC	0	0	44.4
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	65x65	101.60	411.18	SEC	0	0	38.02

**b.2.Poteau d'angle et de rive:**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$M^{max}$ (kN)	$N^{corr}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	60x60	101.5937	2277.35	SEC	0	0	32.4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	55x55	96.8394	1096.37	SEC	0	0	27.22
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	50x50	87.2001	557.303	SEC	0	0	22.5

**Tableau. VI.2.** Ferrailages des poteaux situation durable ( $M^{max}, N^{corr}$ )**c. ( $N^{min}, M^{corr}$ )****c.1.Poteau central :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{min}$ (kN)	$M^{corr}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	75x75	2647.53	22.69	SEC	0	0	50.62
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	70x70	1425.49	42.74	SEC	0	0	44.4
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	65x65	296.56	71.08	SEC	0	0	38.02

**c.2.Poteau d'angle et de rive :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sup>min</sup> (kN)	M <sup>corr</sup> (kNm)	Sollicitation	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	60x60	738.409	25.42	SEC	0	0	32.4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	55x55	420.238	36.18	SEC	0	0	27.22
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	50x50	95.837	85.002	SEC	0	4.45	22.5

**Tableau. V.1.3. Ferrailages des poteaux situation durable (N<sup>min</sup>, M<sup>corr</sup>)**

**2. Situation accidentelle :**

- Combinaison : G+Q+E

**a. (N<sup>max</sup>, M<sup>corr</sup>)**

**a.1.Poteau central :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sup>max</sup> (kN)	M <sup>corr</sup> (kNm)	Sollicitation	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	75x75	3468.27	222.39	SEC	0	0	50.62
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	70x70	2280.231	161.22	SEC	0	0	44.4
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	65x65	1068.58	52.63	SEC	0	0	38.02

**a.2.Poteau d'angle et de rive:**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	N <sup>max</sup> (kN)	M <sup>corr</sup> (kNm)	Sollicitation	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sup>min</sup> <sub>s(RPA)</sub> (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	60x60	2071.05	110.93	SEC	0	0	32.4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	55x55	1367.94	36.46	SEC	0	0	27.22
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	50x50	680.27	44.168	SEC	0	0	22.5

**Tableau. V.1.4. Ferrailages des poteaux situation durable (N<sup>max</sup>, M<sup>corr</sup>)**

b. ( $M^{max}, N^{corr}$ )

**b.1.Poteau central :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$M^{max}$ (kN)	$N^{corr}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	75x75	302.025	3294.38	SEC	0	0	50.62
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	70x70	148.0539	1349.8	SEC	0	0	44.4
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	65x65	187.1085	297.13	SEC	0	4.19	38.02

**b.2.Poteau d'angle et de rive :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$M^{max}$ (kN)	$N^{corr}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	60x60	173.96	1308	SEC	0	0	32.4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	55x55	182.04	876.96	SEC	0	0	27.22
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	50x50	172.952	236.31	SEC	0	7.17	22.5

**Tableau. V.1.5. Ferraillages des poteaux situation durable ( $M^{max}, N^{corr}$ )**

c. ( $N^{min}, M^{corr}$ )

**c.1.Poteau central :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{min}$ (kN)	$M^{corr}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	75x75	1178.15	103.789	SEC	0	0	50.62
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	70x70	636.005	184.84	SEC	0	0	44.4
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	65x65	143.799	232.99	SEC	0	8.19	38.02

**c.2.Poteau d'angle :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{min}$ (kN)	$M^{corr}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	60x60	120.137	45.715	SEC	0	0.49	32.4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	55x55	68.852	71.535	SEC	0	2.72	27.22
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	50x50	17.653	124.40	SEC	0	7	22.5

**Tableau. V.1.6. Ferraillages des poteaux situation durable ( $N^{min}, M^{corr}$ )**

- Combinaison : 0,8G+E

a. ( $N^{max}, M^{corr}$ )

**a.1.Poteau central :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ (kN)	$M^{corr}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	75x75	2479.94	218.22	SEC	0	0	50.62
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	70x70	1661.269	153.4873	SEC	0	0	44.4
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	65x65	785.778	124.9327	SEC	0	0	38.02

**a.2.Poteau d'angle et de rive :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ (kN)	$M^{corr}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	60x60	212.008	111.237	SEC	0	0	32.4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	55x55	979.194	38.091	SEC	0	0	27.22
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	50x50	491.678	49.512	SEC	0	0	22.5

**Tableau. V.1.7. Ferraillages des poteaux situation durable ( $N^{max}, M^{corr}$ )**

b. ( $M^{max}, N^{corr}$ )

**b.1.Poteau central :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$M^{max}$ (kN)	$N^{corr}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	75x75	295.5852	2047.768	SEC	0	0	50.62
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	70x70	133.395	1351.74	SEC	0	0	44.4
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	65x65	165.1042	212.008	SEC	0	4.3	38.02

**b.2.Poteau d'angle et de rive :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$M^{max}$ (kN)	$N^{corr}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	75x75	150.2299	856.718	SEC	0	0	50.62
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> 5 <sup>ème</sup>	70x70	156.4371	628.496	SEC	0	0	44.4
6 <sup>ème</sup> 7 <sup>ème</sup> 8 <sup>ème</sup>	65x65	158.6703	177.973	SEC	0	4.45	38.02

**Tableau. V.1.8. Ferraillages des poteaux situation durable ( $M^{max}, N^{corr}$ )**

c. ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ )

**c.1.Poteau central :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{min}$ (kN)	$M^{corr}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	75x75	447.924	97.154	SEC	0	0	50.62
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	70x70	253.892	172.3761	SEC	0	3.59	44.4
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	65x65	87.328	213.2758	SEC	0	8.36	38.02

**c.2.Poteau d'angle et de rive :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ (kN)	$M^{corr}$ (kNm)	Sollicitation	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s(RPA)}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup> 2 <sup>ème</sup>	60x60	10.49	40.2057	SEC	0	1.78	32.4
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	55x55	13.329	45.4406	SEC	0	2.21	27.22
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	50x50	2.651	58.0763	SEC	0	3.45	22.5

**Tableau. V.1.9.** Ferrillages des poteaux situation durable ( $N^{min}$ ,  $M^{corr}$ )

**V.1.4. CHOIX DES ARMATURES :**

**1. Poteau central :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (Z.C)(cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (Z.R)(cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s/B$ [%]
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	75x75	0	50,62	225	337.5	4T25+12T20	57.34	1,01
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	70x70	3.59	44,4	196	294	16T20	50.27	1.02
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	65x65	8.19	38,02	169	253.5	12T20+4T16	45.74	1.08

**2. Poteau d'angle et de rive :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.C)(cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>max</sup> (Z.R)(cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> /B [%]
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	60x60	1.78	32.4	144	216	4T20+12T16	36.7	1.01
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	55x55	2.72	27.22	121	1815	16T16	32.17	1.06
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	50x50	7	22.5	100	150	4T16+12T14	26.51	1.06

**Tableau. V.1.10 : Choix des armatures des poteaux**

**Remarque :**

- On constate que le ferrailage des poteaux est donné par la section minimale exigée par le RPA99/2003.

**V.1.5. VÉRIFICATION DE LA CONDITION DE NON-FRAGILITE :**

Il faut vérifier que :  $A_{s\ min} > A_{CNF} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e}$  ..... [4]

**1. Poteau central :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	vérification
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	75x75	50,62	6,11	ok
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	70x70	44,4	5,32	ok
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	65x65	38,02	4,59	ok

**2. Poteau d'angle et de rive :**

Niveaux	Sections (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	vérification
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	75x75	32.4	3,91	ok
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	70x70	27.22	3,28	ok
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	65x65	22.5	2,71	ok

**Tableau. V.1.11 : VÉRIFICATION DE LA CONDITION DE NON-FRAGILITE**



**V.1.6. VÉRIFICATION VIS-A-VIS DE L'ÉTAT LIMITE DE SERVICE :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}$ ,  $N_{ser}$ ) (annexeI, organigramme)., puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

**-Béton :**

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

**-Acier : [5]**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

$$\text{Fissuration préjudiciable.... } \sigma_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e; \max(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right) = \xi \text{ (MPa)}$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable..... } \sigma_s = 0,8\xi \text{ (MPa)}$$

Avec :

$\eta=1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée peu nuisible donc pas de vérification.

**V.1.7. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :**

**VII.1.7.1. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :**

$$\text{Il faut vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \text{ ..... [6]}$$

Avec :

$T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

$b$ : Largeur de la section du poteau.

$d$ : Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

**\* Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5MPa) \text{ ..... Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}, 4MPa) \text{ ..... Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

**\* Selon le RPA 99 version 2003 [7] :**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \text{ ..... si l'élanement } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \text{ ..... si l'élanement } \lambda < 5$$

Avec :

$\lambda$ : L'élanement du poteau

$i$  : Rayon de giration.

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$  : Section du poteau.

$L_f$ : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**1. Poteau central :**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ	ρ <sub>d</sub>	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	75x75	54.201	0,107	10.44	0,075	1,875	2,5	OK
1 <sup>er</sup>	75x75	105.75	0,208	10.44	0,075	1,875	2,5	OK
2 <sup>ème</sup>	75x75	102.95	0,203	9.89	0,075	1,875	2,5	OK
3 <sup>ème</sup>	70x70	96.29	0,218	10.6	0,075	1,875	2,5	OK
4 <sup>ème</sup>	70x70	100.64	0,228	10.6	0,075	1,875	2,5	OK
5 <sup>ème</sup>	70x70	113.2	0,256	10.6	0,075	1,875	2,5	OK
6 <sup>ème</sup>	65x65	91.01	0,239	11.41	0,075	1,875	2,5	OK
7 <sup>ème</sup>	65x65	92.41	0,243	11.41	0,075	1,875	2,5	OK
8 <sup>ème</sup>	65x65	144.72	0,380	11.41	0,075	1,875	2,5	OK

**2. Poteau d'angle et de rive :**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ	ρ <sub>d</sub>	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	60x60	17.792	0,054	13.05	0,075	1,875	2,5	OK
1 <sup>er</sup>	60x60	43.44	0,013	12.36	0,075	1,875	2,5	OK
2 <sup>ème</sup>	60x60	61.462	0,018	12.36	0,075	1,875	2,5	OK
3 <sup>ème</sup>	55x55	38.26	0,014	13.49	0,075	1,875	2,5	OK
4 <sup>ème</sup>	55x55	41.06	0,015	13.49	0,075	1,875	2,5	OK
5 <sup>ème</sup>	55x55	44.28	0,016	13.49	0,075	1,875	2,5	OK
6 <sup>ème</sup>	50x50	37.78	0,016	14.84	0,075	1,875	2,5	OK
7 <sup>ème</sup>	50x50	39.509	0,017	14.84	0,075	1,875	2,5	OK
8 <sup>ème</sup>	50x50	51.19	0,022	14.84	0,075	1,875	2,5	OK

**Tableau V.1.12. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux**

**V.1.7.2. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX :**

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

**\* Selon BAEL91 modifié 99 [8] :**

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $b$  : Largeur de la section droite.
- $h$  : Hauteur de la section droite.
- $S_t$  : Espacement des armatures transversales.
- $\phi_t$  : Diamètre des armatures transversales.
- $\phi_l$  : Diamètre des armatures longitudinales.

**\* Selon le RPA99 version 2003 [9] :**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

- $A_t$  : Section d'armatures transversales.
- $S_t$  : Espacement des armatures transversales.
- $T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.
- $f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- $h$  : Hauteur totale de la section brute.
- $\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.
- $\rho_a = 2,5$  ..... si  $\lambda_g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75$  ..... si  $\lambda_g < 5$
- $\lambda_g$  : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq 10\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone III).}$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right) \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone III)} \dots \dots \dots [10]$$

$\phi_l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$\lambda_g$  : L'élançement géométrique du poteau  $\left( \lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$ : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e=400\text{MPa}$  (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

**1. Poteau central :**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>t</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	75x75	4T25+12T20	25 et 20	10	15
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	70x70	16T20	20	10	15
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	65x65	12T20+4T16	16 et 20	10	15

**2. Poteau d'angle et de rive :**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	Ø <sub>t</sub> (mm)	S <sub>t</sub> (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC, 1 <sup>er</sup> , 2 <sup>ème</sup>	60x60	4T20+12T16	20 et 16	10	15
3 <sup>ème</sup> , 4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	55x55	16T16	16	10	15
6 <sup>ème</sup> , 7 <sup>ème</sup> , 8 <sup>ème</sup>	50x50	4T16+12T14	16 et 14	10	14

**Tableau V.1.13. Espacements maximales selon RPA99**

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

**1. Poteau central :**

Section (cm <sup>2</sup> )	Niveaux	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
75x75	RDC	2,26	3,01	3,75	54.201	N	10	0,67	4T10	3,14
						C	15	1.01	4T10	3,14
75x75	1 <sup>er</sup>	2,14	2,85	3,75	105.75	N	10	1,31	4T10	3,14
						C	15	1,96	4T10	3,14
75x75	2 <sup>ème</sup>	2,14	2,85	3,75	102.95	N	10	1,12	4T10	3,14
						C	15	1,91	4T10	3,14
70x70	3 <sup>ème</sup> ,	2,14	3,05	3,75	96.29	N	10	1,28	4T10	3,14
						C	15	1,93	4T10	3,14
70x70	4 <sup>ème</sup>	2,14	3,05	3,75	100.64	N	10	1,33	4T10	3,14
						C	15	2.00	4T10	3,14
70x70	5 <sup>ème</sup>	2,14	3,05	3,75	113.2	N	10	1,51	4T10	3,14
						C	15	2,27	4T10	3,14

65x65	6 <sup>ème</sup>	2,14	3,29	3,75	91.01	N	10	1,31	4T10	3,14
						C	15	1,96	4T10	3,14
65x65	7 <sup>ème</sup>	2,14	3,29	3,75	92.41	N	10	1,33	4T10	3,14
						C	15	1,99	4T10	3,14
65x65	8 <sup>ème</sup>	2,14	3,29	3,75	144.72	N	10	2,07	4T10	3,14
						C	15	3,11	4T10	3,14

**2. Poteau d'angle et de rive :**

Section (cm <sup>2</sup> )	Niveaux	L <sub>f</sub> (m)	λ <sub>g</sub> (%)	ρ <sub>a</sub>	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	Zone	S <sub>t</sub> (cm)	A <sub>t</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
60x60	RDC	2,26	3.56	3,75	17.792	N	10	0,27	4T8	2,01
						C	15	0,41	4T8	2,01
60x60	1 <sup>er</sup>	2,14	3.56	3,75	43.44	N	10	0,67	4T8	2,01
						C	15	1,01	4T8	2,01
60x60	2 <sup>ème</sup>	2,14	3.56	3,75	61.462	N	10	0,95	4T8	2,01
						C	15	1,43	4T8	2,01
55x55	3 <sup>ème</sup> ,	2,14	3.89	3,75	38.26	N	10	0,65	4T8	2,01
						C	15	0,97	4T8	2,01
55x55	4 <sup>ème</sup>	2,14	3.89	3,75	41.06	N	10	0,69	4T8	2,01
						C	15	1,04	4T8	2,01
55x55	5 <sup>ème</sup>	2,14	3.89	3,75	44.28	N	10	0,75	4T8	2,01
						C	15	1,13	4T8	2,01
50x50	6 <sup>ème</sup>	2,14	4,28	3,75	37.78	N	10	0,70	4T8	2,01
						C	15	1,06	4T8	2,01
50x50	7 <sup>ème</sup>	2,14	4,28	3,75	39.50	N	10	0,74	4T8	2,01
						C	15	1,11	4T8	2,01
50x50	8 <sup>ème</sup>	2,14	4,28	3,75	51.19	N	10	0,95	4T8	2,01
						C	14	1,34	4T8	2,01

**Tableau V.1.14. Choix des armatures transversales pour les poteaux**

**V.1.7.3. LONGUEUR DE RECOUVREMENT :**

La longueur minimale de recouvrement est de : L<sub>r</sub>=50Ø<sub>l</sub> en zone III.

Pour :

-T25.....L<sub>r</sub>=125cm

-T20.....L<sub>r</sub>=100cm

-T16.....L<sub>r</sub>=80cm

-T14 ..... L<sub>r</sub>=70cm

**V.2.8. FERRAILLAGE DES POTEAUX DE SOUS SOL :**

Les poteaux su sous-sol sont calcules à la compression simple, le ferrailage est donnée par :

$$A_s \geq \left( \frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots [11]$$

B<sub>r</sub> : Section réduite du poteau considéré (B<sub>r</sub>= (a-2)(b-2)) cm<sup>2</sup>

α: Coefficient dépendant de l'élancement..... [12]

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6(50)^2}{\lambda} & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

$L_f$ : Longueur de flambement.

$i$ : Rayon de giration  $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$ .

$I$ : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

$B$ : Section du poteau ( $B = a \times b$ ).

$N_u$ : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement  $L_f = 0,7l_0$ .

La section réduite  $B_r = (a - 0,02)^2 [m^2]$ .

**1. Poteau central :**

**a. Calcul de l'effort normal pondéré :**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de :

-  $N_u(\text{RDC}) = 2687,877 \text{ kN}$

- Poids du plancher RDC .....  $G_{PC} = 5,31 \times 23,28 = 123,61 \text{ kN}$
- Poids des poutres porteuse .....  $G_{PP} = 17,97 \text{ kN}$
- Poids des poutres non porteuses .....  $G_{PNP} = 16,28 \text{ kN}$
- Poids du poteau :  $25 \times 0,75 \times 0,75 \times (3.23 - 0,45) = 39,09 \text{ kN}$   
 $g = 197.47 \text{ kN}$

**$G_{\text{total}} = 2884.82 \text{ kN}$**

Surcharge d'exploitation :  $Q = 5 \times 23.28 = 116,4 \text{ kN}$

-  $N_u = 1,35G + 1,5Q = 4069,11 \text{ kN}$

**a.2. Poteau du 2 sous sol :**

-  $N_u(1/s) = 2884.82 \text{ kN}$

- Poids du plancher .....  $G_{PC} = 5,31 \times 23,28 = 123,61 \text{ kN}$
- Poids de la poutre porteuse .....  $G_{PP} = 17,97 \text{ kN}$
- Poids des poutres non porteuses .....  $G_{PNP} = 16,28 \text{ kN}$
- Poids du poteau .....  $25 \times 0,75 \times 0,75 \times (2.8 - 0,45) = 33,04 \text{ kN}$

**$G_{\text{total}} = 3075.72 \text{ kN}$**

Surcharge d'exploitation :  $Q = 5 \times 23.28 = 116,4 \text{ kN}$

$$- N_u = 1,35G + 1,5Q = 4326.83 \text{ KN}$$

**1. Calcul du ferraillage :**

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{75}{\sqrt{12}} = 21.65 \text{ cm}$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 2,8 \cdot 10^2}{21.65} = 9.05 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,838$
- $Br = (75 - 2) \times (75 - 2) = 5329 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left( \frac{4326.83 \cdot 10^3}{0,838} - \frac{5329 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400} \Rightarrow A_s > -13.53 \text{ cm}^2$$

-on trouve  $A_s \geq -19,39 \text{ cm}^2$  donc le béton seul peut équilibrer la sollicitation; mais le RPA 99 ver.03 exige un minimum, dans ce cas on opte :

$$A_s^{\min} = 0,9\%B \text{ selon RPA99 version 2003} \longrightarrow A_s = A_s^{\min} = 50.62 \text{ cm}^2$$

Le calcul en compression simple des poteaux du sous sol à donné une section inférieure à celle exigée par le R.P.A. version 2003, par conséquent on retient pour le ferraillage de ces poteaux les mêmes sections d'armature des poteaux du RDC.

$$\text{Choix : } 4T25 + 12T20 = 57.34 \text{ cm}^2$$

**Vérification à l'ELS :**

$$N_{\text{ser RDC}} = 1985.56 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser1/SS}} = 1985.56 + (197.47 + 116.4) = 2299.43 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{ser2/ss}} = N_{\text{ser(RDC)}} + N_{\text{ser1/ss}} + (197.47 + 116.4) = 2613.30 \text{ KN}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + n \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (kN)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Vérification
75x75	2613.30	108	200	4.02	15	OK

**Tableau .V.1.15 : Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure**

**b. Détermination des armatures transversales :**

Vu qu'il n'y a pas de transmission de l'effort tranchant du RDC (encastrement) vers le sous sol; on optera pour le même ferrailage transversal que celui adopté au RDC.

Pour les poteaux d'infrastructure ;  $A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$ .

Espacement en zone nodale :  $S_t = 10 \text{ cm}$

Espacement en zone courante :  $S_t = 10 \text{ cm}$

**2. Poteau d'angle et de rive :****c. Calcul de l'effort normal pondéré :**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de :

$$- N_u(\text{RDC}) = 2475,684 \text{ kN}$$

– Poids du plancher RDC .....	$G_{PC} = 5,31 \times 15,48 = 82,2 \text{ kN}$
– Poids des poutres porteuse (1).....	$G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,78 = 9,3825 \text{ kN}$
– Poids des poutres porteuse (2).....	$G_{PP} = 0,30 \times 0,60 \times 25 \times 3,74 = 11,596 \text{ kN}$
– Poids des poutres non porteuses .....	$G_{PNP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,375 = 8,0156 \text{ kN}$
– Poids du poteau .....	$25 \times 0,60 \times 0,60 \times (2,8 - 0,45) = 21,15 \text{ kN}$
	$g = 50,13 \text{ kN}$
	<b><math>G_{\text{total}} = 2525,81 \text{ kN}</math></b>

Surcharge d'exploitation :  $Q = 5 \times 15,48 = 77,4 \text{ kN}$

$$- N_u = 1,35G + 1,5Q = 3525,94 \text{ kN}$$

**a.2. Poteau du 2 sous sol :**

$$- N_u(1/s) = 2525,81 \text{ kN}$$

– Poids du plancher RDC .....	$G_{PC} = 5,31 \times 15,48 = 82,2 \text{ kN}$
– Poids des poutres porteuse (1).....	$G_{PP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,78 = 9,3825 \text{ kN}$
– Poids des poutres porteuse (2).....	$G_{PP} = 0,30 \times 0,60 \times 25 \times 3,74 = 11,596 \text{ kN}$
– Poids des poutres non porteuses .....	$G_{PNP} = 0,30 \times 0,45 \times 25 \times 2,375 = 8,0156 \text{ kN}$
– Poids du poteau .....	$25 \times 0,60 \times 0,60 \times (2,8 - 0,45) = 21,15 \text{ kN}$
	<b><math>G_{\text{total}} = 2575,94 \text{ kN}</math></b>

Surcharge d'exploitation :  $Q = 5 \times 23,28 = 116,4 \text{ kN}$

$$- N_u = 1,35G + 1,5Q = 3593,61 \text{ kN}$$



**2. Calcul du ferraillage :**

- $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{60}{\sqrt{12}} = 17.32\text{cm}$
- $\lambda = \frac{0,7 \times 2,8 \cdot 10^2}{17.32} = 11.31 < 50$
- $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,832$
- $Br = (60 - 2) \times (60 - 2) = 3364\text{cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left( \frac{3593.61 \cdot 10^3}{0,838} - \frac{3364 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400} \Rightarrow A_s \succ 12.32 \text{ cm}^2$$

-on trouve  $A_s \geq -19,39 \text{ cm}^2$  donc le béton seul peut équilibrer la sollicitation; mais le RPA 99 ver.03 exige un minimum, dans ce cas on opte :

$$A_s^{\min} = 0,9\%B \text{ selon RPA99 version 2003} \longrightarrow A_s = A_s^{\min} = 32.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4T20+12T16= 36.7\text{cm}^2$$

**Vérification à l'ELS :**

$$N_{\text{ser RDC}} = 1907.02 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ser1/SS}} = 1907.02 + (50.13 + 77.4) = 2034.45 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{ser2/ss}} = N_{\text{ser(RDC)}} + N_{\text{ser1/ss}} + (50.13 + 77.4) = 2162.08 \text{ KN}$$

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + n \cdot A_s} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$$

Section (cm <sup>2</sup> )	N <sub>ser</sub> (kN)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ̄ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Vérification
60x60	2162.08	108	201,6	5.22	15	OK

**Tableau .V.1.16 : Vérification des contraintes des poteaux de l'infrastructure**

**d. Détermination des armatures transversales :**

Vu qu'il n'y a pas de transmission de l'effort tranchant du RDC (encastrement) vers le sous sol; on optera pour le même ferraillage transversal que celui adopté au RDC.

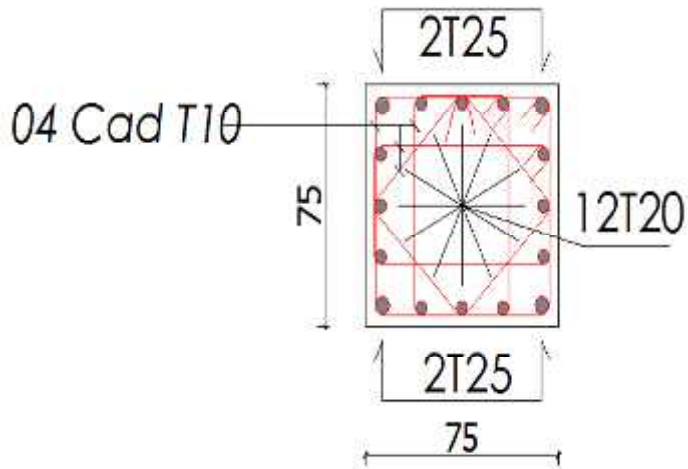
Pour les poteaux d'infrastructure ;  $A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ .

Espacement en zone nodale :  $S_t = 10\text{cm}$

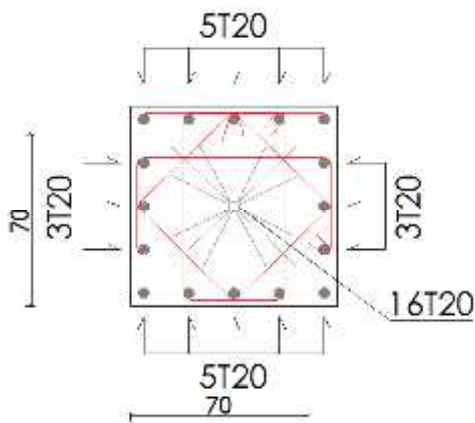
Espacement en zone courante :  $S_t = 14\text{cm}$

**SCHEMAS DE FERRAILLAGE DES POTEAUX :**

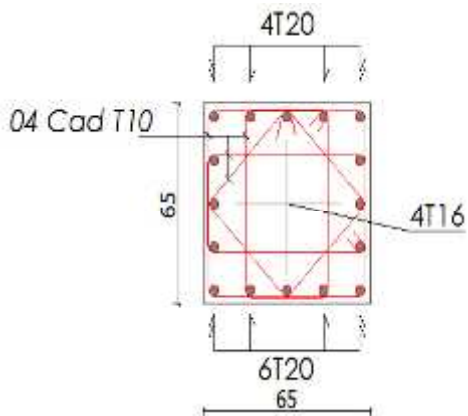
**Poteau central :**



**Ferraillage de poteau de RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>**

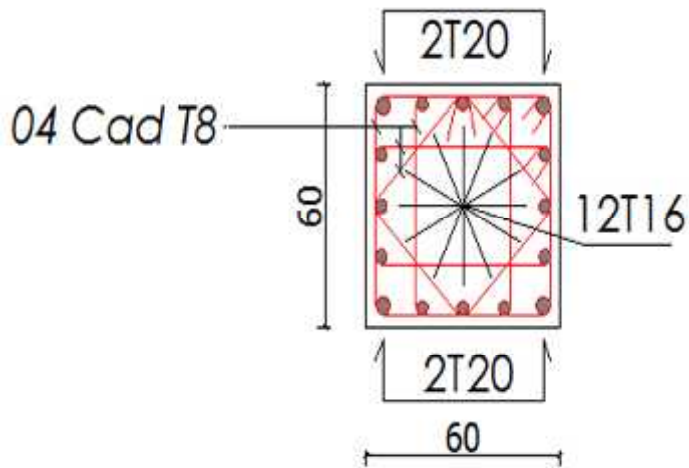


**Ferraillage de poteau de 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>**

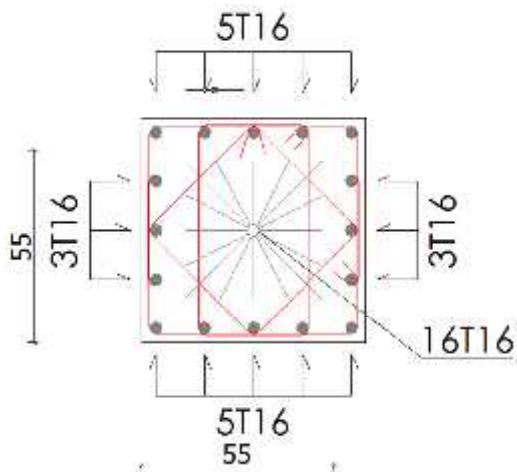


**Ferraillage de poteau de 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>**

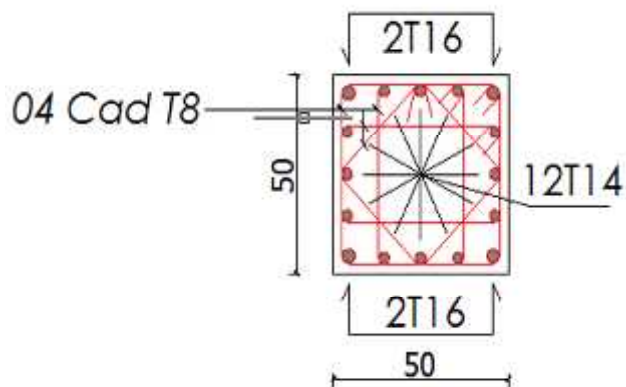
Poteau de rive et d'angle :



Ferraillage de poteau de RDC, 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup>



Ferraillage de poteau de 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup>



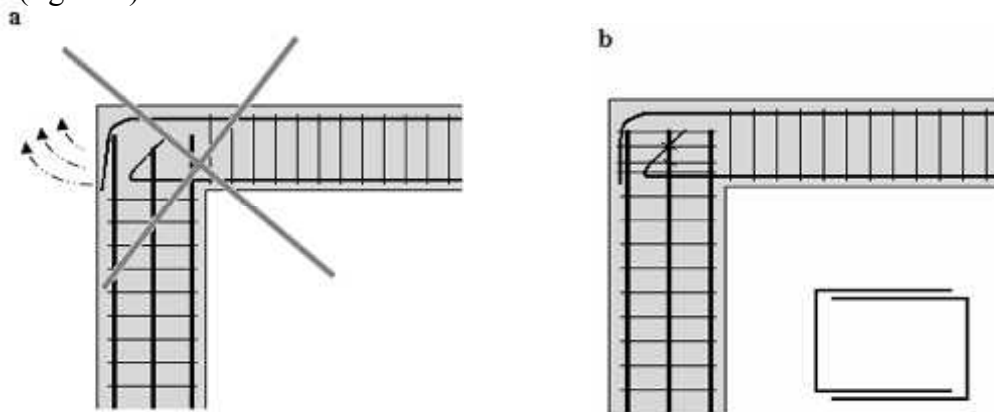
Ferraillage de poteau de 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup>

• Nœuds poutre-poteau :

Tant les armatures du poteau que celles de la poutre doivent avoir une continuité mécanique au droit du nœud, cette continuité est obtenue par le recouvrement et l'ancrage des barres; on efficace dépend de la présence d'aciers de coutures ayant pour rôle :

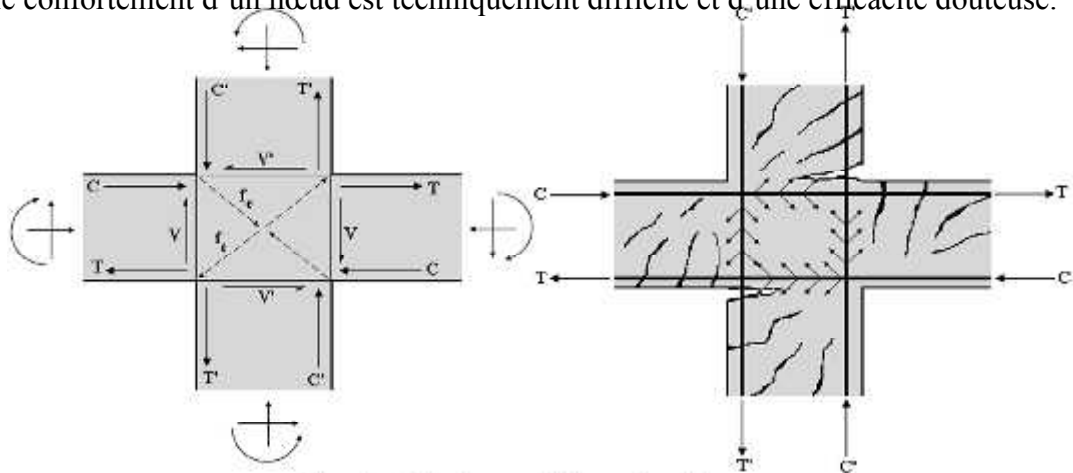
- d'empêcher la poussée au vide des barres de la poutre en recouvrement avec celles du poteau (figure a).
- S'opposer au fendage du béton au droit de l'ancrage de l'armature.

Il faut donc prévoir des aciers de coutures en 2U superposées avec alternance dans l'orientation (figure b).



La concentration des efforts au droit des nœuds et leur capacité à assurer une bonne transmission conditionnent pourtant le comportement des structures, en effet, l'expérience montre que les nœuds sont les parties de l'ossature les plus vulnérables en cas de séisme :

- un endommagement du nœud peut diminuer la capacité de dissipation d'énergie du portique.
- le confortement d'un nœud est techniquement difficile et d'une efficacité douteuse.



Mécanisme de fonctionnement d'un nœud central.

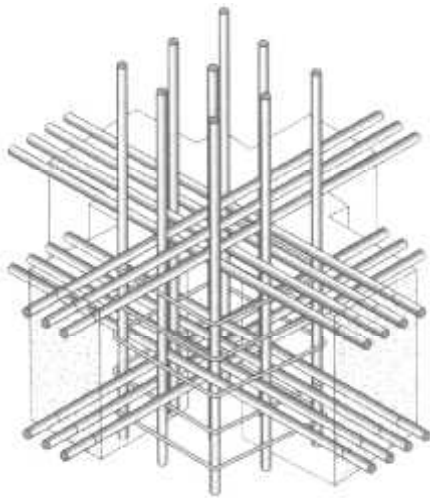
Les structures doivent posséder une large capacité de dissipation d'énergie, l'intégrité des nœuds est un maillon essentiel dont le fonctionnement exige des vérifications spécifiques :

- un nœud doit posséder des performances (résistance) aux efforts alternés équivalentes aux éléments concourants ;
- la résistance du nœud doit normalement contrôler la résistance de l'ossature, c'est-à-dire permettre à chaque élément de l'assemblage (poutres-poteaux) de développer les sollicitations pour lesquelles ils ont été calculés ;

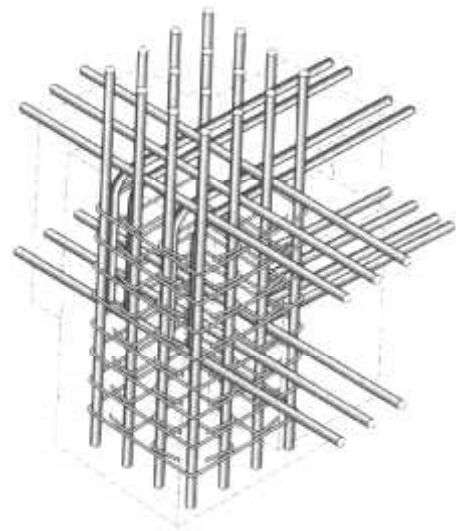
La transmission des efforts à travers le nœud central par exemple est détaillée par la figure ci-dessus :

- les efforts de traction  $T$  et de compression  $C$  produisent des bielles de compression et de traction dans le nœud ;
- la ruine du nœud et des zones adjacentes peut intervenir en cas d'insuffisance des dispositions constructives.

Les figures suivantes donnent une idée de la complexité de réalisation d'un nœud de rive et d'un nœud central.



**Nœud central.**



**Nœud de rive.**

## V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

### V.2.1. INTRODUCTION :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Les poutres sont ferrillées par le logiciel *SOCOTEC* (situation durable ou accidentelle). Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armatures calculée pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons.

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- **Situation durable :**
  - ✓ **ELU : 1,35G+1,5Q**
  - ✓ **ELS : G+Q**
- **Situation accidentelle :**
  - ✓ **G+Q+E<sub>x</sub>**
  - ✓ **G+Q+E<sub>y</sub>**
  - ✓ **0,8G+E<sub>x</sub>**
  - ✓ **0,8 G+E<sub>y</sub>**

✓ **Situation durable:**

- Béton:  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 14.2$  MPa.
- Acier:  $\gamma_s = 1.15$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 348$  MPa.

✓ **Situation accidentelle:**

- Béton:  $\gamma_b = 1.5$  ;  $f_{c28} = 25$  MPa ;  $\sigma_{bc} = 18.48$  MPa.
- Acier:  $\gamma_s = 1$  ; FeE 400 ;  $\sigma_s = 400$  MPa.

### V.2.2. RECOMMANDATION DU RPA99 VERSION 2003 : [1]

#### -Pour les armatures longitudinales :

- 1-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- 3-La longueur minimale de recouvrement est de  $50\emptyset$  en zone III.
- 4 - Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à  $90^\circ$
- 5- L'espaceur maximum est de 10 cm entre 2 cadres et un minimum de 3 cadres par nœud

#### -Pour les armatures transversales :

- 1- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :  $A_t = 0,003 \times S \times b$ .
- 2- L'espaceur maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

✓  $S = \min (h/4 ; 12 \Phi l)$ .  
 En dehors de la zone nodale:  $S \leq h/2$ .

**V.2.3. FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES POUTRES:**

Pour le cas de notre structure, les efforts sont définis par le logiciel SAP 2000.  
 On dispose de deux types de poutres :

- Poutre porteuse : 30x 45 (cm<sup>2</sup>)
- Poutre porteuse : 30x 60 (cm<sup>2</sup>)
- Poutre non porteuse : 30x45 (cm<sup>2</sup>)
- Poutre non porteuse : 30x55 (cm<sup>2</sup>)

**V.2.3.1 Poutre porteuse : 30x 45 :**

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armatures calculée pour chaque type de poutres porteuse sous les différentes combinaisons.

**a) - ELU Situation durable :**

Sections des poutres (cm <sup>2</sup> )	Zon e	M <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN.m )	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>choisi</sup> <sub>e</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A' <sub>s</sub> <sup>choisi</sup> <sub>e</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC +1er +2ème	appui	230,11	20,68	0	6,75	21.48	3T16+3T20+2T16	6.03	3T16
	travé e	145,65	11,78	0	6,75	12.06	3T16+3T16	6.03	3T16
3 ème +4ème+5ème	appui	210,43	18,49	0	6,75	18.60	3T16+4T20	6.03	3T16
	travé e	145,44	11,76	0	6,75	12,06	3T16+3T16	6.03	3T16
6ème +7ème+8ème	appui	195,10	16,77	0	6,75	18.6	3T16+4T20	6.03	3T16
	travé e	146,68	11,88	0	6,75	12,06	3T16+3T16	6.03	3T16

**Tableau V.2.1: Ferraillage des poutres selon situation durable a l'ELU.**

**b) - Situation accidentelle :**

**01) 0.8G+E**

Sections des poutres (cm <sup>2</sup> )	Zon e	M <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN.m )	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>choisi</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A' <sub>s</sub> <sup>choisi</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC +1er +2ème	appui	230.84	18,22	0	6,75	18.60	3T16+4T20	9.42	3T16
	travé e	82,38	5,44	0	6,75	9.11	3T16+2T14	4.62	3T16
3 ème +4ème+5ème	appui	218.92	16,95	0	6,75	17.12	3T20+5T14	4.62	3T14
	travé e	88.74	5,89	0	6,75	8.01	3T14+3T12	3.39	3T14
6ème +7ème+8ème	appui	204.28	15,47	0	6,75	15.58	3T20+4T14	4.62	3T14
	travé e	85.88	5,69	0	6,75	8.01	3T14+3T12	3.39	3T14

**Tableau V.2.2 : Ferraillage des poutres selon situation accidentelle 0.8G+E .**

**02) G+Q+E :**

Sections des poutres (cm <sup>2</sup> )	Zon e	M <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN.m )	A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>choisi</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A' <sub>s</sub> <sup>choisi</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC +1er +2ème	appui	240.11	19.25	0	6,75	20.07	3T16+3T20+3T14	4.62	3T14
	travé e	110.2	7,47	0	6,75	8.01	3T14+3T12	4.62	3T14
3 ème +4ème+5ème	appui	220.25	17.08	0	6,75	17.12	3T20+5T14	4.62	3T14
	travé e	115.23	7,85	0	6,75	8.01	3T14+3T12	4.62	3T14
6ème +7ème+8ème	appui	200.93	15.14	0	6,75	15.47	6T16+3T12	3.39	3T12
	travé e	115.11	7,84	0	6,75	8.01	3T14+3T12	3.39	3T12

**Tableau V.2.3: Ferraillage des poutres selon situation accidentelle G+Q+E.**



Le choix adopté pour les sections d'armatures :

Sections des poutres (cm <sup>2</sup> )	Zone	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>choisi</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>s</sub> <sup>choisi</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC +1er +2ème	appui	6,75	21.48	3T16+3T20+2T16	6.03	3T16
	travée	6,75	12,06	3T16+3T16	6.03	3T16
3 ème +4ème+5ème	appui	6,75	18.60	3T16+4T20	6.03	3T16
	travée	6,75	12,06	3T16+3T16	6.03	3T16
6ème +7ème+8ème	appui	6,75	18.6	3T16+4T20	6.03	3T16
	travée	6,75	12,06	3T16+3T16	6.03	3T16

**Tableau V.2.4: Choix de Ferrailage des poutres porteuses (30x45).**

**V.2.3.3 Poutre porteuse : 30x 60 :**

Sections des poutres (cm <sup>2</sup> )	Zone	Combinaison	M <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>choisie</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>s</sub> <sup>choisie</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC +1er +2ème	appui	G+Q+E	300.02	16,26	0	9	18.6	3T16+3T20	6.03	3T16
	travée	ELU	133.39	7.55	0	9	9.11	3T16+2T14	6.03	3T16
3 ème +4ème+5ème	appui	G+Q+E	295.33	15,95	0	9	18.6	3T16+3T20	6.03	3T16
	travée	ELU	134.84	7.63	0	9	9.11	3T16+2T14	6.03	3T16
6ème +7ème+8ème	appui	G+Q+E	282.84	15.15	0	9	15.45	3T20+3T16	6.03	3T16
	travée	ELU	137.19	6.76	0	9	9.11	3T16+2T14	6.03	3T16

**Tableau .V.2.5 Choix de Ferrailage des poutres porteuses (30x60).**

**V.2.3.4 Poutre non porteuse : 30x 45 :**

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armatures calculée pour chaque type de poutres non porteuse sous les différentes combinaisons.

**a) - ELU Situation durable :**

Sections des poutres (cm <sup>2</sup> )	Zone	M <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>choisi</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A' <sub>s</sub> <sup>choisi</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC +1er +2ème	appui	82.83	6,29	0	6,75	6.79	6T12	3.39	3T12
	travée	64.89	4,85	0	6,75	6.79	6T12	3.39	3T12
3 ème +4ème+5ème	appui	67.38	4.09	0	6,75	6.79	6T12	3.39	3T12
	travée	25.28	1.49	0	6,75	6.79	6T12	3.39	3T12
6ème +7ème+8ème	appui	70.83	5,32	0	6,75	6.79	6T12	3.39	3T12
	travée	26.88	1,95	0	6,75	6.79	6T12	3.39	3T12

**Tableau V.2.6: Ferraillage des poutres selon situation durable a l'ELU.**

**b) - Situation accidentelle :**

**01) 0.8G+E**

Sections des poutres (cm <sup>2</sup> )	Zone	M <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>choisi</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A' <sub>s</sub> <sup>choisi</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC +1er +2ème	appui	113.16	7,69	0	6,75	9.42	3T16+3T12	3.39	3T12
	travée	84.63	5,6	0	6,75	6.79	6T12	3.39	3T12
3 ème +4ème+5ème	appui	100.5	6,75	0	6,75	6.79	6T12	3.39	3T12
	travée	67.99	4,43	0	6,75	6.79	6T12	3.39	3T12
6ème +7ème+8ème	appui	122.51	8,41	0	6,75	9.42	3T16+3T12	3.39	3T12
	travée	92.45	6,16	0	6,75	6.79	6T12	3.39	3T12

**Tableau .V.2.7 : Ferraillage des poutres selon situation accidentelle 0.8G+E .**

02) G+Q+E :

Sections des poutres (cm <sup>2</sup> )	Zone	M <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>choisi</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A' <sub>s</sub> <sup>choisie</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC +1er +2ème	appui	120.46	8,25	0	6,75	9.42	3T16+3T12	3.39	3T12
	travée	81.29	5,36	0	6,75	6.79	6T12	3.39	3T12
3 ème +4ème+5ème	appui	133.37	9,26	0	6,75	9.42	3T16+3T12	3.39	3T12
	travée	97.47	6,53	0	6,75	8.01	3T14+3T12	3.39	3T12
6ème +7ème+8ème	appui	126.78	8,74	0	6,75	9.42	3T16+3T12	3.39	3T12
	travée	90.45	6,02	0	6,75	8.01	3T14+3T12	3.39	3T12

**Tableau .V.2.8 : Ferrailage des poutres selon situation accidentelle G+Q+E.**

Le choix adopté pour les sections d'armatures :

Sections des poutres (cm <sup>2</sup> )	Zone	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>choisie</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A' <sub>s</sub> <sup>choisie</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC +1er +2ème	appui	6,75	9.42	3T16+3T12	3.39	3T12
	travée	6,75	8.01	3T14+3T12	3.39	3T12
3 ème +4ème+5ème	appui	6,75	9.42	3T16+3T14	4.62	3T14
	travée	6,75	8.01	3T14+3T12	4.62	3T14
6ème +7ème+8ème	appui	6,75	9.42	3T16+3T14	4.62	3T14
	travée	6,75	8.01	3T14+3T12	4.62	3T14

**Tableau .V.2.9 : Choix de Ferrailage des poutres non porteuses (30 x45).**

**V.2.3.5 Poutre non porteuse : 30x 55 :**

Sections des poutres (cm <sup>2</sup> )	Zone	Combinaison	M <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN.m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A' <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>choisie</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres	A <sub>s</sub> <sup>choisie</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres
RDC +1er +2ème	appui	G+Q+E	127.55	6.91	0	8.25	9.11	3T16+2T14	6.03	3T16
	travée	ELU	65.88	3.96	0	8.25	9.11	3T16+2T14	6.03	3T16
3ème +4ème+5 ème	appui	G+Q+E	137.18	7.74	0	8.25	9.11	3T16+2T14	6.03	3T16
	travée	ELU	64.24	3.68	0	8.25	9.11	3T16+2T14	6.03	3T16
6ème +7ème+8 ème	appui	G+Q+E	149.45	8.21	0	8.25	9.11	3T16+2T14	6.03	3T16
	travée	ELU	97.61	5.97	0	8.25	9.11	3T16+2T14	6.03	3T16

**Tableau .V.2.10 : Choix de Ferrailage des poutres non porteuses (30 x55).****V.2.4. CONDITION DE NON FRAGILITÉ :**

Dans toute poutre comportant une zone tendue, qu'elle soit soumise à la flexion simple ou composée, les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001 de la section droite de la poutre.

On peut se dispenser de la vérification de la condition de non-fragilité dans les sections doit satisfis la condition suivant :

$$A_s \geq A_{smin} = 0,23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$

Section (cm <sup>2</sup> )	Niveaux	Zone	A <sub>s</sub> <sup>choisi</sup> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> CN <sub>l</sub> (cm <sup>2</sup> )	Vérification
PP (30x45)	RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup>	Appui	21.48	1.46	OK
		Travée	12,06	1.46	OK
	3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup>	Appui	18.60	1.46	OK
		Travée	12,06	1.46	OK
	6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> +8 <sup>ème</sup>	Appui	18.6	1.46	OK
		Travée	12,06	1.46	OK
PP (30x60)	RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup>	Appui	16,26	1.95	OK
		Travée	7.55	1.95	OK
	3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup>	Appui	15,95	1.95	OK
		Travée	7.63	1.95	OK
	6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> +8 <sup>ème</sup>	Appui	15.15	1.95	OK
		Travée	6.76	1.95	OK
PNP (30x45)	RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup>	Appui	9.42	1.46	OK
		Travée	8.01	1.46	OK
	3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup>	Appui	9.42	1.46	OK
		Travée	8.01	1.46	OK
	6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> +8 <sup>ème</sup>	Appui	9.42	1.46	OK
		Travée	8.01	1.46	OK
PNP (30x55)	RDC+1 <sup>er</sup> +2 <sup>ème</sup>	Appui	9.11	1.79	OK
		Travée	9.11	1.79	OK
	3 <sup>ème</sup> +4 <sup>ème</sup> +5 <sup>ème</sup>	Appui	9.11	1.79	OK
		Travée	9.11	1.79	OK
	6 <sup>ème</sup> +7 <sup>ème</sup> +8 <sup>ème</sup>	Appui	9.11	1.79	OK
		Travée	9.11	1.79	OK

**Tableau V.2.11 : Vérification de ferraillage des poutres.**

**V.2.5. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$  [2]

Avec :

- T<sub>u</sub> : l'effort tranchant maximum.
- b : Largeur de la section de la poutre.
- d : Hauteur utile.
- $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 4MPa) = 3.33MPa$  (Fissuration peu préjudiciable).

Les résultats sont donnés comme suit :

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> <sup>max</sup> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Vérifiée
PP 30x45	251,883	2.07	3.33	Ok
Pp 30x60	194.65	1.2	3.33	Ok
P Np 30x45	72,954	0.6	3.33	Ok
PNp 30x55	58,948	0.39	3.33	Ok

**Tableau .V.2.12: Vérification de l'effort tranchant.**

**V.2.6.Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ( $f_e=400MPa$ ).

➤ Selon le BAEL 91 modifié 99 : [3]

$$S_t = \text{Min} (0,9h; 40cm)$$

$$\frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{c28}K}{0,8f_e} \quad (K=1 : \text{pas de reprise de bétonnage})$$

$$\frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa \right)$$

➤ Selon le RPA 99 version 2003: [4]

- $S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12\phi_t \right)$  ..... Zone nodale
- $S_t \leq \frac{h}{2}$  ..... Zone courante

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10} \right) = 1,28cm$$

On prend :  $\phi_t = 8 mm$

On calcule la quantité des armatures transversales  $A_t$  (1) et  $A_t$  (2) selon le **BAEL 91 modifié99** et le **RPA 99 version 2003** respectivement, et par conséquent le

$$A_t = \max (A_t (1), A_t (2))$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	BAEL91	RPA 2003		S <sub>t</sub> <sup>adp</sup> (cm)		A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix
			S <sub>t</sub> (cm)	S <sub>t</sub> (cm) ZN	S <sub>t</sub> (cm) ZC	ZN	ZC		
PP 30x45	251,88 3	2.07	40	11.25	22.5	11	20	1.8	4T8
Pp 30x60	194.65	1.2	40	15	30	11	20	1.8	4T8
P Np 30x45	72,954	0.6	40	11.25	22.5	11	20	1.8	4T8
P Np 30x55	58,948	0.39	40	13.75	27.5	11	20	1.8	4T8

**Tableau V.2.113 : Choix des armatures transversales.**

**V.2.7. RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES :**

$L_r = 50\varnothing$  (zone III) : Longueur de recouvrement

On a :

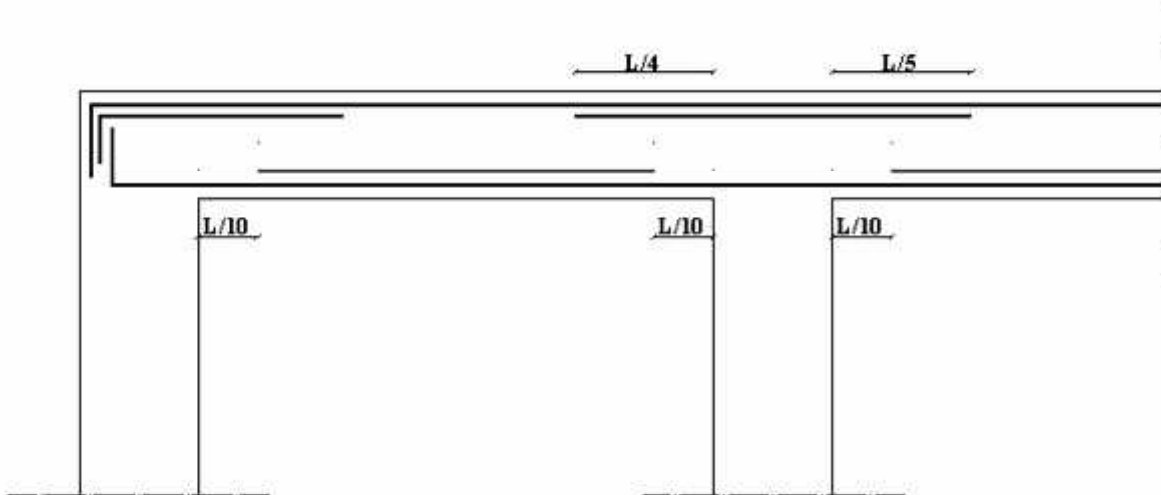
- $\varnothing = 16\text{mm}$  .....  $L_r = 80\text{cm}$
- $\varnothing = 14\text{mm}$  .....  $L_r = 70\text{cm}$
- $\varnothing = 12\text{mm}$  .....  $L_r = 60\text{cm}$

**V.2.8. ARRÊT DES BARRES :**

- Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$
- Armatures supérieures :  $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$

Avec :

-  $L = \text{Max} (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$ .



**Figure .V.2.1 : Schéma représentatif de l'arrêt de barres.**

**V.2.9 Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :****1. Appui de rive :**

Deux vérifications sont à effectuer au droit de l'appui: la section des armatures inférieures et la contrainte de compression dans la bielle d'about.

**Vérification de la section d'armature longitudinale :**

Les armatures longitudinales inférieures doivent équilibrer l'effort tranchant  $V_u$  et être ancrées au - delà du bord de l'appui.

La section d'armatures doit être au moins égale:  $A_s \geq \frac{T_u}{f_e / \gamma_s}$

$$A_s \geq \frac{251.88 \times 10^3}{400/1,15} = 7,24 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

**Vérification de la contrainte de compression du béton**

Il faut que :  $T_u \leq 0,267 \times b \times a \times f_{c28}$

$$T_u = 251.88 \text{ kN} \leq 0,267 \times 370 \times 300 \times 25 = 740.92 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

**2. Appuis intermédiaire (Influence sur les armatures inférieures) :**

En plus de l'effort tranchant, il y a un moment de flexion  $M_u$  qui doit être introduit lors de la vérification des armatures.

**Vérification des armatures longitudinales**

Les armatures longitudinales inférieures devant être ancrée au delà de l'appuis pour équilibrer l'effort de traction; donc :

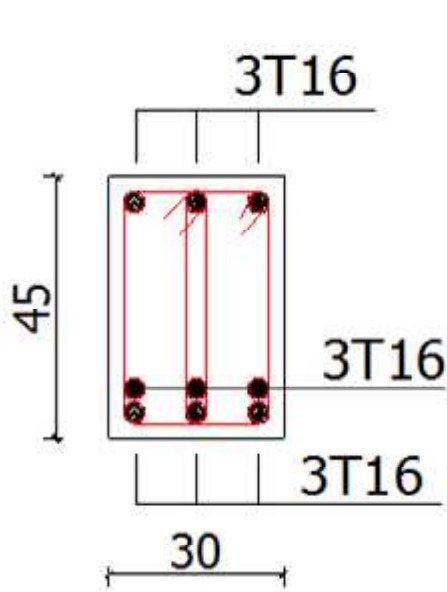
$$A_s \geq \left[ T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right] \frac{1}{\sigma_s}$$

AN:  $T_U = 251.88 \text{ kN}$  ,  $M_u = 302 \text{ kN.m}$

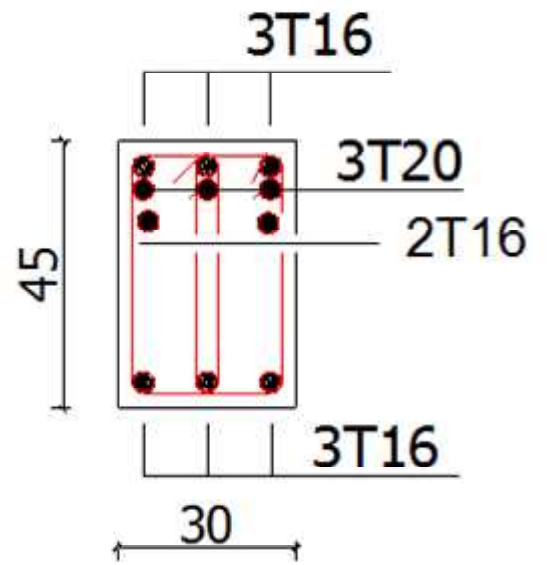
$$A_s \geq \left[ 251.88 \times 10^3 - \frac{300.02 \times 10^6}{0,9 \times 370} \right] \frac{1}{348} \Rightarrow A_s \geq -1866 \text{ mm}^2 \text{ VERIFIER}$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction sous l'effet du moment et de l'effort tranchant, donc pas de vérification de la section d'acier.



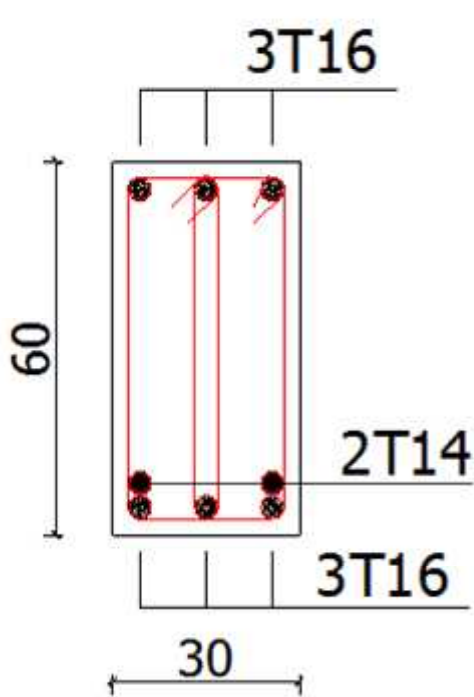


(a) En zone courante

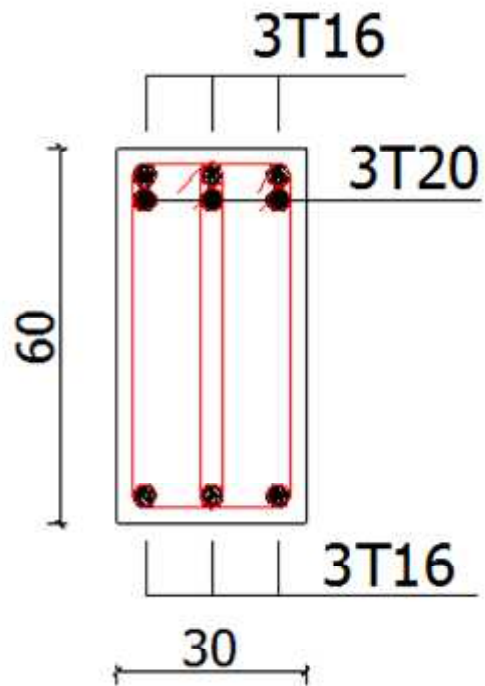


(b) En zone d'appuis

**V.2.2 Ferrailage de la poutre porteuse (RDC P30x45).**

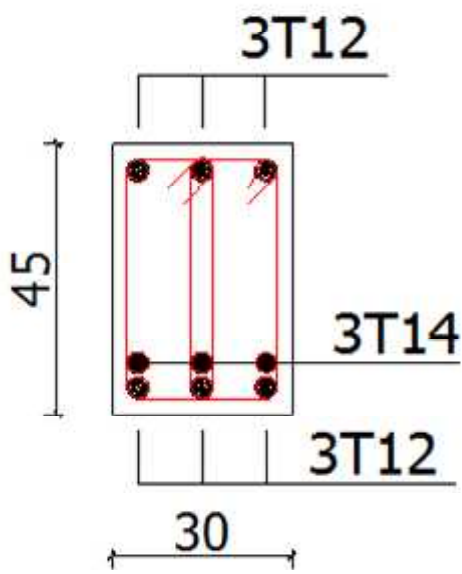


(a) En zone courante

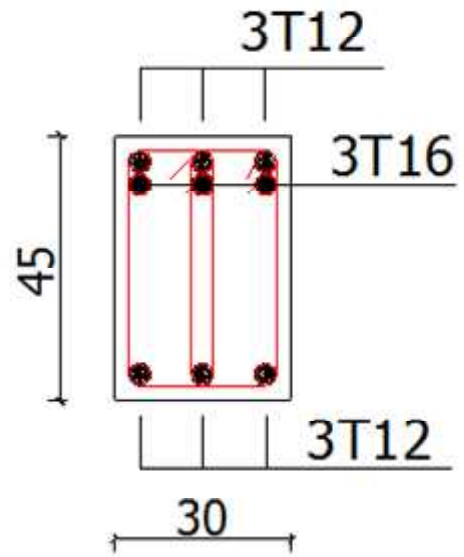


(b) En zone d'appuis

**V.2.3 Ferrailage de la poutre porteuse (RDC P30x60).**

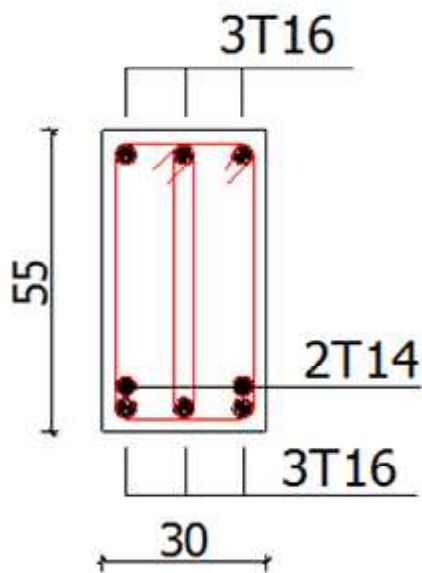


(a) En zone courante

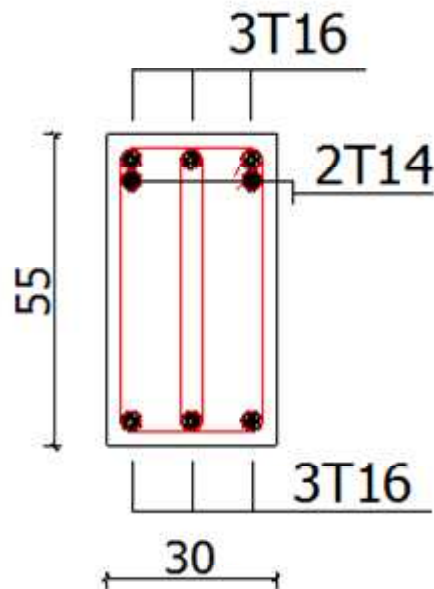


(b) En zone d'appuis

**V.2.4 Ferrailage de la poutre non porteuse (RDC P30x45).**



(a) En zone courante



(b) En zone d'appuis

**V.2.5 Ferrailage de la poutre non porteuse (RDC P30x55)**

### **V.3 Ferrailage des voiles**

#### **V.3.1-Introduction:**

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique couler dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...)

#### **Le système de contreventement :**

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

##### **a) Conception :**

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (TORSION)
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher)
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

##### **b) Calcul :**

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

#### **V.3.2 principe de calcul :**

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable Selon les combinaisons suivantes :

- 1)  $G + Q \pm E$  (vérification du béton)
- 2)  $0,8G + E$  (calcul des aciers de flexion)
- 3) Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).
- 4) Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- 5) - armatures verticales
- 6) - armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- 7) - armatures transversales

### **V.3.2 .1 La méthode de calcul :**

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48\text{MPa}$$

Avec: N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

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

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15\% . e . L$$

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

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

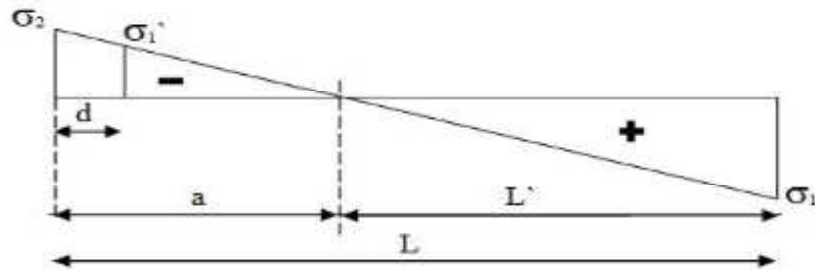
$A_v = F_t / f_e$  ; on compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si :  $A_v < A_{\min} = 0,15 \% e.L$ , on ferraille avec la section minimale.

-Si :  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

#### **3<sup>eme</sup> cas:**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.



**Fig. V.3.1: Schéma des contraintes développées dans un voile**

**V.3.2 .2 Armatures verticales :**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferraillage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile .

**V.3.2 .3 Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

**V.3.2 .4 Armatures transversales :**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

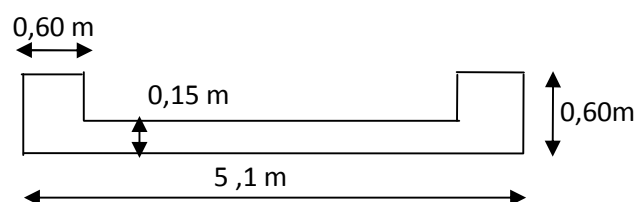
**V.3.3. ferraillage de voile Vy1:**

**Exemple de calcul :**

$L=5.1m$

$A = 1,035 m^2$

$I = 2,68 m^4$



$$V = 2,55 \text{ m}$$

$$N = 2264,781 \text{ KN}$$

$$M = 20234,5881 \text{ KN.m}$$

$$V = 1151,829 \text{ KN}$$

- B: Section transversale du voile ;
- V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre extrême ;
- I : moment d'inertie

**V.3.3.1 Détermination des contraintes :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{2264,781}{1,035} + \frac{20234,58 \times 2,55}{2,68} = 2,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

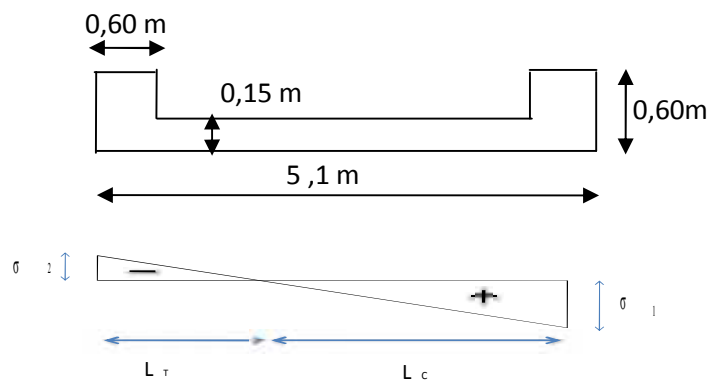
$$\sigma_2 = \frac{2264,781}{1,035} - \frac{20234,58 \times 2,55}{2,68} = -1,7 \text{ MPa}$$

On à ( $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ ) sont de signe différent  $\Rightarrow$  la section du voile est partiellement comprimée

Donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$L_c = \frac{L}{1 - \frac{\sigma_1}{\sigma_2}} = 2,83 \text{ m}$$

$$L_T = L - L_c = 2,26 \text{ m}$$



**V.3.3.2.Calcul des armatures verticales :**

On calcul le ferrailage pour une bande de 0.6 mètre ( $d' = 0.6 \text{ m}$ ) section de poteau

**1ère bande de mètre ( $d_1 = 0,6 \text{ m}$ ) :**

Avec :  $d \leq \min [ h_{\text{étage}}/2 \text{ où } 2 \times L_C/3 ] = 1,31\text{m}$  Art : 7.7.4 RPA

$$\sigma_1' = \sigma_2 \times (L_T - d')/L_T = 1,254 \text{ MPa}$$

$$N_{u1} = \frac{1}{2} (\sigma_2 + \sigma_1') \cdot d' \cdot e = 1,33 \text{ KN}$$

$$A_1 = N_{u1}/\sigma_s = 33,33 \text{ cm}^2 \text{ ferraillage de poteau}$$

**2ème bande de mètre (d<sub>1</sub> = 0,83 m) :**

$$\sigma_2' = \sigma_2 \times (L_T - d' - d_1)/L_T = 0,63 \text{ MPa}$$

$$N_{u2} = \frac{1}{2} (\sigma_2' + \sigma_1') \cdot d_1 \cdot e = 1,17 \text{ KN}$$

$$A_2 = N_{u2}/\sigma_s = 29,26 \text{ cm}^2$$

**3ème bande de mètre (d<sub>2</sub> = 0,83 m) :**

$$\sigma_3 = \sigma_2 \cdot (L_T - d_1 - d_2 - d')/L_T = 0 \text{ MPa}$$

$$N_{u3} = \frac{1}{2} (\sigma_3 + \sigma_2') \cdot d_2 \cdot e = 0,390 \text{ KN}$$

$$A_3 = N_{u3}/\sigma_s = 9,75 \text{ cm}^2$$

**V.3.3.3 L'espacement:**

➤ **Selon le BAEL 91, on a :**

$$S_t \leq \min \{2 \times a, 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{30, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

➤ **Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :**

$$S_t \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq \min \{22,5, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 22,5 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{Donc : } S_t \leq \min \{S_{t\text{BAEL}} ; S_{t\text{R.P.A 99}}\}$$

$$S_t \leq 22,5 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm

**1. Pour le voile:**

D'après les prescriptions imposées par le RPA99/2003, on a :

– Armatures minimales :  $A_{RPA} = 0,20\% \times e \times a$  [1]

– Le pourcentage minimal:  $A_{min} = 0,15\% \times e \times L$  [2]

Donc :  $A_{sv} = \max \{A_v, A_{min}, A_{RPA}\}$

$$A_{RPA} = 0,20\% \times e \times a = 4,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,15\% \times e \times L_t = 11,475 \text{ cm}^2$$

$$A_v = A_2 + A_3 = 39,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = \max \{39,01, 11,475, 4,98\} = 39,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{v/\text{face/ml}} = A_v / (2 \times L) = 11,75 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section des armatures verticales est : 6T16 = 12.06 cm<sup>2</sup>  
avec espacement de 20cm

## 2. Pour le poteau :

$$A_s \text{ min} \geq 0,9\%B$$

$$\text{Poteau (60x60) } A_{s\text{min}} = 32,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{CNF} = 0,23 \text{ bxd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 33,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{sp} = \max \{33.33, 32.4, 4.34\} = 33,33 \text{ cm}^2$$

Le choix de la section des armatures verticales de poteau est : 4T25+6T16 = 35.72 cm<sup>2</sup>

## Ferrailage horizontal :

Ces armatures doivent reprendre les efforts de cisaillement [3].

$$\tau = \frac{\bar{V}}{e.d} \leq \bar{\tau} = 0,2.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :  $\bar{V} = 1,4 V_{cal}$  l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

e : épaisseur du voile

d = 0.9h : hauteur utile

h : hauteur totale de la section brute (hauteur d'étage).

$$V = 1151,829 \text{ KN}$$

$$\bar{V} = 1,4 \cdot 1151,82 = 1612,54 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{\bar{V}}{e.d} = \frac{1612,54}{0,15 \cdot 2,349} = 4,57 \text{ Mpa} < 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Le pourcentage minimal d'armatures est :

– 0.15% × e × h si  $\tau \leq 0,025.f_{c8} = 0,625 \text{ MPa}$  ;

– 0.25% × e × h si  $\tau \geq 0,025.f_{c8}$

$\tau = 4,57 > 0,625 \text{ Mpa}$  donc :  $A_h = 0.25\% \times e \times h = 11,18 \text{ cm}^2$



**Ferraillage adopté :**

$A_h=11,18 \text{ cm}^2$

$A_h/face/ml = A_h/(2 \times Lt)= 2,12\text{cm}^2$

Le choix 5T10 =3,93cm<sup>2</sup>

L'espacement :  $St \leq \min \{1, 5e; 30\text{cm}\}$

$St \leq \min \{22,5; 30\text{cm}\}$

On adopte un espacement de  $St=20\text{cm}$

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

– 40  $\Phi$ : Pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est Possible.

– 20  $\Phi$  : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des charges

**V.3.3.4Ferraillage des poteaux:**

Voiles	niveaux	As(cm <sup>2</sup> ) poteaux	Asmin (cm <sup>2</sup> )	AS <sub>CNF</sub> (cm <sup>2</sup> )	AS adpt cm <sup>2</sup>	choix	As (cm <sup>2</sup> )
Vy1	RDC+1er+2ème étage	33,30	32,40	4,35	33,30	4T25+6T16	35,72
	3+4+5 ème étage	14,50	27,23	4,35	27,23	4T20+8T16	28,65
	6+7+8ème étage	2,96	22,50	4,35	22,50	6T20+2T16	22,87
VY02	RDC+1er+2ème étage	20,36	32,40	4,35	32,40	4T25+6T16	35,72
	3+4+5 ème étage	8,73	27,23	4,35	27,23	4T20+8T16	28,65
	6+7+8ème étage	2,85	22,50	4,35	22,50	6T20+2T16	22,87
VX1	RDC+1er+2ème étage	24,98	32,40	4,35	32,40	4T25+6T16	35,72
	3+4+5 ème étage	9,46	27,23	4,35	27,23	4T20+8T16	28,65
	6+7+8ème étage	9,24	22,50	4,35	22,50	6T20+2T16	22,87
VX02	RDC+1er+2ème étage	49,18	32,40	4,35	49,18	6T25+8T20	54,58
	3+4+5 ème étage	15,29	27,23	4,35	27,23	4T20+8T16	28,65
	6+7+8ème étage	4,58	22,50	4,35	22,5	6T20+2T16	22,87
VX3	RDC+1er+2ème étage	53,15	32,40	4,35	53,15	6T25+8T20	54,58
	3+4+5 ème étage	18,47	27,23	4,35	27,23	4T20+8T16	28,65
	6+7+8ème étage	3,38	22,50	4,35	22,50	6T20+2T16	22,87

**Tableau V.3.1 Ferraillage de poteaux**

**VI.1- LES FONDATIONS :****VI.1.1 INTRODUCTION:**

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage. Dont elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

**VI.1.2. LE ROLE ASSURE PAR LA FONDATION:**

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

**VI.1.3. CLASSIFICATION DES FONDATIONS:**

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise des fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supportées l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise des fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

**VI.1.4. CALCUL DES FONDATIONS:**

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol. On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} (1 \pm 3e_0) \leq \sigma_{sol}$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$N$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

$S$  : Surface de la fondation.

$N$ : calculé par la combinaison ELS

$e_0$  : l'excentricité.

**VI-1.5.CHOIX DE TYPE DE SEMELLE:**

**VI-1.5.1. SEMELLES ISOLEES:**

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de  $A$  sur  $B$  est égal au rapport

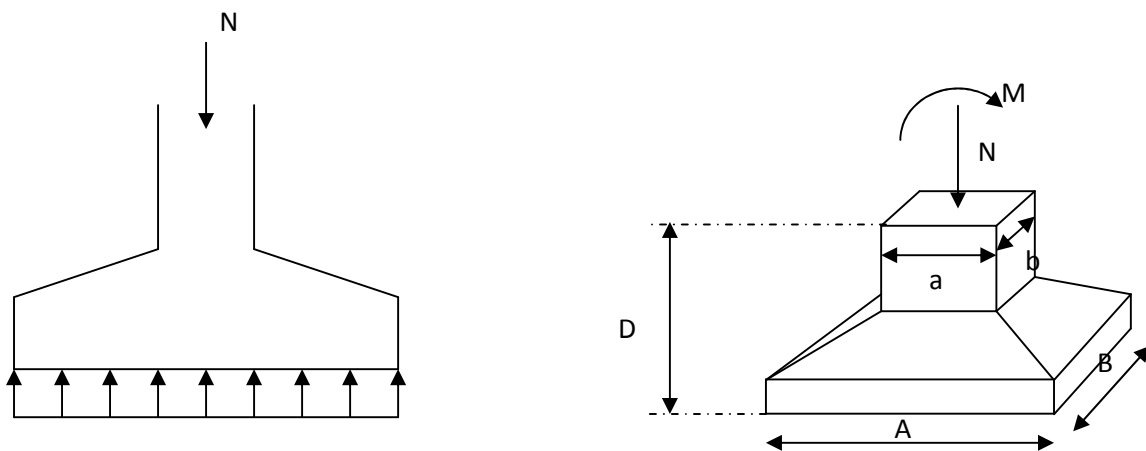
$$a \text{ sur } b : \frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B \Rightarrow S=A^2$

$$A \text{ est déterminé par : } S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \text{ d'où } S = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$$

$$\text{Avec : } A=B=\sqrt{S}$$

$\sigma_{sol}$  : contrainte admissible du sol  $\sigma_{sol}=2 \text{ bar}$



**Figure VI.1.1 : Semelle isolée sous poteau.**

		<b>F3</b> KN	<b>M1</b> KN.m	<b>M2</b> KN.m	<b>e0</b> m
1364	ELS	2754,705	5,2299	-0,0956	0,001899
1365	ELS	3696,71	6,6065	7,2055	0,001787
1376	ELS	<b>3396,324</b>	<b>17,9761</b>	-12,1383	0,005293

**Tableau VI.1.1 : Efforts normaux et moments appliqués sur les fondations.**

Le calcul se fait pour le nœud le plus sollicité ayant l'effort normal maximum

$$N_{ser} = 3396,324 \text{KN} \quad \& \quad M^{corr} = 12,33 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semll}} \left( 1 \pm 3 \frac{e_0}{B} \right) \leq \sigma_{sol}$$

On remarque que le moment est négligeable donc la contrainte du sol peut s'écrire par

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semll}} \leq \sigma_{sol}$$

$$S_{semll} = \frac{3396324}{200} = 16.98 \text{ m}^2$$

$$A=B=(16,98)^{0,5}=4,12 \text{ m.}$$

$$L_{min}=3,68 \text{ m}$$

Il faut vérifier que  $L_{min} > 1,5 \times B$

Tel que  $L_{min}$  l'entre axe minimum entre deux poteaux:

On a  $1,5 \times B = 6.18 \text{ m} > L_{min} = 3,68 \text{ m} \dots \dots \dots \text{non vérifie}$

**VI.1.5.2 SEMELLES FILANTES:**

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que:  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$$N = \sum N_i$$

$$S = B \times L$$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit:

file		N KN	L (m)	B (m)	B choisi (m)	S (m <sup>2</sup> )
1	ELS	13621,93	35,22	1,93	2	70,44
2	ELS	15753,30	26,71	2,95	3	80,13
3	ELS	5716,30	14,17	2,02	2,1	29,757
4	ELS	5127,00	19,81	1,29	1,3	25,753
5	ELS	5997,48	30,15	0,99	1	30,15
6	ELS	2378,76	3,68	3,23	3,25	11,96
7	ELS	6314,86	17,35	1,82	1,85	32,0975
8	ELS	5188,29	16,10	1,61	1,65	26,565
9	ELS	5077,39	18,40	1,38	1,4	25,76
10	ELS	4019,59	15,07	1,33	1,35	20,3445
S totale						352,957

**Tableau VI.1.2: Efforts à la base de la structure.**

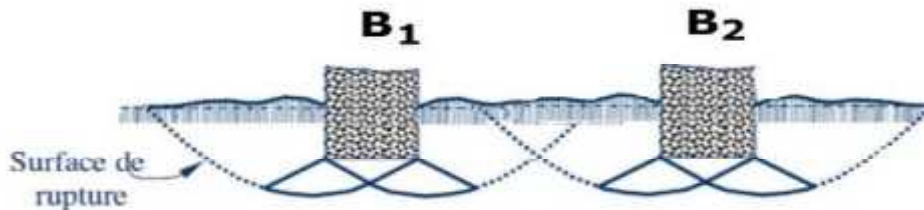
La surface totale occupée par les semelles filantes croisées est :

$$S_1 = \sum S_i = 352,52 \text{ m}^2$$

Calcul du rapport  $\frac{S_1}{S_{\text{batiment}}} = \frac{35252}{40542} = 0,87$  87 % de la surface de l'assise

### **Conclusion :**

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise 87 % c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture (bulbe de pression sous la semelle) cela est illustré dans la figure suivante :



**Figure VI.1.2 : chevauchement des lignes de rupture.**

## **VI-1.5.3. RADIER GENERAL:**

### **VI- 1.5.3.1. INTRODUCTION:**

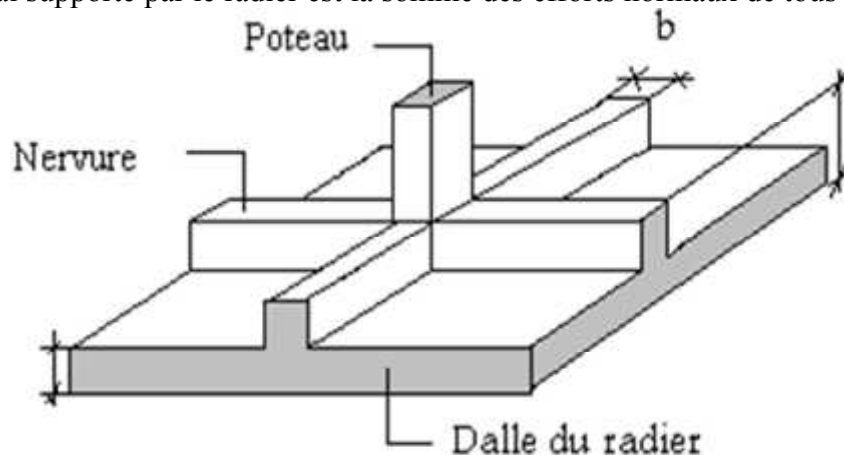
Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

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 répartiteur des charges).
- lorsque le sous sol d'un bâtiment est inondable (le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions)

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (aussi économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.



**Figure .VI.1.3 : Schéma d'un radier**

**VI.1.5.3.2. SURFACE NECESSAIRE:**

Pour déterminer la surface du radier, il faut que:  $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour: 
$$\begin{cases} N = 79811,88 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars} \end{cases}$$

On trouve:  $S \geq 399,05 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment  $S_b = 405,42 \text{ m}^2$

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment ( $405,42 \text{ m}^2$ ). Avec un débord de 0,5m de chaque côté, la surface totale du radier devient  $445,395 \text{ m}^2$ .

**VI.1.5.3.3. PREDIMENSIONNEMENT DE RADIER.****Condition de rigidité :**

➤  $h \geq \frac{L_{\max}}{20}$        $h_T$  : étant l'épaisseur de la table

➤  $h \geq \frac{L_{\max}}{10}$        $h_N$  : étant la hauteur de la nervure

**1. Détermination de l'épaisseur de la dalle du radier :**

Les épaisseurs de la table et de la nervure doivent satisfaire aux conditions suivantes :

**a) Condition de rigidité :**

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

$L_{\max}$ : La longueur maximale entre nus des poteaux.

$$L_{\max} = 7,29 \text{ m} \quad h \geq 364 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

**2. Dimensionnement des nervures :****a.) la hauteur des nervures :**

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{729}{10} = 72,9 \text{ cm}$$

$$h \geq 72,9 \text{ cm}$$

**b.) la largeur des nervures :**

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{729}{10} = 72,9 \text{ cm}$$

$$b \geq 80 \text{ cm}$$

**C.)Condition de la longueur élastique :**

Etant donné que le radier est nervuré, la loi de répartition des contraintes sur le sol est fonction de la raideur de la semelle ainsi que la raideur du sol.

Pour étudier la raideur du radier sous plusieurs poteaux, nous avons utilisé la théorie des poutres sur sol élastique exposée dans l'ouvrage intitulé

« Calcul pratique des ossatures en BA d'Albert Fuentes P16 »

Par l'expression suivante :  $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec

$E$ : Module de Young ( $E=32164\text{MPa}$ ),

$K$ : Coefficient de raideur du sol ( $0,5\text{kg/m}^3 \leq K \leq 12\text{kg/m}^3$ ).

On pourra par exemple adopter pour  $K$  les valeurs suivantes :

- $K=0,5-2 \text{ kg/cm}^3$  —→ pour un très mauvais sol.
- $K=4-8 \text{ kg/cm}^3$  —→ pour un sol de densité moyenne.
- $K=8-12 \text{ kg/cm}^3$  —→ pour un très bon sol.

Pour notre cas  $K=4\text{kg/cm}^3$  (sol de densité moyenne).

$b=1\text{m}$  : Largeur de la semelle (bande d'un mètre linéaire).

$I$ : Inertie de la section en T du radier d'une bande de 1ml.

$$\left( I_0 = \frac{bh^3}{12} \right) ; I = I_0 + S_0 (Y_0 - Y_G)^2 + S_1 (Y_1 - Y_G)^2$$

$$L_{\max} = 7,29 \text{ m}, \quad E = 20000\text{MPa}, \quad K = 40000\text{KN/m}^3$$

$$\text{On aura : } h_1 \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left( \frac{2L_{\max}}{\pi} \right)^4}{E}} \quad h_1 \geq 141\text{cm}$$

On prend :  $h_1 = 150\text{cm}$

**Résumé :**

- Epaisseur de la dalle du radier  $h_r = 40\text{cm}$
- Les dimensions de la nervure:  $\begin{cases} h_N = 150 \text{ cm} \\ b = 80 \text{ cm} \end{cases}$

**VI.5.3.4.VERIFICATION DE LA STABILITE DU RADIER AU RENVERSEMENT.**

Pour assurer la stabilité du bâtiment au renversement il faut que la condition suivante soit vérifiée

$$e_0 = \frac{M_r}{N_r} \leq \frac{B}{4} \quad [2]$$

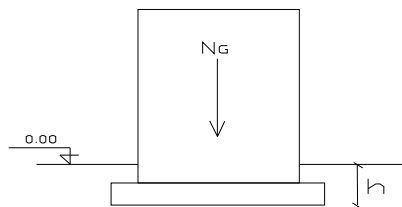
Avec :

$e_0$  : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

$M_r$ : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$N_r$  :  $N_1$  (de la superstructure)

$B$  : la largeur du radier.



**Figure VI.1.4: Schéma statique du bâtiment**

		N	M1	M2	e0 1	e0 2
		KN	KN-m	KN-m	m	m
ELU		60388,01	152,13	4,49	0,0025193	0,0000743
ELS		43966,57	110,87	3,54	0,0025216	0,0000806
G+Q+Ex	Max	64487,12	555,28	490,05	0,0086108	0,0075992
G+Q+Ex	Min	23446,02	-333,55	-482,96	-0,0142264	-0,0205989
G+Q+Ey	Max	72628,15	1147,44	371,48	0,0157989	0,0051148
G+Q+Ey	Min	15304,99	-925,71	-364,39	-0,0604844	-0,0238087
0.8G+Ex	Max	50183,75	519,96	490,92	0,0103611	0,0097824
0.8G+Ex	Min	9142,66	-368,88	-482,10	-0,0403466	-0,0527304
0.8G+Ey	Max	58324,78	1112,12	372,35	0,0190678	0,0063840
0.8G+Ey	Min	1001,62	-961,04	-363,53	-0,9594809	-0,3629379

**Tableau VI.3 : représentant les valeurs de  $N_r$ ,  $M_r$ ,  $e_0$**

Le cas le plus défavorable pour l'évaluation du risque de renversement est représenté par l'excentricité la plus importante, cette excentricité est la plus défavorable pour la combinaison 0,8G-E<sub>Y</sub>.



$$e_{0max} = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} N_r = 1001,62 \text{ kN} \\ M_r = 961,04 \text{ KN.M} \end{cases}$$

$$N_{tr} = N_r + P_R + P_T + P_{VP} + P_V + P_P + P_{RDC+1^{er} \text{ sous sol}} + P_{2^{ème} \text{ sous sol}} + P_N$$

Avec :

$N_r$  : effort normal dû au poids du bâtiment.

$P_R$  : poids du radier.

$P_T$  : poids des terres sur le radier.

$P_{VP}$  : poids du voile périphérique.

$P_V$  : poids des voiles du sous sol.

$P_P$  : poids des poteaux du sous sol.

$P_{RDC+1^{er} \text{ sous sol}}$  : poids du plancher RDC + 1<sup>er</sup> sous sol + 2<sup>ème</sup> sous sol

$P_N$  : poids des nervures.

$$N_{tr} = 57972,51 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{110,87}{57972,51} = 0,02 \text{ m} < 11.35/4 = 2,84 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**Conclusion**

La condition de renversement est vérifiée donc le bâtiment est stable.

**VI.1.5.3.5. VERIFICATION DE LA PORTANCE DU SOL .**

Avec :  $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

Les contraintes du sol a l ELS sont données par :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} (1 \pm 3 \frac{e_{0ser}}{L})$$

$$N_{s \text{ tot}} = N_s + P_R + P_T + P_{VP} + P_V + P_P + P_{RDC+1^{er} \text{ sous sol}} + P_N$$

$$N_{s \text{ T}} = 57972,51 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = 104,22 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = 104,19 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

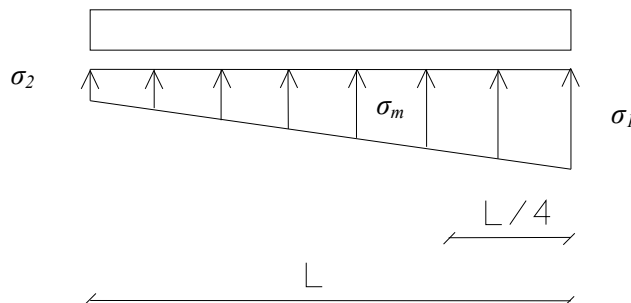


Figure VI.5: Contrainte sous radier

$$\sigma_{ser} = 104,21 \text{ kN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN} / \text{m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

## VI.1.5.4.FERRAILLAGE DU RADIER.

Le radier fonctionne comme un plancher en dalle pleine renversé. Le ferrailage de la table du radier sera effectué comme celui du plancher.

En l'absence d'un milieu agressif, la fissuration est considérée préjudiciable étant donné que le radier est en contact avec le sol humide.

La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur 40cm.

Les nervures sont considérées comme des poutres de 150 cm de hauteur et de 80 cm de largeur.

Le calcul du radier sera effectué pour le panneau le plus défavorable.

### VI.5.4.1.Ferrailage de la table du radier :

#### a.1. Détermination des efforts :

- Si  $\frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un sens, et les moments à mi-travée pour une
- Si  $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1,0 \Rightarrow$  La dalle travaille dans les deux sens, et les moments à mi-travée
- Si  $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$  La dalle travaille dans un seul sens.

Pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots \dots \dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastés au niveau des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

#### ➤ **Panneau de rive :**

- Moment en travée:  $M_{tx} = 0,85M_x$   
 $M_{ty} = 0,85M_y$
- Moment sur appuis:  $M_{ax} = M_{ay} = 0,3M_x$  (appui de rive)  
 $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$  (autre appui)

#### ➤ **Panneau intermédiaire :**

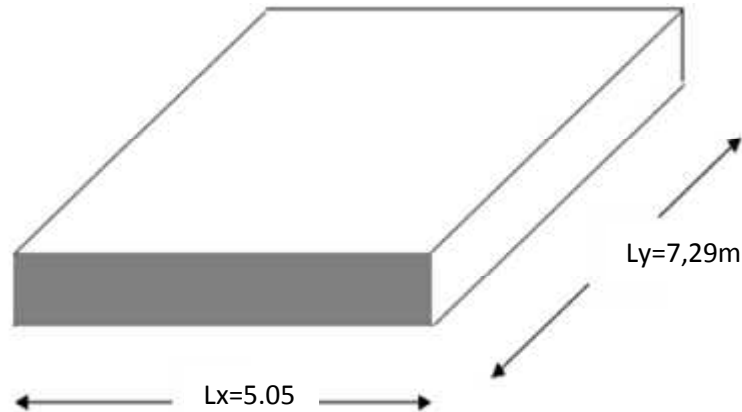
- Moment en travée:  $M_{tx} = 0,75M_x$   
 $M_{ty} = 0,75M_y$
- Moment sur appuis:  $M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$

Dans notre structure pas des panneaux intermédiaire :

- Moment en travée:  $M_t = 0,85M_0$
- Moment sur appuis:  $M_a = 0,5M_0$  Avec  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

**a.2. Valeur de la pression sous radier :**

- ❖ ELU :  $q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 108,57kN/m$
- ❖ ELS :  $q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 104,22 kN/m$



**Figure.VI.1.6: Vue en plan illustrant les dimensions du panneau de rive le plus sollicité**

**CALCUL DES MOMENTS :**

On prend le panneau de rive le plus sollicité avec :

$L_x = 5,05m ; L_y = 7,29m$

**a.3. Moment en travée et sur appuis à l'ELU (v=0):**

On a le rapport des panneaux  $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$  la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Panneaux	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_u$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
P	5.05	7,29	0,69	0.0697	0.4181	108,57	402,17	168,15	341,84	142,92	201,08

**Tableau VII..5 : Calcul des moments à l'ELU**

**a.4. Moment en travée et sur appuis à l'ELS (v=0,2):**

Panneaux	$L_x$ (m)	$L_y$ (m)	$L_x/L_y$	$\mu_x$	$\mu_y$	$q_s$ (kN/m)	$M_x$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$M_{tx}$ (kNm)	$M_{ty}$ (kNm)	$M_a$ (kNm)
P	5.05	7,29	0,69	0.0755	0.5704	104,22	418,18	238,53	355,46	202,75	209,0 9

**Tableau VI.1.6 : Calcul des moments à l'ELS**

**a.5 Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis en utilisant le logiciel de ferrailage SOCOTEC

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=348\text{MPa}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $h=40\text{cm}$   
 $d=36\text{cm}$

	Sens	$M_u$ (kN.m)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	$S_t$
Travée	x-x	341,84	30,46	7T25	34.36	15
	y-y	142,92	11,90	7T16	14.07	15
appui	x-x	201,08	17,05	6T20	18.85	20
	y-y					

**Tableau VI.1.7 : Ferrailage des panneaux du radier.**

**Espacement :**

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(120\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

**Sens x-x**

$$S_t = \frac{100}{7} = 14.29\text{cm} < 33\text{cm}$$

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

**Sens y-y**

$$S_t = \frac{100}{7} = 14.29\text{cm} < 33\text{cm}$$

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

**a.6. Vérifications nécessaires :****1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,347\text{cm}^2 < 14,07\text{cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

**2. Vérification des contraintes à l'ELS :**

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	355,46	34.36	6,19	15	133,2	201,6	OUI
	y-y	202,75	14.07	2,73	15	123,5	201,6	OUI
appui	x-x	209,09	18.85	3,57	15	136,3	201,6	OUI
	y-y							

**Tableau (VI.1. 8) : Vérification des contraintes.**

**b. Ferrailage des nervures :**

**b.1. Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (*BAEL91 modifié 99 [1]*)

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

*En travée*  $M_t = 0,85M_0$

*Sur appuis*  $M_t = 0,50M_0$

**b.2. Calcul des armatures :**

<b>L</b> <b>travée</b>	<b>q<sub>ser</sub></b>	<b>q<sub>u</sub></b>	<b>q<sub>acc</sub></b>	<b>M<sub>0u</sub></b>	<b>M<sub>0ser</sub></b>	<b>M<sub>0acc</sub></b>	<b>M<sub>t u</sub></b>	<b>M<sub>t ser</sub></b>	<b>M<sub>t acc</sub></b>	<b>M<sub>app u</sub></b>	<b>M<sub>app ser</sub></b>	<b>M<sub>app acc</sub></b>
5,65	172,84	236,58	255,91	944,04	689,69	1021,15	708,03	517,27	765,86	472,02	344,85	510,57
5,75	230,55	316,35	133,69	1307,41	952,81	552,53	980,55	714,61	414,40	653,70	476,41	276,27
7,20	348,02	479,41	489,36	172,84	230,55	348,02	2329,92	1691,38	2378,27	1553,28	1127,59	1585,52
7,78	244,79	336,45	300,08	2604,85	1895,19	2323,29	1953,63	1421,39	1742,46	1302,42	947,59	1161,64
5,85	128,04	174,91	273,46	348,02	244,79	128,04	561,17	410,80	877,36	374,12	273,87	584,90
3,68	395,61	541,91	517,57	917,34	669,68	876,14	688,00	502,26	657,10	458,67	334,84	438,07
6,75	183,78	253,19	212,67	1441,98	1046,70	1211,24	1081,48	785,03	908,43	720,99	523,35	605,62
5,65	313,30	431,78	374,40	1722,95	1250,17	1493,97	1292,21	937,63	1120,47	861,47	625,09	746,98

<b>NERVURES</b>	<b>Ast</b>	<b>Choix t</b>	<b>ASADP</b>	<b>Asa</b>	<b>CHOIXA</b>	<b>ASADP</b>
<b>1</b>	16,62	<b>6T20</b>	18,85	11,01	<b>4T20</b>	12,57
<b>2</b>	21,4	<b>7T20</b>	21,99	14,15	<b>5T20</b>	15,71
<b>3</b>	53,96	<b>11T25</b>	54	35,17	<b>5T25+4T20</b>	37,11
<b>4</b>	43,78	<b>9T25</b>	44,18	28,67	<b>6T25</b>	29,45
<b>5</b>	19,1	<b>7T20</b>	21,99	12,64	<b>4T20</b>	12,57
<b>6</b>	14,9	<b>5T20</b>	15,71	9,88	<b>4T20</b>	12,57
<b>7</b>	23,67	<b>8T20</b>	25,13	15,63	<b>5T20</b>	15,71
<b>8</b>	28,44	<b>10T20</b>	31,42	18,75	<b>6T20</b>	18,85

**Tableau VI 1.9: Ferrailage des nervures**

**b.3. Vérifications nécessaires :**

**1. Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 13,04 \text{ cm}^2$$

NERVURES	AST	AS CNF	OBS	CHOIX T	ASa	AS CNF	OBS	ASa adp	CHOIX A
1	18,85	13,04	OUI	6T20	11,01	13,04	NON	15,71	5T20
2	21,99	13,04	OUI	7T20	14,15	13,04	OUI	14,15	5T20
3	54	13,04	OUI	11T25	35,17	13,04	OUI	35,17	5T25+4T20
4	44,18	13,04	OUI	9T25	28,67	13,04	OUI	28,67	6T25
5	21,99	13,04	OUI	7T20	12,64	13,04	NON	15,71	5T20
6	15,71	13,04	OUI	5T20	9,88	13,04	NON	15,71	5T20
7	25,13	13,04	OUI	8T20	15,63	13,04	OUI	15,63	5T20
8	31,42	13,04	OUI	10T20	18,75	13,04	OUI	18,75	6T20

**Tableau VII.1-10 Vérification de la condition de non fragilité.****Remarque :**

La Condition de non fragilité n'est pas vérifiée en Appuis donc on augmente la section de l'acier.

**3. Vérification des contraintes à l'ELS :**➤ **En travée :**

NERVURES	M <sub>t ser</sub>	AST	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>bc</sub>	Obs	σ <sub>s</sub>	σ <sub>s</sub>	Obs
1	517,27	18,85	3,73	15	Oui	218,1	201,6	Non
2	714,61	21,99	4,84	15	Oui	259,6	201,6	Non
3	1691,38	54	8,13	15	Oui	259,7	201,6	Non
4	1421,39	44,18	7,35	15	Oui	264,2	201,6	Non
5	410,80	21,99	2,78	15	Oui	149,2	201,6	Oui
6	502,26	15,71	3,91	15	Oui	252,7	201,6	Non
7	785,03	25,13	5,04	15	Oui	250,8	201,6	Non
8	937,63	31,42	5,51	15	Oui	241,6	201,6	Non

**Tableau(VII.11): Vérification des contraintes**➤ **En appuis :**

NERVURES	$M_{A\ ser}$	AST	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	Obs
1	344,85	<b>15,71</b>	2,68	15	Oui	173,5	201,6	Oui
2	476,41	14,15	3,87	15	Oui	265,3	201,6	Non
3	1127,59	35,17	6,35	15	Oui	260,7	201,6	Non
4	947,59	28,67	5,77	15	Oui	266,6	201,6	Non
5	273,87	<b>15,71</b>	2,13	15	Oui	137,8	201,6	Oui
6	334,84	<b>15,71</b>	2,6	15	Oui	168,4	201,6	Oui
7	523,35	15,63	4,08	15	Oui	264,6	201,6	Non
8	625,09	18,75	4,52	15	Oui	264,9	201,6	Non

**Tableau(VI.1.12): Vérification des contraintes.**

**Note:**

On remarque que les contraintes d'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section de l'acier

➤ **En travée :**

NERVURES	$M_{t\ ser}$	AST	$A_{ST\ NOV}$	CHOIX	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	Obs
1	517,27	18,85	<b>21,99</b>	<b>7T20</b>	3,36	15	Oui	188	201,6	Oui
2	714,61	21,99	<b>29,45</b>	<b>6T25</b>	4,13	15	Oui	195,9	201,6	Oui
3	1691,38	54	<b>59,91</b>	<b>12T25</b>	6,23	15	Oui	201,2	201,6	Oui
4	1421,39	44,18	<b>49,09</b>	<b>10T25</b>	5,85	15	Oui	201,1	201,6	Oui
5	410,80	21,99	<b>21,99</b>	<b>7T20</b>	2,78	15	Oui	149,2	201,6	Oui
6	502,26	15,71	<b>21,99</b>	<b>7T20</b>	3,26	15	Oui	182,6	201,6	Oui
7	785,03	25,13	<b>34,36</b>	<b>7T25</b>	4,27	15	Oui	185,4	201,6	Oui
8	937,63	31,42	<b>38,49</b>	<b>6T20+4T25</b>	4,88	15	Oui	198,6	201,6	Oui

➤ **En appuis :**

NERVURES	$M_{a\ ser}$	$A_{ST}$	$A_{sa\ NOV}$	CHOIX	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	Obs
1	344,85	15,71	<b>15,71</b>	<b>5T20</b>	2,68	15	Oui	173,5	201,6	Oui
2	476,41	14,15	<b>18,85</b>	<b>6T20</b>	3,3	15	Oui	201,1	201,6	Oui
3	1127,59	35,17	<b>48,3</b>	<b>5T25+4T20</b>	5,4	15	Oui	192,1	201,6	Oui
4	947,59	28,67	<b>39,27</b>	<b>8T25</b>	4,9	15	Oui	196,9	201,6	Oui
5	273,87	15,71	<b>15,71</b>	<b>5T20</b>	2,13	15	Oui	137,8	201,6	Oui
6	334,84	15,71	<b>15,71</b>	<b>5T20</b>	2,6	15	Oui	168,4	201,6	Oui
7	523,35	15,63	<b>21,99</b>	<b>7T20</b>	3,4	15	Oui	190,3	201,6	Oui
8	625,09	18,75	<b>25,13</b>	<b>8T20</b>	3,85	15	Oui	199,8	201,6	Oui

**4. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

En fissuration préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1f_{c28}; 4MPa) = 2,5MPa$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{108,579 \times 7,29}{2} = 395,73 kN$$

$$\tau_u = \frac{395,73 \cdot 10^3}{800 \times 1350} = 0,36 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

### 5. Armatures transversales :

#### • BAEL 91 modifié 99:

$$* \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$$

$$* S_t \leq \text{Min}(0,9 d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$* \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left( \frac{\tau_u}{2}; 0,4 MPa \right) = 0,4 MPa$$

#### • RPA99 version 2003:

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{4}; 12 \phi_t \right) = 37,75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zonenodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zonécourante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10} \right) = 4,28 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 MPa ; \tau_u = 0,36 MPa ; f_{t28} = 2,1 MPa ; b = 80 \text{ cm} ; d = 135 \text{ cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 5,59 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2.$$

### c. Armatures de peau :

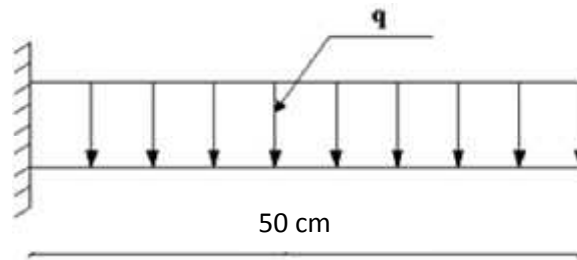


Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir des armatures de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures .Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses

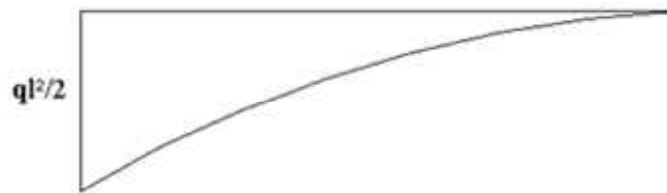
Pour les bâtiments courant on a  $3 \text{ cm}^2 / \text{m}$  pour les armatures de peau  
 $3 \times 1,6 = 4,80 \text{ cm}^2$   
 On opte  $3 \text{ T } 16 = 6,03 \text{ cm}^2$

**d. Ferrailage des débords :**

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur  $L=0,50\text{m}$ , le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de  $1\text{m}$  à l'ELU.



**Figure.VI.1.7: Schéma statique**



**Figure VI.1.8: Diagramme des moments.**

**e. Calcul des armatures :**

$q_u = 108,57 \text{ kN/ml}$ ,  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $h = 40 \text{ cm}$ ,  $d = 40,5 \text{ cm}$ ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ,  $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$ .

	$M_u$ (kN.m)	$\mu$	$\alpha$	Z (cm)	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$
	13.57	0,0074	0,009	35 ,866	1,09

**Tableau(VI.1.13): Ferrailage des débords.**

➤ Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 4.34 \text{ cm}^2 > 1.09 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifié}$$

On adopte  $A_s = A_s^{\min} = 4.34 \text{ cm}^2$

Choix : 4T14, avec  $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$  , esp=25 cm

➤ **Armature de répartition**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.54 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 3.08 \text{ cm}^2$$

On prend 6T8=3.02 cm<sup>2</sup> ,  $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$$q_{\text{ser}} = 104,22 \text{ kN/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} l^2}{2} = 13.027 \text{ kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

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

Fissuration préjudiciable.....  $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$

$M_{\text{ser}} \text{ (kN.m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_s \text{ (MPa)}$	Vérification
13.027	6.16	1.07	15	63	201.6	OK

**Tableau VI-1.14 Vérifications des Contraintes du Béton et d'Acier.**

## VIII.2.ETUDE DU VOILE PÉRIPHÉRIQUE :

### VIII.2.1. INTRODUCTION :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC.

Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous sol et les fondations.

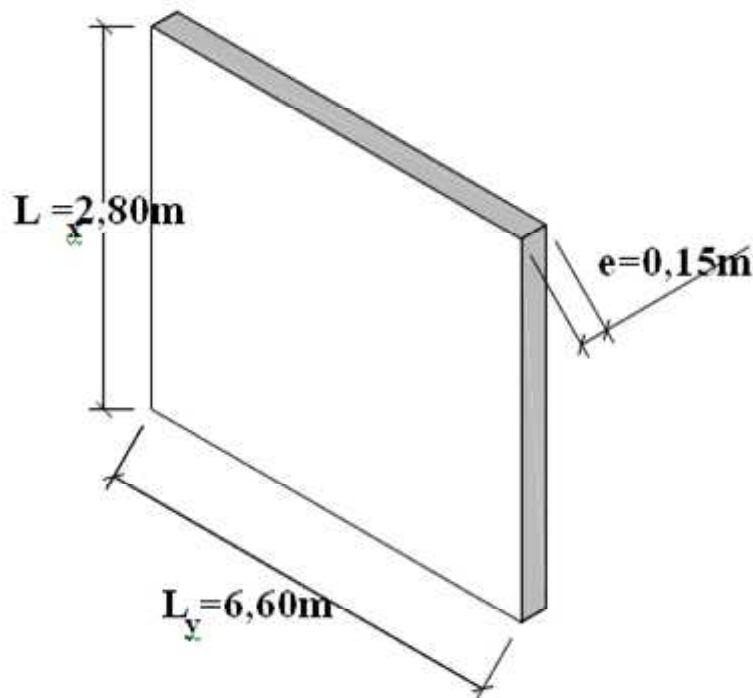
### VIII.2.2. PRÉDIMENSIONNEMENT :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du *RPA99 version 2003*, [1] [1]10.1.2 80

- Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
  - ✓ Epaisseur  $e \geq 15cm$
  - ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
  - ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de  $0,1\%B$  dans les deux sens (horizontal et vertical).
  - ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
  - ✓ La longueur de recouvrement est de  $50\varnothing$  avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

$B$  : Section du voile.



**Figure VIII.2.1: Les Dimensions du Voile****VIII.2.3. ÉVALUATION DES CHARGES :**

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

$$L_x = 2,8m ; L_y = 6,60m.$$

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de  $1m$  se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon **BAEL91 modifier 99**, la charge de poussées des terres est donnée par :  $Q = A \cdot \gamma \cdot H$

Avec :

$Q$  : Contrainte à la base sur une bande de  $1m$ .

$A$  : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$\gamma$  : Poids spécifique des terres ( $\gamma_h = 18kN/m^3$ ).

$H$  : Hauteur du voile ( $H = 2.8m$ ).

$$\varphi = 25^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,405$$

$$\text{Donc : } Q = A \cdot \gamma \cdot H = 20,45kN/ml \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 27,61kN/ml$$

**VIII.2.4. Effort dans la dalle [3] BAEL91 modifier 99 annexe F 182**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,42 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,1075 ; \mu_y = 0,250$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 23,2kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5,8kNm$$

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0,85M_x = 19,72kNm$$

$$M_{ty} = 0,85M_y = 4,9kNm$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 11,6kNm$$

**VIII.2.5. CALCUL DU FERRAILLAGE :**

$$- b = 100cm ; h = 15cm ; d = 13,5cm ; \sigma_{bc} = 14,17MPa$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau VIII.2.1 : Ferrailage du voile périphérique**

	Sens	$M_u$ (kNm)	$\mu$	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	Z (mm)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	Esp (cm)
<b>Travée</b>	x-x	19,7	0.076	0	0.0993	129.64	4.37	6T10	4,71	15
	y-y	4,9	0.019	0	0.0239	133.71	1.05	6T8	3,02	15
<b>Appuis</b>	x-x y-y	1,16	0.004	0	0.0056	134.7	0.25	6T8	3,02	15

**VIII.2.6. Condition de non fragilité :**

Pour les dalles travaillent dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm ( $12 \leq e \leq 30$ ) (cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min}; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[ 3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min}; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 8.10^{-4}$  pour les barres à haute adhérence FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left( 3 - \frac{2,8}{6,06} \right) \frac{100.15}{2} = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

**En travée**

$$\begin{cases} A_x = 4,71 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,52 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,02 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**Sur appuis**

$$\begin{cases} A_x = 3,02 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,52 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3,02 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

**VIII.2.7. Vérification de l'effort tranchant :**

Nous devons vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,75 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 59,63kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 42,10kN$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 59,63kN$$

$$\tau_u = \frac{59,63 \cdot 10^3}{1000 \times 225} = 0,26MPa < 1,75MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

**VIII.2.8. Vérification à L'E.L.S :**

**a. Evaluation des sollicitations à l'E.L.S :**

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,42 > 0,4 \Rightarrow Q_{ser} = 20,45kN / ml$$

$$\mu_x = 0,1098$$

$$\mu_y = 0,300$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 17,6kNm$$

$$M_y = \mu_y M_x = 5,28kNm$$

- **Moment en travée :**

$$M_{Ix} = 0,85M_x = 14,96kNm$$

$$M_{Iy} = 0,85M_y = 4,48kNm$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 8,8kNm$$

**b. Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que:  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 21MPa$   
 Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	Y (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
<b>Travée</b>	x-x	14,96	3.28	5,38	30030,42	5,92	21	OK
	y-y	4,48	0.96	4,60	22132,69	2,91	21	OK
<b>Appuis</b>	x-x y-y	8,8	1.91	4,59	22132,69	4,03	21	OK

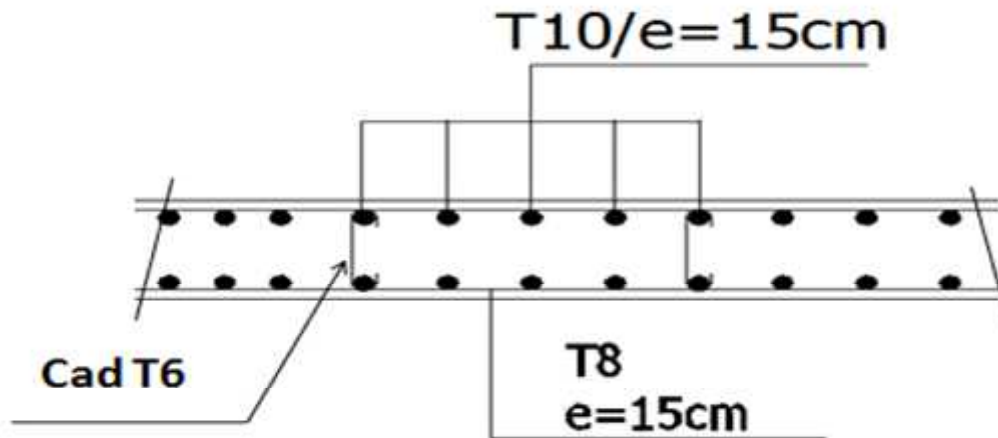
**Tableau VIII.12. Vérification des contraintes à l'E.L.S**

**c. Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,053 > 0,042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 0,053 > 0,028 \text{ à } 0,037 \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \\ 2,51 \cdot 10^{-3} < 4 \cdot 10^{-3} \dots\dots\dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

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



**Figure VIII.2.2 Ferrailage du voile périphérique**

## **VII. Etude thermique :**

### **VII.1.Introduction :**

-La température a une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers ; Une augmentation sensible de la température provoque une dilatation des éléments structuraux d'un ouvrage, de même une chute de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

-Pour les ouvrages dont les dimensions en plan dépassent les **30m** dans les wilayas côtières, il ya lieu de prendre en considération les effets thermiques dans les éléments exposés, ou bien de prévoir un joint de dilatation .

-Les sollicitations prisent en considération sont les charges dues au déformation imposé par ces variantes de températures et qui sont dues aux dimensions dépassent les 30 mètres ; ces dimensions sont de type uniforme par contre la sollicitation due aux charges de grades thermiques ne sont pas considérés dans notre cas car ceux la font l'objet d'une étude approfondie est destiné pour les grands ouvrages (ponts, château -d'eau ....).

-L'introduction de la température donnera naissance à des efforts normaux dans les poutres. Ces efforts normaux seront de la traction dans le cas la dilatation (température élevée), et de la compression dans le cas de raccourcissement (le froid). Par conséquent, les poutres seront sollicitées à la flexion composée.

-Pour notre cas on va traiter uniquement la flexion composée avec traction (dilatation) étant donné que la compression est favorable.

-Vu que l'une des dimensions en plan de la structure est supérieure à 30m ( $L_x=35.48m$ ) ; il est impératif de faire une étude thermique. En plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

### **VII.2. Coefficient thermique :**

Le coefficient de dilatation du béton est de l'ordre de  $7 \text{ à } 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ , il dépend de :

- La nature des agrégats.
- Rapport eau ciment E/C.
- L'humidité relative et de l'intervalle de température.

-Ce coefficient est voisin de celui de l'acier qui est de l'ordre de  $10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ . Cette circonstance a permis le développement du béton armé. Les ouvrages hyperstatiques étant soumis à des températures importantes, il est intéressant de mettre en vue un béton dont le coefficient de dilatation thermique soit le plus faible, ce résultat peut être obtenu en utilisant des adjuvants spéciaux.



### VII.3.Coefficient thermique :

Afin de quantifier l'influence de la température dans les différents éléments de contreventement de la structure compte tenu des dimensions en plans :  $L_x=35.48\text{m}$  et  $L_y=11.355\text{ m}$  et en prenant en considération l'article B.5.1 du CBA93, Un calcul à la température a été conduit sur cette base.

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extérieur, les plus exposées à la variation de température, en l'occurrence les poutres où on tiendra compte que de la dilatation horizontale.

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel SAP2000 (version14) en introduisant le tenseur de la température comme charge d'accompagnement.

### VII.4. Convention de signe :

La contrainte thermique produite par une variation de température se traduit par une contrainte de traction ou de compression et cela en fonction de l'augmentation ou de la diminution de la température :

$\Delta T > 0 \Rightarrow \sigma > 0$  ..... Allongement, traction.

$\Delta T < 0 \Rightarrow \sigma < 0$  ..... Raccourcissement, compression.

### VII.5.Les températures à utiliser dans le calcul :

Sont de trois types :

1. La température de réalisation :  $T = \frac{10+25}{2} = 18\text{ }^\circ\text{C}$ .

2. La température extérieure (température extrême) :

En Algérie du Nord (climat tempéré) =  $35^\circ\text{C}$  et  $-15^\circ\text{C}$

L'augmentation de la température autorise la dilatation de l'élément par contre la diminution de la température provoque le raccourcissement.

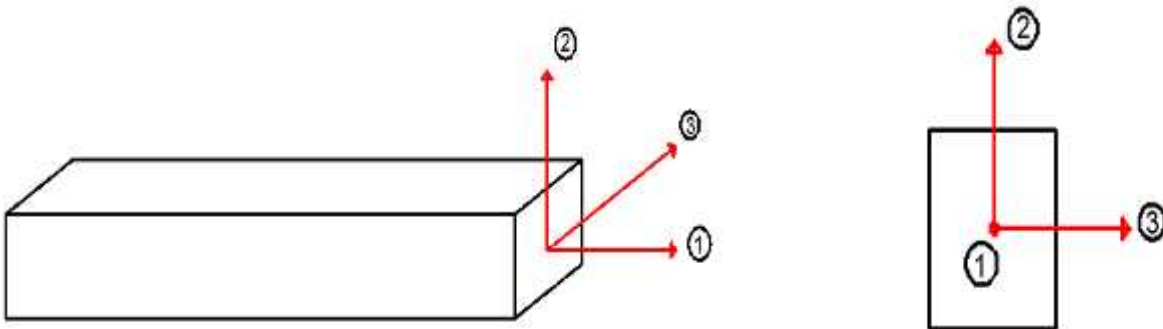
Dans notre cas on ne considère pas le raccourcissement qui est favorable on prendra uniquement  $T_{\text{ext}} = 35^\circ\text{C}$ .

3. La température à l'intérieur : pour les besoins du calcul on adoptera une température ambiante à l'intérieur de :  $T_{\text{int}} = 18\text{ }^\circ\text{C}$ .

### VII.6. Les type de chargement de la température dans le SAP2000 (version 14):

La température agit suivant les trois axes principaux d'inertie (principe du tenseur), si on prend par exemple un élément barre (frame) :

1. l'axe (1) agit dans le sens de la longueur de l'élément.
2. l'axe (2) agit verticalement vers le haut « l'axe 2 perpendiculaire à l'axe 1 ».
3. l'axe (3) perpendiculaire au plan 1-2.



**Figure VII.1 : les trois axes principaux d'un élément barre (frame).**

### VII.7. Calcul de l'effet de la température :

1. **Température type 1 suivant l'axe 1 :**

$$T_1 = \left[ \frac{T_{\text{ext}} + T_{\text{int}}}{2} - T_{\text{réalisation}} \right]$$

2. **Température type 2 suivant l'axe 2 :**

$$T_2 = \frac{T}{h} = \frac{T_{\text{ext}} - T_{\text{int}}}{h} \quad h : \text{hauteur de la poutre.}$$

3. **Température type 3 suivant l'axe 3 :**

$$T_3 = \frac{T}{b} = \frac{T_{\text{ext}} - T_{\text{int}}}{b} \quad b : \text{largeur de la poutre.}$$

**VII.8. L'introduction des chargements dans le SAP2000 (version 14):**

**Nota :** le calcul se fait uniquement sur les poutres de l'extérieure dont le sens de la longueur dépasse les 30 mètres ; et toutes les poutres de la terrasse qui ont la longueur qui dépasse les 30 mètres.

La sollicitation de calcul selon le **CBA93** est l'**ELU<sub>T</sub>** :

$$1.35G+1.35Q+0.8T$$

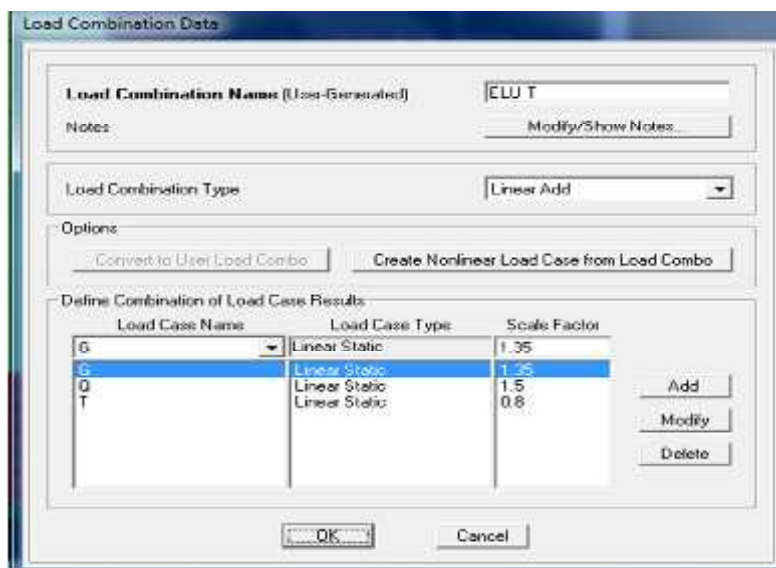
➤ **Etape1 :**

- Introduire de la température dans le logiciel : (défines load patterns).



**Figure VII .2 : Introduire de la température dans le SAP2000.**

- Introduire la combinaison : (défines load combinations).



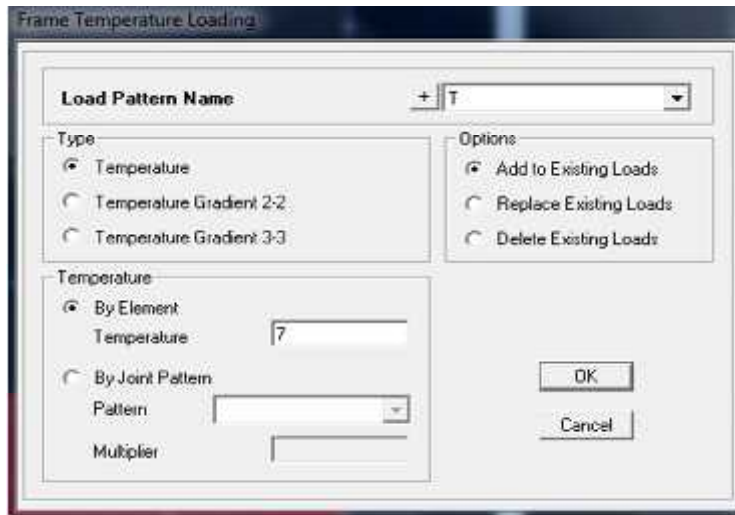
**Figure VII .3 : Introduire la combinaison 1.35G+1.35Q+0.8T dans le SAP2000.**

➤ **Etape2** : introduction des valeurs

❖ **Type 1** :

$$T_1 = \left[ \frac{T_{\text{ext}} + T_{\text{int}}}{2} - T_{\text{réalisation}} \right] = \left[ \frac{35 + 15}{2} - 18 \right] = 7^\circ\text{C}$$

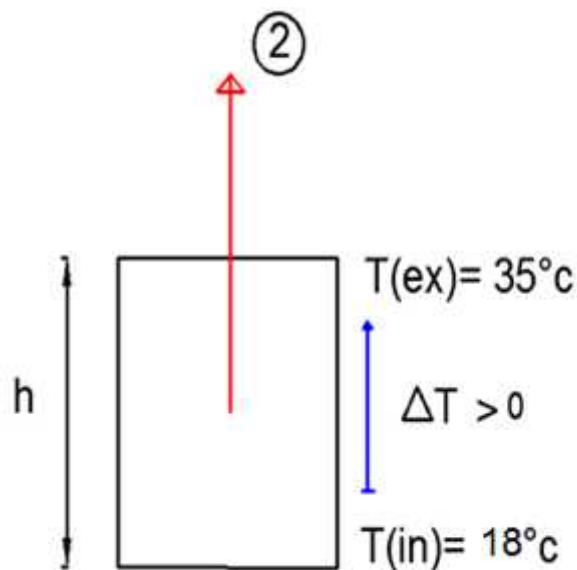
- Assign frame loads température : type (température).



**Figure VII .4: introduction de chargement de type 1 dans le SAP2000.**

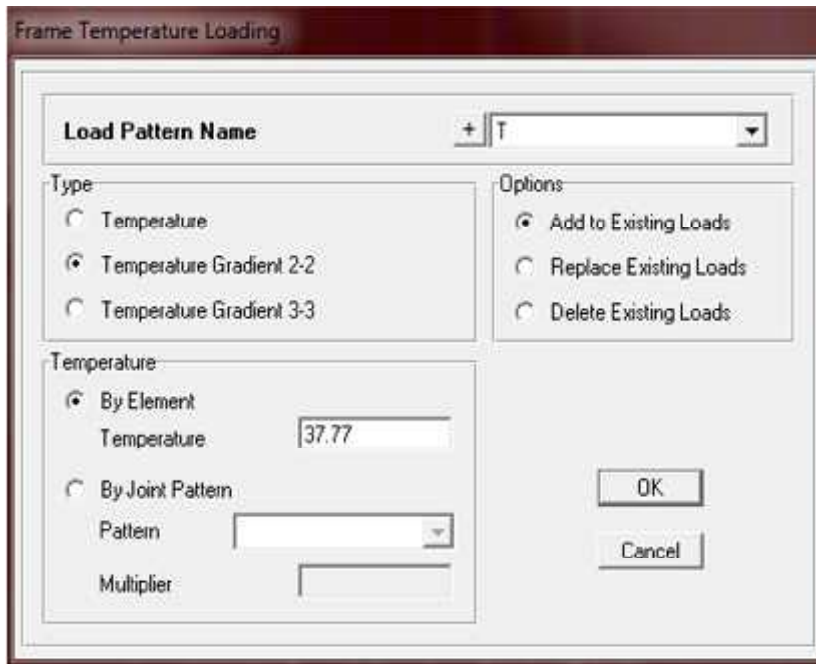
❖ **Type 2** :

$$T_2 = \frac{T}{h} = \frac{T_{\text{ext}} - T_{\text{int}}}{h} = \frac{35 - 18}{0.45} = 37.77^\circ\text{C}$$



**Figure VII .5: la variation de la température suivant l'axe 2**

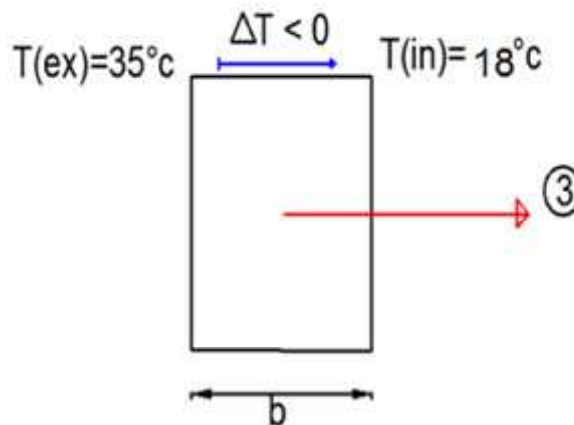
- Assign frame loads température : type (température gradient 2-2 ).



**Figure VII .6 : introduction de chargement de type 2 dans le SAP2000.**

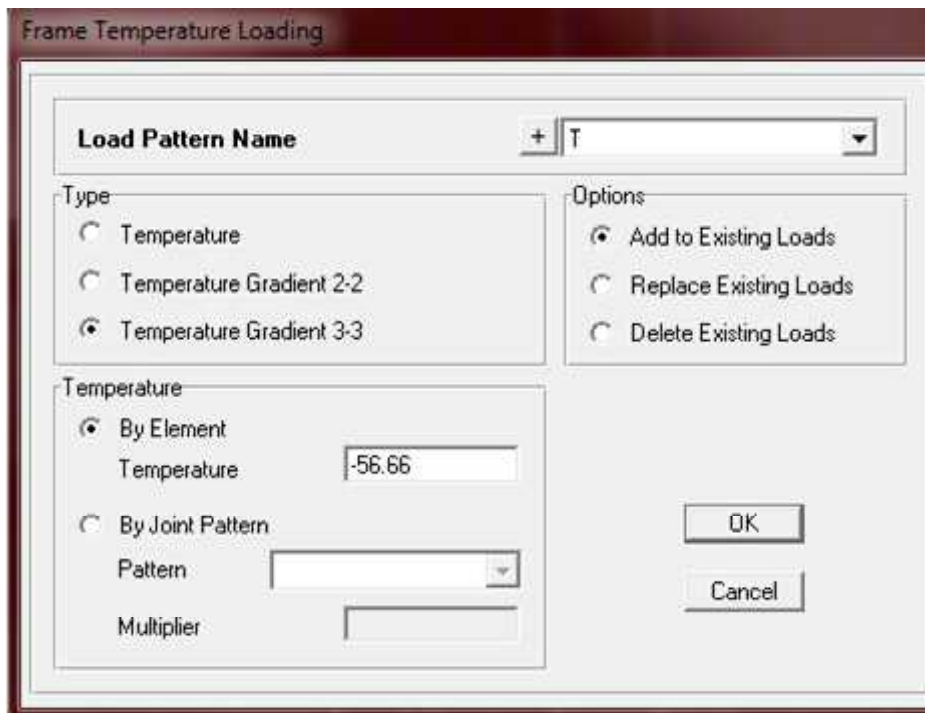
❖ Type 3 :

$$T_3 = \frac{T}{b} = \frac{T_{\text{ext}} - T_{\text{int}}}{b} = \frac{35 - 18}{03} = -56.66 \text{ } ^\circ\text{c}.$$



**Figure VII .7: la variation de la température suivant l'axe 3**

- Assign frame loads température : type (temperature gradient 3-3 ).



**Figure VII .8 : introduction de chargement de type 3 dans le SAP2000.**

**VII.8. Le résultat de calcul :**

Les poutres exposées à la température sont sollicitées à la flexion composée par des moments de flexion et des efforts de traction.

Les efforts et les moments résultants maximaux qui agissent sur les différentes poutres ainsi que leurs sections de ferrailage ont été effectué par le logiciel **SAP2000 (version 14)** et ils sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

	Niveau	Comb	M (kN.m)		P (kN)		A <sub>S</sub> (cm <sup>2</sup> )	
			Sur travée	En appui	Sur travée	En appui	Sur travée	En appui
Poutre principale 30×45		ELU <sub>T</sub>	88,49	163,96	-292,315	-292,315	11,02	17.09

**Tableau VII.1: section de ferrailage des poutres porteuses selon la sollicitation thermique**

- Comparaison des résultats entre la combinaison sismique et thermique :

	$A_s$ Température (cm <sup>2</sup> )		$A_s$ accidentel (cm <sup>2</sup> )	
	Sur appui	Sur travée	En appui	En appui
Poutre principale 30×45	17.09	11.02	21,74	12.06

**Tableau VII.2: sections de ferrailage des poutres porteuses selon la sollicitation accidentelle.**

### **Conclusion :**

La sollicitation accidentelle est largement plus défavorable que la sollicitation thermique, donc l'effet de la température est vérifié.

## VIII. Etude des charges roulantes :

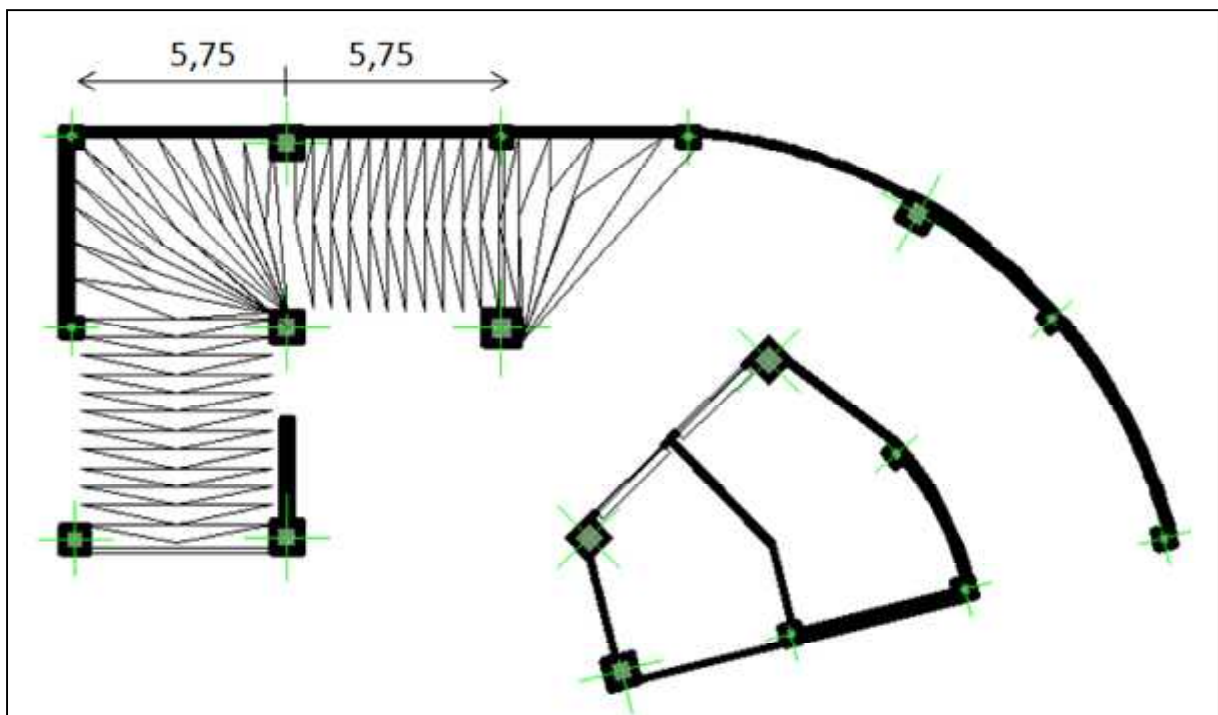
### VIII .1.Introduction :

-L'objet de cette étude consiste à considérer dans un calcul d'ouvrage la présence de charges dont la position est susceptible de varier au cours du temps. Pour ce faire, certains outils mécaniques d'analyse du comportement des structures doivent être utilisés les lignes d'influences.

-Le travail consistera dans un premier temps à montrer de manière analytique certaines propriétés des lignes d'influence. Ces dernières établies, un cas d'étude sera considéré : Une rampe à 2 travées continues pour lesquelles la position des charges d'exploitation n'est pas connue. La position des charges la plus défavorable devra être déterminée.

### Définition les lignes d'influences :

-Les lignes d'influence permettent de calculer dans chaque section les valeurs extrêmes des sollicitations (2 valeurs par section et par effet) on reportant ces valeurs au droit de chaque section on obtient des lignes (courbe) enveloppe.



**Figure VIII.1 Plan du 2ème Sous Sol**



## **VIII .2.Les charges à prendre en considération :**

-Une rampe de franchissement est soumise à diverses actions telles que le poids propre, des charges d'exploitation (freinage...). Toutes ces charges se doivent d'être combinées pour dimensionner correctement l'ouvrage.

- Charges permanentes :  $G = 42.12 \text{ KN}$ .
- Charges d'exploitation : la charge du véhicule.

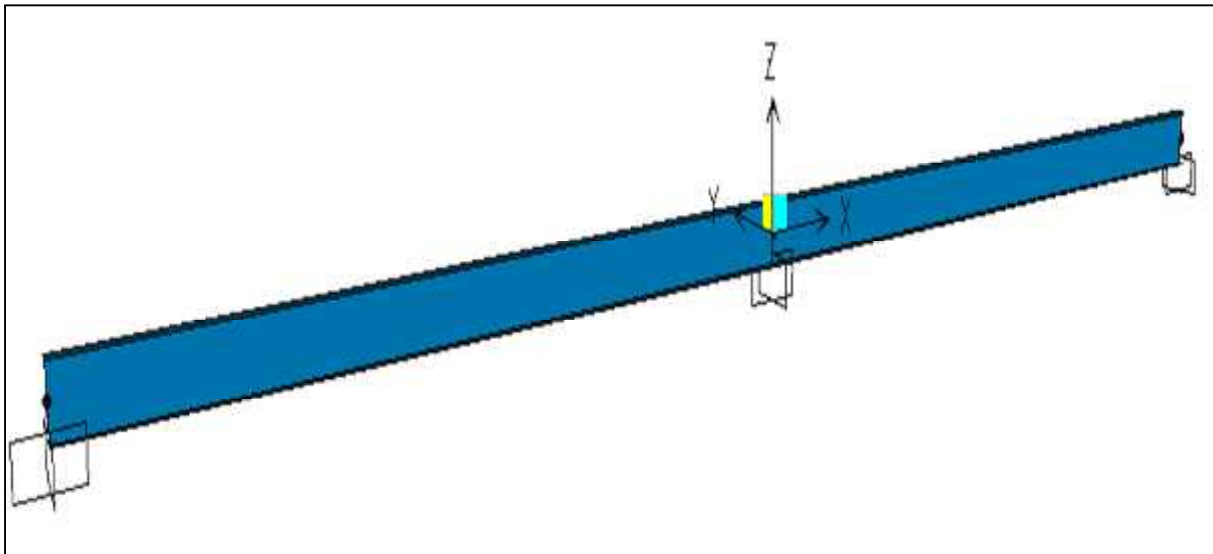
$$Q = 10 \text{ KN}.$$

## **VIII .3. L'exposition de différentes étapes du SAP2000 (version 14):**

Le calcul se fait sur les dalles de la rampe du 2<sup>ème</sup> sous sol.


### **1. MODÉLISATION :**

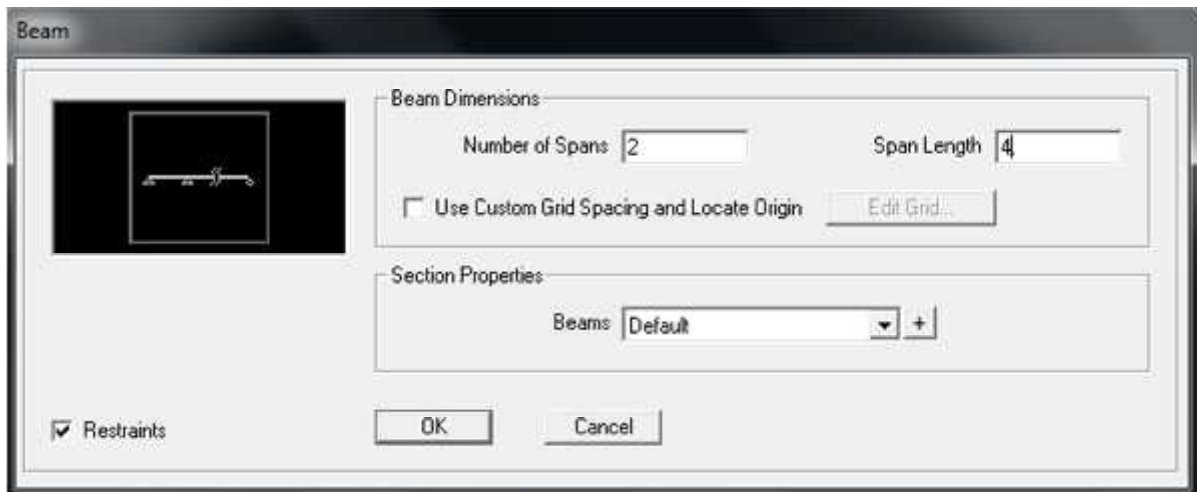
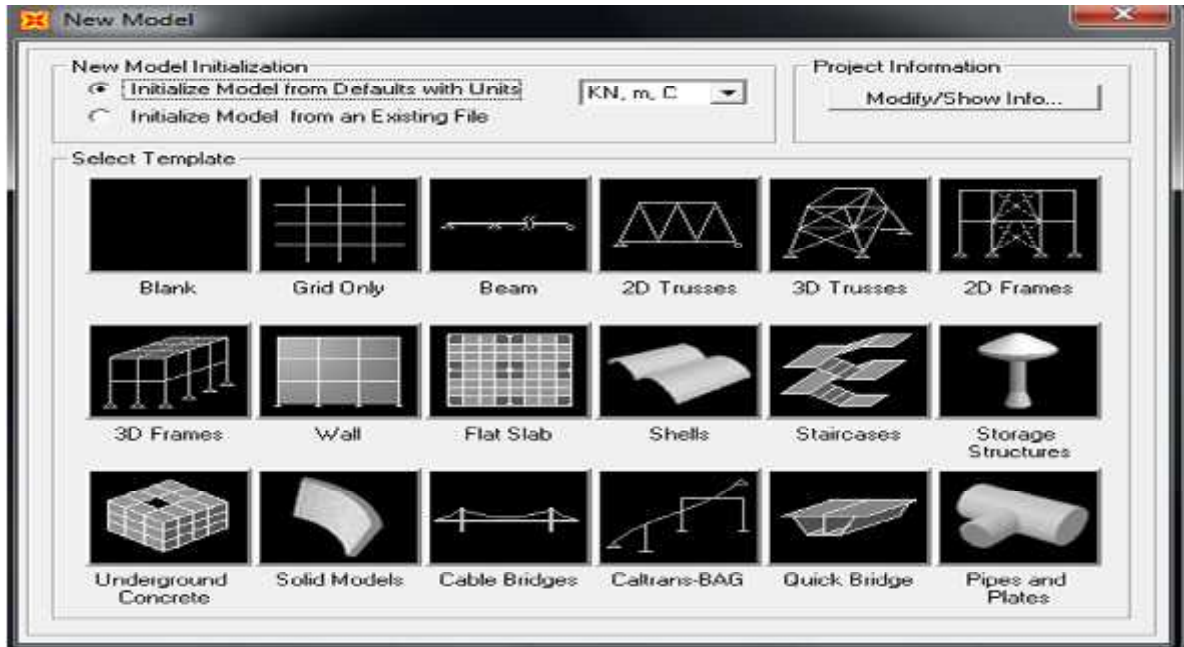
Notre étude consiste à modéliser une poutre à deux travées en béton armé comme le montre la figure 2.



**Figure VIII.2 poutre modélisé dans le SAP**

**1-2-COMMENCER UN NOUVEAU MODELE :**

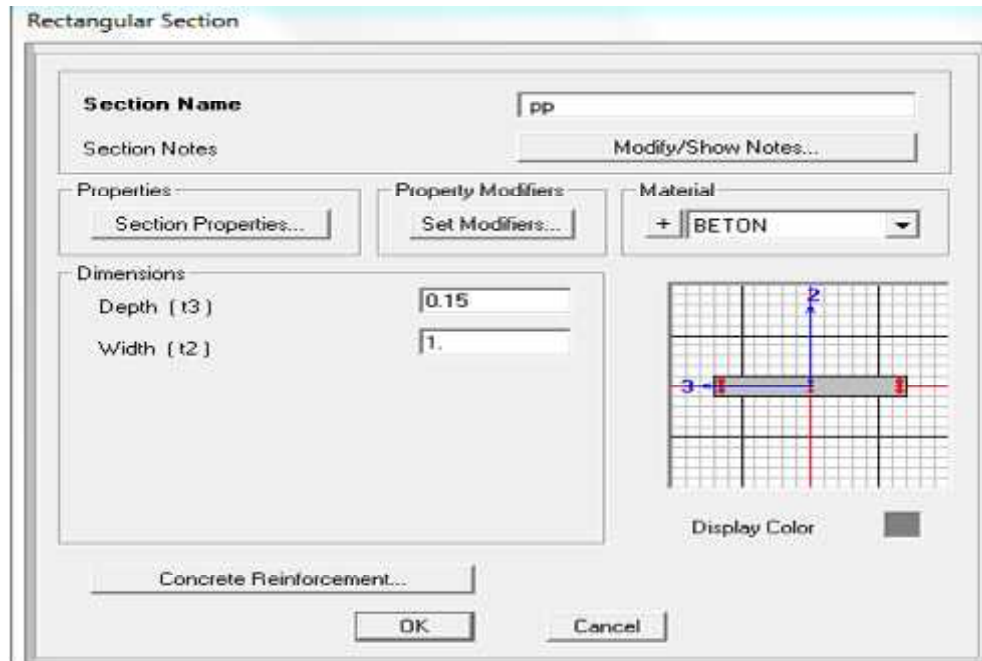
Pour créer un nouveau modèle dans le SAP, Cliquer sur le menu **FILE >New model**, ou sur le bouton  elle va apparaître une fenêtre comme le montre la figure 3 ; il faut changer l'unité en kN, m, °C.



**Figure VIII. 3 : nouveau modèle**

**1-3 Définir la section de la poutre :**

- Cliquer sur le menu **Define > Frame sections**, ça va apparaître une fenêtre des propriétés de la section; montrée dans la figure 4

**FigureVIII . 4****1-4-Définir les Appuis :**

- Sélectionner les nœuds où on veut accorder des appuis ;
- Cliquer sur le menu **Assign > Joint > Restraints**, pour définir les différents appuis montres ci-après (figure 5) ;

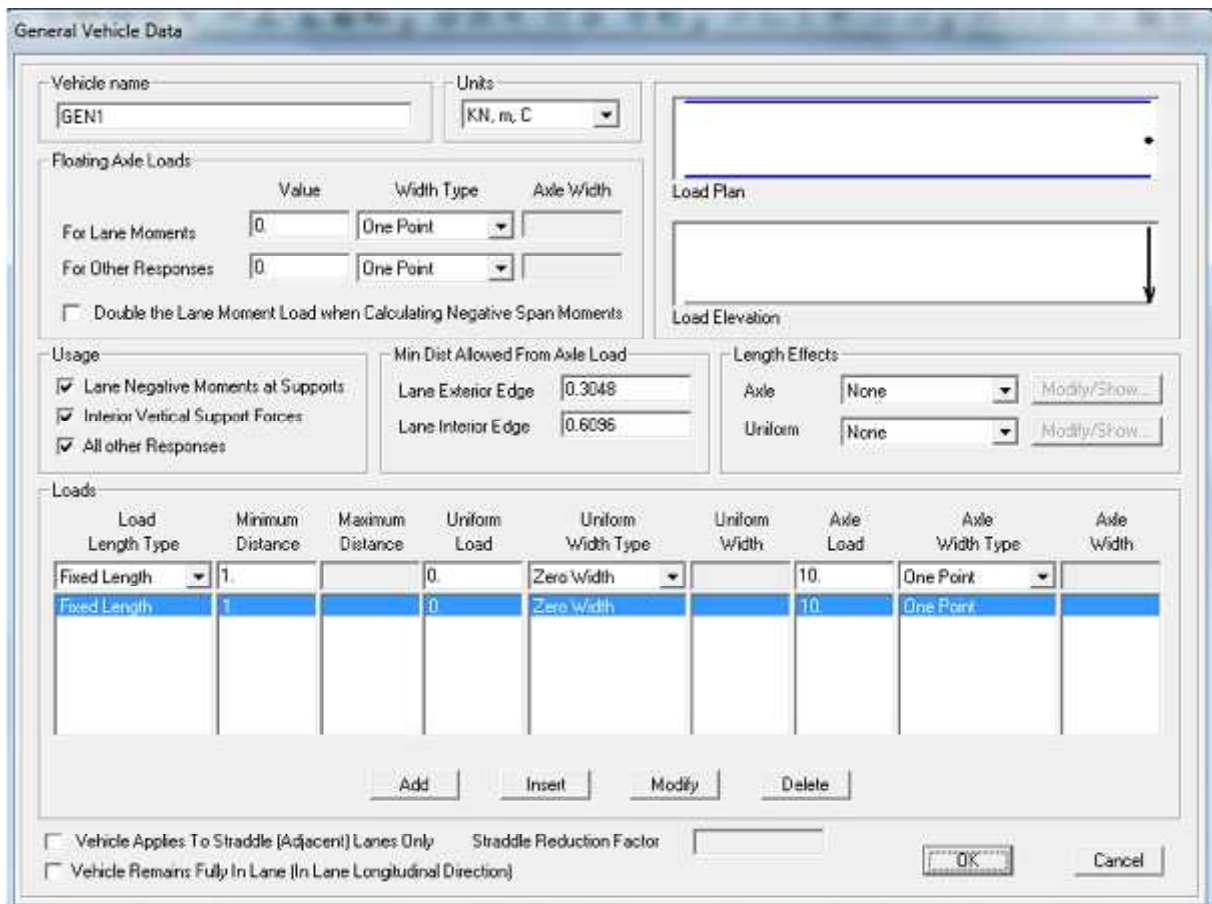
**Figure VIII. 5 : Types d'appuis**

## 2. L'introduction du chargement :

### 1. définition des couloirs :



### 2. définition du véhicule :



**3. définition de la classe du véhicule :**

Load Case Data - Moving Load

Load Case Name: ML Set Def Name Notes: Modify/Show... Load Case Type: Moving Load Design...

Stiffness to Use:  Zero Initial Conditions - Unstressed State  Stiffness at End of Nonlinear Case Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

MultLane Scale Factors:

Number of Lanes Loaded	Reduction Scale Factor
1	1

Modify

Loads Applied:

Assign Number	Vehicle Class	Scale Factor	Min Loaded Lanes	Max Loaded Lanes	Lanes Loaded
1	VECL1	1	0	0	All

Add Modify Delete

Lanes Loaded for Assignment 1:

List of Lane Definitions: Add > Selected Lane Definitions: LANE1 < Remove

OK Cancel

**4. l'ajout de la charge roulante :**

Load Case Data - Moving Load

Load Case Name: ML Set Def Name Notes: Modify/Show... Load Case Type: Moving Load Design...

Stiffness to Use:  Zero Initial Conditions - Unstressed State  Stiffness at End of Nonlinear Case Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

MultLane Scale Factors:

Number of Lanes Loaded	Reduction Scale Factor
1	3

Modify

Loads Applied:

Assign Number	Vehicle Class	Scale Factor	Min Loaded Lanes	Max Loaded Lanes	Lanes Loaded
1	VECL1	1	0	0	All

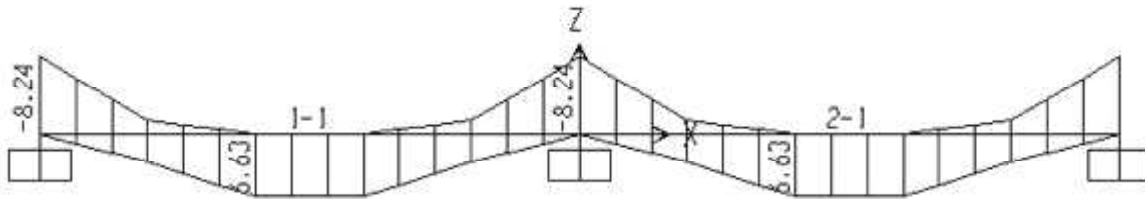
Add Modify Delete

Lanes Loaded for Assignment 1:

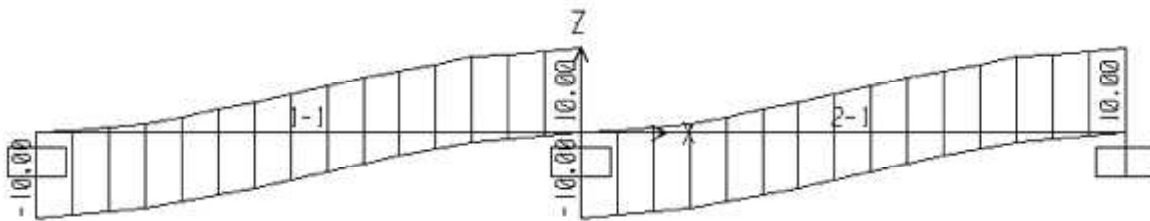
List of Lane Definitions: Add > Selected Lane Definitions: LANE1 < Remove

OK Cancel

**5. extraction du résultat :**



**Figure VIII. 6 Diagramme des moments**



**Figure VIII. 7 Diagramme des moments**

**VIII .4.Calcul de ferrailage :**

Pour le calcul des armatures, on considère une section rectangulaire de 1m de largeur et 0.15m de hauteur avec un enrobage d’acier de 0.02m. Les résultats du calcul sont présentés dans le tableau suivant :

**D’après le logiciel SOCOTEC :**

Section dangereuse	Moment (KN.m)	A <sub>s</sub> sup (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> inf (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> min (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> choisit (cm <sup>2</sup> )	Barres
travée	6.63	0	1.45	0.73	3.14	4T10
appui	-8.24	1.82	0	0.73	3.14	4T10

**Tableau VIII- 1Calcul du ferrailage des dalles pleines.**

• **Les espacements :**

- **Travée :**

$$esp = \frac{100}{4} = 20\text{cm}$$

-**Appuis :**

$$esp = \frac{100}{4} = 20\text{cm}$$

**III.2.2.4. Vérification au cisaillement :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{10.10^3}{1000.162} = 0.061\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_{r\text{tra}} \geq \frac{A_s}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 ; \text{ le choix est } (4T8)=2.01\text{cm}^2$$

$$A_{r\text{app}} \geq \frac{A_s}{4} = 0.78 \text{ cm}^2 ; \text{ le choix est } (4T8)=2.01 \text{ cm}^2$$

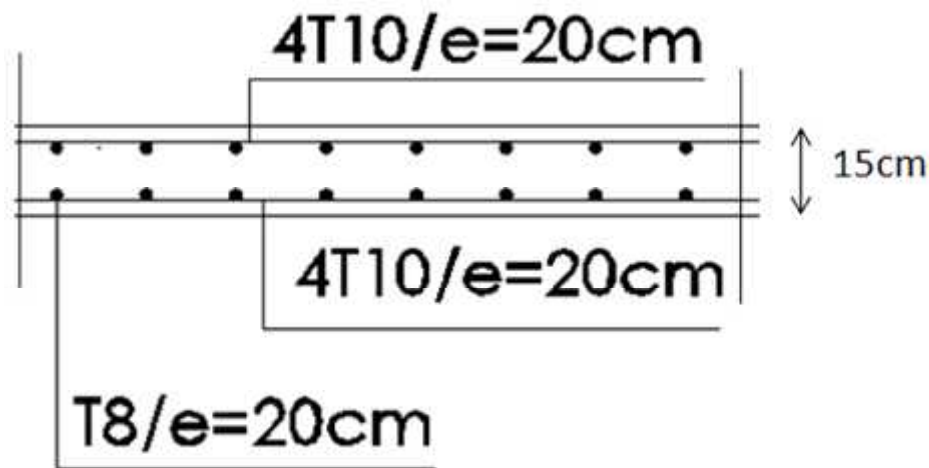
**Recouvrement des armatures longitudinales :**

$$L_r = 50\varnothing \text{ (zone III).}$$

$L_r$  : Longueur de recouvrement.

On a :

$$\varnothing = 10\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 50\text{cm.}$$



**Figure VIII.8 ferrailage de la dalle**

## **Bibliographie Chapitre II :**

- [1]..... l'article B.6.8.4.2.4. C.B.A93 page 137.
- [2]..... l'article B.6.1.1 C.B.A 93 page 116.
- [3]..... l'article 7.5.1 du RPA page 52.
- [4] ..... DTR B.C. 2.2.
- [5]..... DTR Surcharge d'exploitation art 6.3 page 16.
- [6]..... l'article B.8.4.1 C.B.A 93 page 156.
- [7]..... l'article B.8.4.1 C.B.A 93 page 157.
- [8].....l'article 7.4.2.1 du RPA2003 page 48.
- [9]..... l'article B.8.1.1 CBA 93 page 150.
- [10] ..... l'article 7.7.1 du RPA2003 page 56.



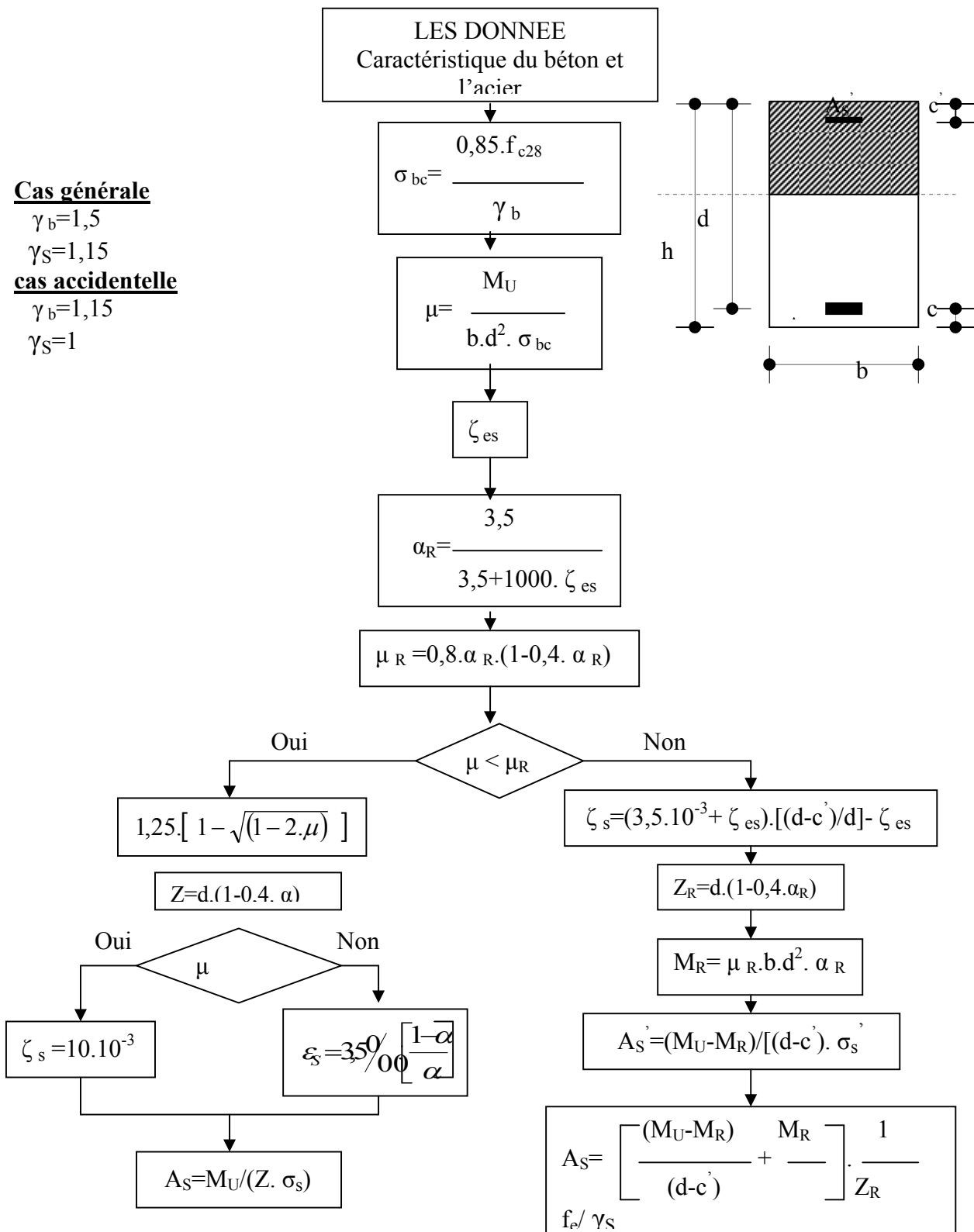
## **Bibliographie Chapitre III :**

- [1] .....l'art 6.2.3 de RPA2003 page 43.
- [2] ..... tableau (4-1) RPA 2003 page 26.
- [3] .....tableau (6-1) RPA 2003 page 43.
- [4] ..... l'art A.4.2 de C.B.A.93 page 20.
- [5] ..... l'organigramme de flexion composée à ELS annexel.

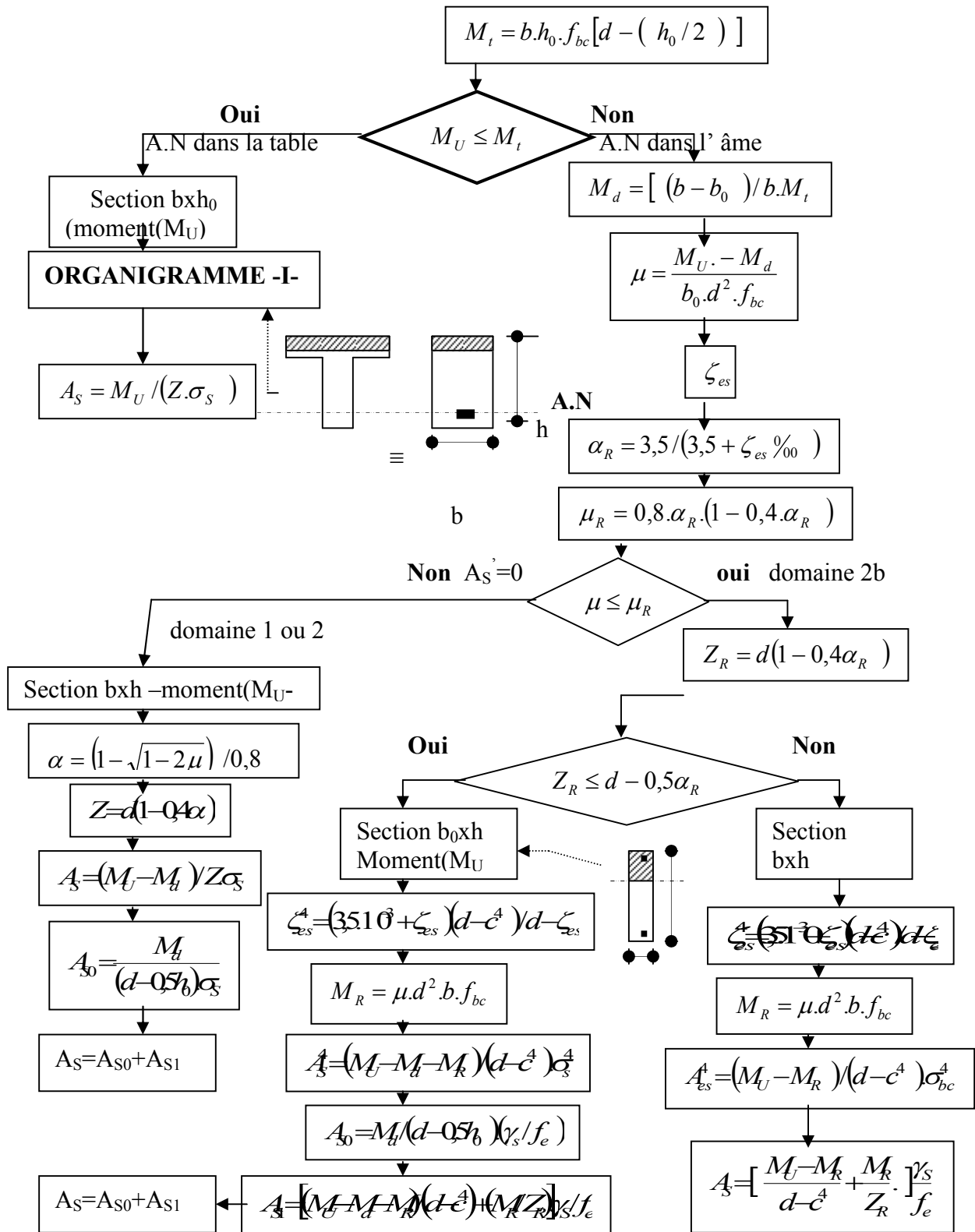
## **Bibliographie Chapitre IV :**

- [1] ..... Tableau 4.5 RPAv2003 page30.
- [2] ..... l'art 4.3.3 de RPA2003 page 34.
- [3]..... l'art 3.2 de RPA2003 page 11.
- [4] .....3.1 RPAv2003 Annexe I page 85.
- [5] .....Tableau 4.1 RPAv2003 page26.
- [6] .....l'art 4.3 de RPA2003 page 34.
- [7] ..... Tableau 4.2 RPAv2003 page26.
- [8] .....Tableau 4.3 RPAv2003 page28.
- [9] .....Tableau 4.7 RPAv2003 page34.
- [10] .....Tableau 4.4. RPAv2003 page30.
- [11] .....l'art 4.3.6 de RPA2003 page 36.
- [12]..... l'article 5.10 de RPA2003 page 40.
- [13] .....l'art 7.4.de RPA2003 page 50.
- [14] .....l'art3.4 de RPA2003 page 17.
- [15].....l'art 4.4.1 de RPA2003 page 36.
- [16] .....l'art 5.9 de RPA2003 page 40.
- [17] .....l'art 5.8 de RPA2003 page 39.

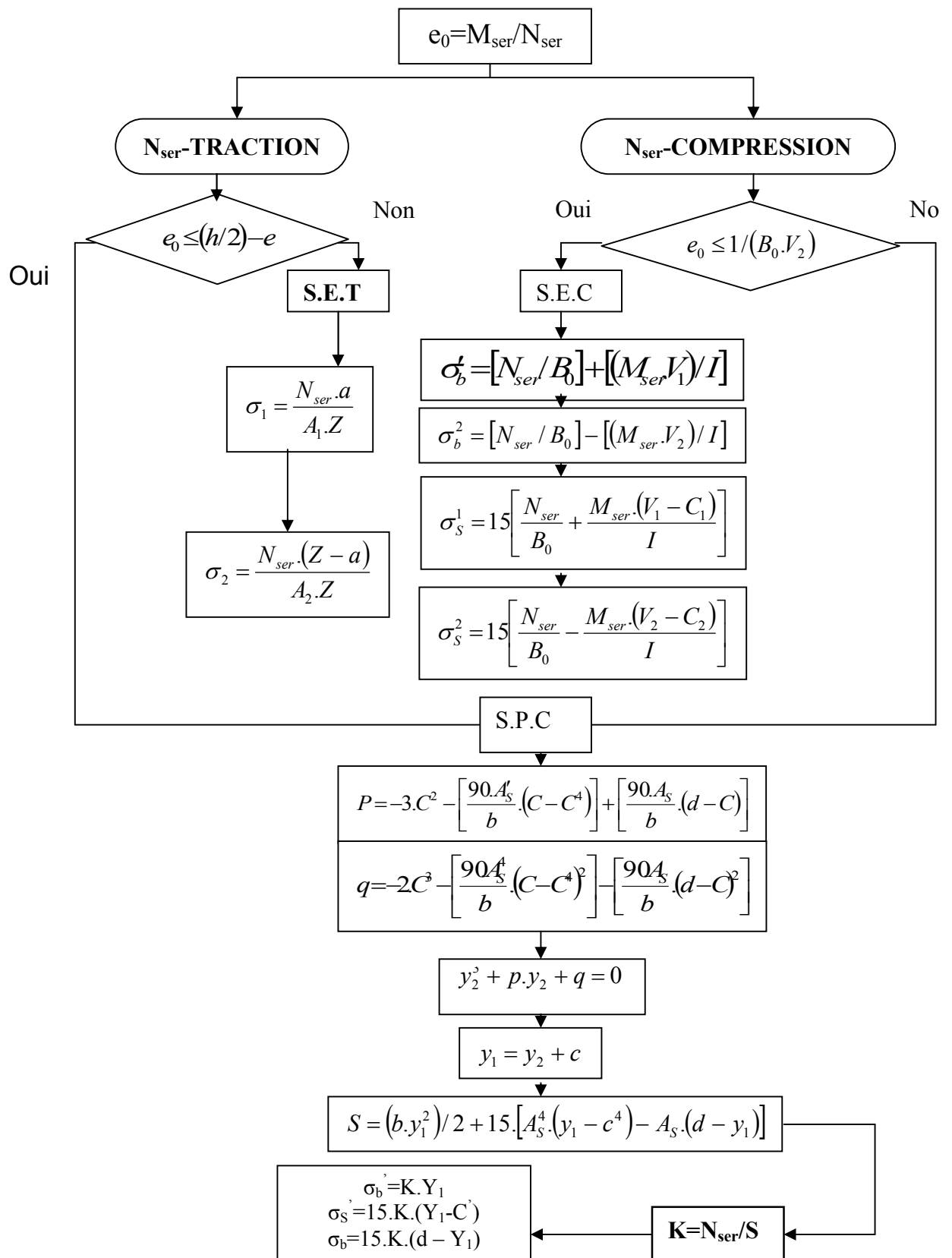
**ORGANIGRAMME -I-**  
SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



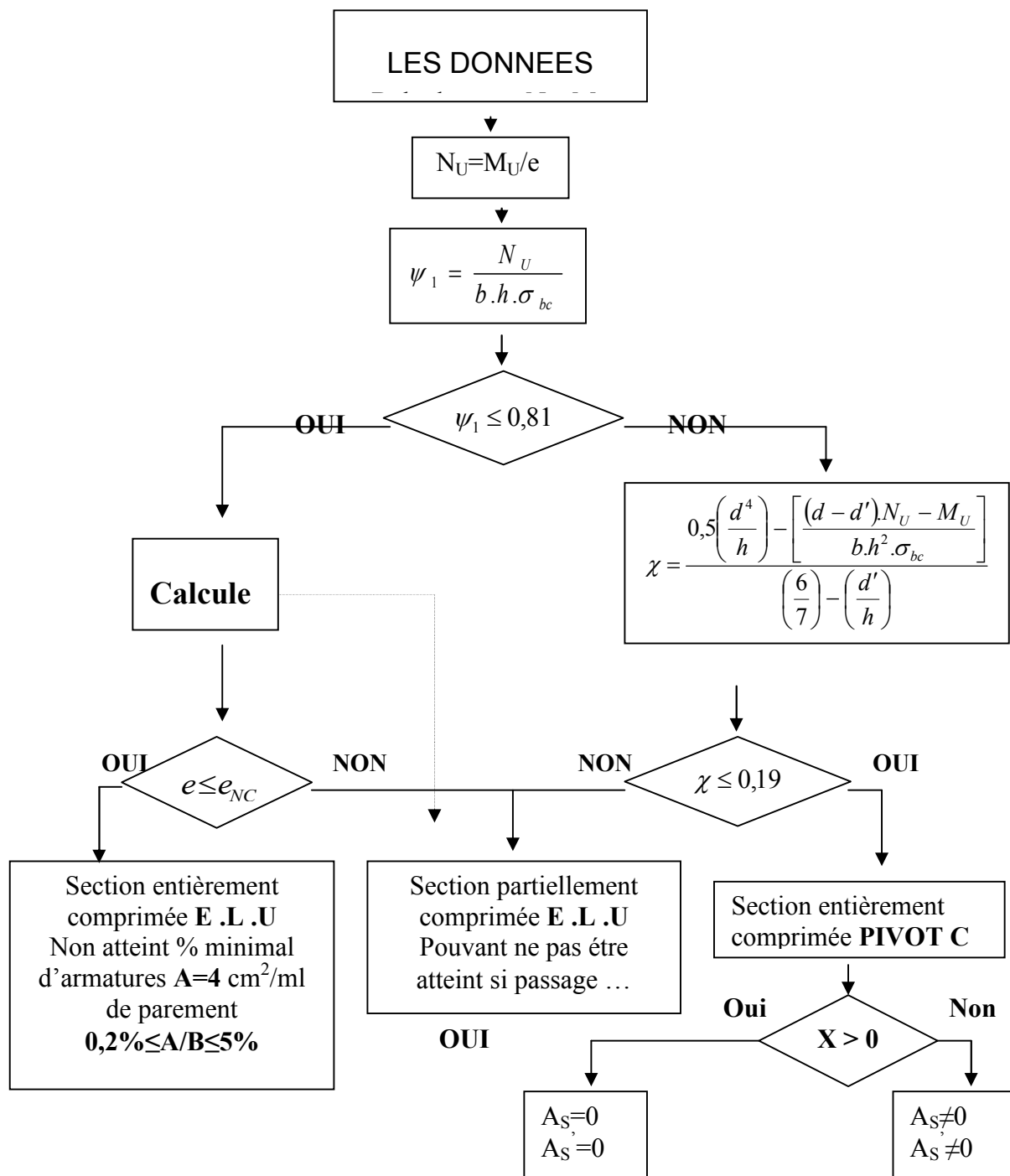
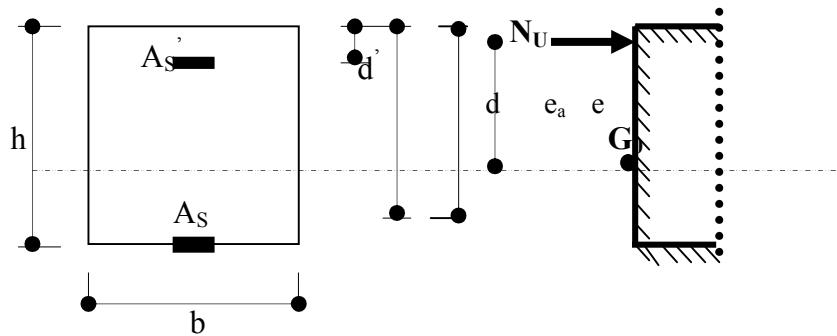
**ORGANIGRAMME -II-**  
**CALCUL D'UNE SECTION EN -TE- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE**



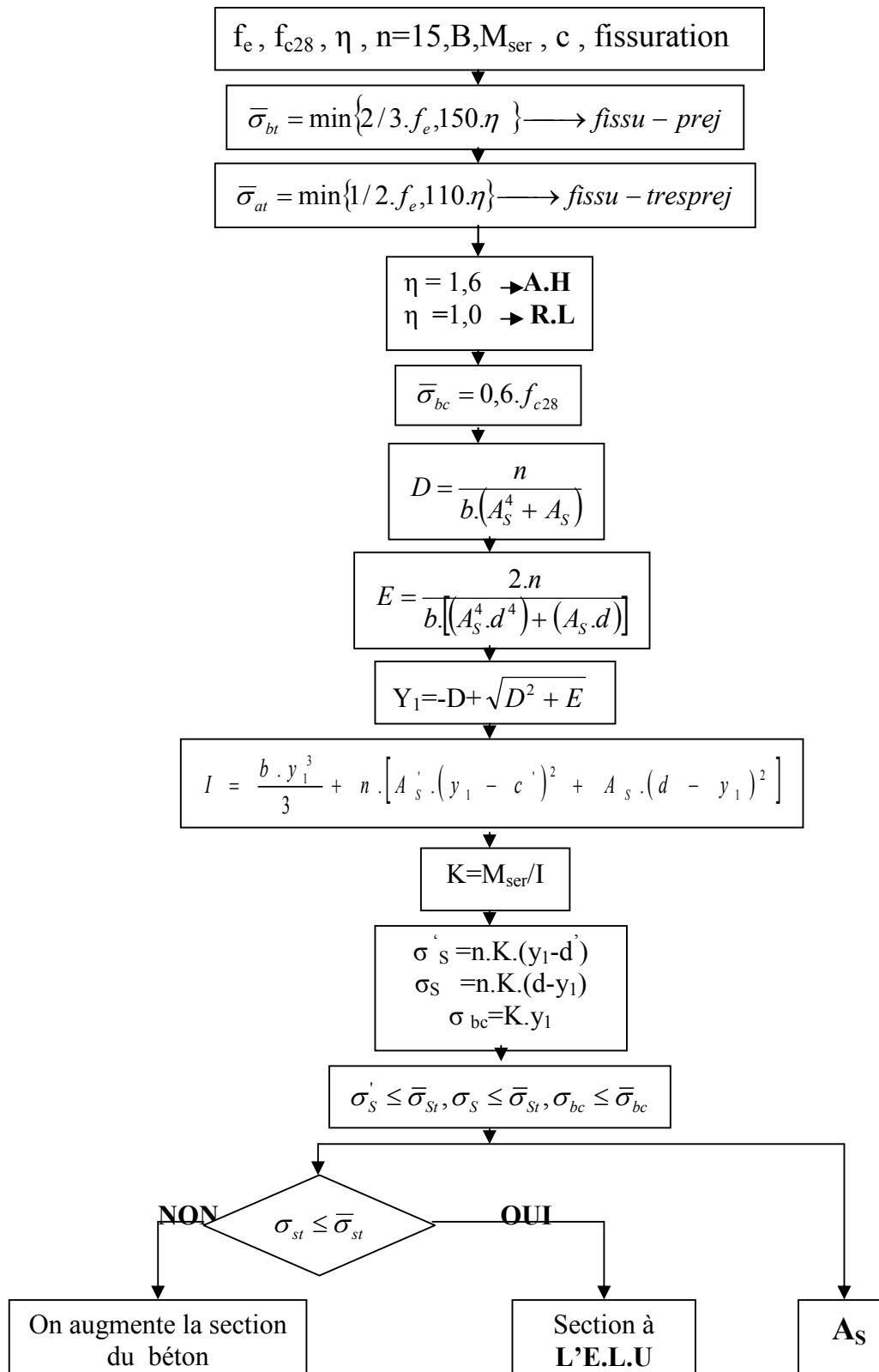
**ORGANIGRAMME-VI-  
FLEXION COMPOSEE A E.L.S**



**ORGANIGRAMME -V-  
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE  
A L'E .L .U EN FLEXION COMPOSEE**



**ORGANIGRAMME -IV-  
VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'E.L.S-**







### **III.1. INTRODUCTION**

Il est nécessaire pour l'ingénieur ou le constructeur d'accorder une importance primordiale à l'étude de sol pour connaître l'état des lieux au voisinage de la construction et les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le sol de fondation.

Alors pour faire un bon choix de fondations et assurer une bonne assise pour notre ouvrage, il est nécessaire de faire une étude géotechnique afin de déterminer la portance et les caractéristiques du sol.

### **III.2. RECONNAISSANCE GÉOTECHNIQUE**

Les travaux de reconnaissance géotechnique consistent à la réalisation des :

- Essais in situ
- Essais de laboratoire

#### **III.2.1. ESSAIS IN SITU**

La reconnaissance sur site a comporté :

- Une campagne au pénétromètre dynamique.
- Une campagne géologique par sondage carotté.

Dans la première campagne, trois essais pénétrométriques ont été réalisés; ces essais nous ont permis d'avoir une idée sur la résistance du sol à la pénétration et sur son degré d'homogénéité.

Le deuxième sondage, à une profondeur de 11,5 m sous le niveau du sol naturel, nous a permis de connaître avec précision la nature du sol décrite par la carte géologique de la région et de faire des prélèvements d'échantillons de sol afin de réaliser les essais de laboratoire.

##### **a. Essais pénétrométriques**

Ces essais sont d'un usage de plus en plus fréquent. Ils sont effectués à l'aide d'appareils comportant une tige métallique terminée par un cône.

Cet équipement est complété par un dispositif mesurant séparément l'effort exercé sur la pointe conique du pénétromètre, fixée à l'extrémité d'un train de tiges, et le frottement latéral exercé sur le fut.

Les résultats obtenus sont regroupés dans des graphes qui se trouvent en annexe.

##### **b. Sondage carotté :**

Deux sondages carottés ont été réalisés, les résultats sont présentés dans le tableau III.1

Tableau.III.1.Résultats du sondage carotté

<i>Sondages</i>	<i>Profondeurs (m)</i>	<i>Type du sol constituant la couche</i>
<i>SC1</i>	<i>0.00-0.50</i>	<i>Alluvions</i>
	<i>0.50-1.00</i>	<i>Argile limoneuse brunâtre graveleuse et caillouteuse</i>
	<i>1.00-2.00</i>	<i>Argile sableuse brunâtre peu graveleuse</i>
	<i>2.00-2.50</i>	<i>Argile limoneuse brunâtre graveleuse et caillouteuse</i>
	<i>2.50-5.50</i>	<i>Limon graveleux</i>
	<i>5.50-6.50</i>	<i>Argile plus en moins graveleuse</i>
	<i>6.50-7.00</i>	<i>Gravier et sable argilo limoneux</i>
	<i>7.00-8.00</i>	<i>Argile</i>
<i>SC2</i>	<i>0.00-1.00</i>	<i>Graviers, sable et cailloux dense une matrice limono argileuse brunâtre</i>
	<i>1.00-7.00</i>	<i>Alluvions noyé dans une matrice riche en argile avec passage graveleuse</i>
	<i>7.00-8.00</i>	<i>Alluvions : graviers et sable argilo limoneux</i>

### III.2.2. ESSAIS DE LABORATOIRE

Pour déterminer les caractéristiques géotechniques des couches rencontrées, différents essais sont effectués au laboratoire sur les échantillons prélevés dans le sol à l'aide de carottiers. Ces échantillon de terrain, si possible non remanié, sont repérés avec le numéro du sondage correspondant.

Toutes les précautions sont prises pendant le transport, pour éviter les pertes de fines et conserver l'humidité naturelle de l'échantillon.

Les essais sont effectués dans les plus courts délais, prélèvement par des personnes qualifiés, aptes à interpréter les résultats.

Leur objectif est d'identifier les sols et à cet effet, de déterminer :

- La masse volumique de l'échantillon.
- Détermination des teneurs en eau.
- Les limites d'Atterberg.
- Analyse granulométrique et sédimentométrique.
- Essais de caillage rectiligne à la boîte de Casagrande.
- Essai de compressibilité à l'oedomètre.

#### *a. Classification et détermination des caractéristiques physiques du sol*

Avant toute interprétation ou calcul, il faut présenter un tableau comportant toutes les caractéristiques physiques concernant notre sol.

#### ❖ *Les caractéristiques physiques*

- Les densités sèches " $\gamma_d$ " sont comprises entre  $16,60kN/m^3$  et  $17,70kN/m^3$ ,

- Les densités humides " $\gamma_h$ " varient entre  $20,49\text{kN/m}^3$  et  $21,05\text{kN/m}^3$
- Les densités saturées " $\gamma_{sat}$ " varient entre  $20,5\text{kN/m}^3$  et  $21\text{kN/m}^3$
- La densité des grains de sol " $\gamma_s$ " est de  $27\text{kN/m}^3$
- Les teneurs en eau " $w$ " sont entre  $18,90\%$  et  $23,45\%$ .

$$\gamma_h = \gamma_d(1+W) \quad ; \quad \omega_{sat} = \gamma_d \left( \frac{1}{\gamma_d} - \frac{1}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

$$\gamma_{sat} = \gamma_\omega + \gamma' \quad ; \quad \gamma' = \gamma_d \left( 1 - \frac{\gamma_\omega}{\gamma_s} \right) \quad ; \quad e = \left( \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \right)$$

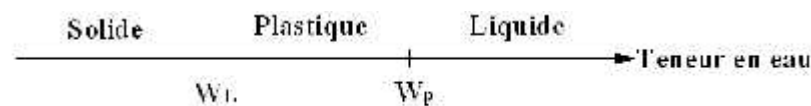
$$\gamma_s = 26,5\text{KN} / \text{m}^3 \quad ; \quad \gamma_\omega = 10\text{KN} / \text{m}^3$$

• **Classification des sols selon le système L.C.P.C (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées)**

La classification du **L.C.P.C** répond d'abord sur l'étude de la courbe granulométrique, en tenant compte des abaques de Casagrande et les limites d'Atterberg.

Atterberg a défini conventionnellement, à partir de la teneur en eau du sol, les limites de divers états de consistance donnée.

- La limite de liquidité  $W_L$  sépare l'état liquide du plastique.
- La limite de plasticité  $W_P$  sépare l'état plastique du solide.



A partir de  $W_P$  et  $W_L$  on calcule :

$$\begin{cases} I_P = W_L - W_P \\ I_c = \frac{W_L - W}{I_P} \\ I_L = \frac{W - W_P}{I_P} \end{cases}$$

Les résultats concernant la classification des échantillons sont regroupés dans le tableau qui suit :

**Tableau.VI.2. Classification du sol selon L.C.P.C**

Profondeur (m)	$W_L$ [%]	$W_P$ [%]	$I_P$ [%]	$I_c$ [%]	Classification d'après casagrande
2,00-2,20	29,00	10,44	18,56	48,49	Argile peu plastique
7,40-7,70	49,00	24,43	24,57	118,71	Argile peu plastique

## ***b. Essais mécaniques***

### ***b.1) Essais de cisaillement à la boîte***

L'essai de cisaillement permet de déterminer les caractéristiques géotechniques fondamentales qui sont la cohésion " $C$ " et l'angle de frottement interne " $\varphi$ ".

- Cohésion  $C_u$  : entre 100 KPa et 120 KPa.
- Angle de frottement :  $10^\circ \leq \varphi \leq 15^\circ$ .

Dans notre cas nous avons des essais de cisaillement de type "**non consolidé non drainé**". Les valeurs des caractéristiques mécaniques " $C$ " et " $\varphi$ " sont récapitulées sur le tableau suivant.

**Tableau.III.3. Résultats de la résistance au cisaillement des sols du site**

<b><i>Sondage</i></b>	<b><i>Profondeur (m)</i></b>	<b><i>Cohésion <math>C_{uu}</math> (KPa)</i></b>	<b><i>Angle de frottement <math>\varphi_{uu}</math> (°)</i></b>
<i>SC1</i>	<i>2,00 - 2,20</i>	<i>120</i>	<i>10</i>
<i>SC2</i>	<i>2,00 - 2,30</i>	<i>100</i>	<i>15</i>

Les valeurs de " $C$ " et de " $\varphi$ " seront exploitées pour calculer la portance du sol à partir des essais au laboratoire.

### ***b.2) Essais de compressibilité à l'oedomètre***

Cet essai a pour but la détermination des caractéristiques mécaniques relatives à la contrainte de pré consolidation ( $\sigma_c$ ) et au coefficient de compression ( $C_c$ ) et le coefficient de gonflement ( $C_g$ ). Les résultats des essais mécaniques sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau.VI.4. Résultats de la compressibilité des sols du site étudié**

<b><i>Sondage</i></b>	<b><i>Profondeur (m)</i></b>	<b><i><math>\sigma_c</math> (kPa)</i></b>	<b><i><math>C_c</math> (%)</i></b>	<b><i><math>C_g</math> (%)</i></b>	<b><i>Etat de compressibilité</i></b>
<i>SC2</i>	<i>6,60-6,90</i>	<i>255</i>	<i>12,53</i>	<i>2,45</i>	<i>Sol moyennement compressible</i>
<i>SC1</i>	<i>7,40-7,90</i>	<i>341</i>	<i>16,16</i>	<i>5,16</i>	<i>Sol moyennement compressible</i>

A partir de ces résultats, nous avons constaté que le sol du site étudié est généralement moyennement compressible.

## ***III.3. CAPACITÉ PORTANTE DU SOL***

La capacité portante admissible du sol peut être déterminée de deux manières :

- Soit à partir des essais mécaniques réalisés au laboratoire.
- Soit à partir des essais in situ.

### ***a. Portance du sol calculée par les sondages au P.D.L :***

A partir des essais de pénétromètre dynamique, la contrainte admissible peut être évaluée d'après les résultats pénétrométriques en utilisant la formule suivante :  $q_{adm} = \frac{q_d}{F}$

Pour estimer la valeur de la résistance en pointe équivalente " $R_p$ ", nous avons adopté une approche qui fait intervenir la géométrie de la fondation. Elle consiste à calculer la résistance en pointe " $R_p$ " équivalente, en prenant la moyenne des valeurs des pics de " $R_p$ " sur une épaisseur de  $3B/2$  sous le niveau de fondation ( $B$  étant la largeur de la fondation que l'on peut estimer à 2m) à partir de la base de la fondation D ( $D$  étant l'ancrage de la fondation pris égal à 2m).

Nous avons fait le calcul par cette approche en prenant le diagramme SP4 qui a donné les valeurs les plus faibles. La valeur de la résistance en pointe obtenue par cette approche est " $R_p$ " équivalente = 34 bars.

Avec

- $q_d$  : La résistance dynamique en pointe.
- $F$  : Coefficient de sécurité.

$$\text{On a : } \begin{cases} q_d = 34 \text{ bars} \\ F = 20 \end{cases}$$

$$q_{adm1} = \frac{34}{20} = 1,70 \text{ bars}$$

La valeur minimale calculée de la pression admissible est :  $q_{adm1} = 1,7 \text{ bars}$

### ***b. Portance du sol calculée par les caractéristiques "c" et "φ" :***

Le calcul de la capacité portante du sol à partir des caractéristiques mécaniques "C" et "φ" du sol est basé, contrairement au calcul par les essais au P.D.L., sur une approche théorique.

Néanmoins, ce calcul propose plusieurs formules dépendant de plusieurs paramètres, entre autres de la forme de la fondation (rectangle ou circulaire), de son ancrage et du type de comportement à court ou à long terme du sol.

Pour notre cas, nous avons calculé la capacité portante du sol en considérant :

- Un comportement à court terme (c'est le cas le plus défavorable généralement).
- Une fondation ancrée à deux (02) mètres de profondeur.

Dans ces conditions :  $q_{adm} = \gamma_{sat} \cdot D + 5,14 \cdot C_u / 3$

- $D$  : l'ancrage de la fondation

Dans notre cas  $D = 2,00 \text{ m}$ , la formule se réduit à :

$$q_{adm} = 2\gamma_{sat} + 1,713C_u$$

Les essais de cisaillement direct que nous avons réalisé donnent les caractéristiques non consolidées non drainées  $C_{uu}$  et  $\varphi_{uu}$ .

Les résultats du calcul de  $q_{adm}$  pour les deux sondages sont récapitulés dans le tableau III.5.

***Tableau III.5. Portance du sol calculée à partir des essais de laboratoire***

<b><i>Sondage</i></b>	<b><i>Profondeur (m)</i></b>	<b><i><math>C_{uu}</math> (KPa)</i></b>	<b><i><math>\varphi_{uu}</math> (°)</i></b>	<b><i><math>\gamma_{sat}</math> (KN/m<sup>3</sup>)</i></b>	<b><i><math>q_{adm}</math> (bars)</i></b>
<i>SC1</i>	<i>2,00-2,20</i>	<i>120</i>	<i>10</i>	<i>21</i>	<i>2,47</i>
<i>SC2</i>	<i>2,00-2,30</i>	<i>100</i>	<i>15</i>	<i>20,5</i>	<i>2,12</i>

**Nous constatons que la valeur de la portance du sol, calculée à partir des essais de laboratoire, à 2,00 m de profondeur, est supérieure à celle déduite des essais in-situ au P.D.L.**

**Tenant compte de ces nouveaux résultats de la portance du sol, calculée à partir des essais de laboratoire, nous pouvons adopter, pour la capacité portante du sol, la valeur définitive suivante :**

$$q_{adm} = 2,00 \text{ bars}$$

**V.3.3.5 Ferrailage de voile :**

<i>position</i>	<i>niveaux</i>	<i>M (KN.m)</i>	<i>N (KN)</i>	<i>L (m)</i>	$\sigma_1$ (MPa)	$\sigma_2$ (MPa)	<i>Lc(m)</i>	<i>L<sub>T</sub> (m)</i>	<i>A<sub>1</sub>(pot)(cm<sup>2</sup>)</i>	<i>A<sub>2</sub> (cm<sup>2</sup>)</i>	<i>A<sub>3</sub>(cm<sup>2</sup>)</i>
Vy1	RDC+1er+2ème étage	20234,59	2264,78	5,1	-17064,90	21441,25	2,84	2,26	33,30	29,26	9,76
	3+4+5 ème étage	9537,59	1458,54	5,1	-8056,84	11018,34	2,95	2,15	14,496	13,51	4,53
	6+7+8ème étage	2438,81	706,02	5,1	-1829,40	3331,57	3,29	1,81	2,96	2,45	0,80
Vy2	RDC+1er+2ème étage	7340,84	1904,25	3,5	11418,10	16208,69	2,05	1,45	20,36	10,61	0,00
	3+4+5 ème étage	2806,71	701,83	3,5	5197,64	7081,74	2,02	1,48	8,73	5,71	0,00
	6+7+8ème étage	930,98	394,05	3,5	-1868,74	2994,597	2,16	1,34	2,85	1,86	0,00
Vx1	RDC+1er+2ème étage	5638,44	4614,88	2,2	-18151,14	33534,29	1,43	0,77	24,98	1,31	0,00
	3+4+5 ème étage	2788,85	2980,14	2,2	-7199,52	18756,4	1,55	0,65	9,46	0,10	0,00
	6+7+8ème étage	3468,33	4236,72	2,2	-8952,13	25731,21	1,63	0,57	9,24	0,12	0,00
VX2	RDC+1er+2ème étage	14795,46	-574,38	3,56	-27864,80	26436,02	1,82	1,74	49,18	27,6	9,07
	3+4+5 ème étage	5398,27	-995,69	3,56	-11652,71	9011,63	1,55	2,01	15,29	8,30	2,64
	6+7+8ème étage	1467,79	78,09	3,56	-2858,80	3079,09	1,85	1,71	4,58	3,45	1,16
VX3	RDC+1er+2ème étage	-20900,85	64,75	4,25	-27515,20	27657,88	1,18	3,07	53,15	42,16	14,04
	3+4+5 ème étage	-7532,74	130,13	4,25	-10310,38	10613,88	2,16	2,09	18,47	16,48	5,53
	6+7+8ème étage	-1964,34	597,43	4,25	-2143,49	3614,07	2,67	1,58	3,38	2,98	0,00

**Tableau. V.3.2: Ferrailage vertical des voiles et poteaux**



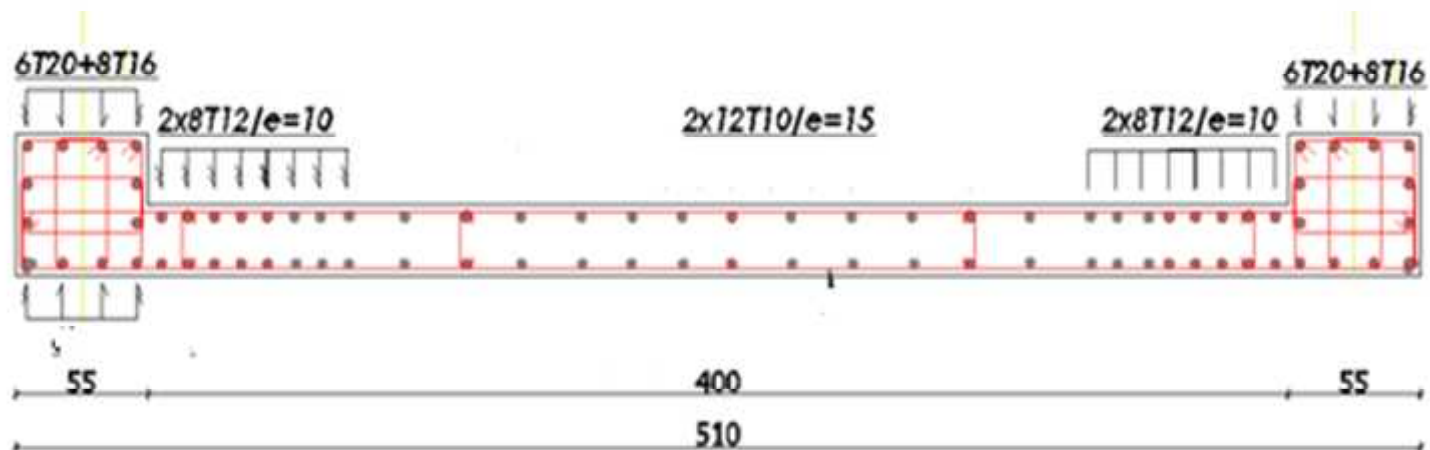


Voiles	niveaux	Bande 01(poteaux)				Bande 02				Bande 03				Espacement	
		d'	As cal	Asx2 choisi	barre	d1	As cal	Asv1/ml	barre	d2	As cal	Asv2/ml	barre	St1	St 2
Vy1	RDC+1er+2ème étage	0,6	33,3	35,7	4T25+6T16	0,83	29,26	17.62	9T16	0,83	9,76	5.87	6T12	10	15
	3+4+5 ème étage	0,55	27,23	28,7	4T20+8T16	0,8	13,51	8.44	8T12	0,8	6.3	3.937	6T10	10	15
	6+7+8ème étage	0,5	22,5	22,9	6T20+2T16	0,665	5.23	3.93	6T10	0,665	5.23	3.932	6T10	10	15
VY02	RDC+1er+2ème étage	0,6	32,4	35,7	4T25+6T16	0,85	10,61	6.24	8T10	-	-	-	-	10	-
	3+4+5 ème étage	0,55	27,23	28,7	4T20+8T16	0,93	7.32	3.935	6T10	-	-	-	-	10	-
	6+7+8ème étage	0,5	22,5	22,9	6T20+2T16	0,79	6.22	3.937	6T10	-	-	-	-	10	-
VX1	RDC+1er+2ème étage	0,6	32,4	35,7	4T25+6T16	0,17	1.33	3.91	6T10	-	-	-	-	10	-
	3+4+5 ème étage	0,55	27,23	28,7	4T20+8T16	0,1	0.79	3.95	6T10	-	-	-	-	10	-
	6+7+8ème étage	0,5	22,5	22,9	6T20+2T16	0,07	0.55	2.75	5T10	-	-	-	-	10	-
VX02	RDC+1er+2ème étage	0,6	52,4	54,6	6T25+8T20	0,57	27.6	24.21	12T16	0,57	9.07	7.56	7T12	10	15
	3+4+5 ème étage	0,55	27,23	28,7	4T20+8T16	0,73	8.30	5.68	6T12	0,73	5.74	3.931	6T12	15	15
	6+7+8ème étage	0,5	22,5	22,9	6T20+2T16	0,605	4.76	3.933	6T10	0,605	4.76	3.933	6T12	15	15
VX3	RDC+1er+2ème étage	0,6	53,15	54,6	6T25+8T20	1,23	42,16	17.13	12T12	1,23	14,04	5.7	8T10	10	10
	3+4+5 ème étage	0,55	27,23	28,7	4T20+8T16	0,77	16,48	10.70	9T12	0,77	6.06	3.93	6T12	10	15
	6+7+8ème étage	0,5	22,5	22,9	6T20+2T16	1,08	8.51	3.939	9T12	-	-	-	-	10	-

**Tableau. V.3.4 : Choix des armatures.**

Voiles	niveaux	v KN	$\bar{K}$ KN	$\tau$ MPa	$\bar{M}$ MPa	Ah cm <sup>2</sup>	Asv/face/ml [cm <sup>2</sup> ]	A adopté cm <sup>2</sup>	choix
Vy1	RDC+1er+2ème étage	1151,829	1,612561	4,58	5	11,18	2,12	5T10	3,93
	3+4+5 ème étage	1031,991	1,444787	4,10	5	11,18	2,12	5T10	3,93
	6+7+8ème étage	575,496	0,805694	2,29	5	11,18	2,12	5T10	3,93
VY02	RDC+1er+2ème étage	480,902	0,673263	1,91	5	11,18	2,12	5T10	3,93
	3+4+5 ème étage	341,355	0,477897	1,36	5	11,18	2,12	5T10	3,93
	6+7+8ème étage	275,377	0,385528	1,09	5	11,18	2,12	5T10	3,93
VX1	RDC+1er+2ème étage	537,135	0,751989	2,13	5	11,18	2,12	5T10	3,93
	3+4+5 ème étage	459,527	0,643338	1,83	5	11,18	2,12	5T10	3,93
	6+7+8ème étage	779,907	1,09187	3,10	5	11,18	2,12	5T10	3,93
VX02	RDC+1er+2ème étage	1390,196	1,946274	5,52	5	11,18	2,12	5T10	3,93
	3+4+5 ème étage	1211,689	1,696365	4,81	5	11,18	2,12	5T10	3,93
	6+7+8ème étage	686,289	0,960805	2,73	5	11,18	2,12	5T10	3,93
VX3	RDC+1er+2ème étage	1100,695	1,540973	4,37	5	11,18	2,12	5T10	3,93
	3+4+5 ème étage	1151,15	1,61161	4,57	5	11,18	2,12	5T10	3,93
	6+7+8ème étage	713,065	0,998291	2,83	5	11,18	2,12	5T10	3,93

**Tableau. V.3.5 Ferrailage horizontal du voile**



**Figure V.3.2: Ferraillage du voile Vy1 (3ème+4ème+5ème étage)**

Voiles	niveaux	Amin BAEL		Amin RPA		Asv (cm <sup>2</sup> )	
		A1	A2	A1	A2	A1	A2
Vy1	RDC+1er+2ème étage	6,536 3	6,536 3	2,49	2,49	29,26	9,76
	3+4+5 ème étage	6,3	6,3	2,4	2,4	13,51	6.3
	6+7+8ème étage	5,236 9	5,236 9	1,995	1,995	5.23	5.23
VY02	RDC+1er+2ème étage	6,693 8	-	2,55	-	10,61	-
	3+4+5 ème étage	7,323 8	-	2,79	-	7.32	-
	6+7+8ème étage	6,221 3	-	2,37	-	6.22	-
VX1	RDC+1er+2ème étage	1,338 8	-	0,51	-	1.33	-
	3+4+5 ème étage	0,787 5	-	0,3	-	0.79	-
	6+7+8ème étage	0,551 3	-	0,3	-	0.55	-
VX02	RDC+1er+2ème étage	4,488 8	4,488 8	1,71	1,71	27.6	9.07
	3+4+5 ème étage	5,748 8	5,748 8	2,19	2,19	8.30	5.74
	6+7+8ème étage	4,764 4	4,764 4	1,815	1,815	4.76	4.76
VX3	RDC+1er+2ème étage	9,686 3	9,686 3	3,69	3,69	42,16	14,04
	3+4+5 ème étage	6,063 8	6,063 8	2,31	2,31	16,48	6.06
	6+7+8ème étage	8,505	-	3,24	3,24	8.51	-

**Tableau V.3.3 Ferrailage de voile.**